مهندسی زلزله

مبانی و کاربرد

حسن مقدم

Earthquake Engineering

Theory and application

by: H. Moghaddam

پروفسور حسن مقدم استاد دانشگاه صنعتی شریف و رئیس گروه سازه کمیته بازنگری آیین نامه ۲۸۰۰ می‌باشد. وی تحصیلات عالی خود را در رشته‌های سازه، مکانیک خاک و مهندسی زلزله، و تاریخ صنعت در دانشگاههای صنعتی شریف و امپریال کالج انگلستان به پایان رسانده است و از سال ۱۳۵۶ به تدریس دروس مختلفی چون مهندسی زلزله، دینامیک سازه، طراحی سازه‌های فولادی و بتنی، مکانیک خاک، تحلیل سازه، طراحی خمیری، تئوری الاستیسیته و پلاستیسیته، پایداری، و طراحی لرزه‌ای سازه از پکسو و طراحی لرزه‌ای سازه‌های مختلف و بویژه برجها و ساختمانهای بلند پرداخته است. حاصل تجارب علمی و فنی ایشان در قالب کتب و و مقالات متعدد منتشر شده است.

و در این کتاب:

- مبانی بارگذاری لرزه‌ای
- مبانی علمی ضریب رفتار
- ارائه نظریه طراحی لرزه‌ای بهینه
- بررسی ویرایش جدید آیین‌نامه ۲۸۰۰
- تحلیل دینامیکی و طراحی بر اساس عملکرد
- بررسی لرزه‌خیزی و لرزه زمین ساخت ایران
- روش تحلیل خطر زلزله و تهیه طیف طرح ساختگاه
- ترجمه و تشریح ضوابط آشتو در زمینه طراحی لرزه‌ای پل
- طراحی لرزه ای ساختمانهای آجری، فولادی و بتنی، پل، سد خاکی، مخازن، سازه‌های فضاکار و مهاربندی برون محور
- ارائه مثالهای طراحی متعدد

۹۶۴-۹۲۴۳۷-۸-X

مهندسی زلزله

مبانی و کاربرد

حسن مقدم

شناسنامه کتاب

مهندسی زلزله ـ مبانی و کاربرد
تألیف: دکتر حسن مقدم
ناشر: فراهنگ
ویرایشگر: مهندس مهرداد رهبری
طراح روی جلد:
گرافیست:
نوبت چاپ: اول
تاریخ انتشار: فروردین ۱۳۸۱
تیراژ: ۲۰۰۰
چاپ:
صحافی:
بها: ۷۵۰۰۰ ریال
حق چاپ برای مؤلف محفوظ است.

بنام خدا

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
پیشگفتار چاپ سوم	نوزده
پیشگفتار	بیست و یک
فصل ۱. مبانی لرزه شناسی	۱
۱. ۱. منشأ زلزله	۱
۱. ۱. ۱. خلاصه	۱
۱. ۱. ۲. پیدایش نظریه زمین‌ساخت پوسته‌های قاره‌ای و دریایی	۶
۱. ۱. ۳. برخورد قاره‌ها و مناطق جوش خورده قدیمی	۱۰
۱. ۱. ۴. زمین‌ساخت قاره‌ای و گسل‌های فعال	۱۳
۱. ۱. ۵. سازکارهای کانونی زلزله	۱۴
۱. ۱. ۶. ارتباط زلزله و آتشفشان	۱۶
۱. ۲. گسل	۱۷
گسل فعال	۱۸
قانون مقیاس در گسل	۲۲
۱. ۳. کانون و مرکز زلزله	۲۴
۱. ۴. امواج زلزله	۲۸
۱. ۵. تعیین کانون زلزله	۲۹
۱. ۶. شدت زلزله	۳۰
۱. ۷. خطوط هم لرز	۳۱
۱. ۸. بزرگی زلزله	۳۴
۱. ۹. انرژی آزاد شده	۳۵
۱. ۱۰. رابطه شدت و بزرگی	۳۷
۱. ۱۱. تناوب وقوع زلزله	۳۷
۱. ۱۲. روابط میرایی	۳۸
۱. ۱۳. افت فرکانسهای بالا	۴۰
۱. ۱۴. مدت زلزله	۴۶
	۴۷

۱. ۱۵. وسعت زلزله ۴۸
۱. ۱۶. لرزه‌خیزی جهان ۴۹
آمریکای مرکزی و جنوبی ۵۲
ژاپن ۵۳
جنوب اقیانوس آرام ۵۴
آسیا ۵۵
اروپا ۵۶
افریقا ۵۷
۱. ۱۷. لرزه‌خیزی ایران ۵۷
۱. ۱۷. ۱. مبانی تکامل زمین‌شناسی و زمین‌ساختی ۵۷
۱. ۱۷. ۲. فرایند زمین‌ساخت ایران ۶۶
۱. ۱۷. ۳. ساختار لرزه زمین‌ساختی ۶۸
۱. ۱۷. ۴. پهنه بندی لرزه‌ای ایران ۷۳
زلزله‌های قدیم ایران ۸۵
۱. ۱۸. پیشگویی زلزله ۹۰
۱. ۱۹. لرزه نگار و شتابنگار ۹۲
۱. ۲۰. کاربرد لرزه نگاشت و شتابنگاشت ۹۵
۱. ۲۱. شبکه‌های لرزه نگاری و شتابنگاری ایران ۹۶
۱. ۲۲. منابع خطای شتابنگاشت ۹۷
۱. ۲۳. روشهای تصحیح شتابنگاشت ۱۰۰
۱. ۲۳. ۱. روش تصحیح محور ۱۰۰
روش حداقل انرژی ۱۰۰
روش کمترین خطا ۱۰۳
۱. ۲۳. ۲. روش تصفیه فرکانسها (فیلتر) ۱۰۵
تأثیر نحوه تصحیح شتابنگاشت ۱۰۶
۱. ۲۴. تأثیر نوع خاک بر امواج زلزله ۱۰۶
۱. ۲۵. طبقه بندی امواج زلزله ۱۰۷

فصل ۲. دینامیک سازه ۱۱۱
۲. ۱. ارتعاش دستگاه تکدرجه ۱۱۱
۲. ۱. ۱. ارتعاش آزاد ۱۱۲
۲. ۱. ۲. طیف پاسخ دستگاه تکدرجه ۱۱۴
۲. ۱. ۳. خواص طیف پاسخ ۱۱۶

۲. ۱. ۴. حل کلی معادله حرکت به کمک انتگرال دو هامل ۱۱۸
۲. ۱. ۵. روش عددی حل انتگرال دوهامل ۱۱۹
۲. ۱. ۶. حرکت دستگاه تکدرجه تحت شتاب پی ۱۲۱
۲. ۲. برنامه رایانه‌ای برای حل انتگرال دوهامل ۱۲۲
۲. ۳. حل کلی معادله حرکت به روش انتگرال‌گیری گام به گام ۱۲۶
پایه ریاضی روش ۱۲۶
نحوه محاسبه ۱۲۷
۲. ۴. ارتعاش دستگاههای تکدرجه غیرخطی ۱۲۸
۲. ۴. ۱. تحلیل دستگاههای ارتجاعی – خمیری بروش گام به گام ۱۲۹
۲. ۴. ۲. برنامه رایانه‌ای (برای تحلیل دینامیکی دستگاه ارتجاعی – خمیری تکدرجه) ۱۳۰
۲. ۵. طیف پاسخ زلزله ۱۳۱
۲. ۵. ۱. ارتباط میان مقدار طیفی جابجایی، سرعت و شتاب ۱۳۲
۲. ۵. ۲. نمودار سه گانه طیف پاسخ ۱۳۵
۲. ۶. ارتعاش دستگاه چند درجه ۱۳۸
۲. ۶. ۱. فرکانسها و اشکال مدی ۱۳۸
۲. ۶. ۲. برنامه رایانه‌ای برای تعیین فرکانس و اشکال مدی ۱۴۱
۲. ۶. ۳. روش تحلیل مدی ۱۴۲
۲. ۶. ۳. ۱. خاصیت تعامد مدها ۱۴۲
۲. ۶. ۳. ۲ . معادله حرکت دستگاه چند درجه ۱۴۳
۲. ۶. ۳. ۳. مختصات مدی ۱۴۳

فصل ۳. بارگذاری لرزه‌ای ۱۴۷
۳. ۱. نیروی زلزله در حوزه ارتجاعی ۱۴۷
۳. ۱ .۱. خواص طیف ارتجاعی زلزله ۱۴۷
۳ . ۱ . ۱ . ۱. تعیین نیروی زلزله ۱۴۹
تحلیل مدی با استفاده از طیف زلزله ۱۵۱
۳ . ۱ . ۱ . ۲. تأثیر زمان تناوب و استهلاک سازه ۱۵۲
۳ . ۱ . ۱ . ۳. تأثیر سختی بر رفتار لرزه‌ای ۱۵۴
۳ . ۱ . ۱ . ۴. نواحی ثابت برای شتاب، سرعت و جابجایی ۱۵۶
۳ . ۱ . ۱ . ۵. طیف ارتجاعی زلزله‌های ایران ۱۵۶
۳ . ۱ . ۲. مؤلفه قائم زلزله ۱۵۹
۳ . ۲. نیروی زلزله در حوزه غیر ارتجاعی ۱۶۰
۳ . ۲ . ۱. تأثیر رفتار غیرارتجاعی‌بر نیروی زلزله ۱۶۰
۳ . ۲ . ۱ . ۱. نقش نرمی در کاهش نیروی زلزله ۱۶۰
۳. ۲. ۱. ۲. رابطه ضریب نرمی و مقاومت ۱۶۱

۳. ۲. ۱. ۳. تأثیر کاهندگی مقاومت و سختی ۱۶۵
۳. ۲. ۱. ۴. طیف نرمی ۱۶۷
۳. ۲. ۲. نحوه تهیه طیف غیرارتجاعی‌زلزله ۱۶۸
۳. ۲. ۲. ۱. طیفهای غیر ارتجاعی ۱۷۰
۳. ۲. ۳. ضریب رفتار ۱۷۲
۳. ۲. ۳. ۱. سازه‌های تکدرجه ۱۷۲
تأثیر کاهندگی ۱۷۸
۳. ۲. ۳. ۲. سازه‌های چند درجه ۱۸۵
۳. ۲. ۴. برآورد نیروها و جابجاییهای لرزه‌ای در حوزه غیرارتجاعی ۱۸۹
سازه تکدرجه ۱۸۹
سازه چنددرجه ۱۹۰
۳. ۳. طیف طرح ۱۹۵
۳. ۳. ۱. کاربرد آمار و احتمالات ۱۹۵
۳. ۳. ۲. محاسبه شتاب زلزله بر پایه آمار و احتمالات ۱۹۷
۳. ۳. ۲. ۱. روش کرنل ۱۹۷
سطوح طراحی ۲۰۰
۳. ۳. ۲. ۲. نمودارهای هم شتاب ۲۰۳
۳. ۳. ۲. ۳. نقدی بر روش کرنل (تخمین خطر زلزله) ۲۰۵
۳. ۳. ۲. ۴. روش تخمین قوه لرزه‌زایی گسل ۲۰۸
۳ . ۳ .۳. همپایه کردن شتابنگاشت‌ها ۲۰۹
۳. ۳. ۴. سیر تکامل طیف طرح ۲۱۰
۳. ۳ . ۴. ۱. طیف هاوزنر ۲۱۰
۳. ۳. ۴. ۲. طیف نیومارک – هال ۲۱۳
۳. ۳. ۴. ۳. تهیه طیف طرح ارتجاعی به روش نیومارک وهال ۲۱۸
۳. ۳. ۴. ۴. طیف محرز ۲۲۱
۳. ۳. ۴. ۵. تهیه طیف طرح به روش محرز ۲۲۲
۳. ۳. ۴. ۶. تأثیر جنس زمین و بزرگی و مدت زلزله بر طیف زلزله ۲۲۸
تأثیر جنس زمین ۲۲۸
تأثیر بزرگی و مدت زلزله ۲۳۰
۳. ۳. ۴. ۷. طیف بازتاب زلزله ۲۳۱
۳. ۳. ۵. طیف غیر ارتجاعی ۲۳۲
۳. ۳. ۶. نقدی بر روش طیف طرح ۲۳۷
۳. ۴. ضوابط آیین‌نامه ۲۳۹
۳. ۴. ۱. روش استاتیکی معادل ۲۳۹
۳. ۴. ۱. ۱. تاریخچه ۲۳۹

۳. ۴. ۱. ۲. اصول روش استاتیکی معادل ۲۴۱
۳. ۴. ۱. ۲. ۱. نیروی برش پایه ۲۴۲
۳. ۴. ۱. ۲. ۱. ۱. نیروی ارتجاعی زلزله ۲۴۲
۳. ۴. ۱. ۲. ۱. ۲. ضریب رفتار ۲۴۵
۳. ۴. ۱. ۲. ۲. توزیع نیرو در طول سازه ۲۴۷
۳. ۴. ۱. ۲. ۳. وارسی‌ها ۲۴۸
کنترل جابجایی ۲۴۸
کنترل واژگونی ۲۵۰
پیچش ۲۵۰
اثر وزن ۲۵۰
محدودیتهای ناشی از ارتفاع ۲۵۲
تأثیر بی نظمی در توزیع جرم و سختی ۲۵۲
۳. ۴. ۱. ۳. مقایسه آیین‌نامه‌های مختلف ۲۵۵
بررسی آیین‌نامه‌های زلزله در ایالات متحده امریکا ۲۵۹
ضوابط زلزله آشتو برای پل ۲۶۶
محاسبه نیروی زلزله بر پایه نرمی ۲۶۸
۳. ۴. ۱. ۴. نقدی بر روش تحلیل استاتیکی ۲۶۸
تقریب در طیف بازتاب زلزله و شتاب پایه ۲۶۹
نبود پایه منطقی برای تعیین ضریب رفتار R ۲۷۱
درستی الگوی توزیع نیرو در ارتفاع ۲۷۴
تأثیر تغییرات سختی و جرم بر توزیع نیروهای زلزله ۲۷۴
تأثیر رفتار غیرارتجاعی بر توزیع نیروی زلزله ۲۷۹
۳. ۴. ۲. تحلیل مدی ۲۸۲
۳. ۴. ۲. ۱. تحلیل مدی دستگاه چند درجه تحت نیروهای زلزله ۲۸۲
ملاک انتخاب روش ترکیب مدی ۲۸۵
خلاصه روش مدی ۲۸۵
۳. ۴. ۲. ۲. تحلیل مدی با استفاده از روابط تقریبی و جدول ۲۹۳
استفاده از جدول برای سازه‌های منظم ۲۹۳
روابط تقریبی برای محاسبه تناوب و وزن مدی سازه‌های منظم ۲۹۸
روابط تقریبی برای محاسبه تناوب و وزن مدی سازه‌های نامنظم ۲۹۹
۱. تغییرات خطی سختی ۲۹۹
۲. تغییر ناگهانی سختی ۳۰۴
۳. تغییر ناگهانی جرم ۳۰۷
۴. سازه پس نشسته ۳۰۹
۳. ۴. ۳. تحلیل دینامیکی زمانی ۳۱۱

۳. ۴. ۳. ۱. تحلیل ارتجاعی ۳۱۱
۳. ۴. ۳. ۲ تحلیل غیر ارتجاعی ۳۱۳
روش مدی ۳۱۳
روش گام به گام با گام تعمیم یافته ویلسون ۳۱۴
۳. ۴. ۳. ۳. مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی ۳۱۸
۳. ۴. ۳. ۴. معیارهای طرح برای تحلیل دینامیکی ۳۲۵
همپایه کردن برش پایه ۳۲۵
ضریب رفتار R ۳۲۵
۳. ۵. افقهای نو در بارگذاری لرزه‌ای ۳۲۷
۳. ۵. ۱. نقدی بر روشهای جاری بارگذاری لرزه‌ای ۳۲۷
تفاوتهای بنیادی بارهای لرزه‌ای و بار استاتیکی معادل ۳۲۸
پایداری لرزه‌ای سازه ۳۳۱
مقاومت یک معیار ناکافی ۳۳۲
۳. ۵. ۲. روشهای نو در آیین‌نامه‌ها ۳۳۳
نیروی ارتجاعی زلزله ۳۳۳
محاسبه جابجایی خمیری ۳۳۴
استفاده از نرمی برای محاسبه نیروی زلزله ۳۳۵
۳. ۵. ۳. ایده غلتک ایمن ۳۳۵
محدودیتهای رفتار غلتکی ۳۳۸
اندیس پایداری لرزه‌ای ۳۳۹
۳. ۵. ۴. ایده زنجیر ایمن (تسلیم هدایت شده) ۳۴۰
۳. ۵. ۵. بارگذاری لرزه‌ای بهینه ۳۴۱
معیار طراحی برای بارهای استاتیکی ۳۴۲
معیار طراحی برای بارهای دینامیکی ۳۴۴
بهینه سازی به‌روش شبکه ۳۴۹
بهینه سازی به روش توزیع یکنواخت تغییرشکلها ۳۵۰
بارگذاری بهینه برای طراحی لرزه‌ای ساختمان ۳۵۶
تاثیر الگوی بارگذاری بر وزن سیستم لرزه‌بر ۳۵۶
الگوهای بارگذاری مناسب ۳۶۰
تاثیر عوامل مختلف بر الگوی بارگذاری بهینه ۳۶۸
نوع زلزله ۳۶۸
زمان تناوب و تعداد طبقات ۳۶۸
میزان تغییرشکل غیرارتجاعی ۳۶۹
توزیع نامنظم جرم ۳۷۰
الگوی بارگذاری بهینه سازه ارتجاعی ۳۷۱

فصل ۴. ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش اول مصوب ۱۳۶۶) ۳۷۳
۴ . ۱. روشهای تحلیل استاتیکی، شبه دینامیکی و دینامیکی ۳۷۴
۴. ۲. روش استاتیکی ۳۷۵
۴. ۲. ۱. سیستمهای لرزه‌بر ۳۷۶
۴. ۲. ۲. محاسبه وزن ساختمان ۳۷۹
۴. ۲. ۳. شتاب مبنا *(A)*، ضریب اهمیت ساختمان *(I)*، ضریب رفتار *(R)* ۳۸۰
۴. ۲. ۴. زمان تناوب ساختمان *(T)* ۳۸۳
۴. ۲. ۵. ضریب بازتاب *(B)* ۳۸۴
۴. ۲. ۶. نیروی برشی پایه *(V)* ۳۸۵
۴. ۲. ۷. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان ۳۸۶
۴. ۲. ۸. توزیع افقی نیروی زلزله ۳۸۷
۴. ۲. ۹. لنگر پیچشی ۳۸۹
۴. ۲. ۹. ۱. تعیین مرکز سختی (صلبیت) طبقات ۳۹۱
۴. ۲. ۹. ۲. محاسبه سختی عناصر لرزه‌بر ۳۹۳
۴. ۲. ۹. ۳. محاسبه ترکیب نیروی جانبی زلزله و لنگر پیچشی آن ۳۹۴
۴. ۲. ۱۰. وارسی واژگونی ۳۹۶
۴. ۲. ۱۱. محاسبه جابجایی ۳۹۷
۴. ۲. ۱۲. مؤلفه قائم نیروی زلزله ۳۹۸
۴. ۲. ۱۳. قطعات الحاقی ۳۹۸
۴. ۳. روش شبه دینامیکی ۳۹۹
ترکیب مدها ۴۰۳
پیچش، واژگونی، جابجایی نسبی طبقات ۴۰۴
۴. ۴. روش دینامیکی ۴۰۶
۴. ۵. مخازن هوایی، سیلوها، دودکشها و سایر ساختمانهای مشابه ۴۰۸
۴. ۶. مخازن زمینی و زیرزمینی ۴۰۹
۴. ۷. ساختمانهای آجری (مصالح بنایی) ۴۰۹
۴. ۷. ۱. طراحی بر اساس ضابطه ۴۰۹
۴. ۷. ۲. ضوابط و محدودیتهای مهم ۴۱۰
۴. ۸. موضوعات کلی ۴۱۲
۴. ۸ . ۱. ترکیب نیروی زلزله با سایر نیروها ۴۱۲
۴. ۸. ۲. محدودیتهای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۴۱۳
۴. ۸. ۳ ضوابط کلی و توصیه‌های طراحی ۴۱۵
۴. ۹. بررسی برخی از ابهامات در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۴۱۶
۴. ۹. ۱. تراز پی ۴۱۶

۴. ۹. ۲. توزیع نیروی زلزله بین قابهای خمشی و قابهای بادبندی شده ۴۱۹
۴. ۹. ۳. درز انقطاع ۴۲۴
۴. ۹. ۴. واژگونی ۴۲۴
۴. ۹. ۵. صلبیت سقف ۴۲۵
۴. ۹. ۶. محاسبه جابجایی ۴۲۶
۴. ۱۰. تناوب اصلی نوسان آونگهای وارونه، برجها، دودکشها و ... ۴۲۷

فصل ۵. ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۲- آذر ۱۳۷۸) ۴۳۱
۵. ۱. تغییرات اصلی در ویرایش جدید ۴۳۱
کلیات ۴۳۲
۵. ۲. روش استاتیکی ۴۳۳
گروه بندی ساختمانهای منظم و نامنظم ۴۳۴
۵. ۲. ۱. سیستمهای لرزه‌بر ۴۳۵
۵. ۲. ۲. محاسبه وزن ساختمان ۴۳۵
۵. ۲. ۳. شتاب مبنا، ضریب اهمیت ساختمان، ضریب رفتار، ترکیب سیستمها ۴۳۵
۵. ۲. ۴. زمان تناوب ساختمان ۴۴۰
۵. ۲. ۵. ضریب بازتاب ۴۴۱
۵. ۲. ۶. نیروی برشی پایه ۴۴۲
۵. ۲. ۷. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان ۴۴۳
۵. ۲. ۸. توزیع افقی نیروی زلزله ۴۴۳
۵. ۲. ۹. لنگر پیچشی ۴۴۳
۵. ۲. ۱۰. وارسی واژگونی ۴۴۳
۵. ۲. ۱۱. محاسبه جابجایی ۴۴۳
۵. ۲. ۱۱. ۱. اثر وزن (P - Δ) ۴۴۳
۵. ۲. ۱۲. مؤلفه قائم نیروی زلزله ۴۴۷
۵. ۲. ۱۳. قطعات الحاقی و نما ۴۴۷
۵. ۲. ۱۴. دیافراگم ۴۴۸
۵. ۲. ۱۴. ۱. نیروی وارد به دیافراگم ۴۴۹
۵. ۲. ۱۴. ۲. صلبیت دیافراگم ۴۵۲
دیافراگم صلب ۴۵۳
دیافراگم انعطاف پذیر ۴۵۴
۵. ۲. ۱۴. ۳. ضوابط طراحی دیافراگم ۴۵۵
۵. ۳. کنترل سازه تحت زلزله متوسط (زلزله سطح بهره‌برداری) ۴۵۶
۵. ۴. افزایش بار طراحی اجزای سازه‌ای غیر لرزه‌بر ۴۵۷
۵. ۵. سازه‌های غیر ساختمانی ۴۵۷

۵. ۵. ۱. مخزن هوایی، سیلو، دودکش و سایر ساختمانهای مشابه ۴۵۷
۵. ۵. ۲. مخازن زمینی و زیرزمینی ۴۵۸
۵. ۶. تحلیل دینامیکی ۴۵۸
۵. ۶. ۱. حرکت زمین ۴۵۸
۵. ۶. ۲. روش تحلیل دینامیکی طیفی ۴۶۰
۵. ۶. ۳. روش تحلیل دینامیکی زمانی (تاریخچه زمانی) ۴۶۱
۵. ۶. ۴. تشریح و نقد روش تحلیل دینامیکی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۴۶۲
۵. ۷. ساختمانهای آجری (مصالح بنایی) ۴۷۱
۵. ۸. موضوعات کلی ۴۷۴
۵. ۸ . ۱. ترکیب نیروی زلزله با سایر نیروها ۴۷۴
۵. ۸. ۲. محدودیتهای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۴۷۴
۵. ۸. ۳. ضوابط کلی و توصیه‌های طراحی ۴۷۵
۵. ۹. بررسی برخی از ابهامات در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۴۷۶
جدول درجه بندی خطر نسبی زلزله در شهر ها و نقاط مهم ایران ۴۷۷

فصل ۶. رفتار لرزه‌ای ۴۸۹
۶. ۱. خواص لرزه‌ای سازه‌ها ۴۸۹
۶. ۱. ۱. خواص پسماند و نرمی (شکل‌پذیری) مصالح ۴۹۰
۶. ۱. ۱. ۱. بتن ۴۹۰
۶. ۱. ۱. ۲. فولاد ۴۹۳
۶. ۱. ۲. سازه‌های بتنی ۴۹۴
۶. ۱. ۲. ۱. اندرکنش بتن و میلگرد ۴۹۵
اتصال بتن و میلگرد ۴۹۵
تأثیر قیدی (محصور کنندگی) میلگرد عرضی ۴۹۵
کمانش میلگردهای فشاری ۴۹۶
۶. ۱. ۲. ۲. رفتار خمشی اعضای بتنی ۴۹۷
۶. ۱. ۲. ۲. ۱. روابط نیرو-جابجایی ۴۹۷
مقاومت خمشی تیر ۴۹۹
ظرفیت تغییرشکل خمشی تیر ۵۰۱
مقاومت خمشی تیرستون ۵۰۲
نرمی (شکل‌پذیری) خمشی تیرستون ۵۰۳
نرمی جابجایی ۵۰۴
۶. ۱. ۲. ۳. رفتار برشی اعضای بتنی ۵۰۵
روابط نیرو جابجایی ۵۰۵
تأثیر میلگردهای ضربدری ۵۰۷

مقاومت برشی ۵۰۷
۶. ۱. ۲. ۴. دیوار برشی ۵۱۰
میانقاب بتنی ۵۱۰
دیوار برشی طره‌ای ۵۱۲
۶. ۱. ۲. ۵. اتصالات بتنی ۵۱۵
۶. ۱. ۲. ۶. سازه‌های بتنی پیش‌تنیده ۵۱۷
رفتار پسماند ۵۱۷
مقاومت ۵۱۸
نرمی (شکل‌پذیری) ۵۱۸
۶. ۱. ۳. سازه‌های فولادی ۵۱۹
۶. ۱. ۳. ۱. کمانش موضعی ۵۲۱
کمانش موضعی تحت نیروی استاتیکی ۵۲۱
کمانش موضعی تحت نیروی متناوب ۵۲۲
۶. ۱. ۳. ۲. تیر ۵۲۳
رفتار تیر تحت نیروی استاتیکی ۵۲۳
رفتار تیر تحت نیروی متناوب ۵۲۶
۶. ۱. ۳. ۳. تیرستون ۵۲۷
رفتار تیرستون تحت نیروی استاتیکی ۵۲۷
مقاومت تیرستون ۵۲۸
رفتار تیرستون تحت نیروی متناوب ۵۲۹
۶. ۱. ۳. ۴. بادبند ۵۳۰
مدل تحلیلی حلقه پسماند بادبند ۵۳۳
بادبند برون‌محور ۵۳۴
مبانی طراحی بادبند برون‌محور ۵۳۶
۶. ۱. ۳. ۵. اتصالات فولادی ۵۳۸
۶. ۱. ۳. ۵. ۱. اتصالات صلب ۵۳۸
نیروی افقی بال ۵۴۰
۶. ۱. ۳. ۵. ۲. اتصال خرجینی ۵۴۷
صلبیت اتصالات خرجینی ۵۴۹
سختی اتصال ۵۵۳
رابطه لنگر-چرخش اتصال خرجینی ۵۵۴
مقاومت و نرمی اتصال خرجینی ۵۵۵
تمرکز تنش در اتصالات خرجینی ۵۵۸
محاسبه مقاومت اتصال ۵۶۰
روشهای تقویت اتصال خرجینی ۵۶۴

روش تحلیل و طراحی سازه اتصال خرجینی ۵۷۷
۶. ۱. ۳. ۶. قابهای خمشی بدون بادبند ۵۷۸
۶. ۱. ۳. ۶. ۱. تأثیر انعطاف پذیری ۵۷۸
۶. ۱. ۳. ۶. ۲. اثر وزن ۵۸۱
۶. ۱. ۳. ۷. قاب بادبندی شده ۵۸۳
۶. ۱. ۳. ۸. ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌های فولادی ۵۸۴
نرمی فولاد ۵۸۵
نرمی اعضای کششی ۵۸۶
نرمی اعضای خمشی ۵۸۶
نرمی بادبند برون‌محور ۵۹۰
تحقیقات دانشگاه برکلی ۵۹۱
نقدی بر جمع بندی پوپوف ، و ضوابط یوبی‌سی ۵۹۵
۶. ۱. ۴. سازه مرکب ۵۹۸
۶. ۱. ۴. ۱. اعضای فولادی با پوشش بتنی ۵۹۹
۶. ۱. ۴. ۱. ۱. رفتار خمشی ۵۹۹
۶. ۱. ۴. ۱. ۲. رفتار برشی ۶۰۰
۶. ۱. ۴. ۳. استوانه فولادی پرشده با بتن ۶۰۱
۶. ۱. ۴. ۴. اتصالات ۶۰۱
۶. ۱. ۴. ۴. ۱. اتصال تیر به ستون پوشیده ۶۰۱
۶. ۱. ۵. سازه‌های آجری ۶۰۲
۶. ۱. ۵. ۱. دیوار برشی غیرمسلح ۶۰۲
سختی دیوار برشی ۶۰۳
مقاومت جانبی دیوار غیرمسلح ۶۰۳
۶. ۱. ۵. ۲. دیوار آجری مسلح ۶۰۵
مقاومت خمشی ۶۰۵
مقاومت برشی ۶۰۸
۶. ۱. ۵. ۳. میانقاب آجری ۶۰۹
محاسبه سختی قاب مرکب ۶۱۲
مدل پسماند ۶۱۵
مقاومت قاب مرکب ۶۱۷
۶. ۱. ۶. سیستمهای لرزه‌بر در ساختمانهای بلند ۶۱۸
مهاربندی ۶۱۸
دیوار برشی ۶۱۹
سیستم قاب یکپارچه ۶۲۱
سیستم لنگربندی ۶۲۴

ارزیابی پایداری لرزه‌ای ۶۲۶
۶. ۲. عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها ۶۲۶
۶. ۲. ۱. ساختمانهای بتنی ۶۲۷
۶. ۲. ۲. ساختمانهای فولادی ۶۳۱
۶. ۲. ۳. ساختمانهای آجری و روستایی ۶۴۰
۶. ۲. ۴. پل، سد، منبع هوایی آب، تونل ۶۴۳
۶. ۲. ۵. لغزش شیروانیهای خاکی ۶۴۹
۶. ۲. ۶. روانگرایی ۶۵۰

فصل ۷. طراحی لرزه‌ای ۶۵۳
۷. ۱. سازه‌های بتنی ۶۵۴
۷. ۱. ۱. ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۶۵۴
۷. ۱. ۲. ضوابط آبا ۶۵۶
حدود شکل‌پذیری ۶۵۷
مشخصات مصالح و تعاریف پایه ۶۵۷
۷. ۱. ۲. ۱. ضوابط شکل‌پذیری کم ۶۵۸
۷. ۱. ۲. ۲. ضوابط شکل‌پذیری متوسط ۶۵۹
۷. ۱. ۲. ۲. ۱. عضو خمشی (تیر) ۶۵۹
محدودیتهای هندسی ۶۶۰
آرایش و مقدار میلگرد ۶۶۰
۷. ۱. ۲. ۲. ۲. اعضای فشاری قاب (ستون) ۶۶۱
محدودیتهای هندسی ۶۶۱
آرایش و مقدار میلگرد ۶۶۱
۷. ۱. ۲. ۲. ۳. ضوابط ویژه برای برش ۶۶۲
۷. ۱. ۲. ۲. ۴. اتصال تیر به ستون ۶۶۳
۷. ۱. ۲. ۲. ۵. دیوارهای باربر قائم و جانبی، و دیافراگم ۶۶۳
۷. ۱. ۲. ۳. ضوابط شکل‌پذیری زیاد ۶۶۳
۷. ۱. ۲. ۳. ۱. عضو خمشی (تیر) ۶۶۳
محدودیتهای هندسی ۶۶۳
آرایش و مقدار میلگرد ۶۶۴
۷. ۱. ۲. ۳. ۲. اعضای فشاری قاب (ستون) ۶۶۶
محدودیتهای هندسی ۶۶۶
آرایش و مقدار میلگرد ۶۶۶
حداقل مقاومت خمشی ستون ۶۶۹
۷. ۱. ۲. ۳. ۳. ضوابط طراحی برای برش در تیر و ستون ۶۷۰

۷. ۱. ۲. ۳. ۴. اتصال تیر به ستون ۶۷۲
تنگهای ویژه ۶۷۳
طراحی اتصال برای برش ۶۷۳
مهار میلگردها ۶۷۴
۷. ۱. ۲. ۳. ۵. دیوار برشی، دیافراگم و خرپا (بادبند) ۶۷۵
محدودیتهای هندسی ۶۷۵
میلگردهای قائم و افقی ۶۷۶
تقویت لبه‌های دیوار برشی (اجزای لبه ای) ۶۷۶
ضوابط برش در دیوار و دیافراگم ۶۷۸
۷. ۱. ۲. ۳. ۶. دیوار برشی همبسته (درگیر) و تیر همبند ۶۷۹
۷. ۱. ۲. ۳. ۷. اعضای غیر لرزه‌بر قاب ۶۸۰
۷. ۲. سازه‌های فولادی ۶۸۱
۷. ۲. ۱. ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۶۸۱
۷. ۲. ۱. ۱. ضوابط کلی ۶۸۱
۷. ۲. ۱. ۲. ضوابط خاص (پیوست ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۶۸۵
۷. ۲. ۱. ۲. ۱. ستون ۶۸۷
۷. ۲. ۱. ۲. ۲. قاب خمشی معمولی ۶۸۸
۷. ۲. ۱. ۲. ۳. قاب خمشی ویژه ۶۹۳
۷. ۲. ۱. ۲. ۴. قاب مهاربندی شده ۶۹۸
۷. ۲. ۱. ۲. ۵. آزمایشهای غیر مخرب ۷۰۱
۷. ۲. ۲. ضوابط طراحی یوبی‌سی برای بادبند برون‌محور ۷۰۱
۷. ۲. ۳. مسائل و جزئیات طراحی سازه‌های فولادی ۷۰۶
۷. ۲. ۳. ۱. اتصال گیردار ۷۰۶
۷. ۲. ۳. ۱. ۱. جوش در اتصالات ۷۰۸
طراحی و اجرای جوش شیاری ۷۱۰
مشخصات هندسی درز ۷۱۱
۷. ۲. ۳. ۱. ۲. انواع اتصال گیردار ۷۱۵
۷. ۲. ۳. ۲. محاسبات طراحی ۷۲۲
محاسبه اتصال گیردار ۷۲۲
تمرکز تنش در جوش ۷۳۳
اتصال گیردار در جهت ضعیف ستون ۷۳۳
اتصال گیردار در ستونهای قوطی ۷۳۹
پایداری لرزه ای ستونها ۷۴۲
مهار بندی برون محور ۷۴۵
۷. ۳. سازه‌های آجری ۷۵۶

ضریب رفتار ۷۵۶
محاسبه مقاومت برشی دیوار برشی آجری ۷۵۷
طراحی ساختمان آجری مسلح ۷۵۸
طراحی قاب مرکب ۷۵۹
طراحی میانقاب بتنی ۷۶۳
۷. ۴. پل ۷۶۵
۷. ۴. ۱. ضوابط کلی ۷۶۶
طبقه‌بندی لرزه‌ای پل ۷۶۶
ضریب رفتار ۷۶۶
انتخاب روش تحلیل ۷۶۸
۷. ۴. ۲. محاسبه نیروی ارتجاعی زلزله ۷۶۹
۷. ۴. ۲. ۱. ضریب زلزله ۷۶۹
۷. ۴. ۲. ۲. محاسبه نیروی ارتجاعی و توزیع آن ۷۶۹
روش تک‌مدی ۷۶۹
روش چند مدی ۷۷۱
۷. ۴. ۳. ضوابط تحلیل و طراحی ۷۷۲
۷. ۴. ۳. ۱. تعیین نیروها و جابجاییهای ارتجاعی ۷۷۲
۷. ۴. ۳. ۲. ترکیب نیروهای زلزله در دو جهت متعامد ۷۷۲
۷. ۴. ۳. ۳. ضوابط طراحی پل یک‌دهانه و پل با طبقه‌بندی لرزه‌ای A ۷۷۲
۷. ۴. ۳. ۴. نیروی زلزله در پل با طبقه‌بندی لرزه‌ای B ۷۷۳
۷. ۴. ۳. ۵. نیروی زلزله در پل با طبقه‌بندی لرزه‌ای C و D ۷۷۳
۷. ۴. ۳. ۶. جابجایی پل ۷۷۵
۷. ۴. ۴. روش ساده تحلیل لرزه‌ای پل منظم ۷۷۶
۷. ۴. ۵. ارزیابی برخی از ضوابط طراحی لرزه‌ای پل در آشتو ۷۹۳
۷. ۴. ۵. ۱. دقت شیوه تحلیل تک‌مدی ۷۹۳
۷. ۴. ۵. ۲. تأثیر تعداد مد بر دقت تحلیل ۷۹۶
۷. ۴. ۵. ۳. طول نشیمن ۷۹۷
۷. ۴. ۶. بررسی فرمهای سازه‌ای مناسب برای پل ۸۰۱
۷. ۴. ۷. بررسی فرمهای سازه‌ای نامناسب برای پل ۸۰۳
۷. ۵. سازه‌های فضاکار ۸۰۷
۷. ۵. ۱. شناخت و طبقه‌بندی سازه‌های فضاکار ۸۰۷
بافتار ۸۱۰
لایه‌بندی ۸۱۱
اتصالات ۸۱۲
۷. ۵. ۲. رفتار لرزه‌ای سازه‌های فضاکار ۸۱۴

۷. ۵. ۲. ۱. رفتار دینامیکی در حوزه ارتجاعی ۸۱۴
تأثیر خیز بر زمان تناوب و شکل مدی ۸۱۵
تأثیر بار برف بر زمان تناوب ۸۱۸
مد مؤثر ۸۱۹
توزیع نیروی زلزله گنبد فضاکار ۸۲۰
۷. ۵. ۲. ۲. مقایسه نیروهای ارتجاعی زلزله با نیروهای آیین‌نامه ۸۲۳
۷. ۵. ۲. ۳. رفتار دینامیکی در حوزه غیرارتجاعی ۸۲۵
رفتار پسماند ۸۲۵
تأثیر رفتار پسماند بر پاسخ لرزه‌ای ۸۲۸
تأثیر صلبیت زیر سازه ۸۳۱
نیروی غیرارتجاعی زلزله ۸۳۱
۷. ۶. سد خاکی ۸۳۴
۷ .۶. ۱. حالتهای شکست ۸۳۵
۷. ۶. ۲. ویژگیهای دینامیکی سدهای خاکی ۸۳۶
استهلاک ۸۳۷
۷. ۶. ۳. محاسبه نیروهای وارد بر سد به روش استاتیکی ۸۳۷
۷. ۶. ۴. ضریب زلزله ۸۳۹
روش مونونوبه ۸۳۹
روش امبرسز ۸۴۳
ضریب زلزله متوسط ۸۴۶
محاسبه ضریب زلزله با استفاده از روش گوه‌ای ۸۴۸
۷. ۶. ۵. تحلیل دینامیکی سدهای خاکی ۸۴۹
۷. ۶. ۵. ۱. روش مجزا سازی ۸۵۰
مدل پسماند ارتجاعی خمیری کامل ۸۵۲
روش تهیه برنامه برای مدل برشی ارتجاعی خمیری ۸۵۳
مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی به‌روش مدل برشی و اجزاء محدود ۸۵۴
۷. ۶. ۵. ۲. جابجاییهای غیرارتجاعی ۸۵۸
مدل برشی غیرارتجاعی ۸۵۸
روش نیومارک ۸۶۱
روش سید ۸۶۳

فصل ۸. مباحث متفرقه ۸۶۷
۸. ۱. هیدرودینامیک ۸۶۷
۸. ۱. ۱. معادلات انتشار امواج در محیط ارتجاعی ۸۶۷
۸. ۱. ۲. معادلات انتشار امواج در شاره ۸۶۹

۸. ۱. ۳. فشار هیدرودینامیکی بر سد ۸۷۱
روش مقدماتی ۸۷۱
۸. ۱. ۴. فشار بر دیواره‌های اریب ۸۷۳
۸. ۱. ۵. تأثیر تراکم پذیری آب ۸۷۴
۸. ۱. ۶. تأثیر طول دریاچه سد ۸۷۵
۸. ۱. ۷. مد طبیعی ارتعاش دریاچه ۸۷۶
۸. ۱. ۸. فشار هیدرودینامیکی در مخازن ۸۷۸

فصل ۹. مثال و تمرین ۸۸۷
سؤالات ۹۱۹
پاسخ سؤالها ۹۲۴

مراجع ۹۲۷
پیوست ۱ زلزله‌های استانهای ایران در فاصله سالهای ۱۹۷۱ تا ۱۹۹۱ پ۳
پیوست ۲ مشخصات شبکه شتابنگار ایران پ۱۹
پیوست ۳ برنامه‌های رایانه‌ای پ۳۵
پیوست ۴ ترجمه ضوابط آشتو (ضوابط زلزله پل) پ۷۱
واژه نامه انگلیسی ـ فارسی پ۱۲۹
واژه نامه فارسی ـ انگلیسی پ۱۳۳
نمایه (فهرست راهنما) پ۱۳۷

پیشگفتار چاپ سوم

- در دو سالی و اندی که از اولین چاپ کتاب میگذرد چند رویداد مهم در حوزه مهندسی زلزله داشتیم که در نظر داشتم در چاپ سوم به آنها بپردازم. این رویدادها عبارت بودند از: تدوین ویرایش سوم آیین نامه ۲۸۰۰ (که اکنون تقریباً آماده انتشار است)، انتشار آیین نامه بهسازی لرزه‌ای، توسعه برنامه بهسازی لرزه‌ای در کشور، و انتشار پیش نویس آیین نامه اتصالات خرجینی. وقوع زلزله مصیبت بار بم، و پذیرش مسئولیت سنگین ارزیابی ساختمانهای آسیب دیده این شهر و تهیه طرح مقاوم سازی برای آنها عملاً مانع از تحقق این خواسته گردید و با یاری پروردگار و بشرط حیات، امیدوارم در چاپهای بعدی انجام شود.
- مخاطبان اصلی کتاب سه گروه‌اند: مهندسان، محققان و دانشجویان. از این رو، کتاب تا حدودی به سیاق دستنامه نگاشته شده و مطالب آن جامع و کاربردی است، و در این راستا، علاوه بر تشریح ضوابط آیین‌نامه‌های مختلف بویژه آیین‌نامه ۲۸۰۰، مثالهای طراحی متعددی برای استفاده مهندسان ارائه شده است. از سوی دیگر، در اکثر موضوعات سعی گردیده تا محدوده بحث به مرز دانش برسد تا قابل استفاده محققان و دانشجویان دوره‌های کارشناسی ارشد و دکتری قرار گیرد. با اذعان به همه کاستیهایی که در کتاب وجود دارد، نیت صادقانه‌ای که دستمایه اصلی نگارش آن بود ببار نشست و در فاصله کوتاهی که از انتشار آن می‌گذرد اقبال گسترده دانش پژوهان، همکاران، مهندسان و دانشجویان عزیز داخل و خارج کشور، مسئولیت نگارنده را در بروز نگاهداشتن مطالب کتاب، و ترویج و آموزش آن دو چندان نموده است. ارجاع و استناد به موضوعات و مطالب کتاب توسط همکاران ارجمندم در دانشگاههای مختلف، تدریس آن در دوره‌های تخصصی برگزار شده توسط نظام مهندسی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، و ...، و استفاده و ارجاع گسترده دانشجویان علاقه‌مند کشورمان در تزهای کارشناسی ارشد و دکتری، و درج مقالات تحقیقی گواه آن است که جامعه فنی و مهندسی کشور به تلاشهای علمی اصیل و صادقانه ارج می‌نهد.

- در فاصله چاپهای اول و سوم، تحقیق بر روی نظریه طراحی لرزه‌ای بهینه، که در انتهای فصل ۳ آمده است، ادامه یافت و نتایج آن در مجلات معتبر بین المللی ارائه شد و امید می‌رود در آینده نزدیک مورد اقبال جهانیان قرار گیرد و به عنوان یک روش نو، جایگزین روشهای طراحی لرزه‌ای متعارف گردد. همچنین، بر اساس یافته‌های علمی حاصل از تحقیقات انجام شده بر روی اتصالات خرجینی، که بخشی از آن در فصلهای ۶ و ۷ مورد بحث قرار گرفته، پیش نویس آیین نامه طراحی و اجرای اتصالات خرجینی تهیه و تدوین شد. کار تحقیقات بر روی میانقاب نیز ادامه یافت و برای اولین بار نوع خاصی از میانقاب بنام *میانقاب مرکب* طرح شد که با ترکیب خواص مطلوب آجر و بتن، و حذف خصوصیات نامطلوب آنها مقاومت و شکل پذیری بالایی بدست آمد. استفاده از میانقاب مرکب به عنوان یک عنصر لرزه‌بر بسیار مقاوم در بهسازی لرزه‌ای، تکنیک نوینی در این صنعت بشمار می‌آید که می‌تواند بطور گسترده‌ای در مقاوم سازی ساختمانهای آسیب پذیر بکار رود. امیدوارم در چاپ بعدی این موضوعات به نحو شایسته‌ای معرفی و بحث شوند.
- همانطور که در پیشگفتار چاپ اول آمده است برای دسترسی آسان به مطالب کتاب، نمایه مفصلی تهیه شده و استفاده جدی از آن به خوانندگان گرامی توصیه می‌گردد.

حسن مقدم
اردیبهشت ۱۳۸۴

پیشگفتار

- علم مهندسی زلزله در ابتدای قرن بیستم زاده شد و در انتهای آن به کمال رسید. ضوابط بارگذاری زلزله در سال ۱۹۰۸ در ایتالیا براساس قضاوت مهندسی شکل گرفت و خیلی زود در سایر کشورهای لرزه‌خیز پذیرفته و اجرا شد. علم دینامیک سازه اگر چه در قرن نوزدهم شکل گرفته بود و در اوایل قرن بیستم بصورت جدی و کاربردی در طراحی ادوات و دستگاههای الکترومکانیکی استفاده می‌شد، اما تا ابداع و نصب دستگاههای شتابنگار نقش چندان جدی و مهمی در مهندسی زلزله نیافت. با انتشار شتابنگاشتهای ثبت شده در غرب امریکا در دهه ۶۰، طیفهای پاسخ ابتدا به صورت دستی، و سپس بکمک رایانه محاسبه گردید و این سرآغاز ورود دینامیک سازه به عرصه مهندسی زلزله بود، هرچند حدود چهل سال طول کشید تا طراحی لرزه‌ای بطور جدی بر تحلیل دینامیکی سازه مبتنی و متکی گردد. در فاصله دهه ۶۰ میلادی تا اواخر دهه ۷۰، تلاشها عمدتاً صرف آشتی دادن ضوابط قبلی و یافته‌های جدید شد و معرفی ضریب رفتار R حاصل این تلاشهای آشتی جویانه است. در اوایل دهه ۸۰، آیین‌نامه‌های زلزله کشور امریکا با حفظ مفاد قبلی، نیروی زلزله را با ظاهر تازه‌ای ارائه نمودند که بیانگر درک نوین از ماهیت واقعی نیروی زلزله بود اما محتوا تقریباً ثابت ماند و ازاین‌رو، بجز طولانی‌تر شدن و افزایش پیچیدگی فرایند محاسبات زلزله، نتیجه چندانی در برنداشت. دودهه آخر قرن بیستم تلاش بی‌وقفه و گسترده محققان و کارشناسان برای ایجاد یک بنیان علمی و منطقی برای بارگذاری و طراحی لرزه‌ای ادامه یافت. این تلاشهای ارزشمند هم اینک در حال ببار نشستن است و یکی از نتایج آن عرضه *روش طراحی بر اساس عملکرد* است که می‌توان آن را سرآغاز عصر جدیدی در عرصه طراحی لرزه‌ای دانست.
- در سراسر کتاب حاضر ضمن توضیح و تشریح روشهای متعارف بارگذاری و طراحی لرزه‌ای کوشش گردیده که تأثیر رفتار غیرخطی سازه در زلزله روشن شود. ورود به عصر جدید یعنی دوره *طراحی بر اساس عملکرد* در گرو درک درست این موضوع است. نگارنده خود در سال ۱۹۸۴ و در هنگام آزمایش قابهای فولادی بر روی میز زلزله با این واقعیت روبرو شد که رفتار سازه در زلزله‌های مخرب، کاملاً غیرخطی است، و اینکه، معیارهای متعارف متکی بر مقاومت

در آیین‌نامه‌های وقت نمی‌توانند رفتار لرزه‌ای واقعی سازه را بدرستی ارزیابی کنند. ازاین‌رو، تلاش برای یافتن معیار مناسب طراحی لرزه‌ای آغاز شد و برخی از مطالب و نظریه‌های ارائه شده در فصول مختلف کتاب حاصل این تلاش است.

•کار تألیف این کتاب از سال ۱۳۶۷ آغاز شد و پیش‌نویس آن در سال ۱۳۶۹ آماده شد اما انتشار آن میسر نشد تا آنکه بخشی از کتاب با عنوان *مهندسی زلزله، جلد اول* در سال ۱۳۷۵ منتشر گردید. تکمیل مطالب جلد دوم چند سال طول کشید و به دلیل ارتباط و پیوستگی زیاد میان مطالب دو جلد، انتشار این کتاب در قالب یک مجلد مناسب‌تر بنظر آمد. ازاین‌رو، با استفاده از بخشی از مطالب قبلی و بازنگری آن، و افزودن بخشهای جدید به آن کتاب حاضر به صورت یک مجلد در اختیار علاقه‌مندان قرار می‌گیرد.

•مطالب کتاب را می‌توان به چند بخش اصلی تقسیم نمود:

۱. لرزه‌شناسی و لرزه زمین‌ساخت که چگونگی حرکت زمین در زلزله را مشخص می‌سازد و در فصل اول آمده است.

۲. دینامیک سازه که نحوه محاسبه پاسخ سازه زیر اثر حرکت ناشی از زلزله را بدست می‌دهد. دینامیک سازه‌های خطی و غیرخطی بصورت فشرده در فصل دوم ارائه شده است.

۳. بارگذاری لرزه‌ای که با استفاده از داده‌های لرزه‌شناسی و بکارگیری دینامیک سازه به عنوان ابزار محاسباتی، نحوه تعیین بارهای طراحی سازه را مشخص می‌سازد. مبانی مطلب و ضوابط آیین‌نامه‌های زلزله در فصل ۳، و ضوابط ویرایشهای ۱ و ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰ در فصلهای ۴ و ۵ تشریح شده است.

٤. طراحی لرزه‌ای قویاً تابعی از نحوه اندرکنش خواص مکانیکی و دینامیکی سازه و ویژگیهای حرکت زمین است. ازاین‌رو، شناخت رفتار لرزه‌ای سازه حائز اهمیت است. در واقع طراحی لرزه‌ای بشدت متأثر از رفتار لرزه‌ای سازه است. این دو موضوع در فصلهای ششم و هفتم تشریح شده‌اند.

٥. فصل هشتم به موضوعات متفرقه اختصاص یافته است.

٦. برای آشنایی بیشتر با مطالب کتاب و نحوه استفاده از آن در اکثر فصلها مثالهای متعددی ارائه شده، و افزون بر این، فصل ۹ کلاً به مثالهای حل شده تخصیص یافته است.

•در نگارش کتاب سعی شده چند اصل رعایت شود:

۱. بخش عمده‌ای از کتاب برگرفته از نظریات محققان ارجمندی است که مطالب خود را در قالب کتاب و یا مقاله ارائه نموده‌اند. این مطالب در جای خود با ذکر مرجع مشخص گردیده است و در نقل آنها، هم نگارنده بر آن بوده است که موضوع بطور روشن و عاری از ابهام عرضه

شده و حدود اعتبار و میزان دقت آن نیز مشخص گردد. افزون بر این، در مواردی مطالب مورد ارزیابی نقادانه قرار گرفته است.

۲. در تدوین مطالب کوشش شده تا اصل پیوستگی رعایت گردد و از این رو، مطالب نقل شده کاملاً در راستای طرح کلی کتاب بکار گرفته شده‌اند، و طرح کتاب بگونه‌ای تنظیم شده تا خواننده بتواند در پایان هر بخش، فصل و یا همه فصلها به جمع‌بندی مشخصی دست یابد. بدین ترتیب، برخلاف روش جاری در نگارش کتابهای مهندسی زلزله، کتاب حاضر مجموعه‌ای از بخشهای مستقل و بی‌ارتباط نیست بلکه با ارائه مثالهایی تلاش گردیده تا نحوه ارتباط مطالب بخشها و فصلهای مختلف بهم برای خواننده روشن شود.

۳. بخشهایی از کتاب بازگوکننده نظرات و یافته‌های علمی نگارنده است از جمله: روش تحلیل مدی با استفاده از روابط تقریبی و جدول در بخش ۳. ۴. ۲. ۲، روش تقریبی تحلیل دینامیکی غیر ارتجاعی در بخش ۳. ۲ .۴، نظریه بارگذاری لرزه‌ای بهینه در بخش ۳. ۵. ۵، بررسی کفایت ضوابط آیین‌نامه در باره طول نشیمن پل در بخش ۷. ۴. ۵. ۳، روش طراحی میانقابهای آجری و بتنی، و بررسی رفتار غیرارتجاعی سازه های فضاکار در فصلهای ۶ و ۷.

•متن کتاب در دو اندازه معمولی و ریز چاپ شده است. مطالب اصلی با قلم معمولی و مطالب نسبتاً فرعی و حاشیه‌ای با قلم ریز درج شده‌اند. عدم مطالعه مطالب فرعی معمولاً مشکلی در فهم مطالب اصلی بوجود نمی‌آورد و ازاین‌رو، به خواننده گرامی توصیه می‌شود در اولین دور مطالعه توجه خود را برروی مطالب اصلی متمرکز نماید.

•**نمایه و نحوه استفاده از آن** ـ برای کتاب نمایه مفصلی تهیه شده که در انتهای کتاب آمده است. برای آشنایی با تفاوت کاربرد فهرست و نمایه خوب است به توضیحات زیر توجه گردد. فرض کنیم در جستجوی *حداکثرمقدار میلگردهای طولی در تیر بتنی* باشیم. اگر کار را با جستجو در فهرست مطالب آغاز کنیم اولاً باید همه فهرست بیست صفحه‌ای را بگردیم زیرا فهرست بر اساس الفبا نیست، ثانیاً عنوان مورد نظر در فهرست نیست پس نمی‌توان پی برد که آیا در این کتاب مطلبی در این باره وجود دارد یا خیر، و ثالثاً اگر حدس بزنیم در بخشی از کتاب مانند بخش ۷. ۱ (سازه‌های بتنی) می‌توان آن را یافت، در این صورت لازم است حدود سی صفحه را جستجو نماییم. این روش نه تنها وقت بسیاری را تلف می‌کند بلکه در صورت ریز بودن موضوع، امکان دارد از چشم ما بگریزد. در عوض با انتخاب واژه مناسب، نمایه ظرف چند ثانیه مشخص می‌کند که آیا این موضوع در کتاب ارائه شده یا خیر، و در صورت مثبت بودن پاسخ نشانی دقیق آن را نیز بدست می‌دهد. در این مورد خاص، اگر واژه تیر بتنی را انتخاب کنیم با مراجعه به نمایه عناوین زیر را می‌بینیم:

تیر بتنی
حداکثر نیروی فشاری مجاز ۶۵۹
.....
توزیع تنش ۵۸۹

در زیر مجموعه فوق عنوان مورد نظر وجود ندارد اما با کمی دقت در نمایه، واژه بعدی عبارت است از:

تیر بتنی با شکل پذیری زیاد
آرایش و مقدار میلگرد ۶۶۴
.....
حداکثر ارتفاع مقطع ۶۶۳
حداکثر مقدار میلگرد طولی ۶۶۴

پس موضوع در صفحه ۶۶۴ کتاب وجود دارد. البته می‌توانستیم از همان ابتدا در نمایه به دنبال عبارت *حداکثر میلگرد طولی در تیر بتنی* بگردیم که اتفاقاً وجود دارد:

حداکثر میلگرد طولی در تیربتنی (شکل‌پذیری زیاد) ۶۶۴

در هرحال این مهم است که ناامید نشده و با بکارگیری عبارتهای معادل و متفاوت نمایه را بطور کامل جستجو کنیم، در این صورت احتمال یافتن موضوع مورد نظر زیاد خواهد بود.

- مهم‌ترین انگیزه نگارش این اثر، شور و شوق دانشجویان و مهندسان عزیز کشورمان به فراگیری عمیق مباحث علمی است. در اینجا مایلم از فرصت استفاده کرده و از همه دستیاران، دانشجویان و عزیزانی که در این سالها مشوق من بوده‌اند، سپاسگزاری نمایم.

حسن مقدم
فروردین ۱۳۸۱

چون جمع شد معانی گوی بیان توان زد

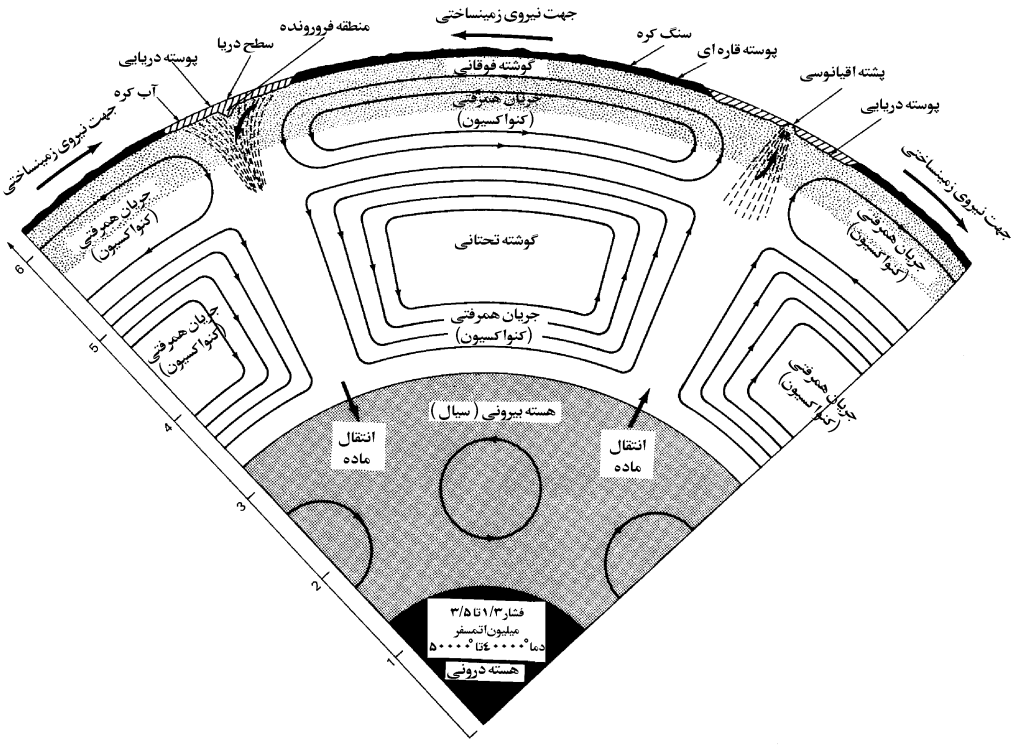
۱
مبانی لرزه شناسی
۱. ۱. منشأ زلزله
۱. ۱. ۱. خلاصه

از میان نظریه‌های مختلفی که به عنوان عامل اصلی زلزله ارائه گردیده، نظریه *حرکات زمین‌ساخت صفحه‌ای*[۱] بیشترین مقبولیت را در میان لرزه شناسان یافته است. بر اساس این نظریه، پوسته زمین مرکب از صفحاتی است که میل به حرکت دارند. این صفحات که به‌طور لایه لایه رویهم قرار گرفته‌اند پس از حرکت، زلزله را تولید می‌کنند. صفحه سخت *سنگ‌کره*[۲] بر روی لایه نرمتر و خمیری مانند *مذابْ کره*[۳] قرار گرفته و همانند جسمی سخت می‌لغزد .صفحات سنگ‌کره توسط *پشته‌های اقیانوسی*[۴]، *جزایر آتشفشانی*[۵]، *گسل‌های انتقالی* (تغییرشکل دهنده)[۶] و *گودالهای فرورونده* (نواحی آلی[۷]) احاطه شده‌اند. همان‌گونه که در

---

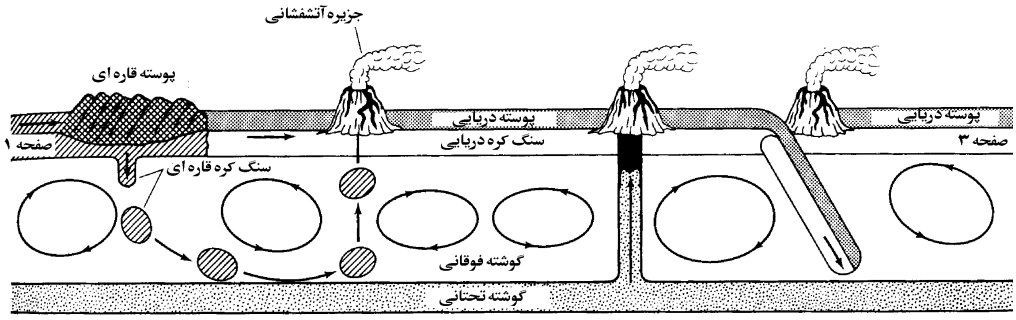
۱ Plate tectonnics
۲ Lithosphere
۳ Asthenosphere
۴ midoceanic ridges که به آن شیار اقیانوسی، نوار و یا محور برآمده اقیانوسی نیز گفته می‌شود.
۵ oceanic islands
۶ transform faults
۷ organic zones

شکلهای ۱. ۱ و ۱. ۱-۱ نشان داده شده است، مواد مذاب در پشته‌های اقیانوسی بسمت بالا آمده و خنک می‌شوند و صفحه سنگی را به‌وجود می آورند و بدین ترتیب این صفحه به‌طور افقی گسترش می‌یابد.

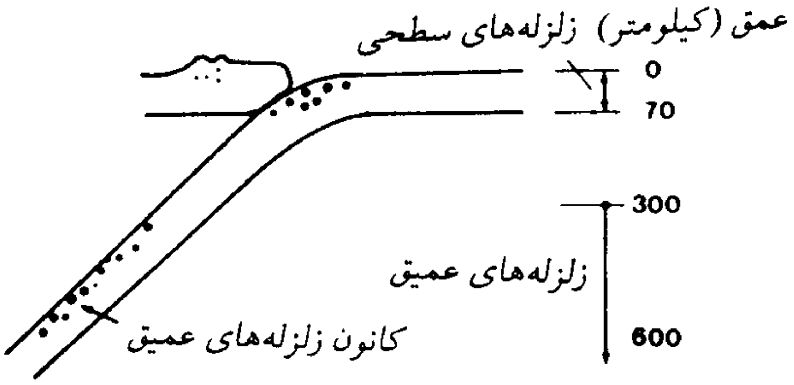


شکل ۱. ۱ ساختمان کره زمین و صفحات زمین‌ساخت

صفحات زمین‌ساخت که در کنار هم قرار داشته و توسط گسل‌های انتقالی از هم جدا شده‌اند رویهم لغزیده و در ناحیه آلی (گودالهای اقیانوسی) به داخل زمین فرو می‌روند. زلزله غالباً در ناحیه‌ای که صفحه سنگی به داخل زمین فرو می‌رود و یا در نقاطی که صفحات روی هم می‌لغزند اتفاق می‌افتد (شکل ۱. ۲).



شکل ۱. ۱-۱ نمایشی از فعالیتهای صفحه زمین‌ساختی و چگونگی تشکیل قاره‌ها، جزایر آتشفشانی، گودال‌های اقیانوسی و پوسته دریایی (صفحه سنگ‌کره)

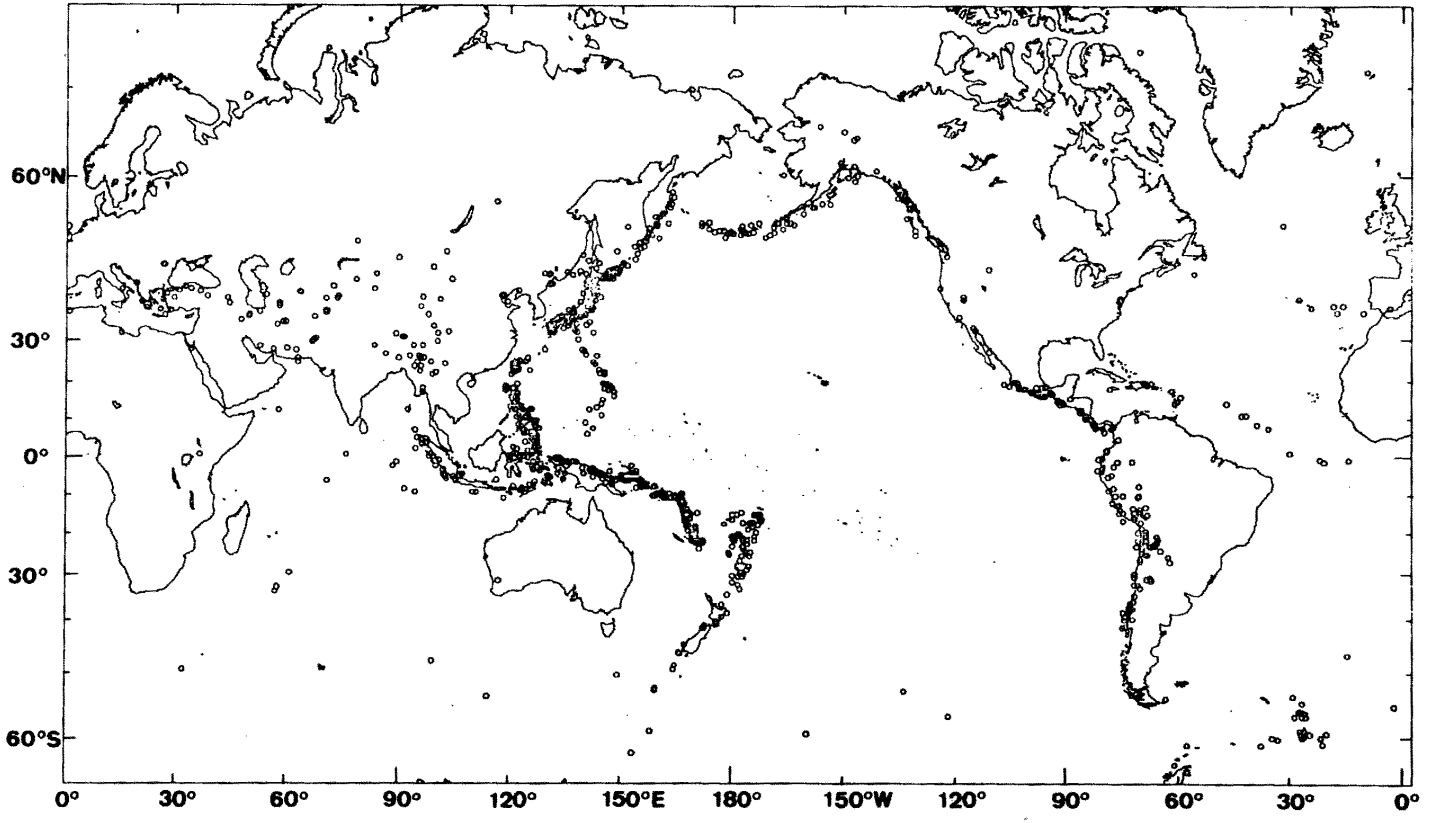


شکل ۱. ۲ کانون زلزله‌های سطحی و عمیق در ناحیه فرورونده

در شکل ۱. ۳ صفحات زمین‌ساخت و جهت حرکت آنها و نیز پشته‌های اقیانوسی نشان داده شده است. مقایسه این شکل با نقشه لرزه‌خیزی جهان در شکل ۱. ۴، نظریه حرکت صفحات زمین‌ساختی را تقویت می‌کند. در شکل ۱. ۳ می‌بینیم که پشته‌های اقیانوسی در میانه اقیانوسها در حال باز شدن هستند و صفحاتی که در دوسوی پشته قرار دارند در اثر فشار ناشی از خروج مواد مذاب از داخل گوشته زمین به کندی از هم دور می‌شوند. در شکل، سرعت گسترش پشته نیز مشخص شده است.

آنچه در این بخش آمد، تصویری بسیار اجمالی از نظریه زمین‌ساخت صفحه‌ای بود که شرح مفصل‌تر آن در بخشهای بعدی آمده است.

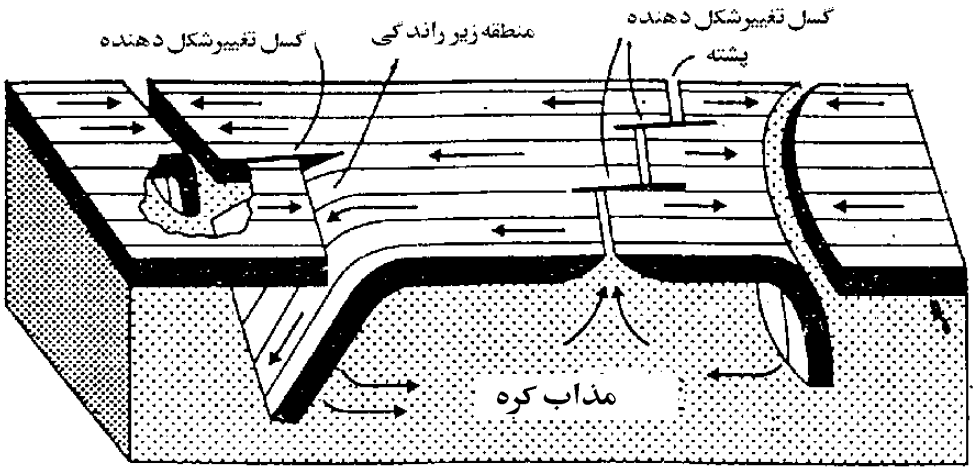
شکل ۱. ۳ نقشه فعالیتهای زمین‌ساختی و آتشفشانی کره زمین در یک میلیون سال اخیر. در این نقشه صفحات زمین‌ساخت اصلی جهان (پیکانها جهت حرکت صفحات را نشان می‌دهند)، پشته‌ها و گودالهای اقیانوسی نشان داده شده است



شکل ۱. ۴ نقشه لرزه‌خیزی جهان. در این نقشه مرکز تمام زلزله‌های با بزرگی بیش از ۷ که در فاصله سالهای ۱۹۰۰ تا ۱۹۸۰ رخ داده‌اند مشخص گردیده است.

۱. ۱. ۲. پیدایش نظریه زمین‌ساخت

نظریه زمین‌ساخت صفحه‌ای برای اولین بار در سال ۱۹۶۸ در مجله تحقیقات ژئوفیزیک[۱] از سوی سه زلزله‌شناس به نامهای ایسایکس[۲] ، الیور[۳] و سایکس[۴] از مرکز زمین‌شناسی لامونت[۵] درنیویورک مطرح شد. این مقاله نشان دادکه چگونه به کمک مدلی که بعدها به عنوان زمین‌ساخت صفحه‌ای شناخته شد، می‌توان مشاهدات زلزله شناسی را توجیه کرد.



شکل ۱. ۴-۱ عناصراصلی زمین‌ساخت صفحه‌ای شامل سه نوع مرز بین صفحات: پشته‌های اقیانوسی، مناطق زیررانده، و گسل‌های تغییرشکل دهنده

طبق این نظریه، سطح زمین از یک پوسته سخت به ضخامت ۱۰۰کیلومترتشکیل شده است (سخت‌ْکره). در زیر آن و در درون زمین، ماده حالت خمیری دارد (مذاب‌ْکره). پوسته مزبور در بعضی ازمناطق جغرافیایی بریده شده و صفحاتی را به‌وجود آورده است. این صفحات ساکن و بی‌حرکت نبوده و برروی گوشته خمیری زیرین سر می‌خورند و درنتیجه وضعیت نسبی و مرز

---

۱ Geophysical Research
۲ Isaacks
۳ Oliver
۴ Sykes
۵ Lamont Geological Observatory

بین آنها همواره درحال تغییر است. ابعاد این صفحات و موقعیت جغرافیایی آنها متغیر بوده و ماده سازنده آنها همواره درحال تجدید است. این صفحات درحاشیه شیارهای برآمده یا نوارهای بزرگ آتشفشانی موسوم به پشته اقیانوسی که ازکف اقیانوسها عبورمی‌کنند ایجاد می‌شوند مانند پشته اقیانوس اطلس که از ایسلند تا جزیره بووه[۱] امتداد دارد و از میانه طولی این اقیانوس عبورمی‌کند، یا پشته اقیانوس هند که ازجزیره رودریگز تا خلیج عدن امتداد داشته و از اقیانوس هند میگذرد، و یا پشته شرق اقیانوس آرام که ازشیلی تا مکزیک و درحاشیه قاره آمریکای لاتین واقع است و درخلیج کالیفرنیا ناپدید می‌شود. هرصفحه به محض تشکیل درپشته به سرعت منجمد شده و محکم می‌گردد و هربخش از این صفحات جدید از محور میانی به‌طورمتقارن، ازهم دورمی‌شوند. بعد از طی مسافتی نسبتاً طولانی، صفحات مزبورکه خود ازگوشته (مذابْ کره) نتیجه شده‌اند دوباره در آن فرورفته و مدفون می‌شوند. این راندگی به درون زمین، موجب پیدایش زخم‌هایی عمیق درسطح زمین می‌گردد که به صورت گودال‌های عظیم اقیانوسی، که عمق آنها گاهی تا بیش از۱۰کیلومتر از سطح آب دریا است، نمایان می‌گردد، مانندگودالهای کوریل، گودال ژاپن، گودال تونگایا، و گودال پورتوریکو. دراین گودالها، صفحات به داخل زمین فرومی‌روند. این مناطق، فرورونده[۲] یا زیررانده نام دارند.

چنانکه گفته شد ماده سخت صفحات به‌طور مستمر و باحرکتی ثابت درحال تجدید و نوسازی است، ولی با فرو رفتن به داخل گوشته از بین می‌رود. دربعضی مناطق، سازندگی بیش ازتخریب است و درنتیجه به مساحت افزوده می‌شود. دربعضی نقاط، برعکس، صفحات با سرعت و شدت درمنطقه زیررانده فرو می‌روند و حتی ممکن است محورتغذیه کننده بلعیده و خورده شود. به‌طورخلاصه، تمام این حرکات کاملاً منظم و شبیه یک جریان چرخه‌ای است که درمقیاس زمین‌شناسی - یعنی در صدها میلیون سال- انجام می‌شود و این مدت برای ساختن و ایجاد کف اقیانوس اطلس صرف شده است. سرعت ایجاد و گسترش صفحات با مقیاس سانتیمتر درسال اندازه گیری می‌شود. این حرکت کند باعث انباشت انرژی در صفحات زمین‌ساخت می‌گردد. در اثر رها شدن ناگهانی این انرژی و انتشار امواج ارتعاشی در سطح زمین زلزله‌های ویرانگر رخ میدهند. دیدیم که صفحات زمین‌ساخت از مواد خارج شده از گوشته زمین در محل پشته‌های اقیانوسی ایجاد شده، و به‌طورجانبی گسترش یافته و سرانجام به اعماق گوشته رانده می‌شوند، پس این صفحات فقط درحوزه‌های اقیانوسی بوجود می‌آیند.

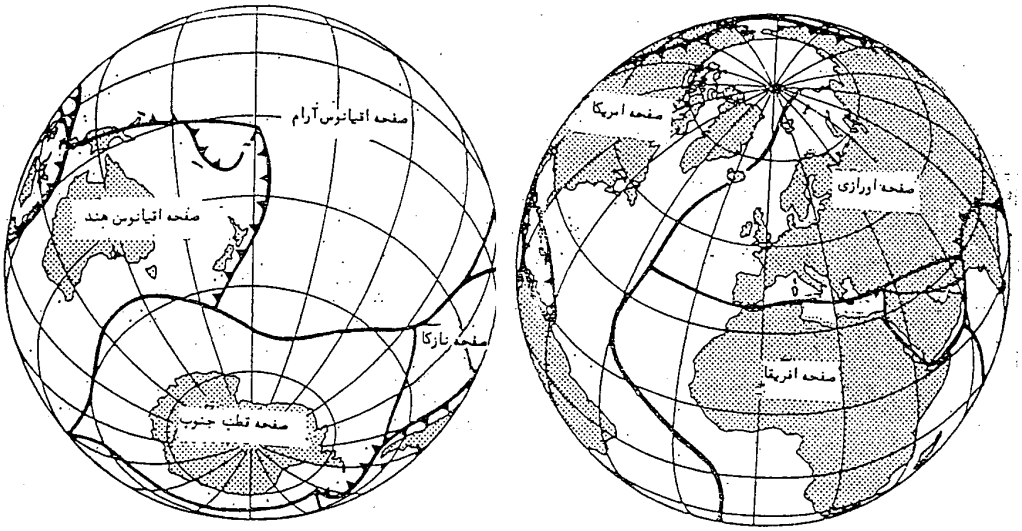
---

[۱] Bouvet

[۲] Subduction zone

قاره‌ها در این چرخه نقش دیگری بازی می‌کنند. قاره‌ها در پشته تشکیل نمی‌شوند و در گوشته هم فرو نمی‌روند. ضخامت آنها زیاد و از نظر ترکیب شیمیایی و جنس با صفحات دریایی (اقیانوسی) تفاوت زیادی دارند ولی درصفحات دریایی به صورت میخ فرو رفته‌اند. سن قاره‌ها نسبت به صفحات سازنده کف اقیانوسها بسیار زیادتر بوده و در حدود یک میلیارد سال و بیشتر است درحالی که سن صفحات اقیانوسی از ۲۰۰ میلیون سال تجاوز نمی‌کند. قاره‌ها همچون چوب پنبه‌ای برروی آب، به‌طورسرگردان در حرکتند. این حرکت تابع سیالی است که آنها را با خود می‌کشاند و مانند چوب پنبه هیچگاه به داخل سیال (گوشته مذاب زمین) فرو نمی‌روند.

نمونه‌ای از تقسیم‌بندی صفحات زمین‌ساخت در شکل ۱. ۴- ۲ دیده می‌شود که در آن کره زمین به هفت صفحه اصلی تقسیم شده است. این هفت صفحه عبارتند از:



شکل ۱. ۴- ۲ مدل ۷صفحه‌ای گساویه لوپیشون (*Xavier Le Pichon*)

۱. صفحه افریقا که از سمت غرب به محور میانی اقیانوس اطلس، درجنوب و شرق به پشته اقیانوس هند، ازشمال به دریای سرخ متصل شده و سپس با یک رشته گسل انتقالی ازحاشیه‌های شمالی مدیترانه عبور می‌کند و به‌وسیله یک گسل بزرگ که ازجبل الطارق تا آسور ادامه می‌یابد به محورمیانی اقیانوس اطلس وصل می‌شود.

۲. صفحه اوراسیا که ازغرب به اقیانوس اطلس شمالی محدود است. درشرق به یک سری ازمناطق زیررانده می‌رسد که ازکوریل تا اندونزی ادامه داشته و با عبور از هیمالیا، ایران و شمال مدیترانه به محور میانی اقیانوس اطلس ختم می‌شود.

۳. صفحه اقیانوس هندکه از غرب به محور میانی اقیانوس هند و از جنوب به محورحاشیه قطب جنوب محدود شده است. این صفحه از شمال به ایران و هیمالیا وصل شده و دراین مناطق به صورت زیررانده عمل می‌کند، و از جنوب با تعدادی از مناطق زیررانده شامل گودال جاوه، قوس باندا، منطقه گینه نو، گودال تونگا-کرمادک[۱]، و زلاندنو، به صفحه قطب جنوب وصل می‌گردد.

۴. صفحه اقیانوس آرام که شامل تمام اقیانوس آرام است ازغرب به تعدادی منطقه زیررانده، و از شرق به پشته شرقی اقیانوس آرام وصل می‌شود. ارتباط آن بین خلیج کالیفرنیا و پشته ژوان دافوکا[۲] به‌وسیله گسل انتقالی سان اندریاس قطع می‌گردد.

۵. صفحه قطب جنوب که شامل اقیانوس و قاره قطب جنوب است و در اطراف به‌وسیله محورهای بازشونده اقیانوسی احاطه می‌شود.

۶. صفحه آمریکا که مرز شرقی‌اش محور میانی اقیانوس اطلس، و مرز غربی‌اش قاره آمریکا است و ماهیت زمین‌شناسی پیچیده‌ای دارد. این صفحه ازیک منطقه زیررانده درشمال(کوردیلرکانادا) شروع شده، با یک گسل انتقالی(گسل سان اندریاس) ادامه یافته و سرانجام با یک رشته ازگودال‌های زیررانده ازخلیج کالیفرنیا تا سرزمین آتش[۳] امتداد می‌یابد.

۷. صفحه نازکا[۴] در حد فاصل قاره آمریکای جنوبی و محور شرقی اقیانوس آرام.

حرکت این صفحات درسطح زمین درطی میلیون‌ها سال رخ داده است. تحقیقات بعدی نشان داد که زمین از۱۲صفحه متمایز تشکیل یافته و هرصفحه دارای حدود و مرزهایی است. این مرزها بر سه نوع‌اند:

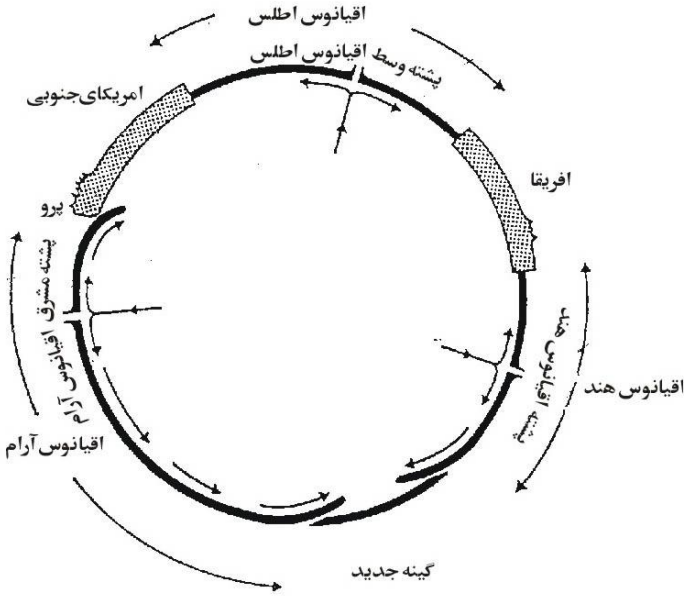
---

[۱] Tonga – kermadec

[۲] Juan da fuca

[۳] Terre de Feu (مجمع الجزایر ماژلان در آمریکای جنوبی)

[۴] Nazca



شکل ۱. ۴-۳ مقطعی از زمین که درآن ارتباط بین صفحات مختلف نشان داده شده است. دراین شکل، پشته‌ها درحال بازشدن وگسترش، و مناطق زیررانده که در آن پوسته دریایی به داخل زمین فرو می‌رود، دیده می‌شوند.

۱. پشته‌های اقیانوسی که مرزهای سازنده و مولدند و بدون آنها صفحات پیرشده و از بین می‌روند.
۲. گودالها، که مرزهای مخرب هستند و در آنها مواد سازنده صفحات به مبدأ اصلی خود یعنی به داخل زمین باز می‌گردند.
۳. شکستگی‌هایی که درطول آنها حرکات متعدد و پیچیده فوق نسبت به هم جفت وجور می‌شود. این شکستگیها پشته‌ها را درجهت عرضی قطع می‌کنند. میزان گسترش هرقطعه با قطعه مجاور متفاوت است.

پوسته‌های قاره‌ای و دریایی

نحوه تغییرشکل پوسته‌های قاره‌ای و دریایی یکسان نیست. علت وجود اختلاف زیاد بین تغییرشکل این پوسته‌ها ویژگیهای فیزیکی - شیمیایی متفاوت و تاریخچه پیدایش جداگانه این دو پوسته جامد زمین است. پیچیدگی تغییرشکل پوسته‌های قاره‌ای در درجه اول مربوط به سن زیاد آنها و وجود گسل‌ها، چین‌ها و تغییرشکلهای قدیمی است که در مرحله‌های گوناگون

کوهزایی جنبش یافته و پوسته‌ای با چند تغییرشکل ایجاد نموده است. به محض افزایش تنش، ساختهای قدیمی موجود در پوسته‌های قاره‌ای به حرکت در آمده و تغییرشکل پوسته را کنترل می‌کنند. این در حالی است که پوسته دریایی تازه تشکیل شده در محور میانی اقیانوسها، فاقد گسل و یا چین می‌باشد.

قدیمی‌ترین پوسته دریایی شناخته شده و موجود در کره زمین دارای سن ژوراسیک (۲۰۰ تا ۱۸۰ میلیون سال) است، درحالی‌که قدیمی‌ترین پوسته قاره‌ای بررسی شده دارای سنی برابر ۳۸۰۰ میلیون سال می‌باشد. پوسته دریایی بعد از تشکیل به‌تدریج سرد شده و حالت ناپایداری پیدا می‌کند و ناگزیر به داخل بخش بالایی گوشته زیر خود فرومی‌رود (در فرایند زمین‌ساختی فشاری) و می‌تواند زلزله‌های تا عمق ۷۰۰ کیلومتر را در مناطق فرورانشی ایجاد نماید.

پوسته قاره‌ای اساساً از مواد سبک اسیدی تشکیل شده و دارای لایه‌بندی شیمیایی است که در دمایی پایین‌تر از دمای لازم برای تغییرشکل پوسته دریایی، تغییرشکل می‌یابد. درحالی‌که پوسته دریایی دارای ترکیب شیمیایی همگن بازالتی سرشار از سیلیکات‌های سنگین و قلیایی است. چگالی نسبی کمتر و شناور بودن پوسته قاره‌ای مانع از فرورانش آن به داخل گوشته می‌شود. بنابراین برخلاف پوسته دریایی، پوسته قاره‌ای در چرخش زمین‌ساخت صفحه‌ای شرکت ندارد و با باقی‌ماندن در سطح، تغییرشکل بیشتری را تحمل می‌کند و می‌تواندکانون زلزله‌های قاره‌ای کم عمق باشد (تا عمق حدود ۵۰ کیلومتر) اما گاهی در برخی از مناطق قاره‌ای، زلزله‌های عمیق‌تر نیز (تا ۹۰ کیلومتر در زیر تبت جنوبی) دیده می‌شود.

ادامه همگرایی[۱] در فرایند زمین‌ساختی فشاری در قاره‌ها معمولاً با ستبر شدن پوسته قاره‌ای و تشکیل رشته کوههای چین خورده و رانده شده به هنگام کوهزایی برخوردی همراه است. سازکاری که منجر به ستبر شدن پوسته قاره‌ای می‌شود احتمالاً با لغزش شکل‌پذیر در لایه‌های زیرین، و چین خوردن، گسلش و درزه شدگی در لایه‌های بالایی آن همراه است. بنابراین بیشتر قسمتهای پوسته قاره‌ای در طول مرحله‌های گوناگون کوهزایی و کوهزایی برخوردی بشدت تغییرشکل یافته و تغییرات شدید حرارتی و فشار را تحمل نموده‌اند. به نظر می‌رسد که مهم ترین سازکارهایی که در جریان ستبر شدن پوسته قاره‌ای شرکت دارند عبارتند از: ۱. کوتاه شدگی ساده افقی، ۲. راندگی دو پوسته قاره‌ای بر روی هم.

---

[۱] همگرایی صفحات زمین‌ساخت یعنی حرکت این صفحات به سمت هم که پیامد آن فشردگی و ستبر شدن این صفحات است.

رانده شدن لایه‌ها روی‌هم و چین خوردن آنها باعث شده که ضخامت پوسته قاره‌ای به میانگین ۴۰ کیلومتر برسد درحالی‌که پوسته دریایی متراکم، دارای ضخامتی حدود ۶ کیلومتر است.

در نتیجه این حرکات، لرزه‌خیزی در پوسته‌های قاره‌ای متحرک (پوسته‌هایی که بر روی گوشته بالایی ناپایدار قرار دارند) در پهنه وسیعی پراکنده می‌شود. پراکندگی لرزه‌خیزی قاره‌ها خود به تنهایی نشان دهنده تغییرشکل پیچیده در نواحی کوهزایی برخوردی قاره‌هاست.

برای دست یافتن به چگونگی حرکت صفحات کره زمین در زمانهای گذشته زمین‌شناسی باید ابتدا ارتباط بین زمین‌شناسی قاره‌ها و اثر حرکت صفحات را درک کرد. الگوی مغایرت مغناطیسی اقیانوسی و اطلاعات جغرافیایی گذشته ابزارهای مهمی هستند که به وسیله آنها می‌توان در این زمینه به نتایجی دست یافت[۱].

نوارهای مغایرت مغناطیسی که اطلاعات زیادی در مورد نسبت، میزان و راستای جنبش صفحات دریایی در اختیار ما قرار میدهند، در قاره‌ها وجود ندارند. بنابراین باید از قطبهای قدیمی مغناطیسی قسمتهای گوناگون پوسته قاره‌ای استفاده نمود. بررسیهای مغناطیسی نشان داده که فشردگی بزرگی (در حدود ۱۵۰۰ تا ۲۰۰۰ کیلومتر) در اثر برخورد کرتاسه پسین هندوستان، در آسیا بوجود آمده است. همچنین نشان داده شده است که بخشهایی از اَبَر قاره گُنْدوانا در افغانستان و ایران کنونی وجود دارد. شواهد زمین شناسی نیز این موضوع را تأیید می‌کنند.

برای تعیین چگونگی حرکت صفحات قاره‌ای در نقاطی که پوسته اقیانوس مجاورآنها در محل فرورانش کاملاً از بین رفته و داده‌های مغناطیسی وجود ندارد، بناچار باید از تشابه رسوبات قاره‌ها استفاده نمود.

۱. ۱. ۳. برخورد قاره‌ها و مناطق جوش خورده قدیمی

وقوع بعضی از زلزله‌ها را نمی‌توان به کمک نظریه زمین‌ساخت صفحه‌ای تفسیرکرد، از آن جمله‌اند: زلزله‌های چین شمالی (گی آن ۱۵۵۶ با تلفات ۸۳۵۰۰۰ نفر و تانگشان ۱۹۷۶ با

---

[۱] oceanic magnetic anomaly pattern – به‌طور اجمالی می‌توان چنین بیان کرد که مواد آهندار مذاب گوشته زمین (ماگما) پس از خروج از گوشته برحسب جهت قطبهای مغناطیسی کره زمین آرایش یافته و سرد می‌شوند و پوسته دریایی را بوجود می‌آورند. از آنجایی که قطبهای زمین در ادوار گذشته و در طول زمان تغییر می‌نمایند، جهت استقرار لایه‌های حاوی مواد مغناطیسی در پوسته‌های دریایی متغیر است و از این تغییرات که به الگوی مغایرت مغناطیسی موسوم است می‌توان به عمر این رسوبات پی برد و در نتیجه قدمت حرکات زمین‌ساختی را مشخص نمود.

تلفات ۷۰۰۰۰۰نفر)، زلزله‌های منطقه مرکزی ایالات متحده آمریکا (درمادرید جدید طی سالهای ۱۸۱۱-۱۹۱۲)، زلزله‌ای در کلچستر[۱] انگلستان و زلزله‌ای خفیف در جزیره الرون[۲]. هیچ‌یک ازاین زمینلرزه‌ها درمرز بین صفحات قرار ندارند. برای توضیح این زمینلرزه‌ها لازم است که ازچگونگی تشکیل قاره‌های فعلی با اطلاع بود.

در زمین‌ساخت صفحه‌ای قاره‌ها نقش خاصی به عهده دارند. قاره‌ها همراه با صفحاتی که روی آن قرار دارند از هم جدا می‌شوند، تغییرمکان میدهند ولی هیچگاه درگوشته فرو نمی‌روند. وقتی دو قاره بهم نزدیک شوند و به‌هم برخورد نمایند درمحل برخورد انسداد و جوش‌خوردگی بوجود می‌آید. چنانکه وقتی هندوستان به صورت قطعه‌ای از افریقا به طرف شمال بحرکت درآمد درحدود ۴۵ میلیون سال قبل به قاره آسیا برخوردکرد و براثراین برخورد، عظیم ترین رشته کوه جهان یعنی رشته کوه تبت- هیمالیا بوجود آمد. در نتیجه آسیا به شکل جدیدی درآمد زیرا هند به قاره آسیا جوش خورد و زائده مثلثی جنوبی آسیا تشکیل شد.

امروزه از این برخورد اثری برجای مانده که رودخانه یالونگ تسانگپو[۳] در نزدیکی آن جریان دارد و می‌توان آنرا محل التیام و جوش خوردگی دانست. اصولاً در این محلهای جوش خوردگی، گسل‌های فراوانی وجود دارند و زلزله‌هایی درآنها رخ میدهد که بعضی از آنها بسیار شدیدند. باید دانست که واقعه برخورد هند به آسیا منحصر بفرد نیست. تمام قاره آسیا از قطعاتی درست شده است که تدریجاً و طی مراحلی به آن چسبیده‌اند[۴]. اروپا و افریقا نیز بارها به‌هم برخورد کرده‌اند و از آخرین برخورد آنها کوههای آلپ تشکیل شده است. زمین‌شناسان پیش بینی می‌کنند که برخورد بعدی لااقل در۲۰ میلیون سال آینده اتفاق خواهد افتاد و مدیترانه را از بین خواهد برد. از تمام این برخوردها آثار التیام وجوش خوردگی بجا مانده است. لبه گسل‌های عمیق که به مرور به‌هم وصل می‌گردند، جوش خورده و سپس سخت و مستحکم می‌شوند. با این وجود، هنگامی که قاره‌ای با گسل‌های زیاد خود تحت تأثیر تنشهای بسیار شدید قرار گیرد، به‌طوری که باعث تغییرشکل و به هم پیچاندن آن شود، درمحل همین

---

[۱] Colchester

[۲] Oleron

[۳] Yalong Tsangpo

[۴] ایران هم قطعه‌ای ازگندوانا بشمار می رفته و احتمالاً طی دوره کربونیفر یا تریاس به آسیا چسبیده است (برای دورانهای زمین شناسی جدول ۱. ۶-۱ را ببینید).

زخمهای التیام یافته قدیمی، گسیختگی رخ میدهد که محل وقوع زمینلرزه‌های بعدی خواهد شد.

به عقیده برخی از زمین‌شناسان[۱]، قاره هند به فرو رفتن بیشتر خود به آسیا ادامه میدهد و مانند درفشی به آن فشار وارد می آورد. با همین فرو رفتن بیشتر هندوستان، زمینلرزه‌های چین شمالی یا جنوبی اتفاق می‌افتد که از شدیدترین زلزله‌های دنیا محسوب می‌شوند. به همین منوال تقابل قاره‌های افریقا و اروپا و فشار میان این دو قاره باعث بروز زلزله‌هایی در بخش جنوبی اروپا می‌شود.

به‌این‌ترتیب می‌توان نتیجه گرفت که زلزله‌ها در درجه اول، درحد و مرز بین صفحات فعلی و درمرحله دوم، درحد و مرزهای صفحات قدیمی که به علت جوش خوردگی قاره‌ها تغییرشکل داده‌اند، اتفاق می‌افتند. هرقدر سن این جوش خوردگیها زیادتر باشد فعالیت لرزه‌ای کمتر و شدت زلزله خفیف‌تر است.

۱. ۱. ۴. زمین‌ساخت قاره‌ای و گسل‌های فعال[۲]

دیدیم که بر اساس فرضیه زمین‌ساخت صفحه‌ای، صفحات تکه‌های مقاوم و سختی هستند که فقط در قسمتهای حاشیه‌ای خود تغییرشکل می‌یابند. این تصور هندسی از جنبش صفحات در باره تغییرشکل پوسته‌های دریایی صدق می‌کند، زیرا تغییرشکل این پوسته‌ها در اثر حرکت صفحات مجاور در امتداد مرز صفحات صورت می‌گیرد ولی در جایی‌که حد صفحات دریایی وارد پوسته‌های ناهمگن نواحی همگرا[۳] می‌شود (مانند پوسته فلات ایران)[۴]، تغییرشکل و لرزه‌خیزی در پهنه وسیعی از پوسته قاره‌ای پخش می‌شود. رشته کوه جوان و فعال آلپ - هیمالیا به‌طول چند هزار کیلومتر، ناحیه مناسبی برای بررسی تغییرشکل قاره‌ای و کوتاه شدگی پوسته زمین

---

[۱] پل تاپونیه

[۲] متحرک، غیر ساکن، جنبا

[۳] همگرا به معنی نزدیک شونده است، به عبارت دیگر صفحاتی که به سوی هم در حرکتند و بهم فشرده می‌شوند همگرا ، و صفحاتی که از هم دور می‌گردند واگرا نامیده می‌شوند. در حالت کلی‌تر، پشته‌های اقیانوسی (ridges) را نواحی واگرا، گودالها یا نواحی فرورونده (trenches) را نواحی همگرا، و گسل‌های عمود بر پشته‌ها را نواحی انتقالی مینامند.

[۴] فلات ایران چنین پوسته‌ای است زیرا از یکسو ناهمگن است (جنس متفاوت نواحی زاگرس، خط سنندج-سیرجان و بلوک لوت)، و از سوی دیگر همگرا است زیرا صفحه عربستان به زیر صفحه ایران رانده می‌شود.

در پهنای چند صد کیلومتر است. این کوتاه شدگی، ستبر شدگی و برپایی (افزایش ارتفاع) پوسته نتیجه برخورد صفحات افریقا، عربستان و هندوستان به صفحه اوراسیا است.

برای تحلیل تغییرشکل جوان پوسته قاره‌ای نواحی همگرا، تاپونیه و مولنار[۱] *فرضیه خط لغزش* را برای توصیف چگونگی تشکیل گسل‌های امتداد لغز (گسل‌های جانبی[۲] با لغزش افقی[۳])، که در روی عکسهای ماهواره‌ای به روشنی دیده می‌شوند، بکار برده‌اند. ایجاد این گسل‌ها در اثر برخورد هندوستان به آسیا، به صورت تغییرشکل میانه مقاوم اما شکل‌پذیر صفحه آسیا به‌وسیله تیغه مهاجم سخت هندستان صورت پذیرفته است.

تاپونیه این پدیده را در آزمایشگاه شبیه سازی کرد. فرضیه خط لغزش بر این اصل استوار است که توزیع تنش در پوسته قاره‌ای مشابه وضعیت توزیع تنش در یک صفحه با ضخامت یکنواخت تحت تنشهای تخت[۴] است و امتداد محتمل لغزش منطبق بر مسیرهای تنش برشی اوج می‌باشد. بدین ترتیب با مشخص نمودن مسیر تنشهای اصلی، بکمک دایره مور می‌توان امتداد تنشهای برشی اوج و امتدادهای محتمل لغزش را مشخص نمود. تغییر شکل بطور عمده در گسلهای امتداد لغزی صورت می‌گیرد که امتدادشان به امتدادهای محتمل لغزش نزدیک است. برعکس، نواحی تغییرشکل نیافته در میان گسل‌های امتداد لغز، دارای تنش کمتری بوده و خطر گسلش در این نواحی کمتر است. در نقاطی که گسل‌های امتداد لغز به نواحی کششی یا فشاری وصل می‌شوند، لرزه‌خیزی حالت پراکنده‌ای را به خود می‌گیرد. به‌طور کلی بنظر می‌رسد که در این نواحی، با لغزش قطعات بزرگ قاره‌ای از کنار یکدیگر و گریز از محل برخورد قاره‌ای، از عمل ستبر شدن پوسته قاره‌ای جلوگیری می‌شود.

۱. ۱. ۵. سازکارهای کانونی زلزله[۵]

---

[1] Tapponier, P., Molnar, P., 1975, Slip-line field theory and large scale continental tectonics, Nature, 264, 319-324.

[۲] lateral faults

[۳] strike slip

[۴] plane stress

[۵] در واقع در حال حاضر نحوه شکست زمین به هنگام رویداد زلزله و رها شدن امواج آن را با یکی از سه سازکار زیر توجیه می‌کنند: سازکار *فشاری*، سازکار *کششی* و سازکار *امتداد لغز*. این سازکارها را سازکارهای کانونی زلزله می‌نامند.

با نقشه برداری مناطقی که جهت حرکت زمین در یک‌سو و در مناطقی که جهت حرکت آن در سوی دیگر است، می‌توان مناطق فشردگی و کشیدگی را مشخص کرد و براساس آن به نوع حرکت گسل پی برد. مثلاً در پشته‌های اقیانوسی، مشاهده شده است که در محل پشته زلزله از نوع کششی است ولی زلزله‌هایی که بر روی گسل‌های کوچک انتقالی (که به‌طور عرضی خط پشته را قطع می‌کنند) اتفاق می‌افتند از نوع برشی‌اند.

درمناطق زیررانده، مشاهده شده که هنگامی که صفحه دچار تاخوردگی می‌شود، و یا فرو می‌رود زلزله نوع کششی رخ میدهد، پس می‌توان نتیجه گرفت که صفحه زیررانده، تنها تحت تأثیر وزن خود به درون کشیده می‌شود. برعکس، وقتی که صفحات به اعماق ۶۰۰ کیلومتری نزدیک می‌شوند و یا اگرصفحه زیررانده با مقاومت فزاینده محیطی که درآن فرو می‌رود روبرو شود زلزله از نوع فشاری خواهد بود.

به کمک مدلهای رایانه‌ای، می‌توان سازکارهایی را که در کانون یک زلزله رخ میدهد بازسازی نمود. این مدلها می‌تواند لرزه نگاشت را شبیه سازی و افت تنش داخلی زمین در اثر وقوع زلزله را برآورد کند. محاسبات نشان داده است که افت تنش زمین در اثر وقوع یک زلزله هرچند قوی، چندان زیاد نیست و در حدود ۱۰ تا ۱۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد، در صورتی‌که نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهدکه تنش شکست یک سنگ سخت لااقل ۱۰برابر مقدار فوق است. حال باید دید گسیختگی ناشی از زلزله چگونه انجام می‌شود؟ آیا این به علت بروز خستگی[۱] در سنگها است؟

یک فرضیه این است که خواص فیزیکی سنگهای گسیخته شده نسبت به نمونه‌های بدون ترک آزمایشگاهی متفاوت است. سنگها درمنطقه گسلی در اثر ضربات زیاد ترک برداشته و در آنها درزهای مویین بوجود می‌آید. به‌این‌ترتیب از مقاومت آنها کاسته شده و در برابر نیروهای ضعیف دچار شکستگی می‌شوند. فرضیه‌ای دیگر، وجود آب را علت شکنندگی سنگ می‌داند. سنگهای سطح زمین کاملاً ازآب آغشته می‌باشند. آب درخلل و فرج سنگها نفوذ کرده و به‌حرکت درمی‌آید و در نتیجه، کششهای موضعی ایجاد می‌شود، شکستگیهای درونی صیقل یافته و درزهای مویین سنگ گسترش پیدا می‌کنند. این شرایط درگسیختگی سنگ مؤثر است[۲].

---

[۱] fatigue - کاهش تنش مقاوم در اثر تکرار بارگذاری (در واقع منظور این است که در اثر رویداد مکرر زلزله در طول زمان، و بارگذاری مکرر پوسته سنگی زمین، ممکن است مقاومت سنگ پوسته کاهش یافته باشد)

[۲] درواقع، به دنبال یک حادثه، نقش آب درایجاد زلزله،در فکر زلزله شناسان قوت گرفت: درسال۱۹۶۲،در دنور واقع درکلرادوی آمریکا، ارتش ضمن تهیه سلاحهای جنگی، می‌بایست فاضلاب کارخانه‌ها را از محیط خارج

یکی دیگر از توجیهاتی که در این زمینه جایگاه خاصی پیدا نموده است تبعیت گسل از قانون مقیاس است که موجب تسلسل بروز ترک با ابعاد مختلف می‌شود. این پدیده بعداً توضیح داده خواهد شد.

۱. ۱. ۶. ارتباط زلزله و آتشفشان

ازمدتها پیش مشخص شده است که این دو پدیده نواحی مشابهی را تهدید می‌کنند. شرق اقیانوس آرام، تمام آمریکای مرکزی و ساحل غربی آمریکای جنوبی تحت تأثیر آتشفشان و زلزله قرار دارند. درسمت دیگرساحل اقیانوس آرام نیز همین وضعیت حاکم است و زلاندنو، گینه جدید، و فیلیپین در خطر این دو پدیده قرار دارند. ژاپن نیز کشوری است آتشفشانی و لرزه‌خیز. نظیر همین حالت در اندونزی و مناطق کم جمعیت کامچاتکا و آلاسکا نیز دیده می‌شود. مجموع این مناطق نواری را تشکیل می‌دهندکه به آن نوار آتشین پاسیفیک میگویند.

درحاشیه اقیانوس آرام، وابستگی کاملی بین فعالیتهای آتشفشانی و زلزله بنظر می‌رسد. می‌توان به این مناطق، دوکشور اروپایی ایتالیا و یونان را هم اضافه نمود. بااین‌همه، اگر در مقیاس جهانی به این موضوع توجه کنیم با ابهامات بیشتری روبرو خواهیم بود. یوگوسلاوی کشوری است لرزه‌خیز درحالی‌که در آن هیچ نوع آتشفشان فعالی دیده نمی‌شود. همین وضعیت درچین نیز ملاحظه می‌گردد. برعکس، جزایر ایسلند یا رئونیون از نظرفورانهای آتشفشانی در دنیا شهرت دارند. اگرچه این دو منطقه خالی از زلزله نیستند ولی زلزله‌ها خفیف هستند.

از نظرعلمی بین زلزله و آتشفشان تطابق جغرافیایی محدودی وجود دارد ولی این تطابق کامل و روشن نیست. بیش ازیک قرن، زمین‌شناسان و ژئوفیزیکدانان سعی نمودند تا وابستگی تقریبی جغرافیایی بین این دو پدیده را مشخص نمایند ولی نتیجه‌ای ازآن بدست نیامد. ابتدا تصور می‌شد که آتشفشان عامل پیدایش زلزله است. در اواخر قرن نوزدهم مهندس فرانسوی مونتسوس دوبالور[۱] با بررسی توزیع جغرافیایی این دو پدیده نشان داد که زلزله‌های بزرگ عموماً به‌وسیله آتشفشان بوجود نمی‌آیند. با شکوفایی علم زلزله شناسی در اوایل قرن بیستم،

میکرد. بعد ازکوشش زیاد، تصمیم گرفته شد به کمک حفاری، فاضلاب را به درون زمین ترزیق کنند. مدتی بعد در این محل زلزله‌هایی رخ داد. با قطع تزریق آب، زلزله‌ها نیز تدریجاً قطع شدند. بعد از۶ ماه ،تزریق مجدد آب از سرگرفته شد. چندهفته بعد، زلزله‌ها مجدداً شروع شدند و بدنبال آزمایشهایی که توسط لرزه شناسان انجام شد ثابت گردیدکه با تزریق آب به داخل زمین، زلزله‌ایجاد می‌شود. بدینترتیب نظریه هوبرت (Hubert) و روبی(Rubey) مبنی بر نقش آب در براه‌انداختن زلزله، به تأیید رسید.

[۱] Montessus de Ballore

تصور و ابستگی تنگاتنگ این دو پدیده از بین رفت. بین نقشه پراکندگی آتشفشانهای فعال و نقشه حدود صفحات تشکیل دهنده زمین انطباق زیادی بچشم می‌خورد. درگودالهای اقیانوسی، که مناطق زیررانده را تشکیل می‌دهند، آتشفشانهای فعال و انفجاری قرار دارند مانند: ژاپن، اندونزی ، فیلیپین، زلاندنو، آلاسکا، غرب ایالات متحده، مکزیک، اکوادور، پرو، شیلی، ایتالیا و یونان. همین نواحی محل وقوع زلزله نیز می‌باشند. نوارهای برآمده وسط اقیانوسها (پشته‌ها) هم محل وقوع آتشفشانهای فعال و تقریباً دائمی است. این آتشفشانها چندان قابل رویت نیستند زیرا دراعماق ۱۰۰۰تا۲۰۰۰ متر زیرآب دریا اتفاق می‌افتند و بندرت درسطح زمین نمایان می‌شوند. بااین‌وجود محققان توانسته‌اند کلیه فعالیتهای آتشفشانی این مناطق را از نزدیک مشاهده کرده و از روانه‌های بازالتی یا قطعات آتشفشانی انفجاری مطلع گردند. آتشفشانهای مناطق زیررانده هم گاهی زیردریایی‌اند ولی غالباً هوایی و همیشه انفجاری هستند. برعکس، درمحل گسل‌های انتقالی فعالیت آتشفشانی وجود ندارد. به عنوان مثال در یوگوسلاوی، شمال ترکیه، درامتداد گسل سان اندریاس ویا روی گسل اردن به هیچوجه آتشفشان فعالی دیده نمی‌شود.

بدین ترتیب می‌توان نتیجه گرفت که مناطق زیررانده حاشیه قاره‌ها محل وقوع زلزله و آتشفشان می‌باشند درحالی‌که مناطق گسل‌های انتقالی که از قاره‌ها عبور می‌کنند لرزه‌خیزند ولی فاقد فعالیتهای آتشفشانی می‌باشند.

۱. ۲. گسل

تغییر و تحولات بین یک منطقه بازشونده و یک منطقه زیررانده به صورتی است که هندسه سطح زمین تغییر چندانی نمی‌کند. این هماهنگی هندسی توسط گسل‌ها صورت می‌پذیرد. از جمله این گسلها می‌توان به گسل‌هایی که پشته شمال اقیانوس اطلس یا شرق اقیانوس آرام را به صورت عرضی قطعه قطعه کرده‌اند اشاره کرد شامل: گسل‌های وما[۱]، مندوسینو[۲]، چمن[۳]، سان‌اندریاس. این گسل‌ها را انتقالی (تغییرشکل دهنده)[۴] می‌گویند زیرا براساس قانون *همسازی حرکات* و با توجه به آنکه صفحات سخت و مستحکم می‌باشند یک حرکت را به حرکت متفاوت دیگرتبدیل می‌کنند. در واقع علیرغم حرکات پیچیده پوسته‌های دریایی، صفحات تغییرشکل

---

[۱] Wema

[۲] Mendocino

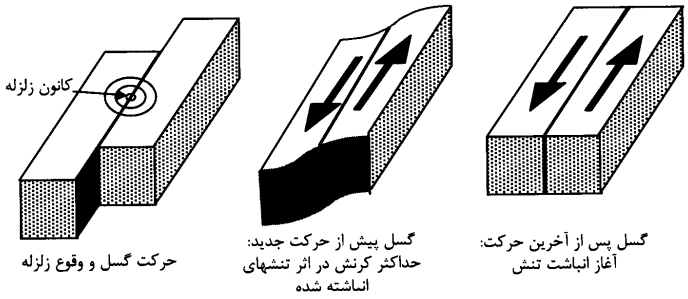
[۳] Chaman که محور برآمده اقیانوس هند را به منطقه زیررانده هیمالیا متصل می‌نماید.

[۴] transform faults

نمی‌دهند وتنها در امتداد مرزهای خود حرکت می‌کنند و با هندسه جدید منطبق می‌شوند.

به این ترتیب مقداری از انرژی درونی زمین که به‌وسیله سازکارهای درونی به صفحات پوسته انتقال می‌یابد در مرز این صفحات به صورت تغییرشکل و امواج زلزله جذب شده و بخشی هم به صورت آتشفشان بروز می‌نماید.

تعریف زمین‌شناسی گسل چندان ساده نیست. گسل عبارت ازسطح ناپیوسته‌ای است (غالباً مسطح) که دو مجموعه سنگی را از هم جدا می‌کند. گسل نتیجه گسیختگی وحرکتی است که در آن نخست دو مجموعه سنگی متصل به‌هم، از هم مجزا شده و سپس باعث لغزش و دورشدن دو بخش از هم می‌شود.



شکل ۱. ۴-۴ طرح فرضی که درآن نظریه برگشت الاستیک[۱] نشان داده شده است تنش در دو سمت گسل انباشته شده است. سنگها تغییرشکل داده و ناگهان گسیخته شده و زلزله‌ایجاد می‌شود.

جابجایی حاصل از حرکت گسل اختلاف سطح گسل خوانده می‌شود که عبارت است از فاصله بین دو ساختمان زمین‌شناسی به هم پیوسته اولیه، و می‌توان آنرا به کمک جابجایی لایه‌های زمین‌شناسی، رودخانه و یا قسمتی ازجاده معین نمود. معمولاً اگر گسل شکاف کاملی بوجود آورده باشد شکاف مزبور بزودی جوش خورده و پر می‌گردد.

درگسل‌های فعالی که جابجاییهای آن زیاد باشد (مثلاً بیش از یک میلیمتر درسال)، سطح زمین با مورفولوژی خاصی همراه است و شامل جداشدگی قائم از چند دسیمتر تا چند متر و بدون شکاف زیادمی‌باشد. در گسل‌های قدیمی، مشخصات ریخت‌شناسی فوق چندان قابل تشخیص نیست. غالباً اختلاف سطح گسل، زمینها و لایه‌های کاملاً متفاوتی را پهلوی هم قرار

---

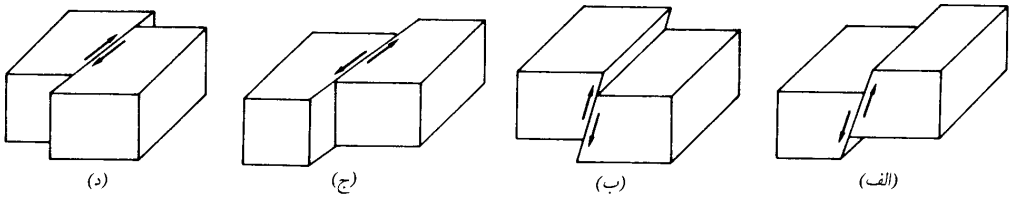
[۱] elastic rebound theory

می‌دهد. مثلاً سنگهای سخت و مقاوم درکنارسنگهای سست وکم مقاومت قرار می‌گیرند و با کمک عوامل فرسایش، گسل منظره‌ای پله مانند پیدا می‌کند.

سطح گسل ممکن است جهت خاصی نداشته باشد. با این وجود بسیاری ازگسل‌ها دارای سطوح قائم یا موربی هستند که درامتداد جابجاییهای قائم و افقی رخ داده است. بر همین اساس و با توجه به شکل ۱. ۵ ،گسل را به انواع زیر تقسیم می‌کنند:

۱. گسل‌هایی که جابجایی اصلی آنها درسطح افقی صورت گرفته و ناشی از لغزش افقی‌اند[۱]، *گسل جانبی*[۲] نامیده می‌شوند. درطول این نوع گسل جابجاییهای مهم بخشهای مختلف پوسته زمین انجام می‌شود. اگر ابعاد گسل جانبی بزرگ باشد زلزله بزرگی را ایجاد می‌کند.

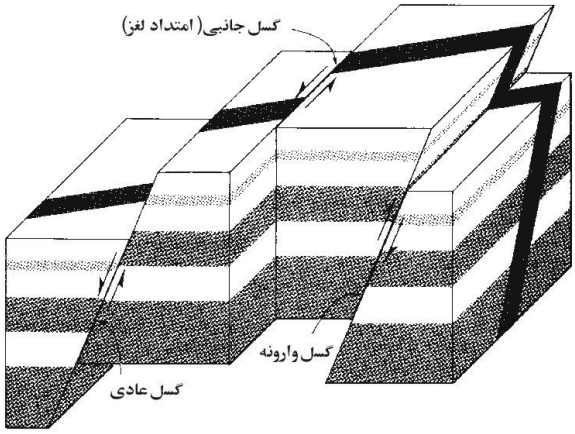
۲. گسل‌هایی که جابجایی آنها درسطح قائم انجام شوند دارای لغزش عمودی اند[۳] و ممکن است در نتیجه حرکات کششی ایجاد شوند (*گسل نرمال یا عادی*[۴]) و یا در اثر حرکات فشاری[۵] (*گسل وارونه یا معکوس*[۶]) پدید آیند. طول گسل بسیار متفاوت است و از چند میلیمتر (ترک و شکستگی بلورهای سنگ) تا صدها کیلومتر (که لایه‌های بزرگ قاره‌ها یا اقیانوسها را بریده و از هم مجزا می‌نماید) می‌باشد.



شکل ۱. ۵ انواع گسل : الف)گسل عادی ب)گسل وارونه ج و د)گسل‌های جانبی (امتداد‌لغز)

---

۱ strike slip
۲ lateral fault
۳ dip slip
۴ normal fault
۵ thrust
۶ reverse fault



شکل ۱. ۵-۱ انواع گسل

یکی از گسل‌های مشهور جهان، گسل جانبی سان اندریاس درکالیفرنیا به طول ۳۰۰ کیلومتر است که در سال ۱۹۰۶ زلزله سانفرانسیسکو با بزرگی ۸/۳ ریشتر و در ۱۹۴۰ زلزله ال‌سنترو را با بزرگی ۷/۱ بوجود آورد. در زلزله ال‌سنترو ۱۹۴۰ یک گسل ۶۰ کیلومتری با لغزشی برابر ۵ متر شناسایی شد. باید دانست که گسل‌ها عامل و منشأ زلزله‌اند و نه نتیجه و حاصل آن. چگونگی تولید زلزله توسط یک گسل به قرار زیر است:

۱. کرنش انباشته شده در گسل به حد خود می‌رسد (شکل ۱. ۶ الف)
۲. لغزش در طول گسل اتفاق می‌افتد (شکل ۱. ۶ ب)
۳. یک جفت نیروی کششی - فشاری بر گسل اعمال شده است (شکل ۱. ۶ ج)
٤. این حالت همانند اعمال ناگهانی جفت نیروی (شکل ۱. ۶ د) است.
۵. این واکنش موجب رها شدن موج‌های کروی[۱] است.

لنگر جفت نیروی شکل (۱. ۶ د) به لنگر زلزله[۲] موسوم است و برابر است با

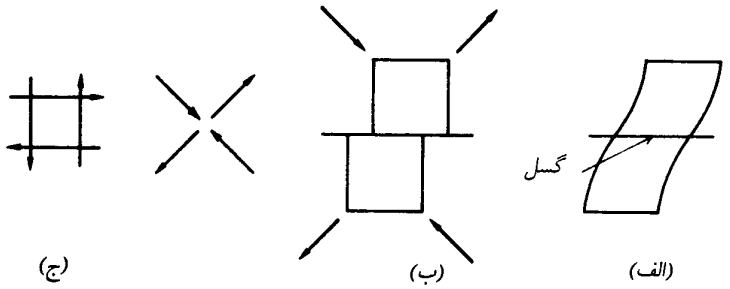
$$M_0 = GLdu \qquad (۱.۱)$$

G مدول برشی، L طول گسل، d عمق گسل و u جابجایی گسل در هنگام زلزله است.

---

[۱] radial wave propagation

[۲] seismic moment



شکل ۱. ۶ سازکار زلزله

گسل فعال

گسل‌هایی که طی چند هزار سال گذشته حرکت نموده و در آینده هم حرکت خواهند کرد، فعال نامیده می‌شوند. این گسل‌ها به وسیله کاوشهای زمین‌شناسی و عکسهای هوایی تعیین می‌شوند. از آنجا که زلزله معمولاً در مناطقی که گسل فعال دارند اتفاق می‌افتد، به هنگام انجام پروژه‌های بزرگ نظیر سد و نیروگاه اتمی، فاصله و مشخصات گسل‌های فعال منطقه مشخص می شود و در برآورد زلزله طرح مورد استفاده قرار می گیرد. بنابراین کاوشهای زمین‌شناسی در مرحله اول طراحی چنین پروژه‌هایی اهمیت می‌یابد.

سرعت متوسط حرکت گسل‌های فعال متفاوت است. گسل‌های سان اندریاس در کالیفرنیا و ناکای[1] در ژاپن بیشترین سرعت را دارند که عبارتند از ۳۰ تا ۱۰۰ میلیمتر در سال. اگر در یک زلزله سه متر لغزش رخ دهد می‌توان نتیجه گرفت که چنین زلزله‌ای در فواصل ۳۰ تا ۱۰۰ سال اتفاق می‌افتد. بعضی از گسل‌ها نظیر سان اندریاس همواره در حرکتند درحالی‌که بعضی دیگر فقط بهنگام وقوع زلزله حرکت می‌کنند.

بدون تردید بین زلزله وگسل رابطه نزدیکی برقرار است و اعتقاد بر آن است که از نظر زمین‌شناسی شکستگیها وگسل‌ها در اثر بروز زلزله حادث می‌شوند. بررسی مناطق گسلی بعد از وقوع زلزله نشان می‌دهد که جابجایی حاصل از زلزله از یک سانتیمتر تا۲۰ متر تغییر می‌کند درحالی‌که اختلاف سطح اندازه‌گیری شده گسل‌ها گاهی به ده کیلومتر می‌رسد. برای ایجاد چنین اختلاف سطحی باید هزار یا ده هزار زلزله رخ دهد، بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که این قبیل گسل‌ها، محل وقوع زلزله‌های بسیار زیادی بوده‌اند و زلزله معلول گسل می‌باشد و نه علت آن.

---

[1] Nakai

از مقایسه نقشه نقاط لرزه‌خیز با نقشه مرز بین صفحات، ملاحظه می‌شود که درمحل پشته‌های اقیانوسی زلزله‌های متعددی بروز می‌کند. این زلزله‌ها نسبتاً غیر مخرب هستند ولی گودالها محل وقوع شدیدترین زلزله‌ها می‌باشند (مکزیکو،گواتمالا،شیلی وژاپن). به استثنای مناطق گودال اقیانوسی، کانون زلزله عموماً در۵۰کیلومتر اول پوسته زمین قرار دارد ولی درگودالها، ممکن است زلزله در اعماق ۳۰۰، ۴۰۰ و حتی تا ۷۰۰ کیلومتر هم رخ دهد. با مطالعه دقیق محل وقوع این قبیل زلزله‌ها در درون زمین، ثابت شده است که دراین مناطق کانون زلزله‌ها بر روی صفحه موربی واقعندکه ازسطح به داخل زمین امتداد دارند (*سطح بنیوف*[۱]). بعضی از صفحات فوق تا عمق ۷۰۰ کیلومتر رسیده‌اند (شیلی) و برخی ازآنها فاصله کوتاهتری را طی کرده‌اند (مکزیک). بعضی ازآنها پرشیب (ماریان) و برخی کم‌شیب می‌باشند (شیلی،آلاسکا). به کمک زمین‌ساخت صفحه‌ای می‌توان دلیل این تفاوت را توضیح داد.

ازآنجاکه زمینلرزه با شکستگی مجموعه‌های سنگی سخت در ارتباط است و تنها بخش سخت زمین را همین صفحات سطحی تشکیل میدهند، زلزله نیز باید منشأ سطحی داشته باشد. ولی درمناطقی که این صفحات سخت (غیر مذاب) به عمق زمین فرو می‌روند (گودالها)، زلزله هم ممکن است در اعماق زیادتر بروزکند. به علاوه چون درون زمین از مواد جامد بسیار نرم ساخته شده، دراعماق زیاد جایی برای شکستگی و درنتیجه محل بروز زلزله وجود ندارد و عملاً عمق زلزله نمی‌تواند خیلی زیاد باشد.

به اعتقاد برخی[۲] مقدار زاویه سطح بنیوف به تعادل نیروهایی وابسته است که به‌طورموضعی برسطح زمین وارد می‌آید. در شیلی، صفحه زیررانده با نیروی زیادی فرو می‌رود و درنتیجه سطح بنیوف کمی مورب است. در ماریان، صفحه سقوط می‌کند و درگوشته فرو می‌رود. بنابراین درمناطق زیررانده تحولات متفاوتی اتفاق می‌افتد.

علاوه بر زمینلرزه‌هایی که در پشته‌های اقیانوسی و گودالها بروز می‌کند، درطول گسل‌های انتقالی نیز زلزله‌های شدید و مخربی رخ میدهد.

پس به‌طورخلاصه نقاط لرزه‌خیز عبارتند از حد بین صفحات، مناطقی که صفحات در برابر هم قرار دارند و در نقاطی که صفحات به درون زمین فرو می‌روند.

قانون مقیاس در گسل

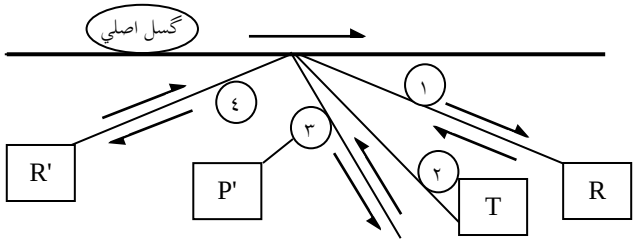
---

[۱] این نظریه توسط هوگو بنیوف (Hugo Benioff) مطرح شده است.

[۲] Kanamori

فرضیه قانون مقیاس، ابتدا از راه مشاهدات زمین‌شناسی بر روی گسل‌های فعال شکل گرفت. ادغام نتایج زمینلرزه‌ها با شواهد زمین‌شناسی، که بخصوص به‌وسیله زمین‌شناسان غرب آمریکا آلن[۱] و والاس[۲] و زمین‌شناسان انگلیسی که درخاورمیانه مشغول به کار بودند نظیر چالنکو[۳] و گروه فرانسوی مانند ژاک مرسیه[۴] وپل تاپونیه[۵]، در پیدایش این فرضیه مؤثر بود.

به‌طور کلی یک گسل لرزه‌ای بزرگ (گسل مولد زلزله) مثلاً به طول ۵۰۰ یا۱۰۰۰کیلومتر، یک قطعه واحد نیست بلکه درآن می‌توان مجموعه کاملی ازگسل‌ها را با ابعاد کوچکتر پیدا کرد. هر گسل اصلی معمولاً دارای تعدادی گسل فرعی است که در شکل ۱. ۶-۱ مشخص گردیده است. در حالت کلی، یک گسل راستگرد دارای چهار گسل فرعی است که در این شکل با شماره‌های۱تا ۴ نشان داده شده‌اند و با راستای گسل اصلی بترتیب زوایای۱۵، ۴۵°، ۷۵° و ۱۶۵°را می‌سازند. همانطور که در شکل پیداست گسل‌های ۱ و ۴ راستگرد، گسل ۳ چپگرد و گسل ۲ کششی می‌باشد. این گسل‌ها با علائم R، T، P' و R' نشان داده می‌شوند.



شکل ۱. ۶-۱ نمایش شماتیک گسل‌های فرعی

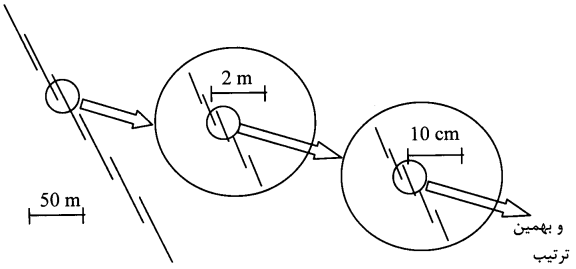
هر گسل کوچک از اتصال شکستگیهایی با ابعاد کوچکتر تشکیل شده است. درسطح افقی، یک گسل بزرگ یک خط ممتد نیست بلکه شبکه‌ای از شکستگیهای مختلف می‌باشد و از ادغام

---

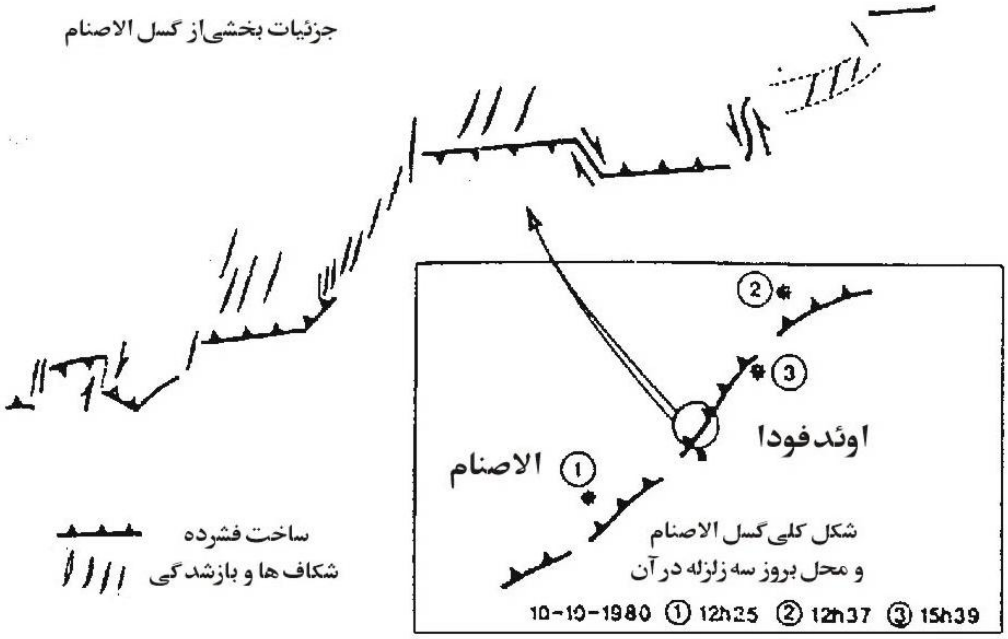
۱ Clarence Allen
۲ Robert Wallace
۳ Tchalenco
۴ Jacques Mercier
۵ Paul Tapponnier

گسل‌های کوچکترکه ظاهراً به صورت یک خط پیوسته به نظر می‌رسد، تشکیل شده است (شکلهای ۱. ۶-۲ و ۱. ۶-۳).

گسل‌های بسیارکوچکترتشکیل می‌شوند و این تسلسل تا مقیاس سنگ پیش می‌رود که در آن درزها و ترکهای کوچک از الگوی گسیختگی اصلی متابعت می‌کنند. این مشاهدات با آنچه که از زلزله‌شناسی می‌دانیم مطابقت می‌کند زیرا یک زلزله بزرگ یک حادثه مستقل و منفرد نیست بلکه گروه زلزله‌های دیگری با بزرگی کمتر آنرا همراهی می‌کند که بعضی قبل ولی بسیاری دیگر بعد از زلزله ظاهرمی‌شوند و بزرگی آنها متفاوت است.

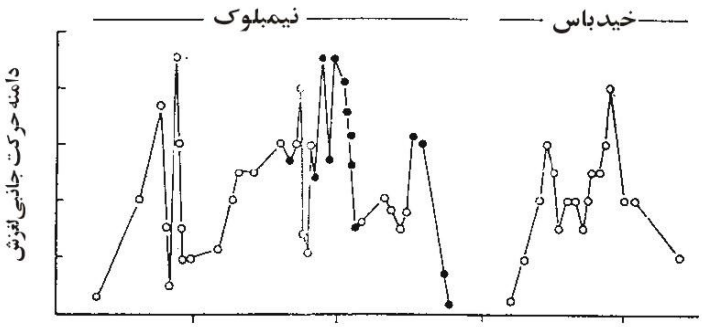


شکل ۱. ۶-۲ گسل‌های زنجیره‌ای- مطالعه دقیق نشان میدهدکه هر گسل، ازگسل‌های زنجیره‌ای تقریباً مشابهی با مقیاس گوناگون ساخته شده است



شکل ۱. ۶-۳ گسل الاصنام که زمینلرزه سال ۱۹۸۰ را بوجود آورد. چنانکه می‌بینیم، گسل از مجموعه ای از گسل‌های کوچکتر تشکیل شده است

این موضوع نشان می‌دهدکه دریک زلزله، تمام منطقه گسلی شکسته نمی‌شود بلکه بعضی از بخشها درهم می‌شکنند و درعوض بخشهای دیگر مقاومت می‌کنند. ضمناً، نظریه فوق با مشاهداتی که به‌وسیله زمین‌شناسان روی گسل‌های فعال درست بعد از وقوع زلزله انجام شده، تطبیق می‌کند. این مشاهدات نشان داده است که اختلاف سطح گسل، درجاهای مختلف بسیار متفاوت است . هرگسل درسطح افقی از یک رشته قطعه[۱] و سطوح به‌دنبال‌هم تشکیل شده است که امتداد وکج شدگی آنها متفاوت و ارتباط پیوستگی بین آنها پیچیده و مبهم می‌باشد. مثلاً در زلزله ۱۳۴۷ دشت بیاض خراسان، جابجایی اندازه گیری شده گسل در نقاط مختلف که در شکل ۱. ۶-۴ نمایانده شده است، این موضوع را به خوبی نشان میدهد.



شکل ۱. ۶-۴ جابجاییهای اندازه گیری شده در طول گسل دشت بیاض پس از زلزله سال ۱۳۴۷. چنانکه دیده می‌شود، جابجاییها بسیار متغیر و حتی بین منطقه خیدباس و نیمبلوک یعنی در طول تقریباً ۴ کیلومتر مقدار آن صفر است (شکل از کارهای بربریان و چالنکو اقتباس شده است)

در وقوع یک زلزله، بعضی ازمناطق دچار جابجایی ناگهانی شده و بعضی بصورت ثابت و بیحرکت باقی می‌مانند و بعضی دیگر روی هم می‌لغزند. این پدیده توسط نظریه موانع[۲] (یا

---

[۱] Patch

[۲] theory of barriers

نظریه ناهمواری[۱]) توضیح داده شده است. کی‌آکی[۲] و هیروکانامووری[۳] مستقلاً نشان داده‌اندکه در این حالت کاهش تنش به‌طورکاملاً موضعی درحدود۵۰۰ تا۱۰۰۰کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است که با آزمایشهای مکانیک سنگ تطبیق می‌کند.

پدیده زلزله حالت خاصی از تغییرشکل مجموعه‌های سنگی است که درآن گسیختگی درمقیاسهای متفاوت رخ می‌دهد. این گسیختگی‌ها به حدی بهم وابسته‌اند که درهم ادغام می‌شوند و شبیه آبشار به دنبال هم ریزش نموده و حالت *انفجار* را به‌وجود می‌آورند. ازاین‌رو، زلزله یک گسیختگی تنها نیست بلکه تسلسلی از گسیختگیهای پی‌درپی است. درعوض، هرگاه این *تسلسل* انجام نشود، شکستگیها ترتیب خاصی نداشته و تغییرشکلها بطئی و تدریجی‌اند، و شکستگیهای کوچک و زلزله‌های خفیف رخ می‌دهند ولی *انفجار* در بین نخواهد بود. چنانکه درگسل سان اندریاس مناطقی شناخته شده که در آن تغییرشکلها کند و فاقد شکستگیهای بزرگ است و ریز لرزه[۴] رخ می‌دهد. دراین مناطق ، لب‌های گسل با آهستگی، بدون صدا، بی‌درگیری و بدون گسیختگی ناگهانی از کنار هم می‌لغزند. درعوض مناطق دیگری وجود دارد که در آنها لغزش شدید و ناگهانی است.

بدین ترتیب می‌توان نتیجه گرفت که رابطه گسل و زلزله رابطه‌ای دوطرفه است. وجودگسل‌های زیاد دریک منطقه جدید موجب بروز زلزله جدید است. زلزله مزبورگسل جدیدی را بوجود می‌آورد و در نتیجه تعداد شکستگیها زیادتر شده و لرزه‌خیزی[۵] منطقه افزایش می‌یابد.

۱. ۳. کانون و مرکز زلزله

از اواخر قرن نوزدهم ثبت امواج حاصل از زلزله در ژاپن و سایر نقاط جهان آغاز شده است. نحوه انتشار این امواج بگونه‌ایست که گویی از یک مرکز واحد ساطع شده‌اند، این مرکز را کانون زلزله[۶] می نامند. تصویر این نقطه بر روی سطح کره زمین را مرکز زلزله[۷] و فاصله این نقطه تا

---

۱ theory of asperities
۲ Kei Aki
۳ Hiroo Kanamori
۴ Microseisme
۵ Sismogene
۶ focus or hypocentre
۷ epicentre

سطح زمین را عمق زلزله[۱] می‌خوانند (شکل ۱. ۷). زلزله را برحسب عمق به دو نوع سطحی و عمیق تقسیم می‌کنند. عمق زلزله‌های سطحی کمتر از ۷۰ کیلومتر است و زلزله‌های عمیق از عمق ۳۰۰ تا ۶۰۰ کیلومتری منتشر می‌شوند[۲](شکل ۱. ۲). حوزه اثر[۳] زلزله‌های سطحی نسبتاً کوچک است و در خارج از آن جز با وسایل لرزه نگاری نمی‌توان زلزله را حس نمود درحالی‌که زلزله‌های عمیق در فواصل دور محسوس می‌باشند. تفاوت عمده این دو نوع زلزله از نظر مهندسی در این است که زلزله‌های مخرب همواره از نوع سطحی هستند و زلزله‌های عمیق اثر تخریبی چندانی ندارند.

۱. ۴. امواج زلزله

دو نوع موج از کانون زلزله منتشر می‌شود: حجمی[۴] و سطحی[۵]. امواج حجمی خود به امواج طولی (P) و عرضی(S) تقسیم می‌شوند. ارتعاش امواج طولی در امتداد انتشار موج و امواج عرضی عمود بر این امتداد صورت می‌گیرد. سرعت امواج طولی و عرضی با یکدیگر متفاوت است. در نتیجه در نقطه‌ای دور از کانون ابتدا امواج طولی و سپس عرضی دریافت می‌شود و از روی فاصله زمان دریافت این دو موج و با داشتن سرعت انتشار هر کدام می‌توان فاصله کانون زلزله تا نقطه مورد نظر را محاسبه نمود.

---

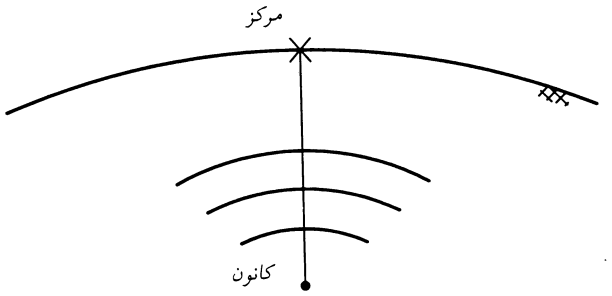
[۱] focal depth

[۲] قبلاً دیدیم که چگالی نسبی کمتر و شناور بودن پوسته قاره ای مانع از فرورانش و ناپدید شدن آن به وسیله عمل فرورانش می‌شود. بنابراین برخلاف پوسته دریایی، پوسته قاره ای در چرخش زمین‌ساخت صفحه‌ای شرکت ندارد و با باقی ماندن در سطح، تغییرشکل بیشتری را تحمل می‌کند.بنابراین معمولاً کانون زلزله‌های قاره ای کم عمق است (تا عمق حدود ۵۰ کیلومتر). در عوض، در مرزهای فرورونده پوسته دریای دیدیم که پوسته به داخل زمین فرو می‌رود و عمق زلزله می‌تواند در اعماق نسبتاً زیاد قرار گیرد. ثابت شده است که درگودالها، ممکن است زلزله دراعماق ۳۰۰، ۴۰۰وحتی تا۷۰۰کیلومتر هم رخ دهد. با مطالعه دقیق محل وقوع این قبیل زلزله‌ها دردرون زمین، ثابت شده است که دراین مناطق ،کانون زلزله‌ها بر روی صفحه موربی واقعندکه ازسطح به داخل زمین امتداد دارند (*سطح بنیوف*). بعضی از صفحات فوق تا عمق ۷۰۰ کیلومتر رسیده‌اند (شیلی) و برخی ازآنها فاصله کوتاهتری را طی کرده (مکزیک).

[۳] focal region

[۴] body wave

[۵] surface wave



شکل ۱. ۷ کانون و مرکز زلزله

سرعت امواج طولی و عرضی از رابطه‌های زیر بدست می‌آید:

$$V_P = \left[\frac{E}{\rho}\frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}\right]^{1/2} \qquad (۱.۲) \text{ سرعت امواج طولی}$$

$$V_S = \left(\frac{G}{\rho}\right)^{1/2} = \left[\frac{E}{\rho}\frac{1}{2(1+\nu)}\right]^{\frac{1}{2}} \qquad (۱.۳) \text{ سرعت امواج عرضی}$$

E ضریب ارتجاعی، G مدول برشی، ρ جرم مخصوص و ν ضریب پواسون است. با توجه به روابط فوق می‌توان نتیجه گرفت که سرعت امواج طولی همواره بیش از امواج عرضی است. اگر ضریب پواسون برابر ۰/۲۵ فرض شود با استفاده از روابط فوق داریم.

$$V_P = \sqrt{3}V_S$$

در نزدیکی سطح زمین سرعت امواج طولی بین ۵ تا ۷ و امواج عرضی ۳ تا ۴ کیلومتر بر ثانیه است. امواج سطحی که بر سطح زمین منتشر می‌شوند و بیشتر در زلزله‌های سطحی قابل دریافت هستند بر دو گونه‌اند: لاو[۱] و ریلی[۲]. موج لاو در محیطهای لایه‌لایه اتفاق می‌افتد و ارتعاش در صفحه موازی سطح زمین و در جهت عمود بر امتداد انتشار موج صورت می‌گیرد. ارتعاش موج ریلی در صفحه عمود بر سطح زمین صورت گرفته و حرکت بیضی گونه دارد و سرعت آن اندکی کمتر از امواج عرضی است.

---

[۱] love

[۲] Reyliegh

۱. ۵. تعیین کانون زلزله

دیدیم که سرعت امواج طولی (P) بیش از امواج عرضی (S) است و موج طولی قبل از عرضی توسط لرزه نگار ثبت می‌شود. از سوی دیگر دامنه ارتعاش امواج S بیش از P است پس با داشتن لرزه نگاشت یک زلزله (شکل ۱. ۸) می‌توان فاصله زمانی امواج طولی و عرضی را تعیین نمود.

شکل ۱. ۸ ثبت امواج طولی و عرضی در لرزه نگاشت

$$d = V_P t_1 \quad ; \quad d = V_S t_2$$
$$\therefore d = (t_2 - t_1) / \left(\frac{1}{V_P} - \frac{1}{V_S} \right) \qquad (۴.۱)$$

در این رابطه V_p و V_s سرعت امواج طولی و عرضی‌اند. برای تعیین محل کانون زلزله با استفاده از رابطه فوق حداقل به چهار ایستگاه لرزه نگاری مختلف نیاز می‌باشد. به‌همین دلیل بجای یک ایستگاه لرزه نگاری، خط[۱] لرزه نگاری ایجاد می‌کنند تا بتواند مشخصات دقیق‌تر و بیشتری از زلزله را تعیین کنند، مانند خط لرزه نگاری تهران که تحت سرپرستی موسسه ژئوفیزیک دانشگاه تهران قرار داد.

در یک محل، هر قدر تعداد مراکزی که یک زلزله معین را ثبت کرده‌اند زیادترشود، مشخصات آن با دقت بیشتری تخمین زده می‌شود. امروزه با تسهیلاتی که مخابرات پدید آورده است و با استفاده از امکانات رایانه‌ای، مراکز متعددی در سطح جهان هستند که اطلاعات دریافتی از ایستگاههای لرزه نگاری را بلافاصله پس از وقوع هر زلزله به رایانه داده و با استفاده از نرم افزارهایی که براساس کمینه ساختن خطاها نوشته شده‌اند مرکز زلزله را تعیین می‌کنند. مثلاً در زلزله‌ای که در منجیل اتفاق افتاد (۳۱ خرداد ۱۳۶۹) منابع خارجی مرکز زلزله را در نقطه‌ای در دریای مازندران ذکر کردند. باید توجه داشت که حرکت زمین در فواصل دور از مرکز زلزله بسیار کوچک است. لرزه‌نگارها را برای فواصل مختلف تنظیم می‌کنند و برای فواصل دور، ضریب تقویت بیشتری را قرار میدهند تا بتوانند حرکات بسیار ضعیف را دریافت دارند.

---

[۱] array

بنابراین داده‌های حاصل از ایستگاههای نزدیک به مرکز زلزله از دقت بیشتری برخوردار است اما عوامل دیگری نظیر نحوه نگهداری از دستگاه لرزه نگار و نیز دقت در تهیه لرزه نگاشت و مهارت در تفسیر آن باعث می‌گردد که درستی اطلاعات عنوان شده تا حدود زیادی به عوامل انسانی بستگی یابد.

۱. ۶. شدت[۱] زلزله

تعیین اندازه زلزله توسط پارامترهای مختلفی انجام می‌شود. لنگر زلزله قبلاً بیان شد. این پارامتر بیشتر مورد استفاده لرزه شناسان است. شدت زلزله که به مقیاس مرکالی مشهور است در سال ۱۹۰۲ توسط مرکالی[۲] پیشنهاد شد. در این مقیاس شدت زلزله به صورت تابعی از احساس و دریافت انسان و موجودات زنده از زلزله و نیز تأثیر زلزله بر ساختمانها بیان می‌شود و نوع اصلاح شده این مقیاس شامل دوازده درجه است که توسط نیومان[۳] در ۱۹۳۱ ارائه گردیده و در جدول ۱. ۱ آمده است. این مقیاس به‌طور گسترده‌ای پذیرفته شده و استفاده می‌شود.

---

[۱] intensity

[۲] Mercalli

[۳] Neumann

جدول ۱. ۱ مقیاس اصلاح شده مرکالی

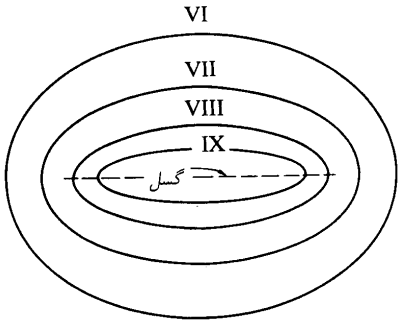
شدت	توصیف زلزله
I	زلزله بقدری خفیف است که کسی آن را حس نمی‌کند. ولی در عین حال ممکن است موجب نوسان درختها و سطح آب و پریدن ناگهانی پرندگان شود. تشخیص این زلزله بسیار مشکل است.
II	ممکن است بوسیله اشخاصی که در حال استراحت هستند حس شود بویژه در طبقات بالای ساختمان. پرندگان و حیوانات ممکن است مضطرب شوند و لامپهای آویزان به نوسان درآیند.
III	در داخل منازل ممکن است حس شود. اتومبیلهای ساکن تکان می‌خورند. ارتعاشاتی نظیر عبور کامیون از نزدیک منازل پدید می‌آورد اما زلزله بقدری خفیف است که کسانی که آن را حس کرده‌اند ممکن است آن را زلزله نپنداشته و به عوامل دیگری نسبت دهند.
IV	ارتعاشاتی نظیر عبور کامیون سنگین از نزدیک منازل حس می‌شود. ظروف، پنجره‌ها و درها می‌لرزند. اتومبیلهای ساکن بطور محسوسی تکان می‌خورند، دیوارهای چوبی احیاناً شکاف مختصری برمی‌دارند. لامپهای آویزان شروع به نوسان می‌کنند.
V	درها باز و بسته می‌شوند. حرکت آونگ ساعتهای دیواری نامنظم شده و گاهی می‌ایستند و دوباره بکار می‌افتند. در خارج از منازل هم احساس میشود. حتی جهت و امتداد زلزله را ممکن است بتوان حدس زد. مردم از خواب بیدار میشوند. بعضی از گچکاریها ممکن است ترک بردارند.
VI	همه احساس می‌کنند. راه رفتن مشکل میشود. پنجره‌ها و ظروف می‌شکنند. عده‌ای از ترس از ساختمانها بیرون می‌روند. مبل‌ها و صندلیها جابجا می‌شود. بعضی از ساختمانهای سست ترک مختصری برمی‌دارند. مایعات شدیداً به نوسان در می‌آیند. زنگها و ناقوسهای کوچک بصدا در می‌آید. دودکشها فرو می‌ریزند. کتابها و تصاویری که بر دیوار آویزانند واژگون می‌شوند.

جدول ۱. ۱ مقیاس اصلاح شده مرکالی (ادامه)

شدت	توصیف زلزله
VII	ایستادن مشکل میشود. رانندگان آن را حس می‌کنند. گچ دیوارها می‌ریزد. مبل و صندلیها می‌شکنند. ساختمانهای سست خسارت می‌بینند. سطح آب استخر موج می‌زند. آبها گل‌آلود می‌شود. دودکشها فرو می‌ریزند. قرنیزها و گچبریهای برجسته تزئینی فرو می‌ریزند. خندق‌های آبیاری بتنی صدمه قابل ملاحظه‌ای می‌یابند.
VIII	ساختمانهای آجری و خشتی آسیب دیده و بعضاً بکلی خراب می‌شوند. دودکش کارخانه‌ها فرو می‌افتد. شاخه درختان کنده می‌شود. دمای آب چشمه‌ها کمی تغییر می‌کند. زمینهای مرطوب و شیبدار می‌لغزند و شکاف برمی‌دارند.
IX	هراس عمومی غالب می‌شود. ساختمانهای آجری سست منهدم میشوند و ساختمانهای آجری معمولی شدیداً آسیب می‌بینند.ساختمانهای محکم نیز خسارت می‌بینند. به لوله‌کشی آب صدماتی می‌رسد و گاهی اوقات شکسته می‌شود. شکافهای بزرگ ونمایانی در زمین بوجود می‌آیند.
X	اغلب ساختمانهای آجری و ساختمانهای قاب‌بندی شده منهدم میشوند. خطوط آهن خمیده می‌شوند. سدها و خاکریزها صدمه می‌بینند.ساختمانهای چوبی و نیز پل‌ها صدمه زیاد می‌بینند. لغزش زمین‌های شیب‌دار چشمگیر است. آبها از داخل رودخانه‌ها و دریاچه‌ها به بیرون می‌ریزند.
XI	لوله‌کشیهای زیرزمینی مانند لوله‌کشی آب بکلی می‌شکند و از کار می‌افتد. خطوط آهن در نقاط زیادی خم شده و انحناء برمیدارد. آب همراه با ماسه و گل از زمین خارج میشود (روانگونگی). سدها و خاکریزها در فواصل دور از مرکز زلزله صدمه می‌بینند.
XII	وسعت خرابی‌ها بیحد است. اشیاء به هوا پرتاب می‌شوند. تقریباً تمام ابنیه یا شدیداً صدمه دیده و یا منهدم میشوند. سنگهای بزرگ جابجا میشوند. مسیر رودخانه‌ها عوض‌میشود.

۱. ۷. خطوط هم لرز[۱]

بلافاصله پس از وقوع یک زلزله، لرزه شناسان به محل اعزام شده و ضمن گفتگو با اهالی محل با پر کردن جدولهایی که از پیش آماده کرده‌اند به ارزیابی شدت زلزله در نقاط مختلف می‌پردازند. آنگاه با وصل کردن نقاط هم شدت خطوط هملرز بدست می‌آیند که همانند شکل ۱. ۹ خواهند بود. شدت زلزله که با استفاده از مقیاس مرکالی و یا هر مقیاس دیگری تهیه شده باشد بیش از آنکه زلزله را به‌طور کمی توصیف کند تصویری کیفی بدست میدهد که در تفسیر آن می‌باید نکاتی چند را در نظر گرفت:



شکل ۱. ۹ خطوط هم‌لرز

الف) شدت بدست آمده برای هر نقطه بستگی زیادی به قضاوتهای شخصی دارد. نه تنها ممکن است تلقی یک پژوهشگر از کلماتی نظیر صدمه، خرابی، ویرانی، انهدام، پرت شدن و مانند آن با دیگران متفاوت باشد که تلقی مصاحبه شوندگان و اهالی محل نیزهم، بویژه پس از هر زلزله ساکنین مناطق زلزله زده که احیاناً سابقه‌ای هم از زلزله‌های قبل نداشته‌اند بسیار هراسان شده و در بازگو کردن حوادث مبالغه فراوان می‌کنند[۲].

ب) درجه مرکالی به رفتار ابنیه بستگی پیدا می‌کند و البته مصالح و فرمهای ساختمانی در رفتار لرزه‌ای مؤثرند، ازاین‌رو در یک منطقه با ابنیه مرغوب آسیب کمتری می‌بینیم تا منطقه دیگری با ابنیه سست و نامرغوب که تحت همان زلزله قرار گرفته باشد، و چنانچه شدت واقعی زلزله برای هر دو منطقه یکسان باشد برای دومی شدت بیشتری ثبت می‌شود.

---

[۱] isoseismal

[۲] وضعیتی که نگارنده در بازدیدی پس از زلزله‌های اردیبهشت و خرداد ۱۳۶۹ در سمیرم، بوضوح در توضیحات اهالی روستاهای نزدیک به مرکز زلزله مشاهده کرد، زیرا در موارد متعدد وقتی عنوان می‌شد خانه‌ای به شدت خراب شده است منظور این بود که چند ترک در دیوارها قابل مشاهده است.

ج) تعیین خطوط هملرز برای شدتهای بالا نیازمند وجود ابنیه مهندسی است و در مواردیکه جز ساختمانهای روستایی چیزی وجود ندارد بزحمت می‌توان خطوط بالاتر از VII را (در شکل ۱. ۹) بدست آورد.

د) شدت زلزله ارتباط مستقیمی با شتابهای حاصل از زلزله ندارد.

علیرغم این کاستی‌ها، شدت زلزله بدلیل فوایدش توانسته است اعتبار خود را در میان لرزه شناسان و مهندسان حفظ کند:

- تعیین شدت زلزله بسیار ساده است و نیازمند وسایل پیچیده نیست.
- شدت مستقیماً توصیفی از عملکرد ساختمانها را در خود دارد و بنابراین کار فهم گزارشهای مهندسی را آسان می سازد.
- خطوط هملرز وسعت ناحیه زلزله زده را بدست می‌دهد. از آنجا که مساحت ناحیه زلزله زده تابعی از شدت انرژی آزاد شده توسط زلزله است، همانگونه که بعداً بیان خواهد شد رابطه‌ای میان شدت و انرژی زلزله وجود دارد و با توجه به ارتباط میان انرژی و پارامترهای دیگری چون شتاب و بزرگی روابطی بین شدت و این پارامترها ایجاد می‌شود.

همچنین با توجه به خطوط هملرز، مرکز زلزله بدست می‌آید که گاهی با آنچه از دستگاههای لرزه نگار بدست آمده است تطبیق نمی‌کند آنچنانکه در زلزله خرداد ۶۹ منجیل با توجه به شدت زلزله در منجیل که (X) بوده است، این شهر به عنوان مرکز زلزله تعیین شده است.

امبرسز[۱] با استفاده از متون کهن فارسی، عربی و ترکی، و توصیفاتی که در این متون از زلزله‌های تاریخی شده این زلزله‌ها را تعیین کرده و خطوط هملرز را رسم نموده است و به کمک روابطی مفروض میان شدت و بزرگی، بزرگی این زلزله‌های تاریخی را محاسبه نموده است.

۱. ۸. بزرگی[۲] زلزله

اندازه زلزله بستگی زیادی به انرژی آزاد شده دارد. از سوی دیگر دامنه ارتعاش حاصل از زلزله در فاصله معینی از مرکز زلزله ارتباط مستقیمی با انرژی آزاد شده دارد. ازاین‌رو ریشتر[۱] اول بار در سال ۱۹۳۵ بزرگی M را چنین تعریف کرد:

---

[۱] Ambraseys

[۲] magnitude

$$M = \log A \qquad (۵.۱)$$

در این رابطه M بزرگی (درجه ریشتر) و A دامنه لرزه نگاشتی است که از یک دستگاه لرزه نگار وود – اندرسن در فاصله صد کیلومتری مرکز زلزله بدست آمده باشد (A برحسب میکرن است). چون امکان کمی وجود دارد که همیشه در فاصله صد کیلومتری مرکز زلزله ایستگاه داشته باشیم از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$M = \log A - \log A_o \qquad (۶.۱)$$

A دامنه بیشینه لرزه نگاشت در یک ایستگاه دلخواه برای زلزله مورد نظر و A_0 نظیر A اما برای زلزله معینی است که به عنوان استاندارد برگزیده شده است. اشکال درجه ریشتر این است که اولاً برای کالیفرنیا تنظیم شده است و میرایی امواج زلزله در مناطق دیگر می‌تواند متفاوت باشد و ثانیاً با دستگاه وود اندرسون با تناوب ۰/۸ ثانیه بدست می‌آید، که فقط زلزله‌های محلی کم تناوب (با پریود کوچک) را ثبت می‌کند و به همین جهت آنرا درجه محلی[۲] M_L می‌نامند، درحالی‌که برای ثبت زلزله‌های دور دست به لرزه نگارهای پرتناوب (با پریود بالا مثلاً ۲۰ ثانیه) نیاز است تا بزرگی از روی امواج سطحی بدست آید. این بزرگی M_S نامیده می‌شود.

$$M_S = \log\left(\frac{A}{T}\right) + 1.66\log\Delta + 3.3 \qquad (۷.۱)$$

A دامنه جابجایی بیشینه زمین در محل لرزه نگار و T تناوب مربوط به این جابجایی و Δ زاویه بین مرکز زلزله و ایستگاه لرزه نگاری نسبت به مرکز کره زمین است.

زلزله‌های با بزرگی کمتر از ۵ برای ابنیه خطری را دربر ندارند و حتی ساختمانهای نسبتاً سست روستایی هم بزحمت آسیب می‌بینند. زلزله‌های با بزرگی بین ۵ تا ۶ برای ساختمانهای شهری چندان خطری ندارند اما می‌توانند روستاها را خراب کنند؛ مثلاً زلزله ۱۳۰۲ در کج درخت با بزرگی ۵/۸ به کشته شدن ۷۸۰ نفر انجامید و یا زلزله ۱۳۵۶ کرمان با بزرگی ۵/۷ باعث مرگ ۶۶۰ نفر شد. این تلفات عمدتاً ناشی از انهدام ساختمانهای روستایی بوده است. زلزله‌های با بزرگی ۶ تا ۷ می‌تواند به ساختمانهای شهری آسیب برساند. مثلاً زلزله سال ۱۳۴۷ فردوس با بزرگی ۶/۴ این شهر را با خاک یکسان کرد. زلزله‌های با بزرگی بیش از ۷ را باید زلزله‌های مخرب خواند. زلزله‌های ال‌سنترو آمریکا ۱۹۴۰، گازلی شوروی ۱۹۷۶ و طبس ایران ۱۳۵۷ از این گروهند. در این زلزله‌ها ساختمانهای شهری منهدم شده و حتی ابنیه مهندسی

---

[۱] Richter

[۲] local magnitude

ساز نیز از خسارت دور نمی‌مانند. بیشترین بزرگی ثبت شده برای زلزله‌های بسیار مخـرب کـه موجب تلفات شده است، از ۸/۶ تجاوز نمی‌کند

۱. ۹. انرژی آزاد شده

بخشی از انرژی آزاد شده به صورت امواج زلزله انتشار می‌یابد و بخشی دیگـر صـرف جابجـایی گسل‌ها و خرد شدن سنگها می‌شود. گوتنبرگ و ریشتر سال ۱۹۵۶ رابطه زیـر را بـرای انـرژی آزاد شده ارائه نموده‌اند.

$$\log E = 4.8 + 1.5M \qquad (۸ .۱)$$

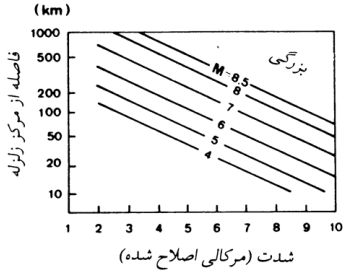
در این رابطه E انرژی آزاد شده و M بزرگی زلزله است. می‌بینیم که رابطه E و M لگاریتمی است و با افزایش یک واحد به بزرگی، انرژی ۳۲ برابر، و به ازاء ۲ واحد افزایش بزرگی انرژی ۱۰۰۰ برابر می‌گردد. پس مشخص می‌شود که تفاوت بین دو زلزله با بزرگی‌های ۶ تا ۷ زیاد است. با استفاده از رابطه بین E و M می‌توان انرژی آزاد شده توسط یک انفجار اتمی را برآورد کرد.

۱. ۱۰. رابطه شدت و بزرگی

پارامترهای انرژی، شدت و بزرگی در واقع بیانگر پدیده آزاد شدن انـرژی در گسـل‌اند، ازایـن‌رو روابط مختلفی برای مرتبط ساختن این سه ارائه شده است، مثلاً رابطه استوا[1] که در سال ۱۹۶۴ ارائه گردید.

$$I = 8.16 + 1.45M - 2.46Lnr \qquad (۹ .۱)$$

I شدت برحسب مقیاس MM (مرکالی اصلاح شده)، M بزرگی و r فاصله از مرکز زلزله برحسب کیلو متر است. این رابطه در شکل ۱. ۱۰ به صورت نمودار نشان داده شده است.

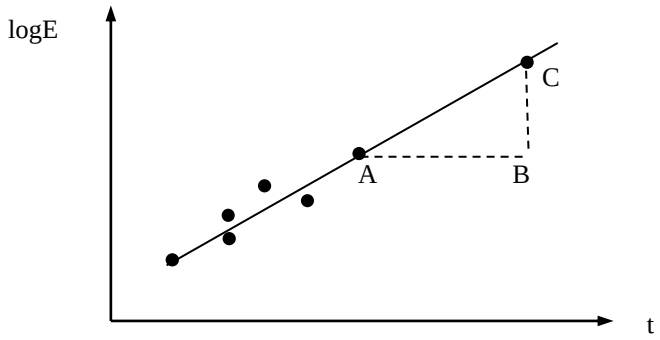


شکل ۱. ۱۰ رابطه بزرگی و شدت زلزله

[1] Esteva

۱. ۱۱. تناوب وقوع زلزله

منشأ زلزله هر چه باشد یک واقعیت مسلم وجود دارد و آن این است که عوامل لرزه زا فعالیتی مستمر دارند. صفحات زمین‌ساخت همواره تنیده می‌شوند و همانگونه که قبلاً بیان شد با رسیدن انرژی کرنشی صفحه به حد خود، گسل‌ها گسیخته شده و این انرژی آزاد می‌شود. اگر کل انرژی آزاد شده توسط یک منبع لرزه زا را در طول زمان رسم کنیم نمودار شکل ۱. ۱۱ بدست می‌آید.



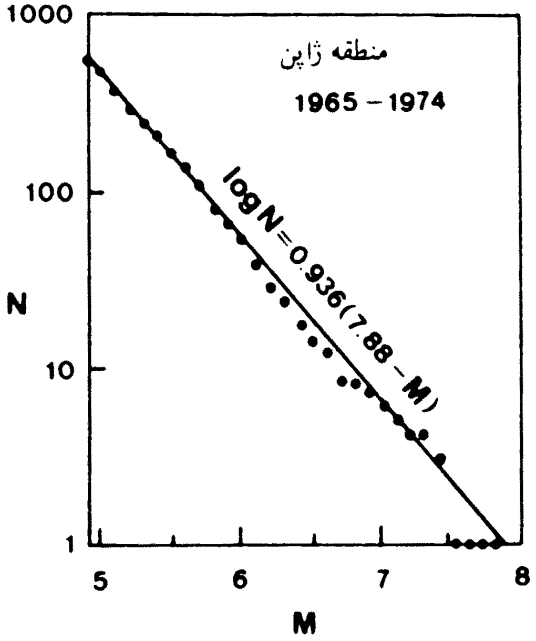
شکل ۱. ۱۱ کل انرژی آزاد شده از یک منبع لرزه زا

اگر اتفاقاً در برهه‌ای از زمان مثل AB زلزله‌ای رخ ندهد، آنگاه ناگهان انرژی بیشتری آزاد خواهد شدکه به معنای وقوع زلزله مهیب‌تری است. پس می‌توان نتیجه گرفت منابع لرزه زا که در طول تاریخ سابقه فعالیت داشته‌اند باز هم خواهند لرزاند و ازاین‌رو کار جمع آوری آمار فعالیتهای لرزه‌ای در سطح جهان از اهمیت زیادی برخوردار بوده و تحقیقات تاریخی امبرسز می‌تواند برای تعیین لرزه‌خیزی فعلی کشورمان مفید باشد (۱).

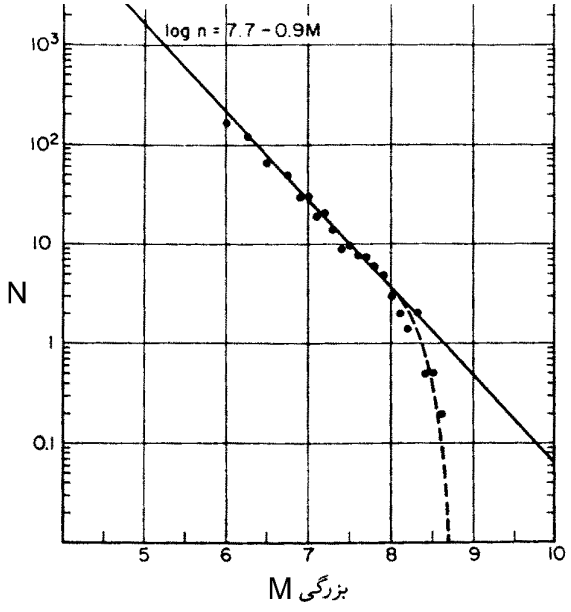
اگر تعداد زلزله‌های با بزرگی بیش از M را که در یک منطقه معین در هر سال اتفاق می‌افتند با تناوب زلزله N نشان دهیم گوتنبرگ و ریشتر رابطه زیر را پیشنهاد کرده‌اند.

$$\log N = A - bM \qquad (۱۰ .۱)$$

این رابطه به منطقه خاصی بستگی نداشته بلکه رابطه‌ای عمومی است و پارامترهای A و b بکمک مطالعات آماری تعیین می‌شوند و در تخمین میزان ریسک لرزه‌ای در یک ناحیه معین بکار می‌روند. نمونه چنین نمودارهایی را در شکلهای ۱. ۱۲ و ۱. ۱۳ می‌بینیم که برای زلزله‌های ژاپن و جهان بدست آمده است.



شکل ۱. ۱۲ پراکندگی متوسط سالیانه زلزله‌های ژاپن در فاصله سالهای ۱۹۶۵- ۱۹۷۴



شکل ۱. ۱۳ پراکندگی متوسط سالیانه زلزله‌های جهان در سال ۱۹۰۴ تا ۱۹۴۶

کایلا (۳۱) با استفاده از آمار زلزله‌های مناطق مختلف جهان، ضرایب A و b را برای این مناطق در جدول ۱. ۲ ارائه نموده است. می‌بینیم که تغییرات b نسبت به A کم است و حدوداً برابر ۱ می‌باشد و بهمین دلیل یک ثابت جهانی شناخته می‌شود.

جدول ۱. ۲

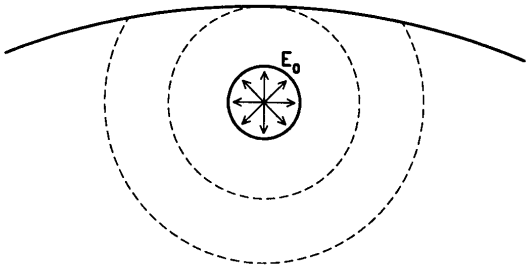
منطقه	محدوده				A	b
ژاپن	26N	40E	132N	150N	6.86	1.22
گینه‌نو	13S	1N	132E	148E	7.83	1.35
زلاندنو	48S	37S	164E	180E		1.04
شرق کانادا	47N	65N	142E	115W	5.05	1.09
شرق آمریکا	25N	47N	135W	105W	5.94	1.14
غرب آمریکا	25N	47N	105W	51W	5.79	1.38
آمریکای مرکزی	10N	25N	120W	85W	7.36	1.45
کلمبیا-پرو	18S	6N	85W	60W	5.60	1.11
شمال شیلی	37N	18S	78W	60W	4.78	0.88
جنوب شیلی	63S	37S	78W	60W	4.46	0.92
مدیترانه	30N	50N	20W	48E	5.45	1.10
ایران - ترکیه	15N	42N	48E	65W	6.02	1.18
جاوه	13S	5S	90E	118E	5.37	0.94
شرق آفریقا	40S	30N	20E	48E	3.80	0.87

۱. ۱۲. روابط میرایی[1]

امواج زلزله پس از انتشار از کانون در همه جهات پخش می‌شوند و شدت امواج ثبت شده بستگی به فاصله تا کانون دارد. هر قدر از کانون دور شویم از شدت کاسته می‌شود و به عبارت دیگر امواج میرا می‌شوند. میرایی امواج زلزله از دو عامل ناشی می‌شود: توزیع هندسی انرژی و استهلاک محیط انتشار موج. اگر حالت ایده آلی را، که موج به شکل کروی کامل توزیع شود، در نظر بگیریم آنگاه مقدار انرژی بر واحد سطح در نقطه‌ای به‌فاصله R از کانون برابر است با:

[1] attenuation

$$E = \frac{E_0}{4\pi R^2} \qquad (۱۱ .۱)$$



شکل ۱. ۱۴ توزیع هندسی انرژی زلزله

بنابراین شدت انرژی با R^{-2} متناسب است. در عمل بدلیل آنکه توزیع انرژی در فضای نیمکروی ناقص صورت می‌گیرد توان R کوچکتر از ۲ بوده و به‌طور تجربی تعیین می‌گردد. از سوی دیگر امواج با عبور از خاک بدلیل استهلاک محیط میرا می‌شوند. شدت این میرایی بستگی به جنس خاک منطقه و شدت زلزله دارد. شکل کلی روابط میرایی به قرار زیر است:

$$a = Ae^{BM}\left(R+C\right)^{-D} \qquad (۱۲ .۱)$$

$$V = A'e^{B'M}R^{-C'}e^{-D'R} \qquad (۱۳ .۱)$$

a و V شتاب و سرعت اوج در نقطه‌ای به فاصله R از کانون زلزله‌ای به شدت M می‌باشند. ضرایب $D', C', B', A', D, C, B, A$ به‌طور تجربی بدست می‌آیند. گوتنبرگ و ریشتر (۲) رابطه زیر را برای شتاب ارائه نمودند.

$$\log a_o = -2.1 + 0.81M - 0.027M^2 \qquad (۱۴ .۱)$$

a_0 شتاب اوج در ناحیه مرکزی[۱] زلزله‌ای با شدت M است. استوا رابطه زیر را برای شتاب اوج در فاصله R از کانون زلزله با شدت M پیشنهاد می‌کند.

$$a_D = 110e^{0.8M}R^{-1.6} \qquad (۱۵ .۱)$$

و روابط مشابهی برای سرعت ارائه شده است. مثلاً نیومارک (۳) رابطه زیر را پیشنهاد می‌کند.

---

[۱] epicentral region

$$V = 15e^{M}\left[R + 0.17e^{0.59M}\right]^{-1.7}$$

اگرچه هرقدر به مرکز زلزله نزدیک شویم شتاب افزایش می‌یابد اما در ناحیه مرکزی به حد خود می‌رسد و ثابت می‌ماند. روابطی وجود دارد که رابطه میان شتاب اوج درناحیه مرکزی با شتاب در نواحی دورتر را بدست می‌دهد؛ نظیر آنچه گوتنبرگ و ریشتر ارائه نموده‌اند.

$$a_D = \beta_D a_o \qquad (۱۶.۱)$$

$$\beta_D = \left[1.25/(1+\frac{D}{76.8})\right]^{n} \qquad (۱۷.۱)$$

$$n = 1+1/2.5T_P$$

T_Pتناوب غالب زلزله است که به فاصله از مرکز بستگی دارد و از جدول ۱. ۳ بدست می‌آید. a_o و a_D شتابهای اوج در ناحیه مرکزی و در نقطه‌ای به فاصله D از مرکزند.

جدول ۱. ۳ تناوب غالب زلزله برحسب فاصله از مرکز

D (کیلومتر)	۵۰-۰	۱۰۰-۵۱	۲۰۰-۱۰۱	۲۵۰-۲۰۱
T_p (پریود غالب)	۰/۲۵	۰/۳	۰/۴	۰/۶

حسن رابطه فوق در این است که با ثبت شتاب در تعدادی از ایستگاهها می‌توان توزیع شتاب را در منطقه زلزله زده بدست آورد. به‌عنوان مثال در زلزله خرداد ۶۹ منجیل متأسفانه در نقاط حساسی همچون مرکز زلزله یعنی منجیل و یا نقاطی مانند رشت که آسیبهای سازه‌ای گسترده‌ای داشتیم شتاب زلزله ثبت نشد. با استفاده از رابطه فوق و شتابهایی که توسط تعدادی ایستگاه ثبت شده بودند، توزیع شتاب به قرار زیر محاسبه گردیده است. ایستگاههایی که زلزله منجیل را ثبت کرده‌اند در جدول ۱. ۴ آمده است. مقادیر اوج شتاب در جهت افقی (طولی و عرضی) و قائم با α_L ، α_T و α_V مشخص شده و شتاب اوج افقی α_D از رابطه ۱. ۱۸ حساب شده است.

$$\alpha_D = \sqrt{\alpha_L^2 + \alpha_T^2} \qquad (۱۸.۱)$$

در این جدول فاصله تقریبی هر شهر از مرکز زلزله منجیل داده شده است، و با توجه به رابطه (۱. ۱۷) مقدار β_D برای هر ایستگاه محاسبه گردیده و در جدول آمده است. برای محاسبه α_o

می‌توان مقدار خطای حاصل از استفاده از رابطه (۱. ۱۶) را در مقایسه با مقادیر ثبت شده بدست آورد که برابر است با:

$$e = \alpha_o \beta_D - \alpha_D \qquad (۱۹ .۱)$$

حال اگر جذر مجموع مربع خطاها را با f نشان دهیم برای بدست آوردن α_o می‌توان f را نسبت به α_o حداقل نمود.

جدول ۱. ۴ شتابهای اوج اندازه گیری شده برای شهرهای مختلف در زلزله منجیل ۱۳۶۹

ردیف	شهر	(فاصله از منجیل) km	a_L g%	a_T g%	a_V g%	a_D g%	β
۱	قزوین	۷۵	۱۹	۸	۹	۲۰/۶۲	۰/۳۴
۲	اردبیل	۱۹۵	۲	۹	۲	۹/۲۲	۰/۱۲
۳	زنجان	۸۳	۱۰	۶	۶	۱۱/۶۶	۰/۳۱
۴	ابهر	۷۰	۱۳	۱۹	۶	۲۳/۰۲	۰/۳۷
۵	گچسر	۱۸۷	۲	۱۰	۳	۱۰/۲۰	۰/۱۳
۶	لاهیجان	۷۵	۶	۱۰	۶	۱۱/۶۶	۰/۳۴
۷	تنکابن	۱۳۳	۱۱	۶	۳	۱۲/۵۳	۰/۲۱
۸	آب‌بر	۴۴	۶۵	۱۵	۲۳	۶۶/۷۱	۰/۵۵
۹	رودسر	۹۰	۷	۵	۶	۸/۶۰	۰/۲۸
۱۰	کرج	۱۷۷	۴	۲	۳	۴/۴۷	۰/۱۴
۱۱	اشتهارد	۱۴۲	۶	۷	۵	۹/۲۲	۰/۱۹
۱۲	رباط کریم	۲۰۸	۴	۵	۲	۶/۴۰	۰/۱۶

$$f = \left[\sum (\alpha_o \beta_D - \alpha_D)^2\right]^{1/2} \qquad (۲۰ .۱)$$

$$\partial f / \partial \alpha_0 = 0 \therefore \frac{1}{2}\left[\sum 2\beta_D (\alpha_o \beta_D - \alpha_D)\right]\left[\sum (\alpha_o \beta_D - \alpha_D)^2\right]^{1/2} = 0$$

$$\therefore \sum 2\beta_D (\alpha_o \beta_D - \alpha_D) = 0 \qquad \alpha_o = \frac{\sum \beta_D \alpha_D}{\sum \beta_D^2} \qquad (۲۱ .۱)$$

با جایگزینی مقادیر α_D و β_D از جدول ۱. ۳ مقدار α_o برابر است با:

$$\alpha_o = \frac{0.34 \times 20.6 + 0.12 \times 9.2 + \ldots}{0.34^2 + 0.12^2 + \ldots} = 71\% g$$

بنابراین مقدار شتاب اوج زلزله در مرکز آن یعنی منجیل برابر ۰/۷۱ g برآورد می‌شود. با داشتن α_o می‌توان شتاب را برای هر نقطه دلخواه از رابطه (۱. ۱۷) بدست آورد. مثلاً شتاب اوج زلزله، در رشت که ساختمانهای بلند آسیب فراوان دیدند و آستانه اشرفیه که تعدادی از

ساختمانهای آن بخاطر پدیده آبگونگی در زمین فرو رفتند، بترتیب برابر ۰/۳g و ۰/۲۴g برآورد می‌شود (فواصل این دو شهر از منجیل برابر ۶۵ و ۷۵ کیلومتر فرض شده است).

باید توجه داشت که روابط میرایی از تقریب زیادی برخوردارند و پارامترهای آنها از محلی به محل دیگر تفاوت می‌کنند. بنابراین چنانچه بخواهیم از این روابط در نقاط مختلف استفاده کنیم باید پارامترهای مربوطه را برحسب شرایط محلی بیابیم. این کار مستلزم داشتن شتابنگاشتهای یک زلزله معین در نقاط مختلف یک منطقه است. به عنوان مثال رابطه (۱. ۱۴) مقدار شتاب اوج در مرکز زلزله را برای زلزله طبس ۱۳۵۷ با بزرگی ۳/ ۷ چنین بدست میدهد.

$$\log\alpha_o = -2.1 + 0.81\times 7.3 - .027\times 7.3^2 = 2.37$$
$$\alpha_o = 234 cm/s^2 = \frac{234}{981} g = 0.24g$$

ملاحظه می‌شود در مقایسه با شتاب اوج طبس، ۰/۹۳g، مقدار بدست آمده تا چه حد نادرست است. روابط مشابهی بین شدت زلزله و شتاب ارائه شده است مانند رابطه ریشتر:

$$\log a = \frac{i}{3} - \frac{1}{2} \qquad (۱. ۲۲)$$

در این رابطه i شدت برحسب مرکالی و a شتاب برحسب cm/s^2 است. مثلاً در زلزله منجیل ۱۳۶۹ با استفاده از رابطه فوق شتاب اوج در مرکز زلزله برابر است با:

$$\log a = \frac{10}{3} - \frac{1}{2} = 2.83 \therefore a = 680.8 \ \ cm/s^2 = 0.69g$$

این رابطه نسبت به روابط مشابه ظاهراً تطابق بیشتری با واقعیت دارد.

با توجه به قالب کلی روابط میرایی (۱. ۱۲) و (۱. ۱۳)، محققان روابط متعددی را ارائه نموده‌اند که برخی در زیر آمده است. باید توجه داشت که این روابط بر اساس داده‌ها و اطلاعات لرزه نگاری در منطقه خاصی تهیه شده‌اند و بکارگیری آنها برای نقاط دیگر باید با احتیاط انجام گیرد زیرا ممکن است با خطای زیاد همراه باشد.

رابطه کانای[1] (۱۹۶۰):

[1] Kanai

$$a = \frac{1}{T} \times 10^{B}$$ *شتاب زمین سنگی*

$$B = 0.61M - \left[1.66 + \frac{3.6}{R}\right]\log R + \left[.167 - \frac{1.83}{R}\right]$$

روابط استوا – روزنبلو[۱] (۱۹۶۴):

$$a = \frac{2000e^{0.8M}}{R^2}$$ *شتاب (زمین سفت)*

$$a = \frac{110e^{0.8M}}{R^{1.6}}$$ *شتاب (زمین سنگی)*

روابط استوا – هندرن[۲] (۱۹۶۹):

$$a = 1230e^{0.8M}\left(R + 25\right)^{-2}$$ *شتاب (زمین سفت)*

$$V = 15e^{M}\left(R + 0.17e^{0.59M}\right)^{-1.7}$$ *سرعت (زمین سفت)*

$$\frac{ad}{V^2} = 1 + 400 / R^{0.6}$$ *جابجایی (زمین سفت)*

رابطه دنوان[۳] (۱۹۷۳):

این رابطه بر اساس انطباق با ۶۷۸ داده (رکورد) ثبت شده در غرب آمریکا، ژاپن و سایر نقاط دنیا پیشنهاد شده است.

$$a = 1080e^{0.5M}\left(R + 25\right)^{1.32}$$ *شتاب*

---

[۱] Esteva & Rosenblueth

[۲] Esteva & Hendron

[۳] Donevan

روابط استوا – ویلاورد[1] (۱۹۷۳):

این روابط بر اساس اطلاعات زلزله‌های کالیفرنیا و برای فواصل بیش از ۱۵ تا ۲۰ کیلو متر بدست آمده است.

$$a = \frac{5600e^{0.8M}}{(R+40)^2} \quad cm/\sec^2 \quad ; \quad V = \frac{32e^{M}}{(R+25)^{1.7}} \quad cm/\sec$$

روابط جوینر – بور[2] (۱۹۸۱):

این روابط شتاب و سرعت زمین را برای مناطق نزدیک گسل برآورد می‌کنند.

$$\log a = -1.02 + 0.249M_m - \log r - .00255r + 0.26P$$
$$\log V = -0.67 + .489M_m - \log r - .0256r + .17S + .22P$$
$$r = \left(R^2 + 7.3^2\right)^{1/2}$$

در این روابط a شتاب، v سرعت و d جابجایی زمین است. M بزرگی زلزله و R فاصله از مرکز زلزله به کیلومتر می‌باشد، S برای زمین سنگی برابر صفر و برای زمین خاکی برابر یک می‌باشد. P بر اساس میانگین داده‌ها برابر صفر و برای فوق میانگین (۸۴٪ یا میانگین بعلاوه انحراف معیار) برابر یک بدست آمده است.

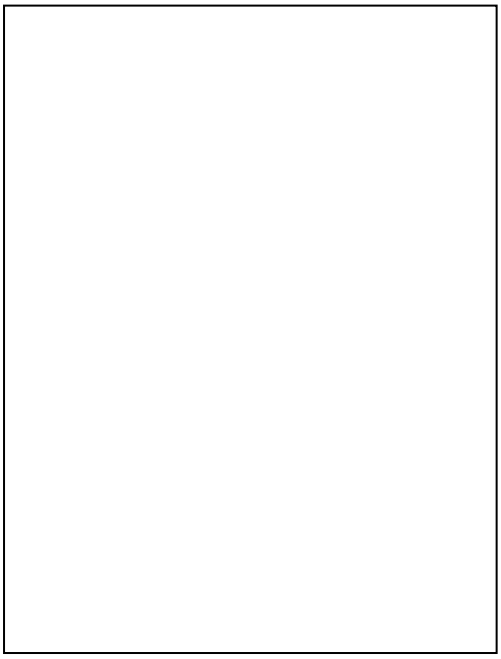
۱. ۱۳. افت فرکانسهای بالا

در نواحی مرکزی زلزله، فرکانسهای بالا از شدت زیادی برخوردارند بویژه اگر بستر سنگی به سطح زمین نزدیک باشد. اما با دور شدن از مرکز، امواج میرا شده و از شدتشان کاسته می‌شود. این کاهش برای فرکانسهای بالا شدیدتر است اما فرکانسهای پایین تا مسافتهای دور دست انتقال می‌یابند به همین دلیل مطابق جدول ۱. ۲ تناوب غالب بستگی به فاصله از مرکز زلزله دارد. صدمه فراوانی که به ساختمانهای شهر رشت وارد شد با توجه به فاصله زیاد آن (۶۵ کیلو متر از منجیل) برای بسیاری تعجب انگیز بود، بویژه اینکه اغلب این ساختمانها دارای اسکلت بتنی و یا فلزی بودند درحالی‌که ساختمانهای یک یا دو طبقه بدون اسکلت و با مصالح نامرغوب آسیبی ندیده بودند. با توجه به نزدیک بودن تناوب غالب زلزله در رشت به تناوب ساختمانهای بلند، این پدیده طبیعی می‌نماید.

---

[1] Esteva & Villaverde

[2] Joyner & Boore



شکل ۱. ۱۵ صدمات وارد به ساختمانهای بلند رشت در زلزله منجیل ۱۳۶۹

۱. ۱۴. مدت زلزله[۱]

ممکن است اینطور تصور شود که شتاب اوج تنها عامل مؤثر و مهم در ارزیابی خطر زلزله است درحالی‌که ثابت شده شتابهای خیلی بزرگ با فرکانس بالا اثر تخریبی چندانی ندارد و ازاین‌رو ایده شتاب مؤثر مطرح شده است (۳). مشاهدات و تجارب حاصل از زلزله‌های مخرب و مطالعه عملکرد سازه‌های مختلف تحت زلزله‌های مصنوعی میز لرزان[۲] نشان داده است که مدت زلزله از عوامل مؤثر در ویرانی و انهدام سازه می‌باشد. سازه ممکن است چند ضربه قوی اولیه را تحمل کند اما پس از چند ثانیه آنچنان ضعیف می‌شود که تاب ضربات ملایمتر بعدی را ندارد. مدت زلزله تابعی از میزان انرژی آزاد شده است و بنابراین روابطی که ارائه می‌شود به نوعی مدت زلزله t را به بزرگی M مرتبط می‌سازد. امبرسز (۵) رابطه زیر را پیشنهاد کرده است:

---

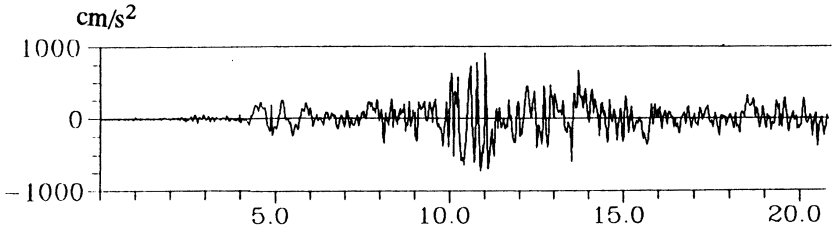
[۱] duration

[۲] shake tables

$$t = 11.5M_s - 53.0 \qquad (۲۳ .۱)$$

مثلاً برای زلزله طبس ۱۳۵۷ با بزرگی ۷/۳:

$t = 11.5 \times 7.3 - 53.0 = 30.9$ ثانیه



شکل ۱. ۱۶ شتابنگاشت زلزله طبس ۱۳۵۷

با توجه به شتابنگاشت زلزله طبس دیده می‌شود که بخش فعال آن حدود ۲۵ ثانیه است که کم و بیش با مقدار فوق می‌خواند.

۱. ۱۵. وسعت زلزله

گفتیم که وسعت ناحیه زلزله زده با انرژی آزاد شده متناسب است. امبرسز (۱) به کمک داده‌های تاریخی وسعت زلزله را معین کرده و با استفاده از روابطی بین وسعت و بزرگی زلزله، بزرگی زلزله‌های تاریخی ایران را برآورد نموده است. در جدول ۱. ۵ وسعت تقریبی زلزله برای بزرگی‌های مختلف داده شده است.

جدول ۱. ۵ وسعت ناحیه زلزله زده

بزرگی زلزله	شدت زلزله در مرکز	شعاع منطقه (که زلزله حس می‌شود (km))
۸	XI	۶۰۰
۷	X-IX	۴۰۰
۶	VIII-VII	۲۲۰
۵	VII-VI	۱۵۰
۴	III	۸۰
۳	II-I	۱۵
۲		۰

۱. ۱۶. لرزه‌خیزی جهان

در شکل ۱. ۴ مرکز زلزله‌های با بزرگی بیش از ۷ که در سالهای ۱۹۰۰ تا ۱۹۸۰ در سطح جهان اتفاق افتاده‌اند نشان داده شده است. این نقشه نشان میدهد که نقاط زیر بیشتر در معرض زلزله هستند:

۱.کمربند اقیانوس آرام شامل سواحل غربی آمریکای جنوبی، آمریکای مرکزی و آمریکای شمالی، شبه جزیره کاماچاتکا[۱]، ژاپن، اندونزی و زلاندنو.

۲.کمربند زلزله آسیا- اروپا که از جنوب شرقی آسیا آغاز شده و از هند، پاکستان، ایران و ترکیه گذشته به نواحی مدیترانه ختم می‌شود.

۳.پشته‌های اقیانوسی[۲].

۴.بعضی نواحی چین، آمریکای شمالی، خاورمیانه و سایر کشورها.

در جدول ۱. ۶ زلزله‌های مخرب نقاط مختلف جهان آمده است. باید توجه داشت که میزان خسارات جانی و مالی تنها تابع شدت زلزله نیست بلکه به عوامل مختلفی مانند تراکم جمعیت، نوع و کیفیت ساختمانها نیز بستگی دارد.

جدول ۱. ۶ زلزله‌های مخرب قرن بیستم

منطقه	کشور	سال	بزرگی (ریشتر)	ناحیه	تلفات جانی	ملاحظات
آمریکای شمالی	مکزیک	۱۹۵۷	۷/۹	مکزیکوسیتی		
	ایالات‌متحده	۱۸۱۲-۱۸۱۱	۸	نیومادرید، میزوری		
		۱۹۰۶	۸/۳	سان‌فرانسیسکو، کالیفرنیا	۷۰۰	
		۱۹۴۰	۷/۱	ایمپریال ولی، کالیفرنیا	۸	
		۱۹۴۹	۷/۱	الیمپیا، واشنگتن	۸	
		۱۹۵۲	۷/۷	کرنکانتی، کالیفرنیا	۱۲	
		۱۹۵۹	۷/۱	هیگن‌لیک، مونتاآنا	۲۸	براثر دریالرزه[۲]
		۱۹۶۴	۸/۴	پرینس ویلیام سوند، آلاسکا	۱۳۱	بر اثر دریالرزه
		۱۹۷۱	۶/۵	سن فرناندو، کالیفرنیا	۶۵	
آمریکای مرکزی		۱۹۶۴	۸/۴	پرینس‌ویلیام سوند، آلاسکا	۱۳۱	براثر دریالرزه
	گواتمالا	۱۹۷۶	۷/۵		۲۳۰۰۰	

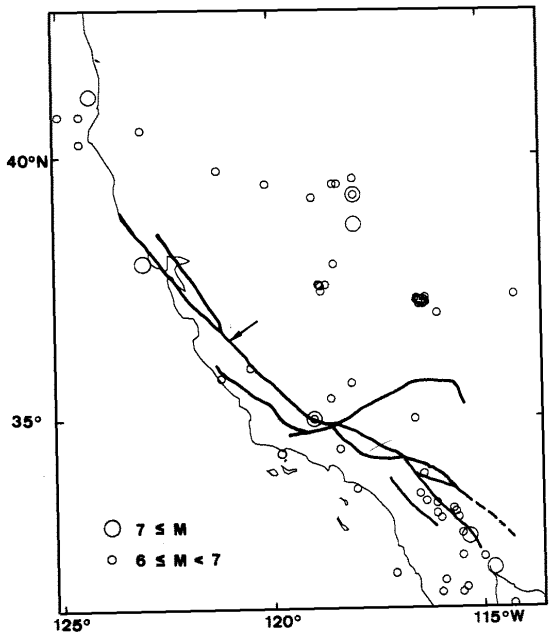
[۱] Kamachatka peninsula

[۲] midoceanic ridges

جدول ۱. ۶ زلزله‌های مخرب قرن بیستم (ادامه)

	نیکاراگوا	۱۹۷۲	۶/۲	ماناگوا	۵۰۰۰	
آمریکای جنوبی	شیلی	۱۹۶۰	۸/۳	دور از ساحل شیلی مرکزی	۱۷۴۳	هاواتس، ۶۱ و ژاپن، ۱۱۹ بر اثر دریالرزه
	پرو	۱۹۷۰	۷/۶	نزدیک ساحل شمالی پرو	۷۰۰۰۰	
	ونزوئلا	۱۹۶۵	۶/۵	کاراکاس	۲۶۶	
آسیا	چین	۱۹۲۰	۸/۵	کنسو	۱۰۰۰۰	
		۱۹۲۵	۷/۱	یونن	۶۵۰۰	
		۱۹۷۶	۷/۶	تانگ‌شان	۶۵۰۰۰۰	
	هند	۱۹۵۰	۸/۶	مرز هندوچین	۵۷۴	
	ژاپن	۱۸۹۱	۸/۴	نوبی	۷۲۷۳	
		۱۸۹۶	۷/۶	سنریکو	۲۷۱۲۲	براثر دریالرزه
		۱۹۲۳	۷/۹	کنتو	۱۴۳۰۰۰	بیشتربراثرآتش‌سوزی
		۱۹۲۷	۷/۵	کی‌تاتنگو	۲۹۲۵	
		۱۹۳۳	۸/۳	سن‌ریکو	۳۰۰۸	براثردریالرزه
		۱۹۴۳	۷/۴	تتری	۱۰۸۳	
		۱۹۴۴	۸/۰	تنکای	۹۹۸	
		۱۹۴۵	۷/۱	میکاوا	۱۹۶۱	
		۱۹۴۶	۸/۱	نانکایدو	۱۴۳۲	
		۱۹۴۸	۷/۳	فوکوی	۳۸۹۵	
		۱۹۶۴	۷/۵	نیگاتا	۲۶	
		۱۹۶۸	۷/۹	توکاچی - اوکی	۴۹	
		۱۹۷۸	۷/۴	میاجیکن - اوکی	۲۷	
		۱۹۷۱	۶/۵	سن فرناندو، کالیفرنیا	۶۵	
جنوب اقیانوس آرام	زلاندنو	۱۹۳۱	۷/۹	خلیج هاوک		
خاور میانه	ایران	۱۹۲۹	۷/۱	مرزایران-شوروی(سابق)	۳۲۵۳	
		۱۹۶۲	۷/۳	شمال غربی ایران	۱۲۰۰۰	
		۱۹۶۸	۷/۴		۱۱۰۰۰	
		۱۹۳۹	۸/۰	ارزینکن	۲۳۰۰۰	
		۱۹۴۴	۷/۴		۴۰۰۰	
		۱۹۷۶	۷/۳	مرزشمالغربی‌ایران-شوروی(سابق)	۵۰۰۰	
اروپا	ایتالیا	۱۹۰۸	۷/۵	مسینا	۱۲۰۰۰۰	
		۱۹۱۵	۷/۵	اوزانو	۳۵۰۰۰	
		۱۹۷۶	۶/۵	فرولی	۹۶۸	
	رومانی	۱۹۷۷	۷/۲	ورانسی	۲۰۰۰	
	یوگسلاوی	۱۹۶۳	۶۱۰	اسکوپیه	۱۲۰۰	

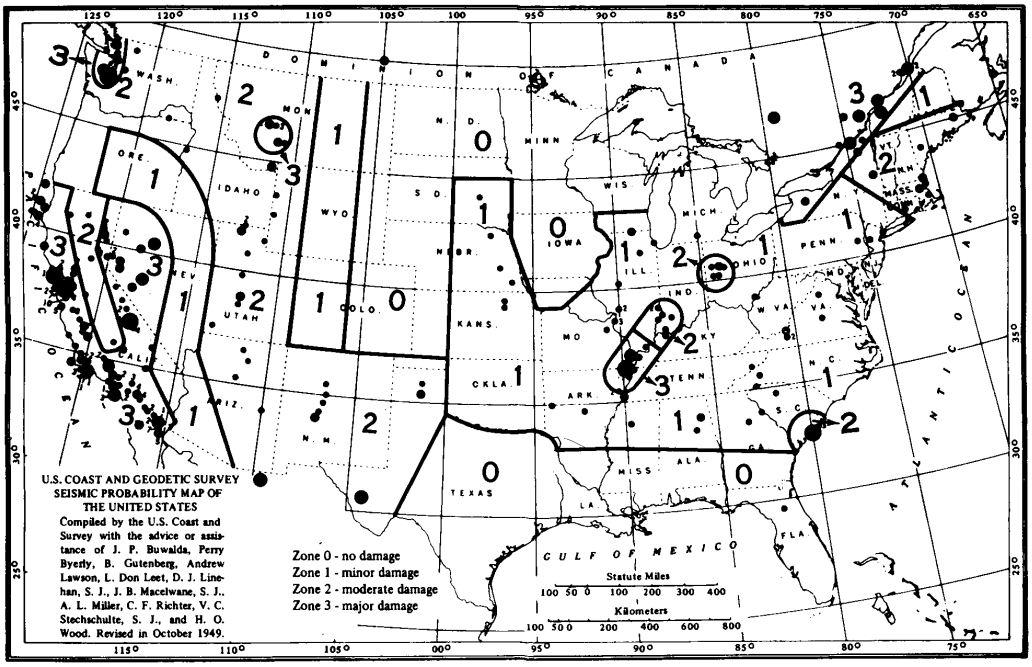
گسل سان اندریاس از کرانه‌های سواحل کالیفرنیا عبورکرده است و منشاء زلزله‌های فراوانی بوده است. این گسل انتقالی بین صفحات آمریکای شمالی و اقیانوس آرام قرار دارد و دارای لغزشی افقی است. این صفحات دارای یک حرکت نسبی ۵۰ تا ۶۰ میلیمتر در سال می‌باشند. زلزله‌های سانفرانسیسکو ۱۹۰۶، ال‌سنترو ۱۹۴۰ و پارک فیلد ۱۹۶۶ در امتداد گسل سان اندریاس رخ داده‌اند و زلزله‌های کرن کانتی[۱] و سان فرناندو[۲] ۱۹۷۱ از شاخه‌های این گسل نشأت گرفته‌اند. تا کنون این گسل درحدود ۳۰ زلزله بزرگ را ایجاد کرده است. با استفاده از نقشه پهنه بندی لرزه‌خیزی زیر که هاوزنر (۶) برای ایالت متحده آمریکا بدست آورده است، علاوه بر کالیفرنیا، درشمال ایالات نیویورک، میسوری و نوادا زلزله‌های بزرگ رخ داده است. به عنوان مثال در زلزله سال ۱۸۱۱ میسوری وسعت مناطق آسیب دیده پنج برابر زلزله سال ۱۹۰۶ سانفرانسیسکو بود. اینگونه زلزله‌ها به زلزله‌های درون صفحه‌ای[۳] موسومند.



---

۱ Kern county
۳ San Fernando
۴ interplate earthquakes

شکل ۱. ۱۷ مراکز زلزله‌های با بزرگی بیش از ۶ که در فاصله سالهای ۱۹۰۰ تا ۱۹۸۰ در کالیفرنیای آمریکا رخ داده است.



شکل ۱. ۱۸ نقشه لرزه‌خیزی احتمالی ایالات متحده آمریکا

آمریکای مرکزی و جنوبی

چون صفحات کوکوس[۱] و نازکا[۲] به زیر صفحات آمریکای مرکزی و جنوبی (در سمت اقیانوس آرام) فرو می‌روند این نواحی شدیداً لرزه‌خیزند و در قرن بیستم زلزله‌های مخرب متعددی را تجربه کرده‌اند: مکزیکوسیتی درسالهای ۱۹۵۷، ۱۹۷۳، ۱۹۸۷، گواتمالا ۱۹۷۶، پرو ۱۹۷۰ (۷۰۰۰۰ کشته). در پرو و شیلی گاهی زلزله‌های شدید با بزرگی بیش از ۸ دریالرزه‌های[۳] عظیمی را ایجاد کرده‌اند که تا نواحی دور دست مانند هاوایی و ژاپن موجب خسارت شده‌اند (۴۰).

---

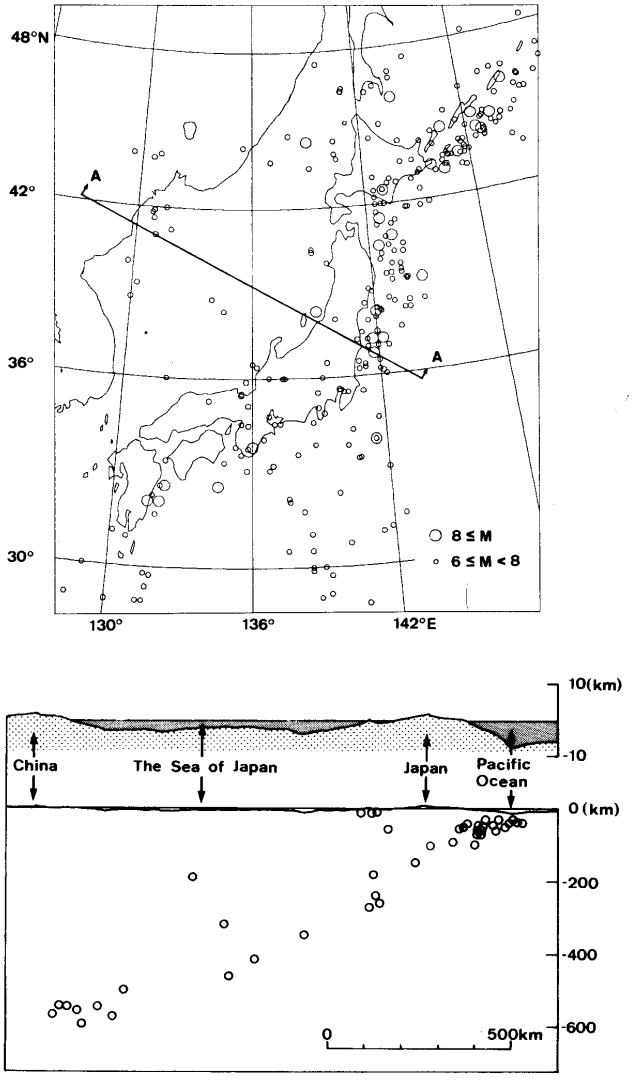
۱ Cocos

۲ Nazca

۳ tsunami

ژاپن

صفحات فیلیپین و اقیانوس آرام به زیر جزایر ژاپن فرو می‌روند و بهمین جهت ژاپن از لرزه‌خیزی بالایی برخوردار است. نقشه لرزه‌خیزی ژاپن در شکل ۱. ۱۹ نمایش داده شده است.

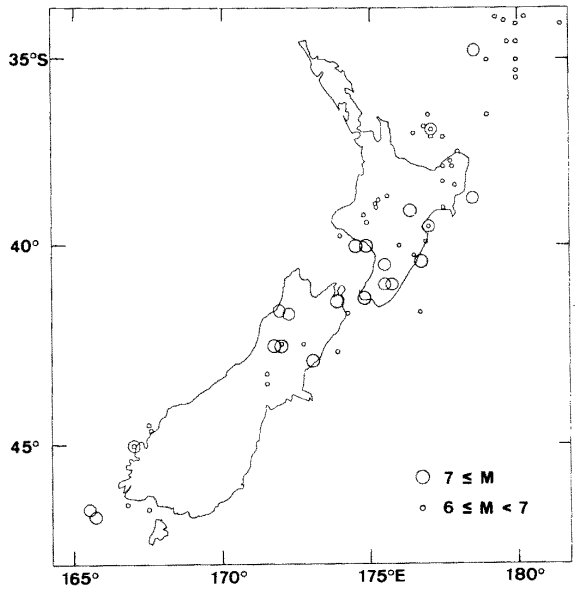


شکل ۱. ۱۹ مراکز زلزله‌های با بزرگی بیش از ۶ فاصله سالهای ۱۹۰۰ تا ۱۹۸۰ در ژاپن رخ داده است.

از آنجا که زلزله‌های شدید ژاپن با بزرگی ۸ ریشتر بدلیل فرو رفتن صفحه اقیانوسی به زیر ژاپن ایجاد می‌شوند معمولاً عمیق هستند و با توجه به شکل ۱. ۱۹ بعضاً دارای عمق ۶۰۰ کیلومتر بوده‌اند. عمق زلزله‌های خفیف‌تر درحدود ۲۰ کیلو متر یا کمتر می‌باشد. این زلزله‌ها مخرب‌ترند زیرا کانون آنها درست در زیر شهرها قرار گرفته است(۴۰). در زلزله کانتو[۱] ۱۹۲۳ با بزرگی ۷/۹، بیش از ۱۴۰۰۰۰ نفر در اثر آتش سوزی ناشی از زلزله کشته شدند. برخی دیگر از زلزله‌های غرب این کشور عبارتند از: توتوری ۱۹۴۳ با بزرگی ۷/۴، تونوکا ۱۹۴۴ با بزرگی ۸، نانکایدو ۱۹۴۶ با بزرگی ۸/۱ و فوکو[۲] ۱۹۴۸ با بزرگی ۷/۳.

جنوب *اقیانوس آرام*

لرزه‌خیزی بخشهایی از زلاندنو مانند کالیفرنیا است. شدیدترین زلزله زلاندنو در سال ۱۹۳۱ با بزرگی ۷/۹ اتفاق افتاد که به تعدادی از شهرهای این کشور آسیب رساند. در فیلیپین هم یک زلزله بزرگ در سال ۱۹۷۶ موجب مرگ ۴۰۰۰ نفر شد.



شکل ۱. ۲۰ زلزله‌های زلاندنو با بزرگی بیش از ۶ که در سالهای ۱۹۸۰ – ۱۹۰۰ رخ داده‌اند

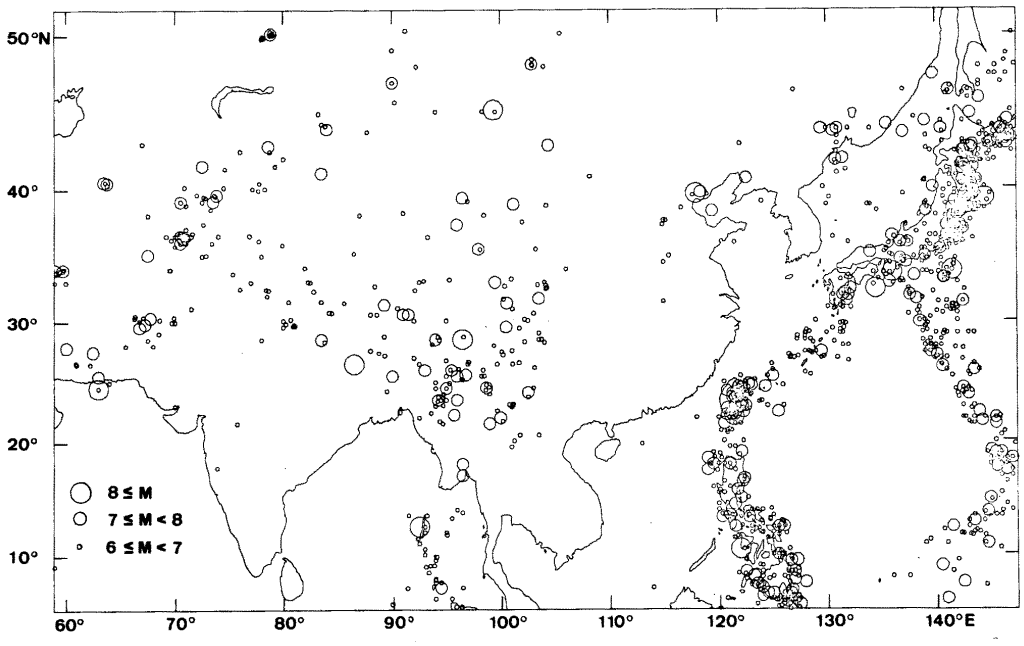
---

[۱] Kanto

[۲] Fukui

آسیا

چین بخشی از صفحه آسیا – اروپاست و از سوی صفحات اقیانوس آرام و فیلیپین از سمت شرق، و صفحه هند و استرالیا از سمت جنوب تحت فشار است. در اثر این فشارها حوزه تنش پیچیده‌ای بوجود آمده است که باعث به‌وجود آمدن گسل‌های بزرگ و رخداد زلزله‌های درون صفحه‌ای[۱] در این منطقه شده است مانند زلزله‌های: شنسی ۱۵۵۶با ۸۳۰/۰۰۰ کشته ، شانتونگ ۱۶۶۸ با بزرگی ۸/۵، کانسو[۲] ۱۹۲۰ با بزرگی ۸/۵ و۱۰۰/۰۰۰ کشته. در زلزله سال ۱۹۶۷ در تانگشان[۳] با بزرگی ۷/۶ این شهر کاملاً نابود شد و ۶۵۰/۰۰۰ نفر جان خود را از دست دادند.



شکل ۱. ۲۱ لرزه‌خیزی آسیا – مراکز زلزله‌های با بزرگی بیش از ۶ در فاصله ۱۹۰۰ تا ۱۹۸۰

---

۱ in-plate

۲ Kansu

۳ Tangshan

در نواحی کوههای هیمالیا نیز زلزله‌های مخربی با بزرگی حدود ۸ موجب تلفات زیاد شده است. شرق هند بویژه آسام و نواحی مجاور آن در معرض زلزله‌های متعددی قرار داشته است. زلزله آسام ۱۸۹۷ منطقه وسیعی را ویران ساخت و در سال ۱۹۵۰ زلزله دیگری با بزرگی ۸/۶ در مرز چین و هند باعث مرگ عده زیادی شد. بخشهایی از کشورهای همسایه شمالی ایران نیز در معرض زلزله‌های مخرب قرار دارند بویژه جمهوری‌های ترکمنستان، تاجیکستان و قرقیزستان. در ارمنستان نیز رخداد زلزله‌های مخرب باعث تلفات جانی و مالی فراوان شده است.

اروپا

بخشهای جنوبی این قاره بویژه ایتالیا، یونان، یوگوسلاوی و رومانی در معرض زلزله قرار داشته است. در ایتالیا زلزله‌های سطحی خسارت فراوانی آفریده‌اند. زلزله مسینا[۱] ۱۹۰۸ با بزرگی ۷/۵ موجب مرگ ۱۲۰/۰۰۰ نفر از مردم ایتالیا شد[۲]. زلزله آوزانو[۳] ۱۹۱۵ با بزرگی ۷ منجر به مرگ ۳۵۰۰۰ نفر گردید. در یوگوسلاوی سابق زلزله‌های مخرب اسکوپیه ۱۹۶۳ با بزرگی ۶ و مونتنگرو[۴] ۱۹۷۹با بزرگی ۷/۳ رخ داده است. در سال ۱۹۷۷ در رومانی زلزله ورانسیا[۵] با بزرگی ۷/۲ خسارات فراوانی ببار آورد. در سایرکشورهای اروپایی بویژه بخش شمالی و شمال غربی این قاره کمتر زلزله مخربی رخ داده است و بزرگی زلزله‌ها غالباً از ۵ تجاوز نمی‌کند، اما بدلیل وجود تأسیسات حساس و مدرن نظیر نیروگاههای اتمی موضوع خطر زلزله به‌طور فزاینده‌ای مورد توجه این کشورها قرار می‌گیرد.

---

۱ Messina

۲ این حادثه باعث شد یک تیم ایتالیایی مسئول بررسی وضعیت ابنیه خسارت دیده شود و حاصل این بررسیها پیدایش نظریه ضریب زلزله بود که مطابق، آن نیروی زلزله برابر درصدی از وزن ساختمان به‌طور افقی بدان اعمال شد. این الگو پس از گذشت نزدیک به یک قرن هنوز اعتبار خود را حفظ کرده است.

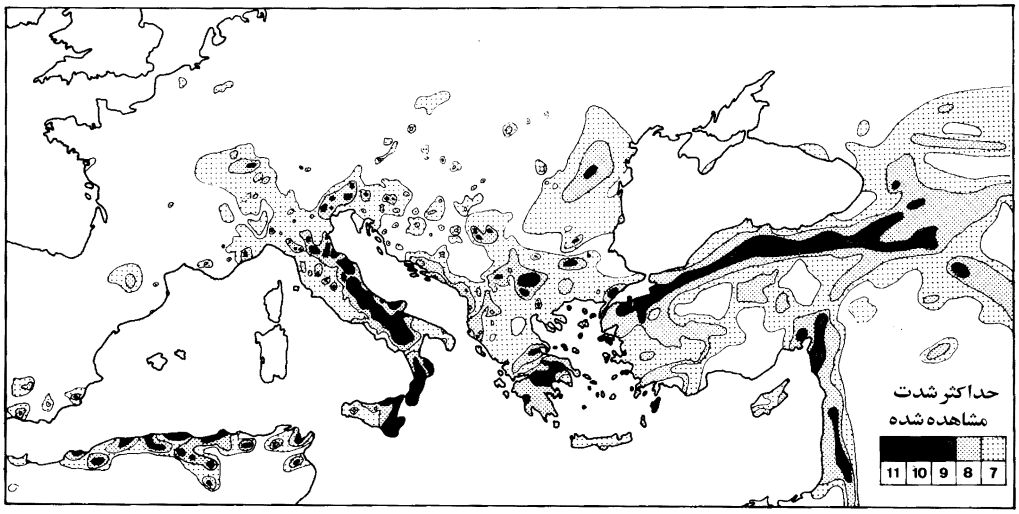
۳ Avezzano

۴ Montenegro

۵ Vrancea

افریقا

بجز کشورهای حاشیه مدیترانه نظیر مراکش، تونس و الجزایر سایر نقاط آفریقا سابقه لرزه‌خیزی چندانی ندارند.



شکل ۱. ۲۲ حداکثر شدت ثبت شده در زلزله‌هایی که در اروپا اتفاق افتاده است

۱. ۱۷. لرزه‌خیزی ایران

۱. ۱۷. ۱. مبانی تکامل زمین‌شناسی و زمین‌ساختی

فلات ایران تقریباً در مرکز کمربند خشک و بزرگ اوراسیا قرار گرفته و در فاصله‌ای یکسان از نواحی بیابانی و استپی آسیای مرکزی و مناطق خشک و گرم شمال آفریقا سر بر افراشته است. این توده مرتفع، که به‌طور متوسط ۸۰۰ تا ۱۰۰۰ متر از سطح دریا بلندتر است و از نظر همبستگی ناهمواریها و شبکه آبها بخش وسیعی از افغانستان را نیز در بر می‌گیرد، از تمام جهات به‌وسیله رشته کوههای مرتفعی احاطه شده است.

فلات ایران از نظر موقعیت طبیعی دارای دو ویژگی متمایز است. ویژگی نخست، وابستگی این فلات به سیستم بزرگ کوههای چین خورده اوراسیا است: بدین ترتیب که دیواره کوهستانی البرز و رشته کوههای خراسان در شمال ایران، تحت تأثیر گره‌های کوهستانی عظیم فلات ارمنستان و آذربایجان از طرف غرب و هندوکش از شرق تا ارتفاع ۵۶۷۰ متر (دماوند) سر برافراشته است. کوههای زاگرس در جنوب غربی و جنوب با ارتفاعی در حدود ۴۵۵۰ متر (زرد

کوه) و نیز امتداد آن، یعنی کوههای ساحلی جنوب شرق ایران (کوههای مَکران)، بخش داخلی ایران را احاطه نموده‌اند.

ویژگی دوم فلات ایران تعلق آن به کمربند خشک اوراسیا است. موقعیت فلات ایران در حوزه نفوذ کمربند نیمه حاره پاسات، بهمراه دیگر عوامل، به‌طور بارزی در بوجود آمدن خصوصیات بیابانی و استپی مؤثر بوده است.

بر اساس تکوین وضع زمین‌شناسی فلات ایران و تفاوتهای ژئومورفولوژیکی حاصل از آن، از یک منظر می‌توان ایران را به سه نوع منطقه تقسیم نمود:

الف. نواحی مرکزی ایران شامل فلاتها و حوضه‌های گسترده که غالباً به وسیله توده‌های کوهستانی مرتفع و کوههای منفرد و یا مخروطهای آتشفشانی از یکدیگر جدا شده‌اند.

ب. رشته کوههای عظیم البرز در شمال فلات و حوضه‌های آن را از آسیای مرکزی جدامی‌سازد، و زاگرس در غرب و جنوب غربی فلات را از جلگه عراق جدا میسازد.

پ. نوار باریک ساحلی و پست دریای خزر در شمال و جلگه‌های آبرفتی پست نواحی ساحلی خلیج فارس در جنوب.

با توجه به ساخت متقارن فلات ایران می‌توان این سه منطقه را به پنج ناحیه بزرگ طبیعی تقسیم نمود:

۱. زمینهای پست جنوب دریای خزر به طول بیش از ۵۰۰ کیلومتر و گاه به عرض فقط چند کیلومتر متشکل از رسوبات آبرفتی، که سواحل جنوبی دریای خزر را به شکل نعل در بر گرفته‌اند. در مازندران مرکزی عرض زمینهای پست ساحلی، به ۳۰ تا ۵۰ کیلومتر می‌رسد. در استپهای ترکمن بخش گذار به استپهای پست و بیابانی آسیای مرکزی شروع می‌شود.

۲. دیواره عظیم کوهستانی البرز، که از گره کوهستانی ارمنستان و آذربایجان شرقی آغاز می‌شود، با امتداد شرق آن یعنی رشته کوههای خراسان دومین واحد بزرگ طبیعی را تشکیل میدهند. کوههای البرز به عنوان یکی از چین‌خوردگیهای دوران سوم زمین‌شناسی، در بخشهای مرکزی خود ستیغ‌های بسیاری با ارتفاع بیش از ۴۰۰۰ متر دارد و توده‌های گرانیتی عَلَم کوه با ارتفاعی در حدود ۴۸۰۰ متر و آتشفشان دماوند با ارتفاع ۵۶۷۰ متر بلندترین ارتفاعات آنرا تشکیل میدهند.

۳. فلات مرکزی ایران با موقعیت مرکزی خود به عنوان سومین و وسیعترین واحد بزرگ طبیعی بشمار میآید که از دامنه‌های جنوبی البرز در طول بیش از ۷۰۰ کیلومتر (بر روی ۵۵ درجه طول شرقی) از شمال به جنوب امتداد یافته است. این واحد بزرگ طبیعی از نظر زمین‌شناسی و زمین‌ساختی (تکتونیکی) تعداد زیادی از حوضهها و یا برجستگیها با حوضه‌های آبریز مستقل را در بر می‌گیرد و مجموعه بهم پیوسته‌ای از حوضه‌های داخلی را تشکیل میدهد

که رسوبات حاصل از فرسایش کوهسارهای اطراف را در خود جای داده و یا به عنوان گودالهای انتهایی رودخانه‌های فصلی داخلی عمل می‌کند. کویر بزرگ نمک با تعداد زیادی از حوضه‌های فرعی، لوت، جزموریان، شیارهای طولی بزرگ میان اصفهان و سیرجان، دریاچه نیریز، حوضه فرورفته سیستان و حوضه دریاچه ارومیه با شرایط اکولوژیکی خاص خود همگی جزو حوضه بسته بزرگ داخلی محسوب می‌گردند.

۴. *کوههای زاگرس* به عنوان شاخه جنوبی کوههایی که فلات ایران را در برگرفته‌اند، چهارمین واحد بزرگ طبیعی را تشکیل میدهد، که خود از گره کوهستانی ارمنستان و کوههای آذربایجان منشعب می‌گردد. زاگرس اصلی که از جنوب دریاچه ارومیه شروع می‌شود، با ساخت حوضه‌ای متواتر[۱] خود مشخص می‌گردد. این رشته کوه از تعداد زیادی کوههای موازی و دنبال هم تشکیل شده است، که به وسیله ناودیسها و در برخی از نقاط دره‌های عمیق بریده و از یکدیگر جدا می‌شوند. هرچند که عموماً ارتفاع آنها کمتر از کوههای البرز است امابرخی از آنها ارتفاعی بیش از ۴۰۰۰ متر دارند (زردکوه ۴۵۴۷ متر، کوه دینار ۴۴۰۴ متر، کوه کربوش ۴۲۹۴متر، کوه کلار ۴۲۹۸ متر و اشترانکوه ۴۳۲۸ متر).

۵. *ساحل پست خلیج فارس* پنجمین واحد بزرگ و طبیعی ایران را تشکیل می‌دهد. به غیر از زمینهای پست خوزستان و دیگر متعلقات مربوط به بین النهرین (دشت عراق)، بخشهای دیگر این واحد غالباً کم عرض بوده و فاقد پسکرانه[۲] بزرگ است.

چین‌خوردگیهای ایران مربوط به دوران سوم زمین‌شناسی (سنوزئیک) است[۳]. مجاورت توده‌های کم و بیش مقاوم قدیمی (کراتون[۴]) در ایران مرکزی با رشته کوههای دوران سوم چسبیده به آن، نظریه کوبر[۵] را مبنی بر پیدایش این کوهها، در اثر حرکات کوهزایی که از دو جهت در اطراف کوههای مرکزی صورت گرفته، تأیید می‌کند. از نظر ژئومورفولوژیکی نیز شاخه شاخه شدن کمربند کوهستانی چین خورده دوران سوم با این نظریه تطبیق می‌کند. بدین سان، که این کمربند کوهستانی منشعب از گره کوهستانی ارمنستان- آذربایجان از طریق البرز

---

[۱] basin-range-structrure

[۲] hinterland

[۳] برای تقسیم بندی دوره‌های زمین شناسی به جدول ۱. ۶-۱ مراجعه شود.

[۴] Kraton یا craton – یک ساختمان زمین شناسی در پوسته زمین که عمدتاً متشکل از سنگهای آذرین و متامورفی با پوششی از لایه‌های رسوبی است.

[۵] Kober

و کپه داغ در شمال و زاگرس و مَکران در جنوب غرب و جنوب، فلات داخلی قدیمی و فرسوده ایران را در بر گرفته و در هندوکش مجدداً بهم می‌پیوندند. این تصور زمانی و مکانی از تاریخ تکامل زمین‌شناسی ایران تا حدود سال ۱۹۶۰ عملاً بر نظریات بسیاری از زمین‌شناسان و زمین‌ریخت شناسان (ژئومورفولوژیست) حاکم بود. البته اکنون روشن شده است که ساختمان زمین‌شناسی و تکامل ناهمواریها به مراتب پیچیده تر از آن است که تا کنون تصور می‌رفته است.

در سالهای بعد از ۱۸۹۷ بویژه در سال ۱۹۱۱ که تحقیقات زمین شناسی، نقشه برداری و بررسیهای سنگ شناسی و معدن شناسی توسط اشتال[۱] زمین‌شناس فنلاندی در ایران انجام گرفت، معمول بود که ساختمان زمین‌شناسی ایران را بر اساس اصول فوق تفسیر نمایند. اشتال که زمانی رئیس کل پست ایران بود توانست نخستین مجموعه زمین‌شناسی ایران را در مسیر نقشه برداری راهها تهیه نماید. وی توده پیش کامبریایی (پیش‌کامبرین) فلات مرکزی را، که از توده‌های سنگی کریستالی و رسوبات دگرگونی[۲] تشکیل شده و به‌طور وسیعی از رسوبات دریایی و خاکی هموار پوشیده شده است *توده میانی* نامیده و آنرا کراتون اصلی و مقاوم کوههای ایران می‌داند. کوههای حاشیه‌ای و سرزمینهای پست مجاور آنها در طول دوره‌های بعدی زمین‌شناسی به این توده مقاوم (کراتون) پیوند خورده‌اند. این نظریه توسط دیگران نیز مورد تأیید قرار گرفته است. دلایل این نظریه که امروزه به عنوان تفسیر سنتی از زمین‌شناسی و زمین‌ساخت (تکتونیک) ایران تلقی می‌شود، عبارتند از:

الف. گسترش وسیع توده‌های سنگی و متامورفیتهای پیش کامبریایی (پیش‌کامبرین) که اشتال آنرا توده آرکاییک یا توده بسیار قدیمی نامیده است.

ب. کمی ضخامت لایه‌های پوشش پایه‌های مقاوم (سوکل) با محتوای عناصر دریایی، که حاکی از حرکات عمودی تمام توده‌های میانی می‌باشند.

پ. وجود کمپلکس مشابه و قابل مقایسه از نظر سنگ شناسی در البرز و زاگرس، که در حرکات کوهزایی به عنوان محورهای جانبی توده میانی بحساب آمده‌اند.

ت. موقعیت جداگانه و کاملاً محدود ماسیف[۳] پیش کامبریایی (پیش‌کامبرین) که هیچ ارتباطی با سپرهای شمالی و جنوبی نشان نمیدهد.

---

[۱] Stahl

[۲] metamorphisierte sedimente

[۳] massif توده سنگی مقاوم یا توده سنگی که نسبت به سنگهای مجاور از صلبیت و مقاومت بیشتری برخوردار است.

پیشرفتهای بعدی در زمینه تحقیقات زمین‌شناسی ایران، بویژه به دنبال کاوشهایی که برای اکتشاف معادن به عمل آمده، دامنه اطلاعات موجود را وسعت بخشیده است. دست یابی به این اطلاعات موجب شد که نظریه سنتی مبتنی بر وجود یک هسته مرکزی پیش کامبریایی (پیش‌کامبرین) با گسترش کوهزاییهای دوران سوم (سنوزئیک) در جهات شمال و غرب و جنوب غرب، مورد تردید قرار گیرد. تردیدهایی که از ۱۹۳۰ به بعد در رابطه با ساده انگاشتن ساخت زمین‌ساختی ایران ایجاد شده بود توسط محققان متعددی مورد بررسی قرار گرفت و جمع بندی زیر ارائه شد[۱] :

الف. البرز و فلات مرکزی ایران از نظر چینه شناسی و ساختی بیش از آنچه که تا بحال تصور می‌شد با هم نزدیک هستند.

ب. کوهزاییهای پالئوزوئیکی (از کامبرین بالایی تا تریاس میانی) در هیچ جا مشاهده نمی‌شود، که این خود ناشی از خصوصیت کراتونی در فلات ایران و حواشی آن در این دوره می‌باشد[۲].

پ. در دوران دوم و سوم کوهزاییهای نوع آلپی تمام فلات ایران و حواشی آنرا در بر گرفته بودند درحالی‌که در پیرامون توده مرکزی (کراتون) تکامل سنکلینالی[۳] کامل حادث شده بود، قسمتهای مرکزی کم و بیش به مثابه سکوهای مقاوم فقط تحت تأثیر سیکلهای ناقص ژئوسنکلینالی قرار داشتند.

ت. عوارض مرتفعی که در نتیجه چین‌خوردگیهای دوران سوم سر برافراشته‌اند و ساخت تیپ آلپی دارند، حرکات کوهزاییهای پیش‌کامبریایی را در خود جای داده‌اند.

ث. آنچه که از آن به عنوان توده میانی بتوان نام برد، تنها به ماسیف مقاوم شمالی–جنوبی معروف به بلوک لوت[۴] محدود می‌شود، که از نظر مساحت فقط بخش کوچکی از فلات ایران و توده میانی مورد نظر اشتال را دربر می‌گیرد. براساس پژوهشها تاکنون در هیچ جایی از

---

[۱] اهلرز، اکارت، ترجمه محمدتقی رهنمایی، ایران: میانی کشور شناسی جغرافیایی، موسسه سحاب، ۱۳۷۲.

[۲] خصوصیت کراتونی در واقع به معنی پایداری پی‌سنگ کراتونی در برابر فعالیتهای چین‌زایی است.

[۳] در تکامل ژئو سینکلینالی، پوسته زمین تحت تأثیر رسوبات چند میلیون ساله تغیر شکل میدهد و به صورت ناودیس یا تاقدیس در می‌آید. در نتیجه نقاطی که زمانی هم‌سطح بوده اند، اختلاف سطح پیدا می‌کنند.

[۴] Lutblock

پالئوزوئیک ایران که به‌طور فراقاره‌ای تکامل یافته است، اثری از کوهزاییهای کالدونی[۱] و یا ریسکی[۲] دیده نمی‌شود. رسوباتی که ضخامت آنها اغلب فقط به ۳ تا ۴ هزار متر می‌رسد، تماماً پیکری هم‌شکل قاره‌ای و فرا قاره‌ای دارند، که بر روی طبقات محکم پایین قرار گرفته‌اند و حاکی از ثبات کامل زمین‌ساختی می‌باشند. افزایش فعالیتهای اپیروژنیکی[۳] را، که از طرف زمین‌شناسان به عنوان سرآغاز کوهزاییهای آلپی شناخته می‌شود، ابتدا از تریاس بالایی به بعد می‌توان با شواهد چینه شناسی اثبات نمود. بر اساس شواهد و اطلاعات جدید این کوهزاییهای آلپی را می‌توان به دو بخش تقسیم کرد.

نشانه‌های بارزی از چین‌خوردگیهای شدید همراه با برون زدگیهایی از گرانیت و دیوریت[۴]، چه در دوره گذار از ژوراسیک به کرتاسه و چه در فاصله بین کرتاسه پایین و بالا بویژه در منطقه کرمان، بافق و یزد مشاهده می‌شود. این چین‌خوردگیهای متعلق به مرحله جوان کیمیری[۵] در تثبیت و استحکام هسته مرکزی ایران که از هر طرف به وسیله شکستها و فرو رفتگیها و طبقات جا بجا شده احاطه گردیده و از نواحی حاشیه‌ای ایران جدا می‌شود، نقش مؤثری داشته‌اند. بخش مرکزی ایران که از نظر ژئومورفولوژیکی به عنوان منطقه بر آمده و محل جابجایی رسوبات محسوب می‌شود، به دلیل وجود چین‌خوردگیهای لارامی[۶] (کوهزاییهای آلپی البرز و زاگرس) که اطراف آنرا فرا گرفته‌اند در موقعیتی پایین و بسته قرار گرفته است. چین‌خوردگیهای متعلق به اوایل دوران سوم نواحی حاشیه‌ای، شدیدترین مرحله کوه زایی محسوب[۷] می‌شوند.

---

[۱] این نام از کالدونیا یا شوتلند گرفته شده و به کوهزاییهایی که در پالئوزوئیک (از کامبریا تا اوردیویسین) صورت گرفته گفته می‌شود.

[۲] به کوهزاییهایی که در پالوزوئیک جوان (از دِوُنیَن به بعد) عمدتاً در کربنیفر بالایی صورت گرفته گفته می‌شود و نام آن نیز از قلعه و قومی به همین نام در بایرن گرفته شده است. برای تقسیم بندی دورانهای زمین شناسی جدول ۱. ۶-۱ را ببینید.

[۳] epeirogeny یا خشکی زایی به فعالیتهای زمین شناسی گفته می‌شود که موجب بالا آمدن کف دریا و تبدیل آن به خشکی می‌گردد.

[۴] نوعی سنگ آذرین درونی

[۵] عبارت از مرحله چین‌خوردگی است که ژوراسیک سفید و دوره گذار از ژوراسیک به کرتاسه را در بر می‌گیرد.

[۶] لارامی به بخشی از فاز کوهزایی آلپ گفته می‌شود (فاز نسبتاً جوان).

[۷]

در رابطه با چین‌خوردگیهای لارامی چه قبل و چه بعد از کوه زایی، فعالیتهای ماگمایی و آتشفشانی شدید بوجود آمده است. نشانه‌های روشنی از هر دو این فعالیتها بویژه در نقاط اتصال منطقه هسته مرکزی ایران با منطقه میانی وجود دارند. سری معروف به مخلوط رنگی[۱] با انباشتهای سنکلینالی مملو از مواد آتشفشانی و رسوبی متنوع، همانند تمام معادن کرم ایران، که با این منطقه در ارتباط هستند، حاوی نشانه‌های روشنی از اثرات ماگمایی می‌باشند. آتشفشانیهای بعد از لارامی به ویژه در منطقه معروف به ارومیه-پل دختر فعالیت داشته‌اند و گسترش توده‌های آن در جهت شمال غرب - جنوب شرق بین زاگرس و هسته مرکزی ایران کشیده شده است. سنگهای مشخصه دوره ماگمایی بعد از لارامی (ولکانیک ائوسن معروف به سری سبز) در لوت و رشته کوههای حاشیه‌ای شرق ایران و البرز جنوبی یافت می‌شوند. در عوض در هسته مرکزی ایران، که در دوره آلپی قدیم استحکام یافته، کوه زاییهای لارامی از طریق ظهور وسیع سنگهای ماگمایی (اروپتیو[۲]) مشخص می‌شوند. سنگهای آذرین اعم از اینکه در سطح زمین سرد شده باشند (سنگهای آذرین بیرونی) و یا در درون (سنگهای آذرین درونی) وجه مشخصه نواحی حاشیه‌ای و شکستهای زمین‌ساختی داخل منطقه مرکزی محسوب می‌گردند.

از سوی دیگر، نظریه کسانی که از اوایل سالهای ۱۹۷۰ زمین‌شناسی ایران را حاصل حرکات زمین‌ساختی صفحه‌ای می‌دانند، مورد توجه قرار گرفته است. به موجب این نظریه فلات مرتفع ایران بخشی از خشکی قدیمی گندوانا[۳] محسوب می‌شود. شواهد پالئوجغرافیایی[۴] و پالئومغناطیسی[۵]، موقعیت گنداوانای ایران را در دوره اینفراکامبرین[۶] بین سومالی و ایران امروزی مشخص می‌کند و تصور می‌رود که این موقعیت تا دوره کرتاسه نیز تغییر چندانی نیافته باشد. تا دوره کرتاسه هنوز ایران به خشکی اوراسیا تعلق نداشته است، اما از آن پس صفحه ایران به تدریج برای رسیدن به وضع امروزی خود شروع به جابجا شدن نموده است.

---

۱ coloured melange

۲ eruptive

۳ Gondwanaland

۴ جغرافیایی دیرین، منظور اطلاعات جغرافیایی مربوط به میلیونها سال قبل کره زمین است.

۵ وضعیت مغناطیسی کره زمین در دورانهای دیرین (میلیونها سال قبل)

۶ دوره‌ای قبل از دوران پیش‌کامبرین

فشار متقابل صفحه عربستان و ایران بر یکدیگر در دوره میوسن بالایی نه تنها موجب چین‌خوردگیهای زاگرس شد، بلکه به پیدایش توده‌های آتشفشانی بیشماری در قاره مرکزی ایران (در مفهوم زمین‌شناسی آن) نیز منجر گردید. حرکت صفحه عربستان به زیر صفحه ایران (زیر راندگی)، که هنوز نیز ادامه دارد، موجد آتشفشانیهای دوره اخیر می‌باشد. تفسیر تکامل زمین‌شناسی ایران با تکیه بر نظریه زمین‌ساخت صفحه‌ای می‌تواند به شناسایی منابع معدنی جدیدی بیانجامد. مثلاً رگه‌های معادن آهن بافق به آتشفشانیهای منطقه شکست قاره‌ای تعلق داشته و معادن مختلف کرمیت، مس و منگنز منشأ ماگماتیسم دریایی دارند. همچنین معادن سرب و روی در نتیجه ماگماتیسم کوهزایی به وجود آمده‌اند.

در اینجا برای آشنایی خوانندگان با واژه‌های بکار رفته[۱] در مورد دوره‌های زمین شناسی، و قدمت هر یک از این دوره‌ها، تقسیم بندی دوران زمین شناسی به‌طور اجمال تشریح شده است[۲]. عمر کره زمین بالغ بر ۴/۵ میلیارد سال برآورد می‌گردد و به سه دوره اصلی یا *دوران*[۳] تقسیم می‌شود که عبارتند از پالوزُئیک، مزوزُئیک و سنوزُئیک[۴]. هریک از این دورانها خود به بخشهایی تقسیم می‌شود که *دوره*[۵] نام دارد و هر دوره به نوبه خود به *دورهایی*[۶]، و هر دور به *اشکوبهایی* تقسیم می‌گردد. عمر این دوره‌ها به کمک طبقه‌بندی سنگها و تعیین سرعت رسوب و فرسایش آنها و نیز انباشت نمک در اقیانوس، و تجزیه مواد رادیواکتیو تخمین زده شده است

---

[۱] برای تطابق واژه‌ها با متون انگلیسی جدول زیر را ببینید

ائوسن	Eocene	پلیوسن	Pliocene	کرتاسه	Cretaceous
اردویسین	Ordovician	پیش کامبرین	PreCamberian	کواترنری	Quaternary
الیگوسن	Oligocene	تریاس	Triassic	گوتلاندین	Guthlandian
بالایی	Upper	دوُنیَن	Devonian	مزوزئیک	Mesozoic
پالئوژن	Paleogene	ژوراسیک	Jurassic	میانی	Middle
پالئوسن	Paleocene	سنوزئیک	Cenozoic	میوسن	Miocene
پالوزئیک	Paleozoic	سیلورین	Silurian	نئوژن	Neogene
پایینی	Lower	کامبرین	Camberian	هولوسن	Holocene
پرمیَن	Permian	کربونیفر	Carbonifereous		
پلیستوسین	Pleistocene	پلیوسن	Pliocene		

[۲] به نقل از Van Nostrand’s Scientific Encyclopedia

[۳] era

[۴] Paleozoic، Mesozoic و Cenozoic

[۵] period

[۶] epoch

و بر اساس آن جداولی برای عمر زمین تنظیم شده است که زمان‌بندی تخمینی تحولات زمین شناسی را مشخص می‌کند. نمونه چنین جدولی در زیر آمده است (در این جدول برای اختصار از ذکر تقسیم بندیهای خردتر مانند اشکوب و زیراشکوب و علائم اختصاری خودداری شده است):

جدول ۱. ۶-۱ تقسیم بندی دوران زمین شناسی

دوران	دوره	دور	آغاز (میلیون سال قبل)	دوران	دوره	دور	آغاز (میلیون سال قبل)
سنوزئیک	کواترنری	هولوسن پلیستوسن	۲	پالوزئیک	پِرمیَن	بالایی پایینی	۲۴۰ ۲۸۰
	نئوژن	پلیوسن میوسن	۶ ۲۶		کربونیفِر	بالایی پایینی	۳۲۵ ۳۴۵
	پالئوژن	الیگوسن ائوسن پالئوسن	۳۶ ۵۳ ۶۵		دِوُنیَن	بالایی میانی پایینی	۳۵۹ ۳۷۰ ۳۹۵
مزوزئیک	کرتاسه	بالایی پایینی	۱۰۰ ۱۳۶		سیلورین	گوتلاندین اردویسین	۴۴۰ ۵۰۰
	ژوراسیک	بالایی میانی پایینی	۱۶۲ ۱۷۲ ۱۹۰		کامبرین	بالایی میانی پایینی	۵۱۵ ۵۴۰ ۵۷۰
	تریاس	بالایی میانی پایینی	۲۰۵ ۲۱۵ ۲۲۵	پیش کامبرین			

۱. ۱۷. ۲. فرایند زمین‌ساخت ایران

بررسی کارتوگرافی[1] زلزله‌های ثبت شده در قرن اخیر، تمرکز فعالیتهای آنرا در حواشی کوهستانی فلات ایران، که به دوران سوم (سنوزئیک) تعلق دارند، نشان می‌دهد. هم در دامنه‌های شمالی و جنوبی البرز، و هم در امتداد شرقی آن یعنی گودی بزرگ خراسان وقوع زلزله به‌طور مرتب و گسترده صورت می‌گیرد. اما زلزله‌های شدید و ویران‌کننده فقط درصد کمی از کل زلزله‌های ثبت شده را تشکیل میدهند. در دومین منطقه وقوع زلزله یعنی زاگرس و نواحی پیش کوهی آن نیز نظیر چنین وضعی وجود دارد. بویژه بخش جنوب غربی این رشته کوه، و کوههای حاشیه‌ای مشرف به خلیج فارس بیش از همه در معرض خطر زلزله قرار دارند. از دیگر مناطق لرزه‌خیز زاگرس می‌توان از منطقه همدان نام برد، که اغلب شاهد زلزله‌های شدیدی بوده است. بلوک لوت در فلات ایران کمتر به عنوان کانون سطحی زلزله بوده است، هرچند که زلزله شدید طبس ۱۳۵۷ یکی از شدیدترین زلزله‌های ایران در ۵۰ سال اخیر بوده است.

دلایل زمین‌شناسی و ژئوفیزیکی لرزه‌خیزی شدید ایران را باید در راندگیهای شدید افقی و عمودی پوسته زمین در امتداد گسل‌ها و شکستگیها دانست، که تا به امروز نیز ادامه دارد. دیدیم که طبق نظریه لرزه زمین‌ساخت، زلزله‌های شدید و مخرب بیشتر معلول آزاد شدن ناگهانی و ضربتی فشارهای موجود در داخل زمین هستند تا تغییرشکل تدریجی پوسته آن. به عنوان مثال می‌توان به گسل دورونه با طول بیش از ۷۰۰ کیلومتر اشاره کرد که دارای حرکات عمودی شدید است. این گسل، که فعالیت مدام آن تا به امروز نیز از طریق حرکات متقاطع هر دو سمت خط گسل، از نظر ژئومورفولوژیکی و لرزه نگاری ثابت شده، تا کنون کمتر به عنوان کانون سطحی زلزله‌های شدید مطرح شده است.

برعکس، زلزله ویرانگر دشت بیاض در سال ۱۳۴۷ در مرکز بلوک لوت (یکی از مقاوم ترین مناطق زمین‌ساختی ایران) به وقوع پیوست. مقاوم بودن بلوک لوت، که در نتیجه آن نیرو و فشار انباشته شده نمی‌توانست آزاد شود، موجب شد، که فشارهای موجود طی یک پراکندگی ناگهانی به صورت تعداد زیادی از زلزله‌های بعدی تخلیه گردند.

وجود شواهد ژئومورفولوژیکی روشن، نظیرگسل‌های متنوع افقی و عمودی و نیز شکافها و شکستها در سطح خارجی زمین و به موازات آن شواهد آتشفشانی و فعالیتهای شدید لرزه‌ای،

---

[1] عکسبرداری هوایی برای مشخص نمودن پستی و بلندیهای سطح زمین، و عوارض زمین شناسی.

بویژه علائم ژئوترمی نظیر چشمه‌های آب معدنی وگرم، همه نشان دهنده این واقعیت هستند، که پوسته زمین در بسیاری از نقاط ایران تا به امروز نیز آرامش خود را باز نیافته است.

قسمت اعظم این چشمه‌ها در منطقه چین خورده کوهستانی جوان بویژه در مجاورت آتشفشانهای بزرگ کشور قرار دارند. معروف ترین چشمه‌های معدنی و آبگرم عبارتند از: چشمه آب علی، چشمه آبگرم دماوند در اسک، آبگرم دره هراز و آبگرم رامسر در نواحی پست دریای خزر. بیشتری تجمع چشمه‌های آبگرم در آذربایجان در منطقه کوه سبلان است، که بالاترین دمای چشمه‌های آبگرم ایران با ۸۲ درجه سانتیگراد در چشمه‌های آن اندازه گیری شده است. همچنین می‌توان از چشمه‌های واقع در شمال و شمال غرب تهران در کوههای البرز، در اطراف آتشفشان بَزْمان کوه در بلوچستان و نیز زاگرس نام برد. نمونه دیگر چشمه‌های واقع در منطقه تخت و زندان سلیمان در شمال غرب ایران است. در این چشمه‌ها می‌توان ارتباط بین چشمه‌های معدنی و آبگرم و آتشفشانهای گل و لای و زمین‌ساخت جوان را به خوبی مشاهده نمود.

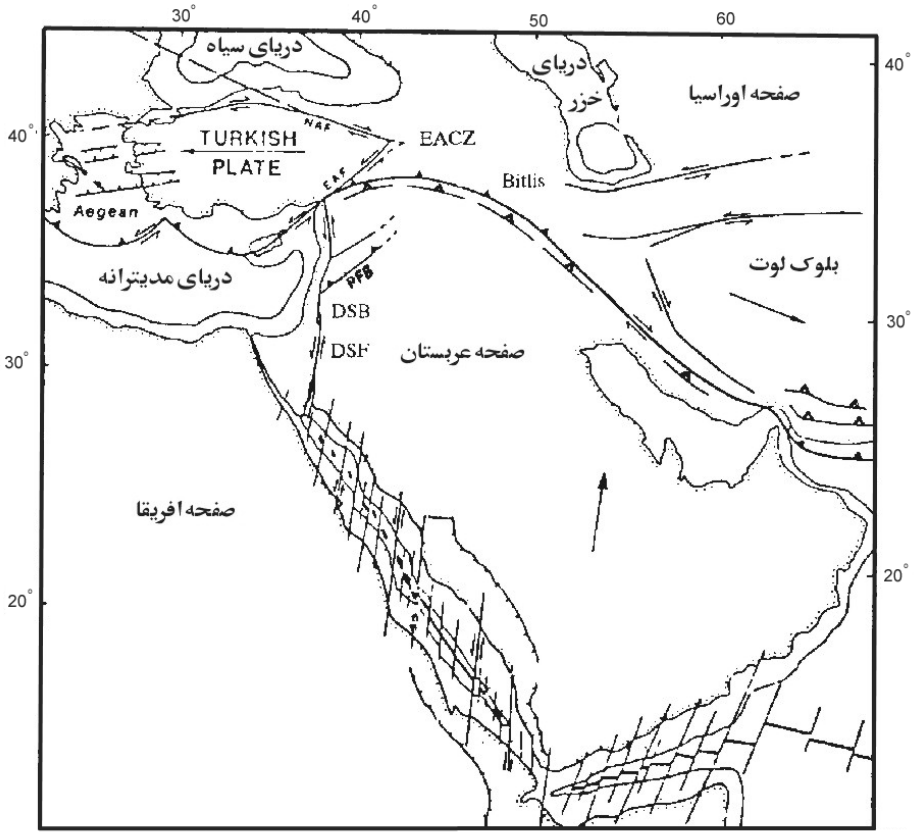
در دوره زمین‌شناسی میوسن میانی[۱] (حدود ۲۶ میلیون سال پیش) جوش خوردگی نهایی بین صفحات عربستان و اوراسیا ابتدا سبب بالا آمدگی و ضخیم شدگی در زاگرس و بیتلیس (در ترکیه) گردید و به دنبال آن حرکت مستقل صفحه عربستان نسبت به آفریقا را متوقف نمود، یعنی از این پس صفحه عربستان با سرعت صفحه آفریقا به سوی اورا سیا حرکت میکرد.

در دوره زمین‌شناسی پلیوسن آغازین (۶ میلیون سال پیش) و مقارن با آغاز مرحله دوم کشیدگی در دریای سرخ و تشکیل پوسته دریایی در آن، قابلیت تحمل فشار در منطقه جوش خورده، به صورت بالا آمدگی و ضخیم شدگی به پایان رسید و گوه‌های قاره‌ای[۲] محدود در گسل‌های متقاطع به حرکت به سمت خارج واداشته شدند. همانطور که در شکل ۱. ۲۲-۱ دیده می‌شود صفحه ترکیه، محدود بین گسل‌های شمال و شرق آناتولی، به سمت غرب به حرکت درآمد و بلوک لوت، محدود بین گسل‌های راستگرد زاگرس و گسل‌های چپگرد شمال ایران (البرز)، به سمت شرق حرکت کرد.

---

[۱] برای تقسیم بندی دورانهای زمین شناسی جدول ۱. ۶-۱ را ببینید..

[۲] continental wedges



شکل ۱. ۲۲-۱ نقشه صفحات زمین‌ساخت خاورمیانه و حرکات نسبی آنها

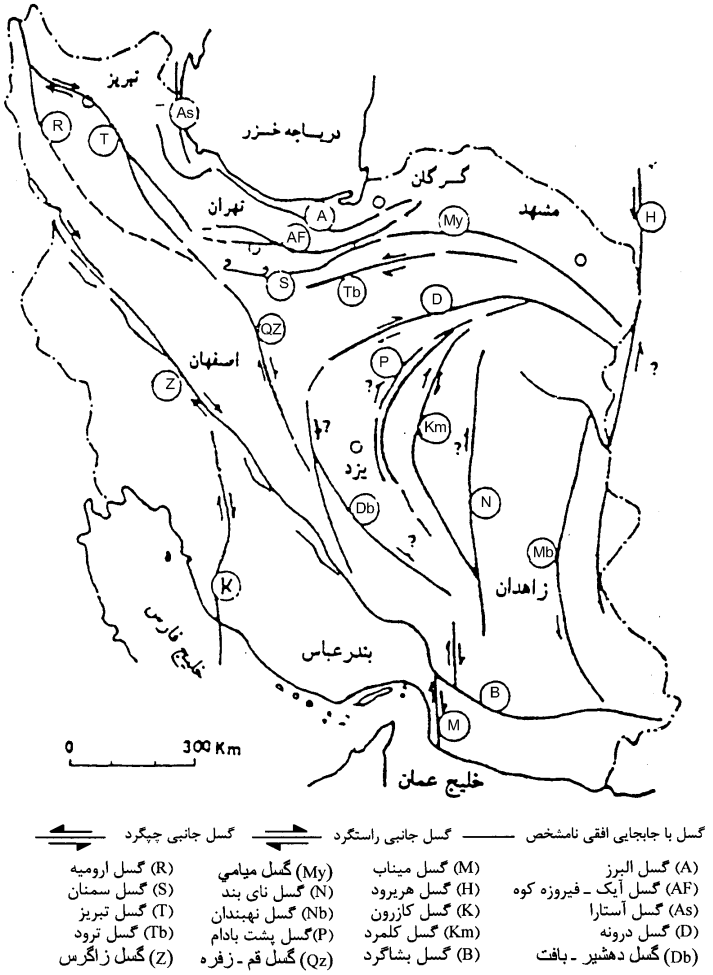
۱. ۱۷. ۳. ساختار لرزه زمین‌ساختی

فلات ایران جزو مناطق لرزه‌خیز جهان است و در آن زمینلرزه‌های قاره‌ای[1] ایجاد می‌شوند. گفتیم که کشور ایران در قسمت میانی کمربند کوهزای آلپ-هیمالیا واقع شده است و هنوز تحت تأثیر حرکات کوهزایی آلپ پایانی می‌باشد. از طرف دیگر حرکات صفحه عربستان به‌طور دائمی به صفحه ایران تنش وارد می‌کند و فرو نشینی مَکران در جنوب و باز شدن صفحه اقیانوس هند نیز سبب زیرراندگی صفحه اقیانوسی به زیر منطقه مکران می‌گردد. مجموعه این شرایط سبب بهم خوردن تعادل پوسته ایران می‌گردد و اثر آن به‌صورت جابجایی در طول شکستگیهای قدیمی و بروز زمینلرزه مشاهده می‌شود. همانطور که در شکل ۱. ۲۲-۲ می‌بینیم گسل‌های ایران به‌طور کلی دارای روندهای شمالی- جنوبی (امتداد ایران شرقی)، شمال غرب-

[1] Continental Earthquake

جنوب شرق (امتداد ناحیه زاگرس) و شمال شرق-جنوب غرب (امتداد البرز شرقی) می‌باشند.

گسل‌هایی که در طول دوره کواترنر[1] (از ۲ میلیون سال پیش تا کنون) فعالیت نسبتاً مهمی داشته‌اند عبارتند از: گسل‌های آغاجاری، دامغان، البرز، آستارا، ترود، شمال تبریز، شاهرود،کازرون، کوه بنان کرمان، عباس آباد.



شکل ۱. ۲۲-۲ گسل‌های مهم ایران

[1] با توجه به عمر بسیار کم دوره کواترنر (در مقیاس زمین شناسی)، هر گسلی که عوارض مربوط به این دوره را قطع کرده باشد، فعال تلقی می‌شود.

پژوهشگران متعددی به مسئله لرزه‌خیزی و لرزه زمین‌ساختی درایران پرداخته‌اند: ویلسون[۱] لرزه‌خیزی تاریخی (قبل ازسده بیستم) ایران را بررسی نمود. گوتنبرگ و ریشتر[۲] پس از مطالعه لرزه‌خیزی ایران آنرا جزو کمربند لرزه‌خیزآلپ- هیمالیا دانستند. نیازی و بسفورد[۳] با بررسی و تعیین کانون سطحی ۱۴۰۰ زمینلرزه که در بین سالهای ۱۹۵۷ تا ۱۹۶۷ رویداده، نقشه لرزه‌خیزی منطقه‌ای که بین ۲۰ تا ۴۰ درجه عرض شمالی و ۴۰ تا ۷۵ درجه طول خاوری را میپوشاند، ارائه نمودند. امبرسز[۴] به تفصیل راجع به لرزه‌خیزی تاریخی قسمتهای شمال مرکزی ایران و محل زمینلرزه‌ها تحقیق نموده است . نوروزی[۵] کانون سطحی زمینلرزه‌هایی را که بین سالهای ۱۹۵۰ تا ۱۹۶۵ رویداده‌اند دوباره تعیین کرد. نبوی[۶] در مورد کانون سطحی زمینلرزه‌های بین سالهای ۱۹۱۳تا ۱۹۴۹ اصلاحاتی بعمل آورد. بربریان[۷] برای اولین بار نقشه لرزه زمین‌ساختی ایران را تهیه و در باره زمینلرزه‌های مهم تاریخی و سده بیستم ایران بحث نمود. این نقشه بعداً توسط رمضی[۸] بروز شد. تعیین دوباره کانون سطحی متجاوز از۶۰۰ زمینلرزه که دربین سالهای ۱۹۲۰ تا۱۹۷۲ درایران رویداده، و روندهای ساختمانی و گسل‌های فعال ایران به نوروزی[۹] امکان داد تا بتواند نقشه پهنه‌های لرزه

---

[۱] Wilson, A.J., 1930, Earthquakes in Persia, Bull. School Oriental Stud. London, 6, pp103-131.

[۲] Gutenberg, B., Richter, C.F., 1954, Seismicity of the earth and associated phenomena, Princeton University Press, Princeton, New Jersey.

[۳] Niazi, M., and Basford, J.R., 1968, Seismicity of Iranian plateau and Hindukush region, Bull. Seism. Soc. Am., 58, pp 417-426.

[۴] Ambraseys, N.N., 1968, Early earthquakes in North-Central Iran, Bull. Seism. Soc. Am., 58, pp 485-496. & Ambraseys, N.N., 1974, Historical seismicity of North-Central Iran, In Materials for the study of seismotectonics of Iran, Geol. Surv. Iran, Report No. 29.

[۵] Nowroozi, A.A., 1971, Seismoctectonics of the Persian Plateau, Eastern Turkey, Caucasus and Hindu-Kush regions, Bull. Seism. Soc. Am., 61, pp 317-3141.

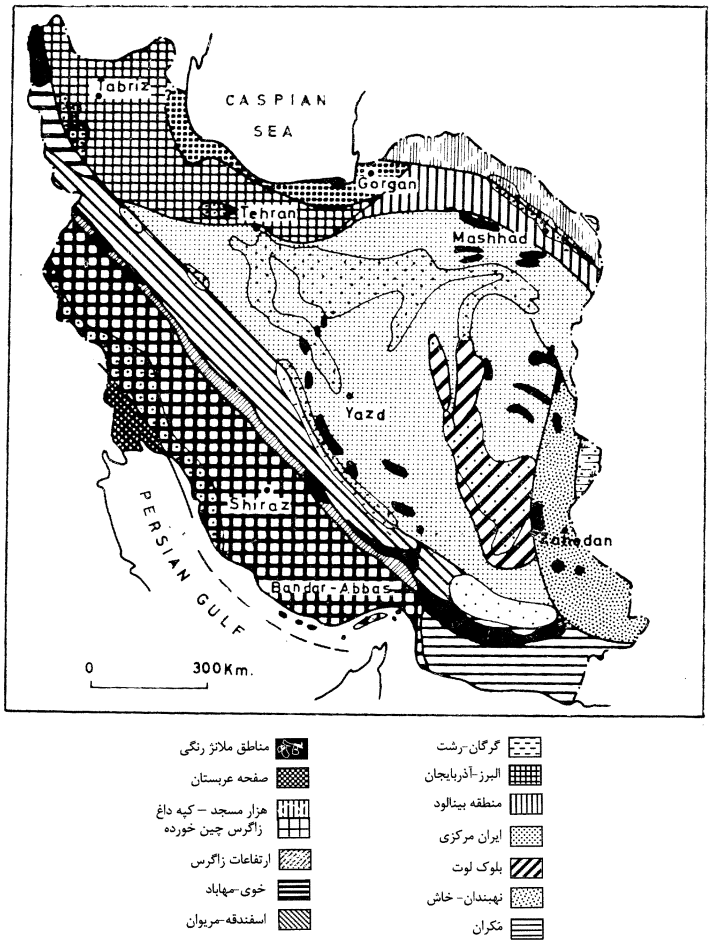
[۶] Nabavi , M.S., 1972, Seismicity of Iran, PhD Thesis , London University , 276p

[۷] Berberian, M., 1976, Contribution to the seismotectonics of Iran, Part II, Geol. Surv. Iran, Rep, No 40.

[۸] نقشه مراکز زمین لرزه‌ها و خطواره‌های زمین‌ساختی ایران، ۱۳۷۴، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

[۹] Nowroozi, A.A., 1976, seismotectonic provinces of Iran, Bull Seism Soc Am, 66, pp 1249-1276.

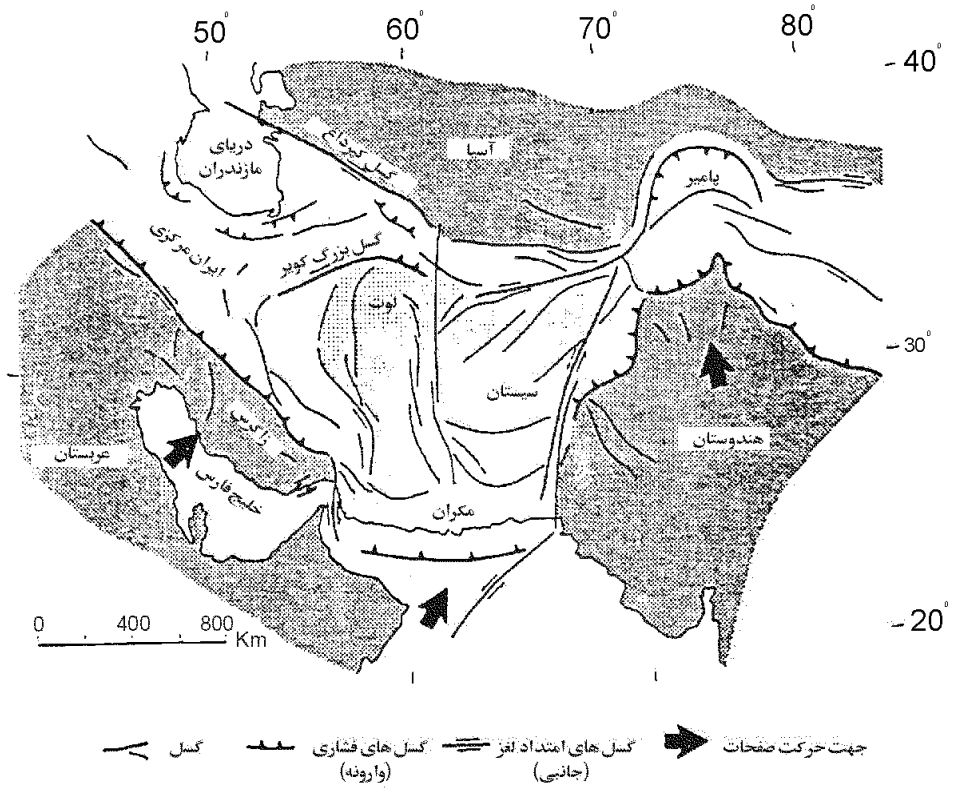
زمین‌ساختی ایران را رسم نماید و نبوی[1] با بررسی پیش از۲۰۰ زمینلرزه بزرگ تاریخی نشان داد که عمق زمینلرزه‌ها در ایران بین صفر تا۱۰۰ کیلومتر متغیر است. همچنین، بنظر وی ویژگیهای زمینلرزه‌هایی که در زاگرس و البرز روی میدهند، تابعی ازسیمای خاص زمین‌شناسی و زمین‌ساختی آن نواحی است. باین ترتیب که درجنوب زاگرس زمینلرزه‌ها با تعداد زیاد و با بزرگی معمولاً کمتر از ۷، و برعکس در البرز زمینلرزه‌ها با تعداد کمتر و با بزرگیهای بالا، که امکان دارد از۷ هم تجاوز نماید، متداول است.



شکل ۱. ۲۲-۳ پهنه‌های زمین‌ساختی-رسوبی ایران از دید نبوی

[1] Nabavi , S.M., 1978, Historical earthquakes in Iran: C.300 BC – 1900AD, J. Earth and Space Phys ., 7 (1) , pp 70 –117.

دیدیم که فلات ایران یکی از مناطق لرزه‌خیز فعال است و بخشی از کمر بند لرزه‌خیز آلپ-هیمالیا می‌باشد که از غرب پرتقال به سمت جنوب اروپا و ترکیه ادامه یافته و به جنوب شرق آسیا ختم می‌شود. اعتقاد بر این است که وقوع زلزله در ایران ناشی از حرکت و فشار صفحه عربستان به سمت شمال بوده که آن نیز معلول باز شدن دریای سرخ است. همانطور که در شکل ۱. ۲۲-۴ می‌بینیم، ایران از شمال توسط صفحهٔ اوراسیا، از شرق توسط صفحهٔ هند، و از غرب بوسیلهٔ صفحه آناتولی احاطه شده است و فشار ناشی از صفحهٔ عربستان امکان هر نوع جابجایی را از صفحه ایران سلب نموده و در نتیجه تحت تأثیر نیروهای فشاری، فشرده و ضخیم می‌شود.



شکل ۱. ۲۲-۴ نقشه موقعیت زمین‌ساختی ایران مرکزی و ریز صفحات[۱] مجاور آن که در میان صفحات آسیا ،عربستان و هندوستان فشرده شده‌اند[۱]

[۱] microplates

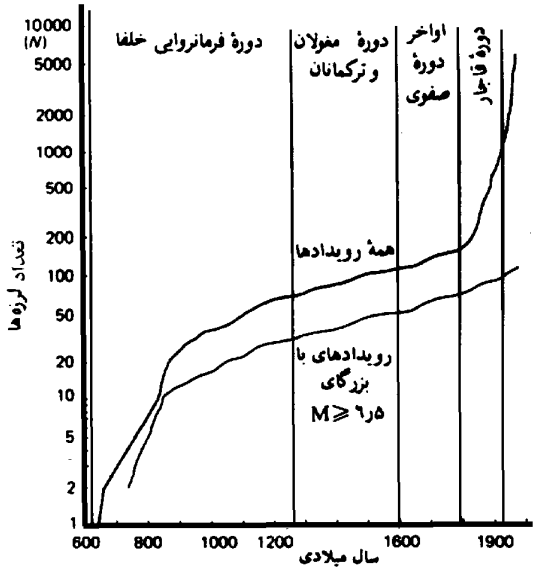
این ضخیم شدن را می‌توان به صورت ایجاد گسل‌های معکوس در راستای شمال غرب- جنوب شرق و نیز چین‌خوردگی ملاحظه نمود. ایران مرکزی از لحاظ لرزه‌خیزی با فعالیتهای لرزه‌ای پراکنده با عمق کانونی کم و در طول چند گسل معکوس که محدود به رشته کوهها می‌باشند، مشخص می‌شود. این گسل‌ها در مراحل (فازهای) زمین‌ساختی پیشین شکل گرفته و یا اینکه مجدداً فعال شده‌اند. در این ناحیه، زلزله‌ها دارای بزرگی زیاد و زمان برگشت طولانی بوده و در جبهۀ کوهستانی گسل‌های معکوس حادث می‌شوند . عدم بروز زلزله در طول بعضی از گسل‌های فعال ایران مرکزی را به عنوان نشانه دورۀ آرامش بین لرزه‌ای پس از یک دوره فعالیت لرزه‌ای می‌دانند. به علت کمبود ایستگاههای لرزه شناسی در ایران، معلوم نیست بعد از آنکه فعالیتهای پسلرزه‌ای مربوط به زلزله‌های ویرانگر در ایران مرکزی کاهش می‌یابد ، آیا ناحیه گسلی تا وقوع زلزله بعدی آرام می‌ماند و یا اینکه زلزله‌های خفیفی را ایجاد می‌کند. در هر حال، در محدودۀ زمانی بین زلزله‌های بزرگ، انرژی بتدریج به صورت تغییرشکل ارتجاعی در سنگها انباشته می‌شود. این محدودۀ زمانی از ۱۱ قرن و بیشتر (گسل فعال طبس)متغیر است و در مورد گسل‌های امتداد لغز کوتاهتر از گسل‌های وارونه و رانده بنظر می‌رسد. حرکات جدید در گسل‌های فعال وجهت گیری محور چینهای بعد از نئوژن همگی حاکی از این است که در ایران تنش در امتداد شمال شمالشرقی- جنوب جنوبغربی وارد شده و تحت تأثیر آن کوتاه شدگی (به شکل چین و گسل‌های معکوس) صورت می‌گیرد.

۱. ۱۷. ۴. پهنه بندی لرزه‌ای ایران

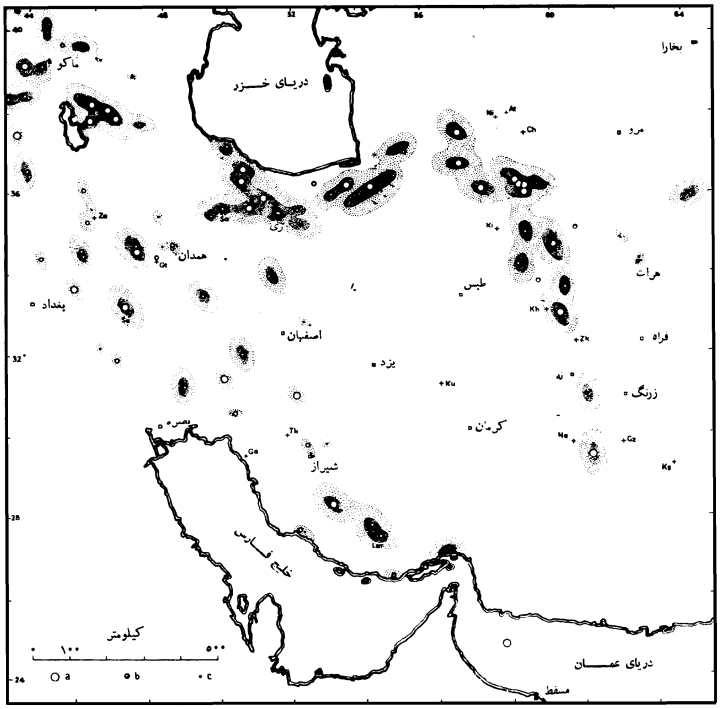
فلات ایران سابقه لرزه‌خیزی طولانی دارد و بررسی تاریخ کهن بر وقوع زلزله در سه هزار سال قبل از میلاد مسیح گواه است. امبرسز (۱) در یک بررسی تاریخی سابقه نزدیک به شش هزار زلزله را که از دو هزار سال قبل در این سرزمین رخ داده از منابع تاریخی استخراج نموده و مورد تحلیل قرار داده است. در شکل ۱. ۲۳ نمودار توزیع این زلزله‌ها در دوره‌های مختلف تاریخی نشان داده شده است.

---

[1] Jackson ,M.P.A., et al, 1990, Salt Diapirs of the Great Kavir ,Central Iran, Geological Society of Amarica , Memori 177,139p.

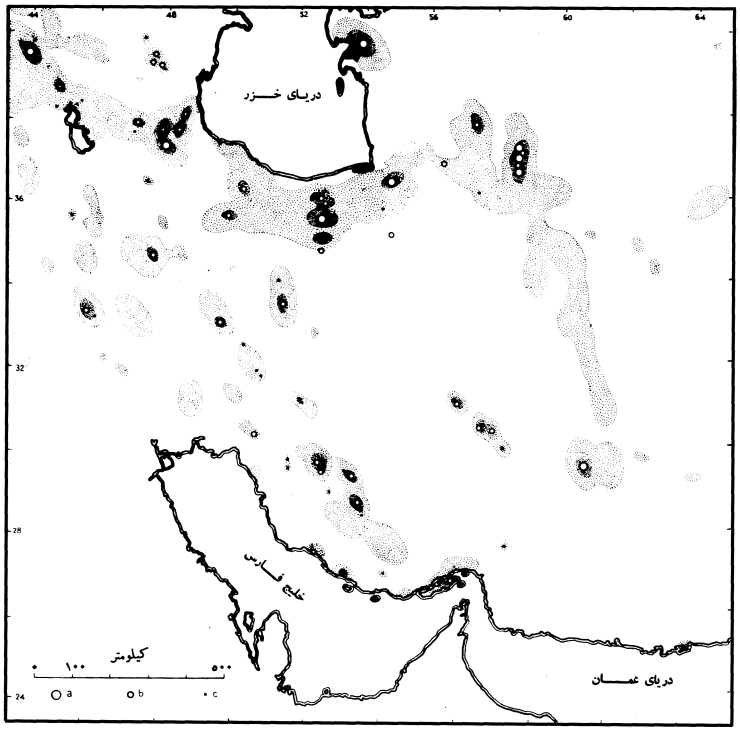


شکل ۱. ۲۳ نمودار توزیع زلزله‌های تاریخی ایران



شکل ۱. ۲۴ زلزله‌های مخرب و مناطق زلزله زده فلات ایران در سالهای ۷۰۰ تا ۱۷۹۹ میلادی

در نقشه‌های لرزه‌خیزی ایران که توسط امبرسز و ملویل (۱) بـرای ادوار مختلـف تـاریخی تهیه شده است مناطق فعال در ادوار مختلف کم و بیش بر هم منطبق هستند. در شکل ۱. ۲۴ زلزله‌های مخرب در فلات ایران طی قرون هشتم تا هجدهم میلادی (سـالهای ۷۰۰ تـا ۱۸۰۰) نشان داده شده است. در شکل ۱. ۲۵ زلزله‌های قرن نوزدهم در کنار مناطق زلزله زده سده‌های قبل نمایانده شده و بالاخره در شکل ۱. ۲۶ زلزله‌های قرن بیسـتم بـه‌همراه منـاطق زلزلـه زده سده‌های قبل مشخص گردیده است.

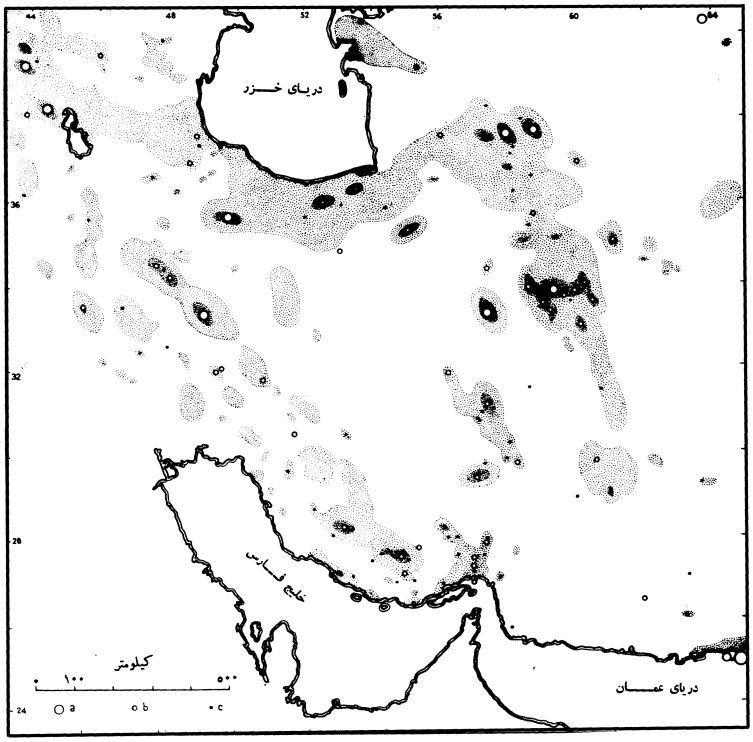


شکل ۱. ۲۵ زلزله‌های مخرب قرن نوزدهم و مناطق زلزله زده قرون قبل (مناطق هاشور خورده)

با انطباق اشکال ۱. ۲۴ تا ۱. ۲۶ ملاحظه می‌گردد که بجز زلزله طبس بقیه زلزله‌های بزرگ قرن بیستم در همان مناطقی که قبلاً توسط زلزله‌های تاریخی ویران شـده‌اند اتفـاق افتاده‌انـد. بنابراین می‌توان به نتایج زیر دست یافت:

۱. مواردی‌که زلزله‌های ثبت شده در قرن بیستم بیانگر لرزه‌خیزی منطقه‌ای هسـتند امـا ایـن منطقه در بررسی‌های تاریخی لرزه‌خیز شناخته نشده، احتمالاً بدلیل خطاهـا و ضـعفهای ذاتـی

روش بکار رفته در این بررسی‌ها است، نظیر: از بین رفتن مدارک تاریخی، عدم توجه مورخـان، دوری منطقه مورد نظر از مراکز آباد مهم و...



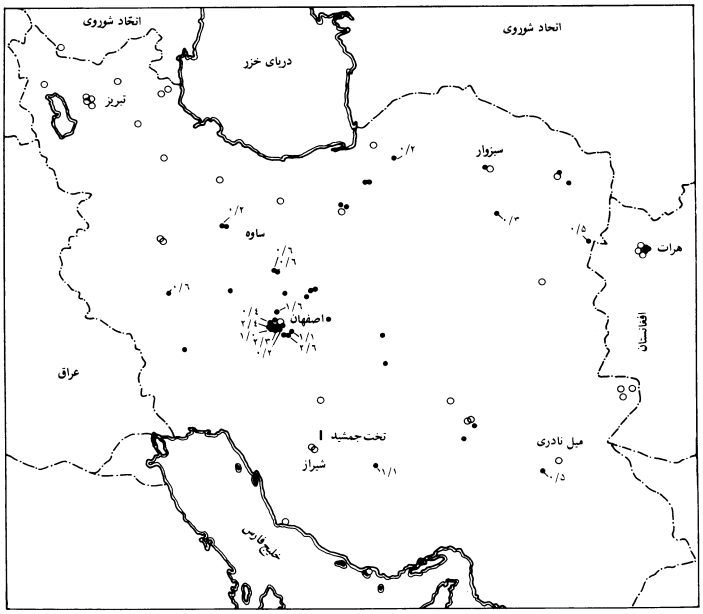
شکل ۱. ۲۶ زلزله مخرب قرن بیستم و مناطق زلزله زده قرون قبل (نقاط هاشور خورده)

۲. در نقاطی که به‌طور تاریخی لرزه‌خیز شناخته شده‌اند و در سده بیستم زلزلـه‌ای رخ نـداده است باید منتظر بروز زلزله بود که به‌طور مثال زلزله منجیل ۱۳۶۹ را ذکر نمود.

امبر سز (۱) با بررسی زلزله‌های تاریخی و نیز زلزله‌های ثبت شده قرن بیستم اظهار می‌دارد که زلزله‌های بزرگ ایران عمدتاً در مناطق زیر پراکنده شده‌اند: خطی کـه از آذربایجـان شـروع شده، از البرز گذشته و به شمال خراسان می‌رسد آنگاه به سمت جنوب رفتـه و از شـرق کـویر لوت تا شمال سیستان ادامه می‌یابد. وی این نوار را هلال ایران[1] خوانده است. باید توجه داشت که اکثر زلزله‌های ویرانگر مانند بوئین زهرا، فردوس، دشت بیاض، طـبس و منجیـل در امتـداد

[1] Iranian Cresent

همین هلال رخ داده است. در عوض نواحی زاگرس و امتداد آن به لارستان که توسط دیگران بعنوان نواحی شدیداً لرزه‌خیز شناخته شده است، به اعتقاد امبرسز (۱) منشاء زلزله‌های خیلی قوی نبوده است. وی گواه این ادعا را تعدد مناره‌ها و سایر بناهای تاریخی در این نواحی دانسته است. در شکل ۱. ۲۷ محل بناهای تاریخی سالم و ویران در مناطق مختلف ایران داده شده است.



شکل ۱. ۲۷ موقعیت بناهایی که قبل از اواسط قرن شانزدهم ساخته شده‌اند. دایره‌های تو خالی بیانگر بناهای ویران شده و دایره‌های توپر نشانگر بناهای سالم می‌باشند. زمان تناوب بعضی از این بناها در کنارشان قید شده است.

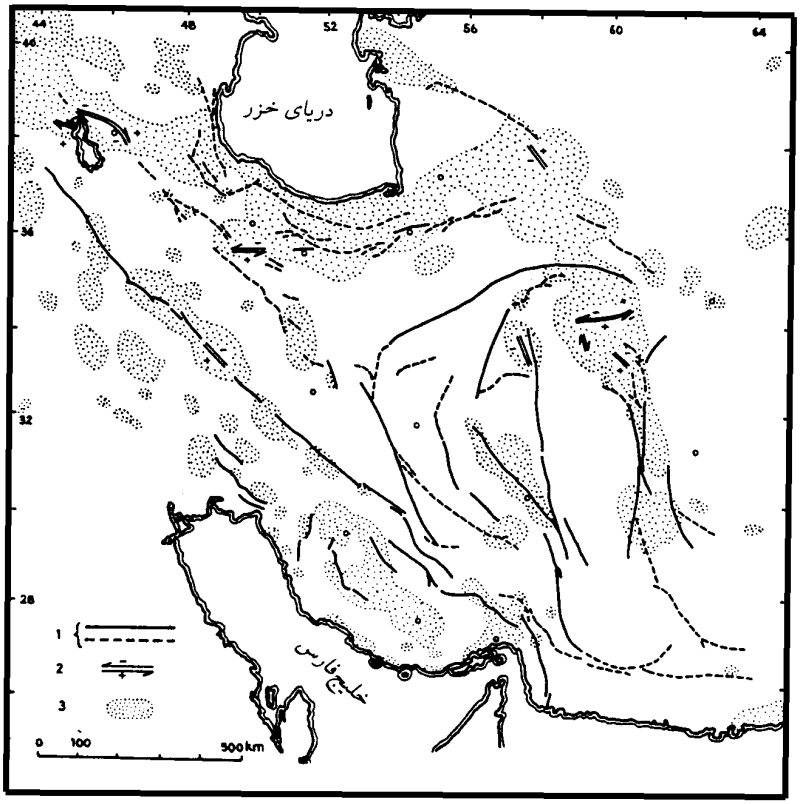
دیدیم که بهم فشردگی صفحات عربستان و آسیا موجب کوهزایی، چین‌خوردگی و وقوع زلزله در فلات ایران شده است که بعنوان نمونه می‌توان از کوههای زاگرس و خلیج فارس بعنوان دو چین‌خوردگی مهم نام برد. فلات ایران پوسته‌ای شدیداً خرد شده و تکتونیزه دارد و در نتیجه حرکات پوسته زمین در دورانهای مختلف زمین‌شناسی تعدادی گسل فعال و غیر فعال ایجاد شده است که منشاء زلزله‌هایی با شدتهای خفیف تا قوی بوده‌اند. همانطور که قبلاً گفته شد نواحی لرزه‌خیز ایران را می‌توان به دو ناحیه اصلی تقسیم کرد:

۱. هلالی که از آذربایجان آغاز شده و در امتداد رشته کوه البرز به شمال خراسان می‌رسد و آنگاه به سوی جنوب از حاشیه کویر تا شمال سیستان امتداد می‌یابد.

۲. امتداد کوههای زاگرس تا لارستان

زلزله‌های بزرگی که در قرن بیستم در حوزه زاگرس اتفاق افتاده است عبارتند از: زلزله ۱۲۷۸ سیلاخور با بزرگی ۷/۴ ریشتر، ۱۳۳۶ فارسینج با بزرگی ۷/۲، و ۱۳۲۷ نهاوند با بزرگی ۶/۷ در غرب ایران، زلزله‌های ۱۳۵۱ قیر کارزین در فارس با بزرگی ۷/۱ و ۱۳۵۶ سارخون در شمال بندر عباس با بزرگی ۷.

در امتداد هلال، زلزله مخرب بوئین زهرا با بزرگی ۷/۴ در سال ۱۳۴۱ منجر به خسارات زیادی گردید. عامل این زلزله را گسل آبیک در جنوب البرز دانسته‌اند. زلزله ۱۳۴۷ دشت بیاض با بزرگی ۷/۳ و زلزله فردوس در همان سال با بزرگی ۶/۴ و طبس ۱۳۵۷ با بزرگی ۷/۳ و زلزله‌های ۱۳۵۸ قائنات با بزرگی‌های ۶/۶ و ۷/۱ در بخش جنوبی هلال رخ داده‌اند.



شکل ۱. ۲۸ گسل‌های فعال در مناطق زلزله زده که از مطالعه تاریخ زلزله‌های ایران بدست آمده است. [به نقل از ترجمه فارسی مرجع (۱)] ۱. خطوط پر گسل‌های دوره چهارم زمین‌شناسی و خط چینها گسل‌های آخر دوران سوم زمین‌شناسی را نشان میدهند

۲. جهت و مقدار جابجایی گسل‌هایی که از سال ۷۰۰ میلادی تا کنون اتفاق افتاده‌اند
۳. نواحی زلزله زده از سال ۷۰۰ میلادی تا کنون

مناطق لرزه‌خیز ایران را با دقت بیشتری می‌توان چنین تقسیم نمود:

۱. مناطق شرقی شامل خراسان و شمال سیستان
۲. منطقه شمال در امتداد البرز تا آذربایجان غربی
۳. نواحی زاگرس از دریاچه ارومیه تا بندر عباس
٤. کپه داغ در شمال خراسان در مرز ترکمنستان
٥. مَکران – بلوچستان در جنوب شرقی ایران

در ناحیه ۳ چین‌خوردگی زاگرس از تلاقی صفحات آسیا و عربستان پدید آمده است اما برای نواحی ۱ و ۲ علت مشخصی یافت نشده است و منشاء زلزله‌های این نواحی بیشتر گسل‌های جوان و نسبتاً کوچک بوده‌اند. لرزه‌خیزی ناحیه ۴ کم و بیش مشابه ناحیه ۱ است اما در آنسوی نواحی ۱ و ۴ یعنی افغانستان و شمال ناحیه کپه داغ در کشور ترکمنستان شدت لرزه‌خیزی نسبتاً کم می‌باشد. شکل ۱. ۲۸ نمایی کلی از گسل‌های دوران مختلف زمین شناسی را بدست می‌دهد و مناطق زلزله زده در بررسی تاریخی امبر سز (۱) با هاشور مشخص شده است.

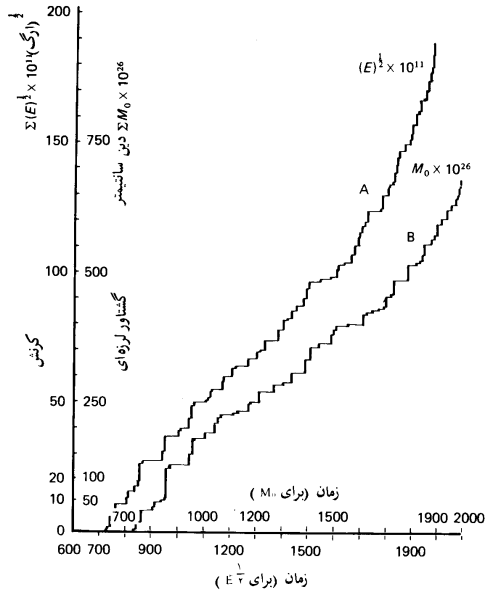
برای مشخص نمودن انرژی زلزله‌ها نسبت به زمان، با توجه به ارتباط انرژی با لنگر زلزله[۱]، امبرسز (۱) نمودار $\sum(E)^{1/2}$ (انرژی) و یا $\sum M_0$ (لنگر زلزله) را برحسب زمان رسم نموده است (شکل ۱. ۲۹). همچنین در شکل ۱. ۳۰ نمودار $\sum M_0$ برای نواحی مختلف ایران به تفکیک آمده است.

اگر چه در شکل ۱. ۲۹ روند آزاد شدن انرژی یکنواخت بنظر می‌رسد اما اگر مناطق مختلف را همانند شکل ۱. ۳۰ به‌طور جداگانه در نظر آوریم چنین نیست. این شکل نشان میدهد که در طول قرون متوالی انرژی در ناحیه زاگرس تقریباً با روالی یکنواخت آزاد شده است درحالی‌که در نواحی البرز و نیز شرق ایران دوره‌های فعال ۲تا۳ قرن توسط دوره‌های خاموش[۲] ۳تا۵ قرن از هم جدا شده‌اند. ضمناً نواحی البرز و شرق ایران دارای اختلاف فاز نیز می‌باشند. شکل ۱. ۲۹ حاکی است که نرخ تجمع کرنش در ایران تقریباً ثابت است و بین $۱۰^{۱۰}$ تا $۱۰^{۱۰}$*۳ $\sqrt{\frac{ارگ}{سال}}$ می‌باشد. امبرسز (۱) برای ناحیه زاگرس نرخ لغزش صفحات زمین را برابر ۰/۴

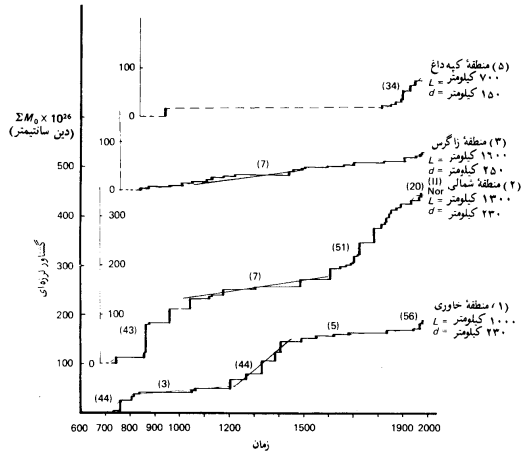
---

[۱] seismic moment
[۲] quiescecce period

میلیمتر در سال محاسبه نموده است. البته کل لغزش بیش از این است زیرا بخشی از آن صرف زلزله نشده و صرفاً یک حرکت ساده است و موجب برآمدگی ارتفاعات زاگرس می‌شود.



شکل ۱. ۲۹ انرژی و لنگر زلزله انباشته در طول زمان برای زلزله‌های با بزرگی بیش از ۶/۵.



شکل ۱. ۳۰ لنگر زلزله انباشته نواحی مختلف ایران . اعداد داخل پرانتز لنگر متوسط ضربدر 10^4 دین سانتیمتر به سال ، L طول و d پهنای نواحی هستند.

ناحیه زاگرس از حیث لرزه‌خیزی بسیار فعال است اما زلزله‌های ایجاد شده معمولاً متوسط و کوچکند. به استثنای زلزله سیلاخور ۱۲۸۷ بقیه زلزله‌ها را نمی‌توان بـه فعالیـت زمین‌سـاختی خاصی مرتبط ساخت. نرخ متوسط لغزش برای ناحیه البرز برابـر ۱/۷ و بـرای شـرق ایـران ۱/۳ میلیمتر در سال می‌باشد اما در دوره فعالیت شدید مقادیر بیشتری بـرای نـرخ لغـزش بدسـت می‌آید. چنین به نظر می‌رسد که ناحیه البرز بمدت یـک قـرن آرام بـوده اسـت (البتـه زلزلـه منجیل ۱۳۶۹ تاحدی این آرامش را بر هم زد) اما در نواحی شرق خراسان بنظر می‌رسد رونـد تجدید فعالیتها آغاز شده است. در برخورد بین صفحات ایران و عربستان، ناحیه زاگـرس نقـش یک فشارشکن را بازی می‌کند و فشار را به شمال شرقی منتقل میسـازد. ایـن انتقـال توسـط ناحیه مرکزی مثلث شکل ایران صورت می‌گیرد. مرز شمالی این مثلث را رشته کوه البرز و مرز شرقی آنرا نواحی شرقی ایران تشـکیل می‌دهـد و بـا زلزلـه‌هایی کـه در ایـن دو ناحیـه ایجـاد می‌گردد بخش عمده انرژی حاصل از حرکت صفحات اوراسیا[1] و عربستان گرفته می‌شود.

قبلاً در رابطه (۱. ۱۰) با تناوب زلزله N آشنا شدیم. کـایلا (۳۱) رابطـه تنـاوب زیـر رابـرای زلزله‌های ایران ارائه کرده است.

$$\log N = 6.02 - 1.18M \qquad (۱. ۲۴)$$

امبر سز (۱) با توجه به آمار زلزله‌های ایران در فاصله سالهای ۱۹۰۰ تا ۱۹۷۹ در شکل ۱. ۳۱، رابطه تناوب زیر را بدست آورده است:

$$\log N = 6.88 - 0.86M \qquad (۱. ۲۵)$$

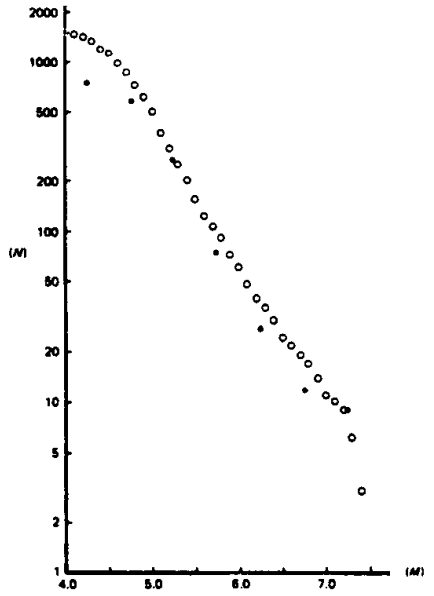
اگر نمودار تناوب زلزله‌های ایران را برای نواحی مختلف به‌طور جداگانه رسـم کنـیم رابطـه‌های مشابهی بدست می‌آیند که در شکل ۱. ۳۲ ارائه شده است. البته در این میـان ناحیـه زاگـرس رفتار متفاوتی دارد. امبرسز (۱) رابطه زیر را برای تخمین بزرگی زلزله‌های ایران برحسب طـول گسل منشاء زلزله (L) و جابجایی گسل (R) پیشنهاد می‌کند.

$$M = 1.1 + 0.4\log\left(L^{1.58}R^{2}\right) \qquad (۱. ۲۶)$$

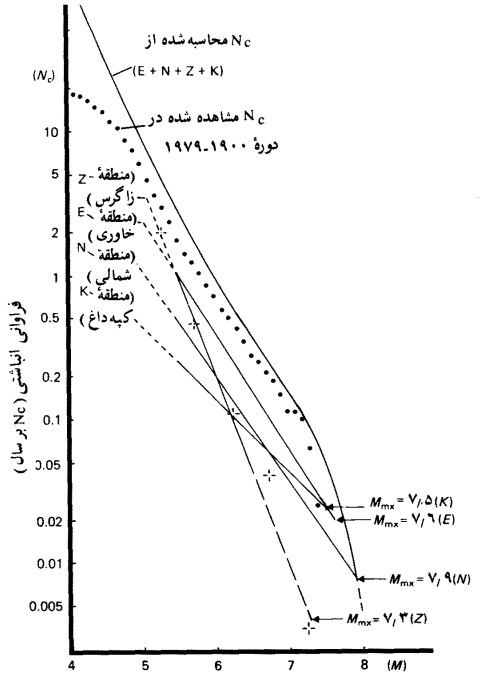
در این رابطه L و R برحسب سانتیمترند.

---

[1] Eurasia



شکل ۱. ۳۱ تناوب زلزله‌های ایران در سالهای ۱۹۰۰ تا ۱۹۷۹
البرز، شرق ایران و کوپه داغ (ترکمنستان).



شکل ۱. ۳۲ تناوب زلزله‌های نواحی زاگرس، البرز، شرق ایران و کُپه داغ (ترکمنستان)

بررسی زلزله‌های ایران نشان می‌دهد مقدار R در رابطه فوق به‌طور متوسط سه برابر جابجایی گسل بلافاصله پس از زلزله است از آنجا که جابجایی متوسط گسل‌ها تقریباً مساوی 10^{-5} برابر طول گسل L می‌باشد پس:

$$\log L = 0.7M - 3.24 \qquad (۲۷.۱)$$

که در آن L طول گسل برحسب کیلومتر و M بزرگی زلزله است. با توجه به بزرگترین بعد نواحی زلزله زده تاریخی در البرز، شرق ایران و زاگرس که بترتیب ۲۰۰ ، ۱۵۰ و ۵۰ کیلومتر بوده است، از رابطه فوق بزرگی‌های ۷/۹، ۷/۷، ۷/۱ بدست می‌آید که با نتایج منعکس در شکل ۱. ۳۲ مطابقت دارد. از آنجا که اغلب زلزله‌های ایران ناشی از حرکات زمین‌ساختی بوده و دارای گسل منشاء می‌باشند برای اطلاع از موقعیت شهرها نسبت به گسل‌های شناخته شده کشور، جدول زیر به نقل از (۳۲) آورده شده است.

جدول ۱. ۷ مشخصات گسل و سابقه زلزله‌های شهرهای ایران

شماره	نام شهر	فاصله از گسل به کیلومتر	طول تقریبی گسل به کیلومتر	سابقه زلزله	بزرگی زلزله
۱	آستارا	برروی گسل	۳۰۰	دارد	
۲	اردبیل	۲۰	۶۵	دارد۲ بار	
۳	ارومیه	۳۵	۴۰	دارد	
۴	آمل	۱۵	>۳۰۰	دارد	
۵	اهواز	درامتداد گسل		ندارد	
۶	اصفهان	۶۰	>۳۵۰	-	
۷	بابل	۳۵	>۳۰۰	دارد	دردا خل زاویه گسل
۸	بهشهر	۳۵	>۳۰۰	دارد	
۹	بجنورد	۵	۵۰	دارد	۶-۷
۱۰	بیرجند	۱۷	۱۰۰	دارد	
۱۱	مهاباد	روی گسل		دارد	۶-۷

زلزله‌های قدیم ایران

قبلاً گفتیم که امبرسز (۱) با استفاده از منابع تاریخی فهرست نسبتاً مفصلی از زلزله‌های قـدیم ایران تهیه کرده است. در جدول ۱. ۸ فهرست مختصری که توسط معظمی گـودرزی (۳۳) از روی کارهای اولیه امبرسز و مرتضی نبوی تهیه شده ارائه گردیده است.

جدول ۱. ۸ زلزله‌های قدیم ایران

سال (میلادی)	زلـزلــه
634	تبریز
643	خراسان - پسلرزه‌ها هفتاد روز ادامه داشتند.
694	تبریز
746	تبریز
816	خراسان - پسلرزه‌ها هفتاد روز ادامه داشتند.
818	خراسان - پسلرزه‌ها هفتاد روز ادامه داشتند.
838	تبریز
840	اهواز - پسلرزه‌ها پنج روز ادامه داشتند.
849	تبریز
855	ری - پسلرزه‌ها چهل روز ادامه داشتند. عده زیادی کشته شدند.
856	فارس، خراسان، قم و دامغان.
858	تبریز - این شهر در اثر زلزله خراب شد.
863	ری-خرابی زیادببارآورد. عده‌زیادی‌کشته شدند و مردم‌به خارج شهرفرارکردند.
864 (ژانویه‌یافوریه)	ری
872 (۲۱ ژوئن)	سیمره - بیست هزار نفر کشته شدند.
893	اردبیل - پسلرزه یکسال طول کشید. چند هزار نفر کشته شدند.
898	ری، گیلان، گرگان - پسلرزه‌ها یکسال طول کشیدند.
956	همدان - پسلرزه‌ها یکسال طول کشیدند. دیوانخانه خراب شد.
957	فارس - در ضمن‌آن جزایر و کوههایی در دریای فارس از زیر آب نمودار شدند.
958	قم-عده‌زیادی‌کشته‌شدند.ظاهراًدرکاشان وحتی‌قزوین‌هم زلزله‌حس شده‌است.
1117	قزوین - زلزله بسیار شدید بود.
1020	تبریز
1040	تبریز - زلزله شدید بود.
1041	تبریز - پنجاه هزار نفر کشته شدند.
1042	تبریز- چهل هزار نفر کشته شدند. قطران حکیم قصیده‌ای در کثرت وقوع زلزله‌ها سرود.
1052	خوزستان وارجان -کوه بزرگی در ارجان شکافته شد ودر وسط آن پله‌هایی از آجر وگچ نمودار شد.
1052	خراسان - شدت آن در بیهق از همه جا بیشتر بود و در این زلزله قلعه بیهق خراب شد.
1058	همدان - ۲۸ روز پسلرزه‌ها ادامه داشتند. عده زیادی کشته شدند.
1065	خراسان -تعدادی‌از دهکده‌هادر زمین فرورفت. مردم از ترس به صحراها فرارکردند.چندکوه شکافته‌شد
1067	قزوین - یک سوم شهر خراب شد.
1085	خوزستان و فارس - عده‌ای کشته شدند.
1092	کردکوه
1101	کردکوه
1119 (۱۰ دسامبر)	قزوین

جدول ۱. ۸ زلزله‌های قدیم ایران (دنباله)

سال (میلادی)	زلـزلــه
1120 (۲۹ نوامبر)	قزوین
1166	قزوین - پسلرزه‌ها یکسال ادامه داشتند. زلزله شدید بود.
1175	ایران و ماوراءالنهر
1208	نیشابور
1272	تبریز
1314	تبریز
1324	همدان
1400	رودسر
1403	همدان
1441	تبریز
1485 (۱۴ اوت)	لاهیجان
1519	کابل
1527	تبریز - چهل هزار نفر کشته شدند.
1549	قزوین - سه هزار نفر در زیر آوار کشته شدند.
1549	خراسان
1554	کاشان
1633	تبریز - زلزله بسیار شدید بود.
1639	قزوین - دوازده هزار نفر کشته شدند.
1640	تبریز - زلزله بسیار شدید بود و شکستگی‌هایی در زمین دیده شد. بسیاری از آثار تاریخی خراب شدند.
1641	تبریز - پسلرزه‌ها چندماه‌ادامه داشتند.زلزله شدیدبود و عده زیادی کشته شدند.
1646	شبروان - این شهر در اثر زلزله خراب شد.
1649	تبریز
1664	دماوند - عده زیادی کشته شدند.
1667	شبروان - دوازده هزار نفر کشته شدند.
1668	تمام آذربایجان و قفقاز
1673	خراسان - در مشهد چهارهزار نفر و در نیشابور هزار و ششصد نفر کشته شدند.
1677	لاهیجان - ده ماه پسلرزه‌ها ادامه داشتند. مسجد جمعه و سایر مسجدها و پلهای شهر خراب شدند.
1709	رشت - یکسال پسلرزه‌ها ادامه داشتند.
1713	رشت - یکسال پسلرزه‌ها ادامه داشتند.
1721	تبریز-بنابرروایت صنیع‌الدوله در منتظم ناصری دویست وپنجاه‌هزارنفرکشته شدند.
1727	تبریز - زلزله شدید بود.
1755 (۷ ژوئن)	کاشان - چهل هزار نفر کشته شدند.
1779	تبریز-پسلرزه‌هاچهارسال‌طول‌کشیدند.زلزله شدیدبود وصدهزارنفرکشته‌شدند.
1780	تبریز- دومرتبه زلزله روی داد و چهل‌هزارنفر یا بقولی صدهزار نفر کشته شدند.

جدول ۱. ۸ زلزله‌های قدیم ایران (دنباله)

سال (میلادی)	زلـزلـه
1787	تبریز - زلزله شدید بود.
1802	مازندران
1808	جنوب شرقی گیلان - این زلزله در تهران نیز احساس شد.
1809	مازندران -پسلرزه‌ها سی روز ادامه‌داشتند.زلزله در زمستان اتفاق‌افتاد و ساختمانهای زیادی را خراب‌کرد.
1810	مازندران - مسجد جمعه خراب شد.
1815 (ژوئن)	دماوند
1820	هم در مازندران و هم در شیراز زلزله اتفاق افتاد. در شیراز عده‌ای کشته شدند.
1822	شیراز - پسلرزه‌ها هیجده ماه ادامه داشتند و در شش‌ماه اول این پسلرزه‌ها خیلی شدید بودند.
1830	قسمت شرقی دماوند - پانصد نفر کشته شدند.
1843	خوی - شهر در اثر زلزله خراب شد.
1844	جنوب شرقی لرستان، جلفا و اصفهان.
1851	شاهرود، گیلان، بندر انزلی - زلزله شدید بود.
1852	شیراز - دوازده هزار نفر کشته شدند.
1853	جنوب شرقی لرستان ده هزار نفر در شمالغربی اصفهان کشته شدند.
1854	تبریز
1856	تبریز - خانیکوف زلزله را دیده و به شرح آن پرداخته است.
1861	فارس - عده‌ای از ساختمانها خراب شدند.
1862 (۱۳ اوت)	اراک
2862 (۱ اکتبر)	گیلان
1864	خلخال
1868 (۳ ژانویه)	آذربایجان
1868 (۲۰ ژانویه)	بین شاهرود و سبزوار
1868	تهران، کاشان، قم و فیروزکوه - زلزله شدید بود.
1872 (ژوئن)	همدان
1879 (۲۱ مارس)	آذربایجان، دهکده‌های زیادی خراب شدند.
1882-1883	کازرون و فارس
1883	خوی
1890 (۲۷ ژوئیه)	گرگان - حتی در باکو هم حس شد (مرکز زلزله 39N-54E)
1896 (۲ ژانویه)	جنوب سهند کوه - سیصد نفر کشته شدند.
1898 (۱۵ ژانویه)	گرگان - (مرکز زلزله 27N-54.5E)

زلزله‌های مهم ایران در قرن بیستم

زلزله‌های با بزرگی ۶/۵ به بالا که از بدو شروع بکار دستگاههای لرزه نگار (حوالی سالهای ۱۹۰۰ میلادی) ثبت شده‌اند، به نقل از مرجع (۳۲) در جدول ۱. ۹ آورده شده است. البته از زمان تکمیل جدول (۱۳۶۰) تا کنون زلزله‌های بزرگ دیگری نیز رخ داده است که بزرگترین آن زلزله منجیل ۱۳۶۹ بوده است. برای اطلاع بیشتر علاقمندان، مشخصات زلزله‌های استانهای ایران در فاصله ۱۹۷۱ تا ۱۹۹۱ با استفاده از بولتن‌های خارجی و نشریات مؤسسه ژئوفیزیک دانشگاه تهران تهیه و در پیوست ۱ ارائه شده است. برای یافتن نزدیکترین شهر، موقعیت زلزله با نقشه ایران مطابقت داده شده است

جدول ۱. ۹ زلزله‌های قدیم ایران

ردیف	تاریخ وقوع	محل وقوع	خسارات و تلفات وارده	بزرگی
۱	۳ بهمن ۱۲۸۷	سیلاخور	۸/۰۰۰ کشته، ۶۴ روستا تخریب	۷/۴
۲	۲۹ فروردین ۱۲۹۰	راور		۶/۷
۳	۲۶ شهریور ۱۳۰۲	بجنورد		۶/۵
۴	۳۱ شهریور ۱۳۰۲	قلعه‌عسکر		۶/۹
۵	۱۶ تیر ۱۳۰۶	بلوچستان		۶/۵
۶	۱۱ اردیبهشت ۱۳۰۸	باغان - گرماب		۷/۱
۷	۱۲ شهریور ۱۳۰۸	بلوچستان		۶/۵
۸	۱۶ اردیبهشت ۱۳۰۹	سلماس	۲۵۱۴ کشته، ۶۰ روستا ویران	۷/۲
۹	۱۷ اردیبهشت ۱۳۱۰	زنگزور		۶/۵
۱۰	۲۳ خرداد ۱۳۱۳	بلوچستان - سراوان		۷/۱
۱۱	۲۲ فروردین ۱۳۱۴	البرز - کیاسر		۶/۷
۱۲	۱ مهر ۱۳۲۶	دوست‌آباد خراسان		۷
۱۳	۱۳ مهر ۱۳۲۷	عشق‌آباد		۷/۲
۱۴	۲۳ بهمن ۱۳۳۱	ترود	۱۸۳ کشته و ۲۰۰ روستا تخریب	۶/۵
۱۵	۹ آبان ۱۳۳۵	گوده		۶/۷
۱۶	۱۱ تیر ۱۳۳۶	سنگچال		۷/۳
۱۷	۲۲ آذر ۱۳۲۶	فارسینج	۱۱۳۰ کشته و ۲۰۰ دهکده تخریب	۷/۲
۱۸	۲۵ مرداد ۱۳۳۷	نهاوند (فیروزآباد)	۱۹۱ کشته، ۱۱۰ دهکده خسارت‌دیده	۶/۷
۱۹	۴ اردیبهشت ۱۳۳۹	لار	۴۰۰ کشته و ۷۵٪ لار ویران	۶/۱
۲۰	۲۱ خرداد ۱۳۴۰	دهکویه	تلفات نامعلوم، ۴۰٪ شهر ویران	۶/۸
۲۱	۱۰ شهریور ۱۳۴۱	بوئین‌زهرا	۱۰/۰۰۰ کشته، تخریب شدید	۷/۲
۲۲	۹ شهریور ۱۳۴۷	دشت بیاض	۱۰/۵۰۰ کشته، ۶۱ آبادی ویران	۷/۳
۲۳	۱۶ آبان ۱۳۴۸	بمپور		۶/۷
۲۴	۸ مرداد ۱۳۴۹	مراوه‌تپه	۲۰۰ کشته، خسارات زیاد	۶/۷

جدول ۱. ۹ زلزله‌های قدیم ایران (دنباله)

ردیف	تاریخ وقوع	محل وقوع	خسارات و تلفات وارده	بزرگی
۲۵	۲۱ فرودین ۱۳۵۱	قیر و کارزین	۴۰۰۰ کشته، خسارات فراوان	۷
۲۶	۱۶ اسفند ۱۳۵۳	بندرعباس سرخو	۶۰۰۰ کشته، ویرانی ۳۶۵ خانه	۶
۲۷	۳ آذر ۱۳۵۵	ماکو (مرز ترکیه)		۷/۳
۲۸	۱ فروردین ۱۳۵۶	بندرعباس - خورگو	۱۲۸ کشته، خسارت مالی زیاد	۷
۲۹	۲۵ شهریور ۱۳۵۷	طبس	۱۹۶۰۰ کشته و ۱۶ روستا نابود	۷/۷
۳۰	۲۳ آبان ۱۳۵۸	قاینات (کریزان)	۲۵۰ کشته	۶/۶
۳۱	۶ آذر ۱۳۵۸	قاینات (کولی)	۱۳۰ کشته، ۱۵۰ روستا تخریب	۷/۱
۳۲	۲۱ خرداد ۱۳۶۰	گلباف (کرمان)	۱۰۲۸ کشته، تعدادی روستا ویران	۶/۷
۳۳	۶ مرداد ۱۳۶۰	سیرج (کرمان)	۱۳۰۰ کشته، ویرانی چند روستا	۷/۳

۱. ۱۸. پیشگویی زلزله

در گذشته پیشگویی زلزله یکی از آرزوهای بزرگ بشر بوده است. توانایی حیوانات در درک امواج صوتی و سایر علائم زلزله که برای انسان نامحسوس است، و واکنش بموقع آنها در برابر زلزله فکر امکان پیشگویی زلزله را تقویت می‌کند. تحقیقات نشان می‌دهد که وقوع زلزله همراه با تغییراتی در پوسته زمین و تنشهای داخلی آن و بعضی از ویژگیهای فیزیکی همچون خواص مغناطیسی و مقاومت الکتریکی و نیز بهم خوردن روند (ریتم) فعالیتهای لرزه‌ای منطقه می‌باشد. در نتیجه این امید وجود دارد که به کمک تبیین ارتباط دقیق زلزله با این تغییرات بتوان وقوع آن را پیش بینی کرد. پس از زلزله نیگاتا[۱] ۱۹۶۴ در ژاپن برنامه تحقیقاتی برای پیشگویی زلزله سرعت گرفت و بعداً فعالیت‌های مشترک ژاپنی – آمریکایی دامنه تحقیقات را وسیعتر نمود. چین، شوروی و هند از کشورهایی هستند که در این جهت گامهایی برداشته‌اند. مطالعات نقشه برداری در طول ساحل نزدیک به مرکز زلزله نیگاتای ژاپن نشان داد که زمین در طول زمان زیادی به کندی بر آمده است و قبل از وقوع زلزله‌این برآمدگی[۲] تسریع شده و پس از وقوع زلزله فرو نشسته است. در آمریکا خزشهای[۳] غیر عادی قبل و بعد از زلزله استون

---

[۱] Nigata

[۲] upheaval

[۳] creep

کانیون[۱] ۱۹۷۲ با بزرگی ۴/۷ ثبت شده است. همچنین تغییراتی در حوزه مغناطیسی زمین در حین زلزله (برای زلزله‌های متوسط حدود ۱۰ گاما) ثبت شده است. کلاً پارامترهایی که می‌توانند در پیشگویی زلزله مفید باشند به قرار زیر است:

۱. بررسی تاریخچه زلزله‌های محل مورد نظر و کشف تأخیر احتمالی[۲]
۲. وقوع زلزله‌های خفیف (که ممکن است پیشلرزه باشند) و به‌طور کلی بروز تغییراتی در الگوی زلزله‌های کوچک محلی
۳. تغییرات و برآمدگی‌های پوسته زمین
٤. وجود گاز رادون در آبهای زیر زمینی
٥. وجود گاز هلیوم در گازهای خروجی از گسل
٦. تغییر در خواص مغناطیسی و الکتریکی زمین
۷. تغییر تنش داخلی زمین
۸. [illegible]
۹. بالا آمدن سطح آب چاهها
۱۰. رفتار غیر منتظره حیوانات

نه تنها ثبت دائمی این تغییرات در سطحی گسترده در مناطق مختلف یک کشور بسیار مشکل است (چه غالباً تغییرات بسیار جزئی و خارج از حدود دقت ابزار معمولی است)، بلکه هنوز رابطه مشخص و قطعی میان این تغییرات و وقوع زلزله بدست نیامده است. چه بسا مواردی‌که گمان می‌رود زلزله‌ای قریب الوقوع باشد ولی بوقوع نمی‌پیوندد و زلزله‌هایی که بدون همراهی با نشانه‌های فوق رخ میدهند. تنها یک مورد موفق در تاریخ پیشگویی زلزله وجود دارد: چینی‌ها در سال ۱۹۷۵ با زحمات مداوم و چندین ساله توانستند زلزله‌هایشانگ[۳] را پیشگویی کرده و مردم را بخارج شهر هدایت کنند.

---

[۱] Stone Canyon

[۲] فرض بر این است که عوامل لرزه زا به‌طور مداوم در حال فعالیتند و انرژی کرنشی را در پوسته زمین انباشته میسازند. حال اگر برای مدتی زلزله رخ ندهد، به مثابه یک تأخیر (seismic gap) تلقی شده و نشانه‌ای برای وقوع یک زلزله قوی بشمار می‌آید.

[۳] Haicheng

پس از آن زلزله‌های مخرب فراوانی در چین، آمریکا و سایر نقاط جهان واقع شده است که علیرغم زحمات مستمر لرزه شناسان، متأسفانه امکان یک پیشگویی دقیق فراهم نگردیده است. البته منظور از پیشگویی تعیین زمان نسبتاً دقیق وقوع و حدود بزرگی زلزله است و گرنه با توجه به سوابق تاریخی و نیز وجود گسل‌ها و سایر منابع لرزه زا، محاسبه احتمال وقوع زلزله‌ای با بزرگی معین امکان پذیر است و بعداً مورد بحث قرار خواهد گرفت.

دقیقاً بهمین دلیل است که در نقاطی که یک تأخیرتاریخی در وقوع زلزله داریم، می‌توان انتظار داشت که یک زلزله شدید رخ دهد، آنچنان‌که در خطه شمال برای مدت زیادی زلزله بزرگی اتفاق نیافتاد تا آنکه در سال ۱۳۶۹ زلزله منجیل رخ داد، و یا تهران که سوابق زلزله‌های تاریخی که ری را ویران ساخته است پشت سر دارد و وقوع یک زلزله مخرب در آینده از احتمال بالایی برخوردار است.

از سوی دیگر بر خلاف هیاهو و جنجال تبلیغاتی، پیشگویی زلزله سود چندانی هم ندارد. مثلاً اگر بدانیم ظرف ۶ ماه آینده یک زلزله با بزرگی ۷ ریشتر در تهران می‌آید. چه می‌کنیم؟ آیا همه می‌توانند خانه و کاشانه خویش را ترک کنند؟ در عوض براحتی می‌توان با رعایت اصول ایمنی زلزله ساختمانها را بگونه‌ای ساخت که چنین زلزله محتملی را بدون خطر انهدام از سر بگذرانند. در مورد این اصول در فصول بعدی سخن خواهد رفت.

۱. ۱۹. لرزه نگار[۱] و شتابنگار[۲]

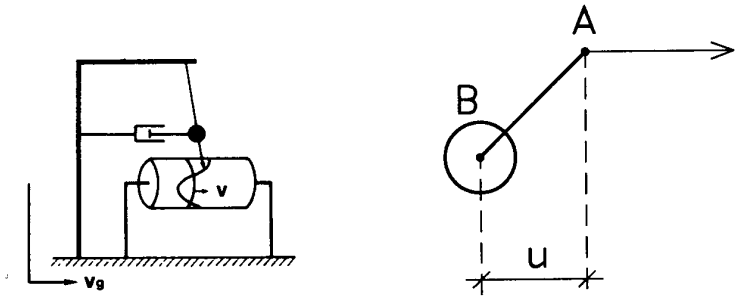
کار دستگاههای لرزه نگار که عموماً در لرزه شناسی مورد استفاده قرار می‌گیرند، ثبت جابجایی زمین ناشی از ارتعاشات حاصل از زلزله می‌باشد. اصول کار این دستگاهها بر اساس حرکت آزاد آونگ است. اگر آونگی با زمان تناوب زیاد تحت حرکتی با زمان تناوب نسبتاً کم قرار گیرد جابجایی افقی آونگ نسبت به پایه u، با جابجایی افقی پایه آونگ (جابجایی نقطه A در شکل ۱. ۳۳) برابر خواهد شد. با وصل یک قلم رسام به نقطه B و چرخش منظم توپ کاغذ در زیر این قلم، همینکه دستگاه تحت حرکت قرار گیرد آنرا روی کاغذ ثبت کرده و پس از باز کردن توپ کاغذ از دستگاه این حرکت را (که در واقع همان ارتعاش زمین در محل نصب دستگاه

---

[۱] seismograph

[۲] accelerograph

است نسبت به زمان در دست خواهیم داشت). ساده‌ترین ساختمان یک لرزه نگار در شکل ۱. ۳۳ نشان داده شده است.



الف . ارتعاش آونگ در اثر زلزله *ب . لرزه نگار*

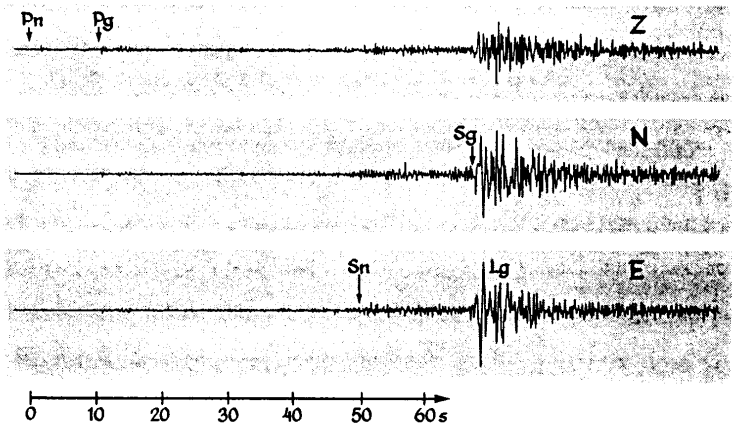
شکل ۱. ۳۳ اصول کار لرزه نگار

جابجایی زمین در نقاط دور از مرکز زلزله بسیار کوچک و در حد میکرن است و برای آنکه قابل رؤیت شود باید تقویت گردد. برای این کار حرکت آونگ به‌طرق مکانیکی، نوری و الکترومغناطیسی تقویت می‌شود. با روشهای نوری می‌توان حرکت آونگ را چندین هزار برابر تقویت کرد و با روشهای الکترومغناطیس این نسبت را می‌توان به چند میلیون رساند. علاوه بر این باید از ارتعاش اضافی دستگاه به وسیله اعمال استهلاک جلوگیری کرد که اینکار با استفاده از روغن، هوا یا وسایل الکترومغناطیسی انجام می‌شود.

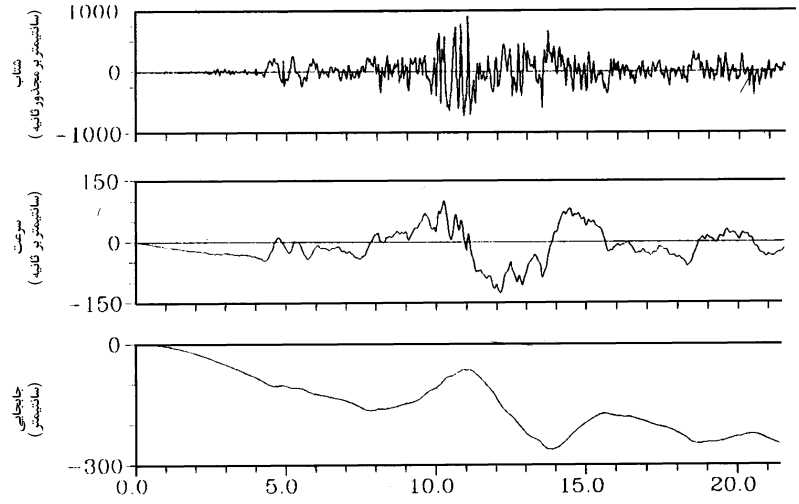
از آنجا که زمان تناوب ارتعاشات زلزله با دور شدن از مرکز زیاد می‌شود برای ثبت زلزله‌های دوردست باید از لرزه نگارهایی با تناوب بالا، مثلاً ۲۰ ثانیه، استفاده کرد و علاوه بر این می‌باید از درجه تقویت بالاتری استفاده نمود زیرا دامنه ارتعاشات بسیار کوچک است. برعکس برای ثبت ارتعاشات محلی باید از لرزه نگارهایی با زمان تناوب کوچکتر استفاده نمود مانند آنچه ریشتر در تعریف بزرگی بکار گرفت (دستگاه وود اندرسون با تناوب ۰/۸ ثانیه). اگر دستگاه لرزه نگار بیش از حد به مرکز زلزله نزدیک باشد و یا شدت زلزله خیلی زیاد باشد دستگاه اصطلاحاً اشباع[1] می‌گردد زیرا عقربه ثبات به حد خود می‌رسد و نمی‌تواند بزرگی واقعی زلزله را برآورد کند. درشکل ۱. ۳۴ یک نمونه از لرزه نگاشت ثبت شده توسط دستگاه لرزه نگار دیده می‌شود.

---

[1] saturated



شکل ۱. ۳۴ نمونه‌ای از لرزه نگاشت که توسط لرزه نگار ثبت شده است.



شکل ۱. ۳۵ شتابنگاشت زلزله طبس ۱۳۵۷

اگر زمان تناوب دستگاه نسبت به تناوب زلزله خیلی کوچک باشد جابجایی آونگ با شتاب زمین متناسب خواهد بود. این چنین دستگاهی را شتابنگار و نمودار حاصله را شتابنگاشت می‌خوانند. ساخت شتابنگار به‌مراتب ساده‌تر از لرزه نگار بوده و نصب و نگهداری آن نیز آسان‌تر می‌باشد. امروزه شتابنگارهای الکترونیک به بازار آمده‌اند که ارزانتر و سبکتر از انواع قدیمی‌اند و

شتاب زلزله را به صورت عددی ثبت می‌کنند که می‌تواند مستقیماً برای تحلیل رایانه‌ای مورد استفاده محققان قرار گیرد. اگر تناوب دستگاه به‌گونه‌ای تنظیم شود که به تناوب ارتعاش زمین نزدیک باشد، آنگاه جابجایی آونگ با سرعت ارتعاش زمین متناسب خواهد بود، به چنین دستگاهی سرعت نگار[۱] می‌گویند. شتابنگارها انواع مختلف دارند[۲]. حدود فرکانسی که این شتابنگارها می‌توانند ثبت کنند معمولاً بین ۰/۰۶ تا ۲۵ هرتز است.

۱. ۲۰. کاربرد لرزه نگاشت و شتابنگاشت

از نظر ریاضی شتابنگاشت مشتق دوم لرزه نگاشت است و ظاهراً اگر یکی از این دو موجود باشد می‌توان با مشتق‌گیری و یا گرفتن انتگرال دیگری را بدست آورد. بااین‌وجود تاکنون در این مورد توفیقی حاصل نشده است و بهیچوجه نمی‌توان با عملیات ریاضی یکی را بکمک دیگری بدست آورد. علیرغم نزدیکی ظاهری، لرزه نگاشت و شتابنگاشت کاربردی کاملاً متفاوت داشته و موضوع علم جداگانه‌ای هستند.

لرزه نگاشت عمدتاً ابزار کار لرزه‌شناسان هستند و به کمک آن مرکز و بزرگی زلزله بدست می‌آید. همچنین اطلاعات مفصلی از فیزیک امواج زلزله و بازتاب‌ها و انکسارهایی که این امواج در حین عبور از لایه‌های مختلف متحمل می‌شوند بدست می‌دهد و به کمک این اطلاعات می‌توان به جنس لایه‌ها و مشخصات هندسی آنها، و سایر اطلاعات زمین‌شناسی دست یافت. اما هیچکدام از این اطلاعات مستقیماً بکار تعیین واکنش سازه‌ها در برابر زلزله نمی‌آید. همانطور که بعداً خواهیم دید، عنصر اساسی برای حل معادله حرکت یک سازه، شتابی است که به پی آن وارد می‌شود، بنابراین محور کار در اینجا شتابنگاشت است.

از آنجا که نمی‌توان شتابنگاشت را با عملیات ریاضی از لرزه نگاشت بدست آورد، شبکه مجزایی از شتابنگارها در مناطق مختلف نصب می‌شود و لازم است در کلیه نقاطی که احتمال لرزه‌خیزی دارند شتابنگار نصب شده باشد زیرا بر خلاف لرزه نگار که زلزله را از فواصل دور دریافت می‌کند، شتابنگار فقط فواصل نسبتاً نزدیک را ثبت می‌کند. نگهداری شتابنگار ساده‌تر و کم‌خرج‌تر از لرزه نگار است زیرا لرزه نگار مرتباً کار می‌کند و باید تکنیسینهای مربوطه رکوردها

---

[۱] velocity seismogaph

[۲] TeledymeAr-240, Akashi SMAC… , Teleyme RMT-280, NewZealand M02, B/B2, ..

را بطور دائمی بازرسی کنند تا زلزله‌هایی‌که در فواصل دور و نزدیک بدون خبر اتفاق می‌افتند مشخص شوند. درحالی‌که شتابنگار به تکنیسین نیازی ندارد و چنانچه باتری آن درست باشد طوری تنظیم می‌شود که تا شتاب از حد تعیین شده‌ای (مثلا یکصدم شتاب ثقل) زیادتر شد به کار افتد و ارتعاش را ثبت کند و سپس با پایان یافتن ارتعاش باز ایستد. در هر دوی این دستگاهها ساعت تعبیه شده و در نوارهای کاغذی ساعت ثبت درج می‌شود. محتوای فرکانسی یک زلزله را نمی‌توان از لرزه نگاشت کسب کرد بلکه فقط از شتابنگاشت بدست می‌آید. شتابنگاشت‌ها به علل مختلف دارای خطا هستند و می‌باید اصلاح شوند. انواع قدیمی شتابنگار از نوع رسام بوده و نمودار شتاب را برحسب زمان بدست می‌دهند که مستقیماً بکار نمی‌آید و باید عددی شود. این کار بکمک دستگاههای مخصوص انجام می‌شود و درهرحال یکی از منابع خطا همین عددی کردن شتابنگاشت است.

باید توجه داشت که شتاب در سه جهت عمود بر هم ثبت می‌شود که یکی قائم و بقیه افقی هستند. منابع خطازا در شتابنگار به قرار زیرند:

الف) خواص دینامیکی شتابنگار - اگر فرکانس و استهلاک شتابنگار درست تنظیم نشده باشند تداخل دینامیکی بین ورودی که همان ارتعاش زلزله است و خواص دینامیکی شتابنگار صورت گرفته و خروجی (شتابنگاشت) غیر از ورودی خواهد بود.

ب) کش آمدن کاغذی که نمودار بر آن ثبت شده است.

ج) لقی و کجی قلم ثبات و اصطکاک بین قلم و کاغذ ثبات.

د) خطاهای ناشی از خواندن نمودار و عددی کردن آن.

یکی از روشهای ساده مقابله با این خطاها عبور دادن شتاب از یک فیلتر فرکانسی است، بگونه‌ای‌که فرکانسهای خیلی بالا و یا خیلی پایین حذف شوند.

۱. ۲۱. شبکه‌های لرزه نگاری و شتابنگاری ایران

بنظر می‌رسد قدیمی‌ترین شبکه لرزه نگار متعلق به مؤسسه ژئوفیزیک دانشگاه تهران باشد که از سال ۱۳۳۸ تا کنون با همکاری چند دانشگاه دیگر نظیر مشهد و شیراز مسئولیت ثبت اطلاعات لرزه نگاری در سطح کشور را بر عهده داشته است. این مؤسسه دارای ۷ پایگاه موجود در تهران، کرمان، تبریز، شیراز، کرمانشاه، مشهد و سفیدرود است. پایگاه تهران دارای

دستگاههای سه مؤلفه‌ای با تناوب کم از نوع اشتوتگارت – هیلر[۱] است که روی کاغذ دوده‌ای ثبت می‌کنند، و دستگاههای سه مؤلفه‌ای با تناوب زیاد از نوع گالیتسین[۲] می‌باشند که روی فیلم عکاسی ثبت نموده و برای ثبت زلزله‌های دور مناسب هستند. بقیه پایگاه‌ها دارای دستگاههای سه مؤلفه‌ای وود – اندرسن[۳] می‌باشند.

علاوه‌براین، از سال ۱۳۵۳ در جنوب‌غربی تهران یک شبکه‌ویژه[۴] در امتداد قم – ساوه – کرج نصب شده که دارای هفت ایستگاه می‌باشد. آرایش این شبکه به این شکل است که ایستگاه یک در مرکز و بقیه ایستگاهها در محیط دایره‌ای بشعاع تقریبی ۳۰ کیلومتر مستقر شده‌اند.

مؤسسه ژئوفیزیک کار ساخت شش پایگاه جدید را نیز در قمصر کاشان، مسجد سلیمان، بندر عباس، دامغان و بروجرد تمام کرده و درحال راه‌اندازی می‌باشد. ضمناً دو پایگاه لرزه نگاری در کرمان و بیرجند توسط دانشگاه کرمان و مجتمع آموزش عالی بیرجند زیر نظر ژئوفیزیک تهران اداره می‌شود.

پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله‌که در اواخر دهه شصت خورشیدی توسط وزارت فرهنگ و آموزش عالی ایران با همکاری یونسکو تأسیس شده است در حال تأسیس یک شبکه لرزه نگاری و شتابنگاری در سطح کشور می‌باشد.

همچنین مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن و سازمان انرژی اتمی نیز هر یک شبکه‌های شتابنگاری جداگانه‌ای را در سطح کشور اداره می‌کنند. قدیمی‌ترین شبکه شتابنگار متعلق به مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن است که کار خود را از سال ۱۳۵۲ آغاز نموده است. این شتابنگاشت‌ها از نوع اس – ام- آ – ۱[۵] می‌باشند. آستانه فعال شدن این دستگاهها برابر یک درصد شتاب ثقل است. توسعه این شبکه شتابنگار جزو برنامه‌های جاری مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن می‌باشد.

---

[۱] Stuttgart-Hiler

[۲] Galitzin

[۳] Wood-Anderson

[۴] array

[۵] SMA-1

۱. ۲۲. منابع خطای شتابنگاشت

اطلاعاتی که از یک دستگاه شتابنگار بدست می‌آید (شتابنگاشت) به دلایل مختلفی دارای خطا می‌باشد و می‌باید حتی الامکان تصحیح گردد. منابع خطا عمدتاً عبارتند از:

۱. شتابنگار را معمولاً برای *آستانه حرکت*[1] معینی تنظیم می‌کنند به‌طوریکه با رسیدن شتاب به حد مشخصی دستگاه شروع به ثبت می‌نماید. این باعث می‌گردد که ارتعاشات بی اهمیتی نظیر حرکت وسایل نقلیه بی‌جهت ثبت نگردد. ازاین‌رو بخش اول شتابنگاشت که در آن شتاب کمتر از *شتاب آستانه* است از دست می‌رود.

۲. معیار مشخصی برای تعیین نقطه پایان شتابنگاشت موجود نیست. در واقع در پایان زلزله ارتعاشات کوچکی ناشی از عناصر مختلفی که بعضاً می‌توانند به خود دستگاه شتابنگار مربوط باشند به چشم می‌خورد که از حیث تأثیر بر سازه‌ها بی‌اهمیت هستند اما در تصحیح شتابنگاشت آنچنان که بعداً خواهد آمد نقش دارند.

۳. گاهی بخشهایی از شتابنگاشت جا افتاده است.

٤. محور زمان در یک شتابنگاشت با نقاطی با فواصل زمانی معین مشخص می‌گردد. گاهی بعضی از این نقاط جا می‌افتند.

٥. خطی بعنوان محور *شتاب صفر* وجود ندارد تا شتاب نسبت به آن اندازه گرفته شود زیرا برخلاف لرزه نگار، یک شتابنگار معمولاً خاموش و بیحرکت است و فقط پس از رسیدن شتاب به حد آستانه، کار ثبت آغاز می‌شود و بهمین دلیل نقطه صفر روی محور شتاب دقیقاً مشخص نیست.

٦. اختلالات الکتریکی موجب ورود فرکانسهای بالا و افزایش غیر واقعی شتاب اوج است.

۷. لقی (بازی عرضی) نوار کاغذی بهنگام ثبت شتاب موجب اضافه شدن تناوب‌های پایین به شتابنگاشت می‌شود که گرچه اثر چندانی روی خود شتاب ندارد اما بر نمودار جابجایی که از انتگرال‌گیری شتابنگاشت بدست می‌آید تأثیر بسزایی دارد.

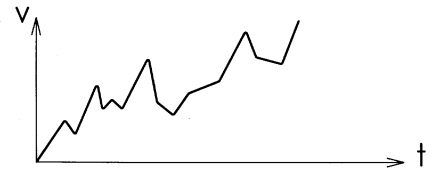
۸. فرآیند ظهور فیلم مربوط به شتابنگاشت

۹. تابیدگی در فیلم

---

[1] triggering level

علاوه بر خطاهای فوق، عددی کردن[1] شتابنگاشت نیز خطاهایی را دربر دارد. برای قرائت یک شتابنگاشت می‌باید یک محور فرضی را در نظر گرفت. معمولاً ابتدا و انتهای نمودار را با یک خط راست بهم متصل می‌سازند. باید توجه داشت شتابنگاشتی که به این ترتیب حاصل می‌شود پس از انتگرال‌گیری ممکن است نمودار سرعت زیر بدست آید.



علت این امر نامشخص بودن نقطه صفر در ابتدای شتابنگاشت است که قبلاً بحث شد. مثلاً یک خطای ۰/۰۱g در ابتدای کار، می‌تواند در طول ۳۰ ثانیه به خطای زیر منجر شود.

$e_\upsilon = e_a t = (9.8)(30) = 294 cm/s$ *خطای سرعت*

$e_d = e_a t^2 / 2 = 4410 cm$ *خطای جابجایی*

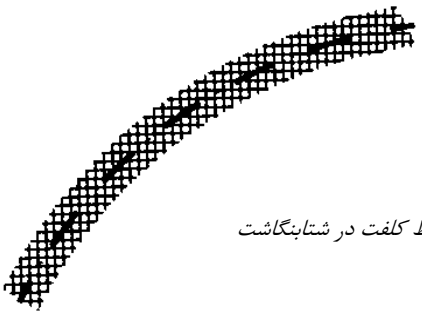
گاهی اوقات بعضی از قسمتهای نمودار جا افتاده است که به سلیقه قرائت کننده عددی برای آن تعیین می‌شود.

و بعضاً بخشهایی از نمودار با خطوط پر ثبت شده است که می‌باید خط میانی را در نظر گرفت.

ضخامت خط نمودار خطایی معادل ۰/۰۱gرا ایجاد می‌کند که در طول ۱۰ ثانیه موجب خطای سرعت ۹/۸ سانتی متر بر ثانیه می‌گردد. پس حتی المقدور باید سعی شود که نمودار در یک جلسه قرائت شود تا بکمک دقت و مهارت قرائت کننده خطای حاصل از ضخامت نمودار به حداقل برسد.

---

[1] digitzation



اثر خطازایی خطوط کلفت در شتابنگاشت

۱. ۲۳. روشهای تصحیح شتابنگاشت

برای کاهش اثر خطاهایی که قبلاً بیان شد می‌باید شتابنگاشت را تصحیح نمود. دو روش تصحیح متداول است: تصحیح محور نمودار و فیلتر نمودن شتابنگاشت. جزئیات این روشها و نیز نحوه کاربرد آنها و سایر مسائل مربوطه را می‌توان در مراجع (۱۸) تا (۲۹) یافت. در زیر به‌طور مختصر و اجمالی دو روش فوق بررسی شده‌اند.

۱. ۲۳. ۱. روش تصحیح محور

اگر شتابنگاشت ثبت شده را با a_r نشان دهیم با انتگرال‌گیری به نمودارهای سرعت و جابجایی می‌رسیم که با v_r و d_r نشان می‌دهیم. برای شتاب یک خطای درجه دوم در نظر می‌گیریم:

$$e = c_1 + c_2 t + c_3 t^2 \qquad (۲۸ .۱)$$

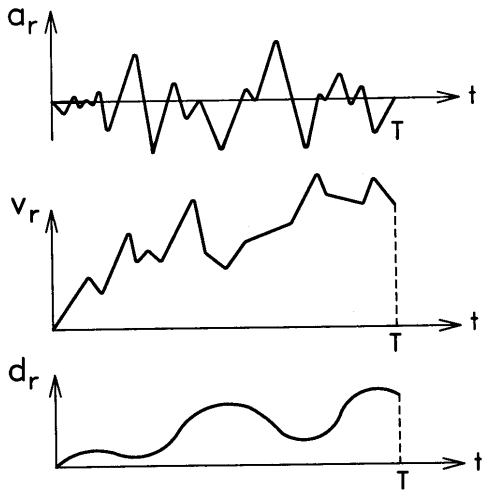
وجود جمله دوم $c_3 t^2$ برای حذف خطاهایی نظیر بازی عرضی نوار کاغذی است.

روش حداقل انرژی

در این روش، انرژی ارتعاش را به حداقل می‌رسانیم.

$$a_c = a_r - \left(c_1 + c_2 t + c_3 t^2\right) \qquad \text{شتاب تصحیح شده} \qquad (۲۹ .۱)$$

$$\upsilon_c = \upsilon_r - \left(c_0 + c_1 t + \frac{1}{2} c_2 t^2 + \frac{1}{3} c_3 t^3\right) \qquad (۳۰ .۱)$$



شکل ۱. ۳۶ خطای محور

$$R = \int_o^T v_c^2 dt \qquad (۳۱ .۱)$$

R شاخص انرژی است، پس برای به حداقل رساندن آن باید:

$$\frac{\partial R}{\partial c_0} = 0; \frac{\partial R}{\partial c_1} = 0; \frac{\partial R}{\partial c_2} = 0; \frac{\partial R}{\partial c_3} = 0 \qquad (۳۲ .۱)$$

$$R = \int_0^T \left[\upsilon_r - \left(c_o + c_1 t + \frac{1}{2} c_2 t^2 + \frac{1}{3} c_3 t^3 \right) \right]^2 dt \qquad (۳۳ .۱)$$

$$\frac{\partial R}{\partial c_0} = 0 \therefore \int_o^T \upsilon_r dt = \int_o^T \left(c_0 + c_1 t + c_2 t^2 + c_3 t^3 \right) dt$$

$$c_0 T + c_1 \frac{T^2}{2} + c_2 \frac{T^3}{3} + c_3 \frac{T^4}{4} = \int_o^T \upsilon_r dt$$

$$c_0 + \frac{T}{2} c_1 + \frac{T^2}{3} c_2 + \frac{T^3}{4} c_3 = \frac{1}{T} \int_o^T \upsilon_r dt \qquad (۳۴ .۱)$$

$$\partial R / \partial c_1 = 0 \qquad \therefore \int_o^T \upsilon_r t dt = \int_o^T t \left(c_o + c_1 t + c_2 t^2 + c_3 t^3 \right) dt$$

$$\therefore \frac{1}{2} c_0 + \frac{T}{3} c_1 + \frac{T^2}{4} c_2 + \frac{T^3}{5} c_3 = \frac{1}{T^2} \int_0^T \upsilon_r t dt \qquad (۳۵ .۱)$$

و به همین ترتیب

$$\partial R/\partial c_2 = 0$$

$$\therefore \frac{1}{3}c_0 + \frac{T}{4}c_1 + \frac{T^2}{5}c_2 + \frac{T^3}{6}c_3 = \frac{1}{T^3}\int_o^T \upsilon_r t^2 dt \qquad (۳۶ .۱)$$

$$\partial R/\partial c_3 = 0$$

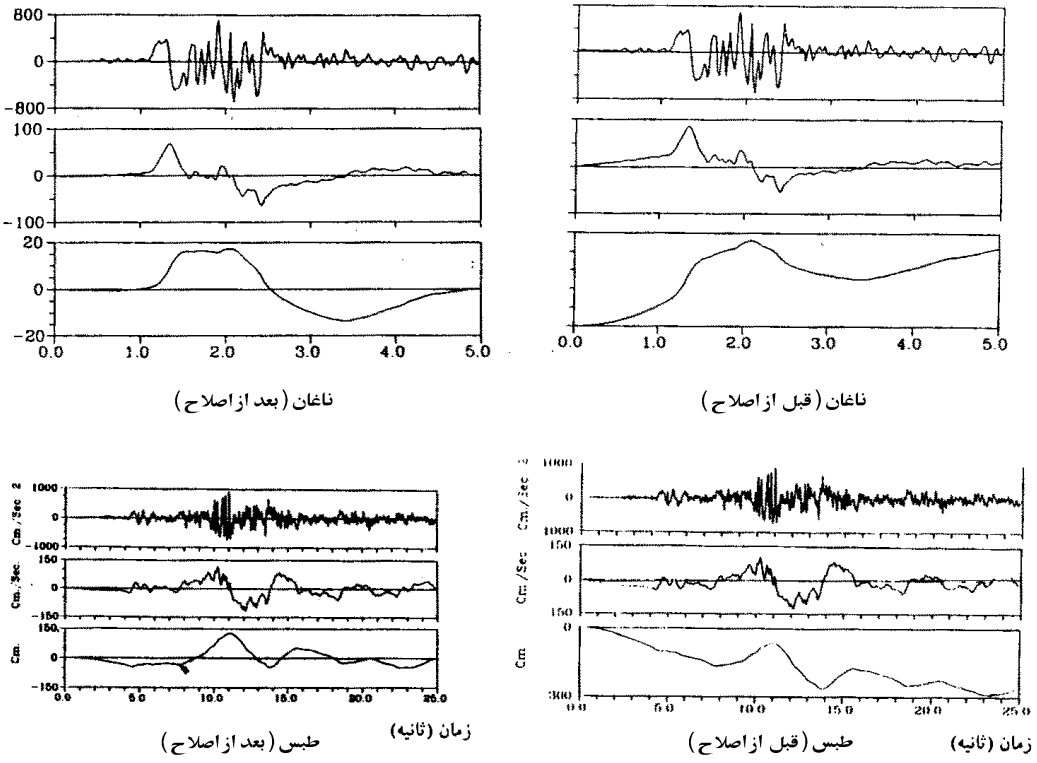
$$\therefore \frac{1}{4}c_0 + \frac{T}{5}c_1 + \frac{T^2}{6}c_2 + \frac{T^3}{7}c_3 = \frac{1}{T^4}\int_o^T \upsilon_r t^3 dt \qquad (۳۷ .۱)$$

با حل دستگاهی که از روابط ۱. ۳۴ تا ۱. ۳۷ بدست می‌آید ضرایب c_0 تا c_3 بدست خواهد آمد.

$$c_0 = 16A - 120B + 240C - 140D$$
$$Tc_1 = -120A + 1200B - 2700C + 1680D$$
$$T^2c_2 = 240A - 2700B + 6480C - 4200D$$
$$T^3c_3 = -140A + 1680B - 4200C + 2800D$$
$$A = \frac{1}{T}\int_o^T \upsilon_r dt; B = \frac{1}{T^2}\int_o^T \upsilon_r t dt; C = \frac{1}{T^3}\int_o^T \upsilon_r t^2 dt;\ D = \frac{1}{T^4}\int_o^T \upsilon_r t^3 dt$$

بنابراین با محاسبه انتگرال‌های C, B, A و D ضرایب تابع تصحیح بدست می‌آید. آنگاه بکمک روابط ۱. ۲۹ و ۱. ۳۰ شتاب و سرعت تصحیح شده بدست می‌آید و با انتگرال‌گیری از رابطه ۱. ۳۰ جابجایی نیز حاصل خواهد شد.

چنانچه بخواهیم شرایط سرعت اولیه صفر را اعمال کنیم می‌باید c_0 را برابر صفر گرفته و آنگاه به روش فوق به یک دستگاه سه معادله‌ای خواهیم رسید و ضرایب c_0 تا c_3 بدست خواهد آمد. با استفاده از این روش، شتابنگاشتهای ناغان و طبس اصلاح شد. در شکل ۱. ۳۷ نمودار این زلزله‌ها را قبل و بعد از اصلاح می‌توان دید.



شکل ۱. ۳۷ نگاشت زلزله‌های ناغان و طبس قبل و بعد از اصلاح

روش کمترین خطا

اگر شتاب ثبت شده را با a_r و شتاب صحیح را با a_c نشان دهیم تابع خطا برابر است با:

$$e(t) = a_r(t) - a_c(t)$$

و اگر برای تابع خطا یک سهمی درجه دوم فرض کنیم آنگاه خطای حاصل برابر است با:

$$a_r(t) - a_c(t) - \left(c_0 + c_1 t + c_2 t^2\right) \qquad (۳۸.۱)$$

و مجموع مربعات خطاها برابر است با:

$$R = \int_o^T \left[a_r(t) - a_c(t) - \left(c_o + c_1 t + c_2 t^2\right)\right]^2 dt \qquad (۳۹.۱)$$

R باید نسبت به ضرایب c_1, c_0 و c_2 حداقل گردد (T مدت شتابنگاشت است).

$$\partial R / \partial c_0 = 0$$

$$\therefore \int_o^T a_r dt - \int_o^T a_c dt = \int_o^T \left(c_o + c_1 t + c_2 t^2\right) dt \qquad (۴۰ .۱)$$

$$\partial R / \partial c_1 = 0$$

$$\therefore \int_o^T a_r t dt - \int_o^T a_c t dt = \int_o^T t\left(c_0 + c_1 t + c_2 t^2\right) dt \qquad (۴۱ .۱)$$

$$\partial R / \partial c_2 = 0$$

$$\therefore \int_o^T a_r t^2 dt - \int_o^T a_c t^2 dt = \int_o^T t^2\left(c_0 + c_1 t + c_2 t^2\right) dt \qquad (۴۲ .۱)$$

$$\int_o^T a_c dt = \upsilon_T - \upsilon_o \qquad (۴۳ .۱)$$

$$\int_o^T a_c t dt = \left[\upsilon_c t\right]_o^T - \int_o^T \upsilon_c dt = T\upsilon_T - \left(d_T - d_o\right) \qquad (۴۴ .۱)$$

که v_c سرعت صحیح و d_o و d_T جابجایی در لحظات 0 و T، و v_T سرعت صحیح در لحظه T است (T مدت شتابنگاشت است).

$$\int_o^T a_c t^2 dt = \left[\upsilon_c t^2\right]_o^T - 2\int_o^T \upsilon_c t dt =$$

$$T^2\upsilon_T - 2\left[\left(d_c t\right)_o^T - \int_o^T d_c dt\right] = T^2\upsilon_T - 2d_T + 2\int_o^T d_c dt$$

d_c جابجایی صحیح در لحظه t و d_T جابجایی صحیح در لحظه T می‌باشد.

$$\therefore \int_o^T a_c t^{\,2} dt = T^2\upsilon_T - 2d_T + 2\int_o^T d_c dt \qquad (۴۵ .۱)$$

پس ضرایب تابع خطای e از روابط ۱. ۴۰ تا ۱. ۴۲ بدست می‌آیند بشرط آنکه مقدار انتگرال‌های $\int_o^T a_c dt$، $\int_o^T a_c t dt$ و $\int_o^T a_c t^{\,2} dt$ معلوم باشد. این انتگرالها از روابط ۱. ۴۳ تا ۱. ۴۵ بدست می‌آیند. در این روابط باید مقدار v_o ، v_T، d_o، d_T و $\int_o^T d_c dt$ معلوم باشد. در اینجا تعدادی شرط اضافی دیگر لازم می‌آید، مثلاً:

سرعت در ابتدا و انتها صفر است (یعنی متوسط شتاب برابر صفر می‌باشد)	$\upsilon_0 = \upsilon_T = 0$
جابجایی در ابتدا و انتها صفر است (یعنی سرعت متوسط برابر صفر است)	$d_0 = d_T = 0$
جابجایی متوسط برابر صفر است	$\int_o^T d_c dt = 0$

در نتیجه این فرضیات داریم:

$$\int_0^T a_c dt = \int_0^T a_c t dt = \int_0^T a_c t^2 dt = 0$$

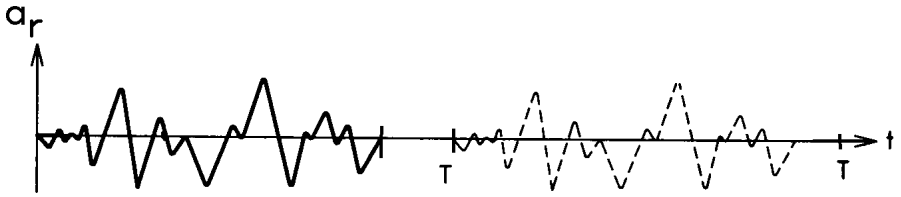
و آنگاه معادلات ۱. ۳۰ تا ۱. ۳۲ بشکل زیر در می‌آیند:

$$\begin{cases} c_0 + \frac{T}{2}c_1 + \frac{T^2}{3}c_3 = \frac{1}{T}\int_0^T a_r dt \\ \frac{1}{2}c_0 + \frac{T}{3}c_1 + \frac{T^2}{4}c_3 = \frac{1}{T^2}\int_0^T a_r t dt \\ \frac{1}{3}c_0 + \frac{T}{4}c_1 + \frac{T^2}{5}c_3 = \frac{1}{T^3}\int_0^T a_r t^2 dt \end{cases} \qquad (۴۶ .۱)$$

ضرایب c_0، c_1 و c_2 از حل دستگاه معادلات ۱. ۴۶ بدست می‌آیند.

۱. ۲۳. ۲. روش تصفیه فرکانسها (فیلتر)

می‌دانیم که برای هر تابع دلخواه $f(t)$ می‌توان T را به‌اندازه کافی بزرگ گرفت به‌طوریکه f متناوب محسوب شود در این‌صورت می‌توان f را بصورت سری فوریه (ویا انتگرال فوریه) نشان داد.



شکل ۱. ۳۸ تناوب شتابنگاشت

$$f(t) = a_0 + \sum_{n-1}^{\infty}\left(a_n \cos\omega_n t + b_n \sin\omega_n t\right) \qquad (۴۷ .۱)$$

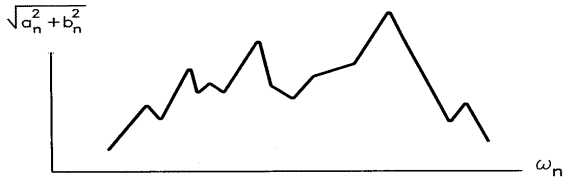
$$\omega_n = \frac{2n\pi}{T} \qquad (۴۸ .۱)$$

$$a_n = \frac{2}{T}\int_0^T f(t)\cos\omega_n t dt \qquad (۴۹ .۱)$$

$$b_n = \frac{2}{T}\int_0^T f(t)\sin\omega_n t dt \qquad (۵۰ .۱)$$

$$a_0 = \frac{1}{T}\int_0^T f(t)dt \qquad (۵۱ .۱)$$

با استفاده از تکنیک فوق می‌توان f(t) را در یک فضای فرکانسی نمایش داد. در فرکانس ω_n دامنه تابع f مساوی $\sqrt{a_n^2 + b_n^2}$ می‌باشد.



شکل ۱. ۳۹ نمایش شتابنگاشت در فضای فرکانسی

همان‌طور که قبلاً گفتیم بعلت منابع مختلف خطازا فرکانسهای خیلی کوچک و خیلی بزرگ که متعلق به خود زلزله نیستند وارد شتابنگاشت می‌شوند که باید فیلتر شوند. برای این کار کافیست تابع فیلتر شده زیر را محاسبه کنیم:

$$f_F(t) = \sum_{n=n_1}^{n=n_2}\left(a_n \cos\omega_n t + b_n \sin\omega_n t\right) \qquad (۵۲ .۱)$$

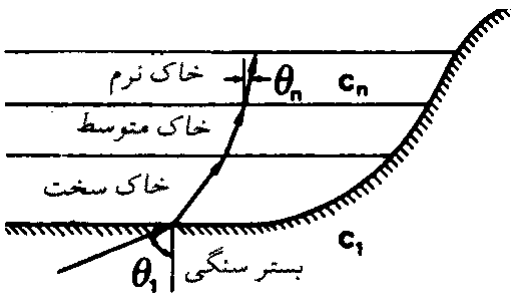
ضرایب a_n و b_n را از روابط ۱. ۴۹ و ۱. ۵۰ برای فرکانسهای میان دو مقدار $2n_1\pi/T$ و $2n_2\pi/T$ محاسبه می‌کنیم و آنگاه با نهادن در رابطه ۱. ۵۲ تابع فیلتر شده f_F بدست می‌آید. این تابع فاقد فرکانسهای کوچکتر از $2n_1\pi/T$ و بزرگتر از $2n_2\pi/T$ می‌باشد.

تأثیر نحوه تصحیح شتابنگاشت

بسته به مورد استفاده شتابنگاشت، نحوه تصیح شابنگاشت می‌تواند متفاوت باشد. مثلاً اگر شتاب اوج مورد نظر باشد نیاز چندانی به تصحیح نیست و اگر تداخل الکتریکی شدید باشد می‌توان فرکانسهای بالا را فیلتر کرد. همچنین برای تهیه طیف پاسخ استفاده از فیلتر معمولاً کفایت می‌کند. برای محاسبه سرعت استفاده از یک سهمی برای محور شتابنگاشت مناسب است . در مورد نمودار جابجایی استفاده همزمان از فیلتر و تصحیح محور شتابنگاشت نتیجه بهتری را میدهد.

۱. ۲۴. تأثیر نوع خاک بر امواج زلزله

امواج زلزله در هنگام عبور از لایه‌های مختلف خاک منعکس و منکسر می‌شوند و در هنگام موج به لایه نرم‌تر، امتدادش به محور قائم نزدیک‌تر می‌شود (شکل ۱. ۴۰). از سوی دیگر هنگامی که ارتعاش از لایه سنگی به لایه‌های نرم‌تر وارد می‌شود برحسب یک قاعده معمولی دینامیکی دامنه ارتعاش افزایش می‌یابد و به همین جهت معمولاً ضریب زلزله برای خاکهای نرم بیش از زمین سفت است. مطالعات نظری نشان می‌دهد که این افزایش بتدریج در مسیر عبور موج از بستر سنگ به سطح زمین صورت می‌گیرد. تجربه نشان میدهد که آسیبهای سازه‌ای در زمینهای نرم آبرفتی می‌تواند شدیدتر باشد و این مطلب در زلزله‌های متعدد به اثبات رسیده است. مثلاً در زلزله میاگیکن[1] ۱۹۷۸ ژاپن خسارت سازه‌ای در نقاط دور از مرکز که زمین نرم داشته بیش از مرکز زلزله بوده است. البته این اثر به نوع سازه، زمان تناوب آن و فاصله آن تا مرکز زلزله نیز بستگی دارد و مثلاً می‌توان انتظار داشت که ساختمانهای آجری کم ارتفاع در زمینهای نرم آسیب کمتری ببینند.



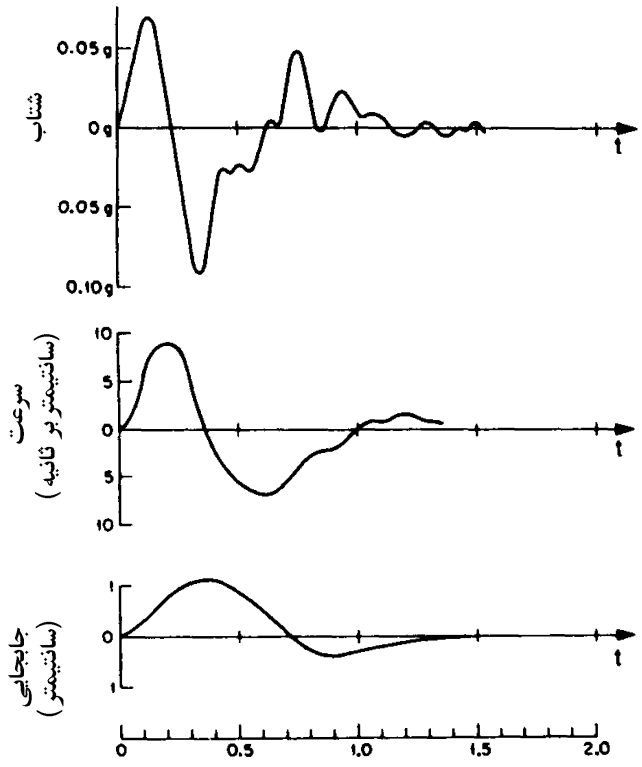
شکل ۱. ۴۰ تغییر مسیر و افزایش دامنه امواج زلزله بهنگام عبور
از بستر سنگی به لایه نرم فوقانی

[1] Miyagiken

۱. ۲۵. طبقه بندی امواج زلزله

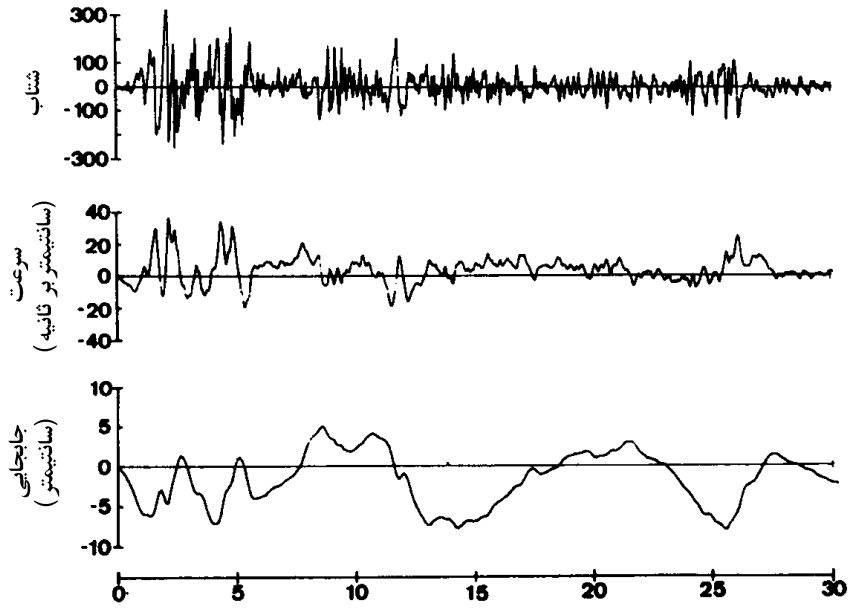
خواص امواج زلزله با عبور از محیط‌های مختلف دگرگون می‌گردد. فرکانسهای بالا بسرعت میرا شده و فرکانسهای پایین تا مسافات دورتر پایدار می‌مانند. از سوی دیگر لایه‌های مختلف زمین بخشهایی از طیف فرکانس را که به فرکانس طبیعی لایه نزدیکتر است تقویت می‌کنند. پس شتابنگاشتهای یک زلزله معین که در نقاط مختلف ثبت شده‌اند می‌توانند دارای تفاوتهای زیادی باشند. نیومارک (۳) این امواج را به چهار گروه تقسیم کرده است:

الف) نوع تک ضربه: کانون چنین زلزله‌ای در عمق کمی قرار دارد و سنگ بستر از نوع سخت است. نمونه چنین زلزله‌ای پورت هیونم [۱] ۱۹۵۷ است که در شکل ۱. ۴۱ نشان داده شده است.



الف . مؤلفه شرقی غربی زلزله پرت هیوم ۱۹۵۷

[۱] port Hueneme



ب . مؤلفه شمال جنوبی زلزله ال سنترو کالیفرنیا

شکل ۱. ۴۱ زلزله‌های نوع الف (تک ضربه) و ب (طولانی و بی قاعده)

همچنین‌اند زلزله‌های لیبی ۱۹۶۳ و اسکوپیه[1] یوگوسلاوی ۱۹۶۳. زلزله ناغان ۱۳۵۶ که یکی از زلزله‌های مبنای طرح در آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ است کم و بیش در این گروه قرار می‌گیرد.

ب) ارتعاش نسبتاً طولانی و بی قاعده: چنین زلزله‌ای دارای عمق متوسط است و سنگ بستر از نوع سخت می‌باشد. زلزله‌های ال‌سنترو ۱۹۴۰ و طبس ۱۳۵۷ در این گروه می‌گنجند.

ج) ارتعاش طولانی با تعدادی تناوب غالب – این موج توسط تعدادی لایه نرم تصفیه شده است مانند زلزله مکزیک ۱۹۶۴.

د) ارتعاش همراه با جابجایی‌های دائمی در زمین – این چنین حالتی در زلزله‌های آلاسکا ۱۹۶۴ و نیگاتای ژاپن ۱۹۶۴ اتفاق افتاد.

---

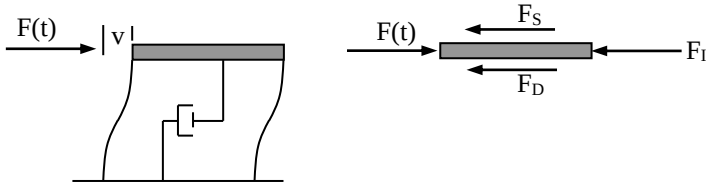
[1] Skopie

۲

دینامیک سازه

۲. ۱. ارتعاش دستگاه تکدرجه

نیروهای وارد به یک سازه تکدرجه (سازه‌ای با یک درجه آزادی) بقرار زیرند:



شکل ۲. ۱ مدل دینامیکی سازه تکدرجه تحت نیروی افقی

$$F_I + F_S + F_D = F(t) \qquad (۱ .۲)$$

F_I - نیروی ماند (اینرسی) حاصل از شتاب برابر با جرم ضربدر شتاب

F_S - نیروی حاصل از سختی قاب در مقابل حرکت افقی که نیروی فنر نامیده می‌شود

F_D - نیروی استهلاک که همواره در خلاف جهت حرکت عمل می‌کند
$F(t)$ - نیروی خارجی وارد به سازه

$F_1 = m\ddot{v}$; برای سازه خطی $F_S = kv$; استهلاک لزج $F_D = c\dot{v}$

$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = F(t)$ (۲.۲) *معادله عمومی حرکت یک دستگاه تکدرجه خطی با استهلاک لزج*

۲. ۱. ۱. ارتعاش آزاد

در حالتی که هیچ نیروی خارجی اعمال نشود معادله ارتعاش آزاد بصورت زیر در می‌آید:

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = 0 \qquad (۳.۲)$$

و اگر از استهلاک سازه چشم بپوشیم:

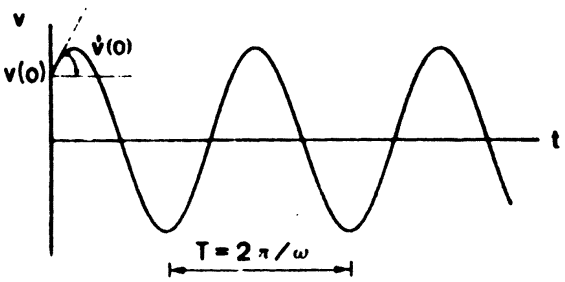
$$m\ddot{v} + kv = 0 \qquad (۴.۲)$$

جواب این معادله دیفرانسیل عبارتست از:

$$v = A\sin\omega t + B\cos\omega t \qquad (۵.۲)$$

$$\omega = \sqrt{k/m} \qquad (۶.۲)$$

ضرایب B و A با توجه به شرایط اولیه حرکت بدست می‌آیند. ω فرکانس زاویه‌ای سازه است. فرکانس و تناوب سازه از روابط زیر بدست می‌آیند.



شکل ۲. ۲ ارتعاش آزاد بدون استهلاک

$$f = \omega/2\pi \qquad (۷.۲)$$

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \qquad (۸.۲)$$

اگر استهلاک وجود دشته باشد داریم:

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = 0$$

و با تقسیم معادله بر m:

$$\ddot{v} + 2\xi\omega\dot{v} + \omega^2 v = 0 \qquad (۹.۲)$$

که در آن

$$2\xi\omega = c/m \quad ; \quad \omega^2 = k/m$$

جواب این معادله دیفرانسیل برابر است با:

$$v = Ae^{r_1 t} + Be^{r_2 t} \qquad (۱۰.۲)$$

که در آن r_2 و r_1 ریشه‌های معادله زیرند:

$$r^2 + 2\xi\omega r + \omega^2 = 0$$

$$r = \omega(-\xi \pm \sqrt{\xi^2 - 1}) \qquad (۱۱.۲)$$

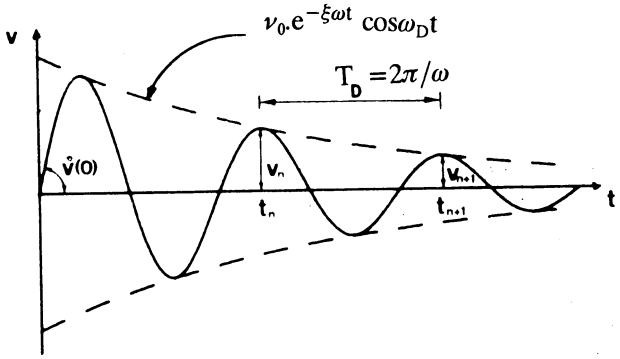
از ادوات و ماشینهای دینامیکی و ارتعاشی که بگذریم، برای سازه‌ها ضریب استهلاک ξ عدد کوچکی در محدوده ۰/۰۱ (سازه‌های فولادی سخت) تا ۰/۲ (سدهای خاکی) می‌باشد و در نتیجه r از رابطه ۲. ۱۱ به شکل عدد مختلط در می‌آید. جواب معادله دیفرانسیل ۲. ۹ عبارتست از:

$$v = e^{-\xi\omega t}\left(A\sin\omega_D t + B\cos\omega_D t\right) \qquad (۱۲.۲)$$

$$\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2} \qquad (۱۳.۲)$$

با توجه به کوچک بودن ضریب استهلاک ξ مقدار ω_D تقریباً برابر با ω خواهد شد. ضرایب A و Bبر حسب شرایط اولیه حرکت یعنی سرعت و جابجایی اولیه تعیین می‌شوند. اگر سرعت اولیه صفر باشد و فقط یک جابجایی اولیه داشته باشیم معادله حرکت دستگاه برابر است با:

$$v = v_0 e^{-\xi\omega t}\cos\omega_D t \qquad (۱۴.۲)$$



شکل ۲. ۳ ارتعاش آزاد با استهلاک کم

۲. ۱. ۲. طیف پاسخ دستگاه تکدرجه

در شکل (۲. ۱) اگر نیروی محرک F(t) هماهنگ (سینوسی)[1] باشد آنگاه معادله (۲. ۲) بصورت زیر در می‌آید:

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = p_0 \sin\overline{\omega}t \qquad (۱۵ .۲)$$

دیدیم که جواب عمومی این معادله دیفرانسیل از رابطه (۲. ۱۲) بدست می‌آید که یک تابع هماهنگ با فرکانس ω_D است و به علت وجود استهلاک در طول زمان میرا می‌شود (شکل ۲. ۳). جواب خاص معادله دیفرانسیل فوق یک تابع هماهنگ با فرکانس $\overline{\omega}$ یعنی همان فرکانس محرک است:

$$v_h = e^{-\xi\omega t}\left(A\sin\omega_D t + B\cos\omega_D t\right) \qquad \textit{جواب عمومی یا گذرا} \qquad (۱۶ .۲)$$

$$v_P = H(\overline{\omega})\delta_S \sin(\overline{\omega}t - \phi) \qquad \textit{جواب خاص یا پایدار} \qquad (۱۷ .۲)$$

در این روابط ω و ω_D فرکانسهای طبیعی بدون استهلاک و با استهلاک می‌باشند که از روابط (۲. ۶) و (۲. ۱۳) بدست می‌آیند و $\overline{\omega}$ فرکانس نیروی محرک است. δ_S ، $H(\overline{\omega})$ و ϕ برابرند با:

$$\delta_S = p_0 / k \qquad \textit{جابجایی استاتیکی دستگاه} \qquad (۱۸ .۲)$$

[1] harmonic

$$H(\overline{\omega}) = \frac{1}{\sqrt{\left[1-\left(\frac{\overline{\omega}}{\omega}\right)^2\right]^2 + \left(2\xi\frac{\overline{\omega}}{\omega}\right)^2}} \qquad (۱۹ .۲)$$

$$\phi = \tan^{-1}\frac{2\xi\left(\frac{\overline{\omega}}{\omega}\right)}{1-\left(\frac{\overline{\omega}}{\omega}\right)^2} \qquad (۲۰ .۲)$$

رابطه (۲. ۱۹) را تابع پاسخ[۱] دستگاه می‌نامند و جزو خصوصیات دینامیکی دستگاه محسوب می‌شود. نمودار H بر حسب نسبت $\overline{\omega}/\omega$ را طیف پاسخ دستگاه می‌نامند. تابع پاسخ $H(\overline{\omega})$ را گاهی ضریب ازدیاد دینامیکی D، ضریب تشدید و ضریب بازتاب نیز می‌گویند[۲]. جواب کل از جمع جوابهای عمومی و خاص بدست می‌آید:

$$v = v_h + v_P \qquad (۲۱ .۲)$$

$$v = e^{-\xi\omega t}\left(A\sin\omega_D t + B\cos\omega_D t\right) + H(\overline{\omega})\delta_S\sin(\overline{\omega}t - \phi) \qquad (۲۲ .۲)$$

ضرایب A و B بر حسب شرایط اولیه حرکت تعیین می‌گردند. ملاحظه می‌شود که جواب از دو بخش تشکیل شده است: یکی حرکت هماهنگ با فرکانس ω_D که میرا می‌شود و به همین علت به آن پاسخ گذرا[۳] می‌گویند، و دیگری با فرکانس $\overline{\omega}$ که همان فرکانس محرک است و پاسخ پایدار[۴] نامیده می‌شود. شرایط اولیه نقش چندانی در شکل نهایی حرکت نداشته و آثارشان بزودی محو می‌شود و نهایتاً دستگاه با همان فرکانس محرک نوسان می‌کند؛ البته یک اختلاف فاز ϕ بین محرک و دستگاه وجود خواهد داشت که از رابطه (۲. ۲۰) بدست می‌آید.

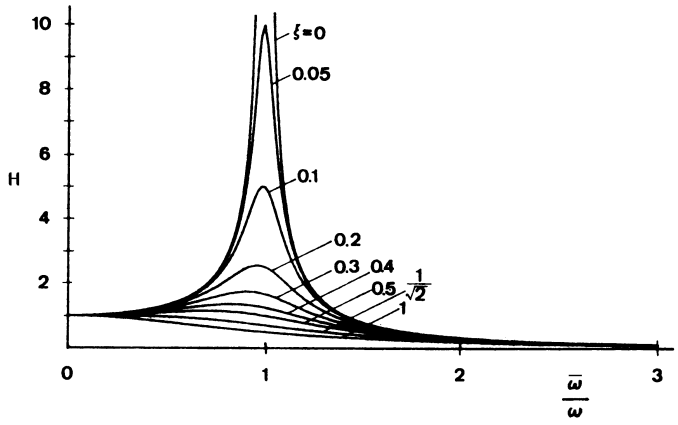
---

[۲] response function

[۲] dynamic magnifcation factor

[۳] transient

[۴] steady



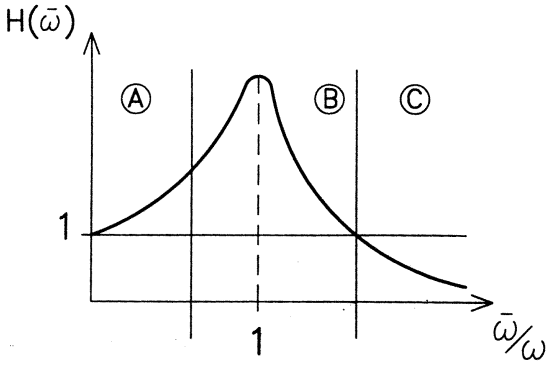
شکل ۲. ۴ طیف پاسخ دستگاه تکدرجه

۲. ۱. ۳. خواص طیف پاسخ

درک تابع پاسخ و طیف آن کمک زیادی به شناخت مسایل دینامیکی می‌کند. این طیف دارای خواص مهمی است که برخی از آنها در زیر آمده است:

الف) تابع پاسخ در واقع نسبت جابجایی یک دستگاه تحت نیروی P_O در حالت دینامیکی به استاتیکی میباشد. واضح است که اگر سرعت اعمال نیرو بسیار کم باشد یعنی $\bar{\omega}$ به صفر نزدیک شود جابجاییهای دینامیکی و استاتیکی یکسان شده و این نسبت برابر ۱ می‌شود (شکل ۲. ۴).

ب) طیف پاسخ را می‌توان به سه ناحیه تقسیم نمود: ناحیه سخت (A)، ناحیه تشدید (B)و ناحیه نرم (C).



شکل ۲. ۵ تقسیم طیف پاسخ به نواحی سخت، تشدید، نرم

در ناحیه سخت، فرکانس محرک کمتر از فرکانس دستگاه است و درواقع دستگاه آنچنان سخت است که اگر آنرا از یک انتها با شتاب a حرکت دهیم انتهای دیگرش نیز با همان شتاب a حرکت می‌کند. در این حالت اثر رفتار دینامیکی قابل اغماض بوده و جابجاییهای دینامیکی و استاتیکی به هم نزدیکند و تابع پاسخ اندکی بزرگتر از یک است. در ناحیه تشدید به علت نزدیک بودن فرکانس محرک و فرکانس طبیعی دستگاه حالت تشدید اتفاق می‌افتد و هنگامی‌که این دو کاملاً برابر شوند از رابطه (۲. ۱۹) داریم:

$$H(\varpi)=1/\sqrt{(1-1)^2+(2\xi\times1)^2}$$

$$H(\varpi)=\frac{1}{2\xi} \qquad \text{پاسخ تشدید} \qquad (۲. ۲۳)$$

مثلاً برای یک سازه فولادی سخت با ضریب استهلاک ۰/۰۱ داریم:

$$H(\varpi)=1/(2\times0.01)=50$$

یعنی اگر دستگاه تحت یک نیروی معین در حالت استاتیکی یک سانتیمتر جابجا شود در حالت تشدید پنجاه سانتیمتر جابجایی دارد! بنابراین ناحیه تشدید از اهمیت خاصی برخوردار است و نقاط مجاور نقطه تشدید هم از ضرایب پاسخ بالایی برخوردارند. با افزایش فرکانس نیروی محرک، وارد ناحیه نرم میشویم؛ جایی که بارگذاری آنقدر سریع است که دستگاه آنرا حس نمی‌کند. بعبارت دیگر، همینکه دستگاه شروع به واکنش نماید و جابجایی آغاز شود، جهت نیرو عوض شده و حرکت معکوس میگردد و درنتیجه جابجایی از حالت استاتیکی کمتر می‌شود. بهمین دلیل است که سازه‌هایی که تناوب بالایی دارند شتابهای حاصل از زلزله را که مقدارشان بزرگ اما تناوبشان کم باشد حس نمی‌کنند زیرا سرعت بارگذاری آنچنان زیاد است که پاسخ در ناحیه نرم قرار می‌گیرد.

ج) اگر چه تابع پاسخ عمدتاً به نسبت فرکانسهای محرک و دستگاه (ϖ/ω) بستگی دارد و در اغلب موارد استهلاک نقش چندانی را بازی نمی‌کند اما در نقطه تشدید و نقاط مجاور آن بعکس استهلاک تعیین کننده است و بیشترین نقش را در کاهش پاسخ دینامیکی دارد.

د) با اینکه طیف پاسخ را برای محرکهای هماهنگ بدست آورده‌ایم اما خواص آن به انواع بارگذاریها قابل تعمیم است زیرا هر محرک کلی p(t) را می‌توان به سری فوریه و یا انتگرال

فوریه تقسیم نمود (به کتب دینامیک سازه مراجعه شود) که در این صورت گویی دستگاه به‌طور همزمان تحت اثر تعداد زیادی محرک هماهنگ با فرکانسهای متفاوت قرار گرفته است.

$$p(t)=\sum p_i \sin \omega_i t \qquad (۲۴ .۲)$$

آنگاه طبق رابطه (۱۷۰۲)، پاسخ پایدار دستگاه عبارتست از:

$$\nu=\sum H_i.\frac{P_i}{k}.\sin(\omega_i t-\phi_i) \qquad (۲۵ .۲)$$

پس شکل تابع جابجایی دستگاه به دامنه هماهنگهای فوق یعنی $H_i p_i / k$ بستگی دارد. دیدیم که در ناحیه تشدید H به حداکثر مقدار خود یعنی $1/2\xi$ می‌رسد، پس می‌توان نتیجه گرفت که دستگاه به‌طور طبیعی میزان تأثیر هماهنگهایی را که در ناحیه تشدید قرار گیرند افزایش میدهد و با توجه به شکل (۲. ۵) اصولاً هماهنگهایی را که در ناحیه نرم واقع‌اند حس نمی‌کند . اینجاست که تأثیر استهلاک هویدا می‌شود زیرا اگر چه استهلاک در نواحی سخت و نرم تأثیر چندانی ندارد اما بعلت اثری که در ناحیه تشدید دارد می‌تواند نقش مؤثری در کاهش پاسخ دستگاه داشته باشد. بهمین جهت در مهندسی زلزله شناسایی شیوه‌های افزایش ظرفیت جذب و استهلاک انرژی ارتعاشی از اهمیت خاصی برخوردار است.

۲. ۱. ۴. حل کلی معادله حرکت به کمک انتگرال دوهامل

معادله حرکت آزاد دستگاه تکدرجه در رابطه (۲. ۱۲) آمده است. اگر دستگاه تنها تحت سرعت اولیه υ_O قرار گیرد داریم:

$$B=0 \quad ; \quad A=\dot{\upsilon}_0/\omega_D$$

$$\nu=\frac{\dot{\nu}_0}{\omega_D}e^{-\xi\omega t}\sin\omega_D t \qquad (۲۶ .۲)$$

حال اگر دستگاهی به جرم m به مدت $d\tau$ تحت نیروی p قرار گیرد تغییر اندازه حرکت جرم m در اثر این ضربه برابر است با:

$$\Delta m\dot{\nu}=pd\tau$$
$$\Delta\dot{\nu}=p/md\tau$$

سرعت اولیه ایجاد شده در جرم m

با جایگزینی $\Delta\dot{\nu}$ بجای $\dot{\nu}_0$ در رابطه (۲. ۲۶)داریم:

$$\Delta v = \left[\frac{p}{m\omega_D} e^{-\xi\omega t} \sin \omega_D t \right] d\tau \qquad (۲۷ .۲)$$

معادله حرکت دستگاهی که در لحظه شروع به مدت $d\tau$ تحت نیروی p قرار گرفته باشد

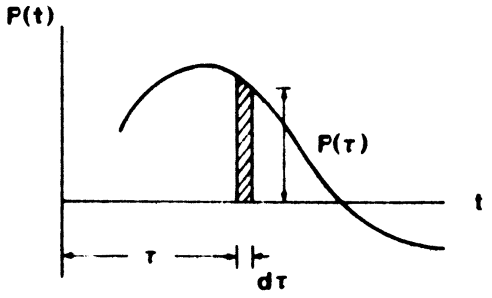
اگر نیرو بجای لحظه $t = 0$، در لحظه $t = \tau$ اعمال شود، معادله حرکت برابر است با:

$$\Delta v = \left(\frac{p}{m\omega_D} \right) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D (t-\tau) d\tau \qquad (۲۸ .۲)$$

اکنون اگر دستگاه تحت اثر نیرویی قرار گیرد که به‌طور پیوسته از لحظه o تا t حضور داشته است، تأثیر نیرو برای هر جزء زمانی $d\tau$ در زمان τ از معادله فوق بدست می‌آید و چون دستگاه خطی است می‌توان این آثار را از لحظه o تا t جمع کرد، درست مثل اینکه نیرو را مجموعه‌ای از ضربات متوالی و پیوسته فرض کنیم به‌طوریکه اثر هر ضربه از معادله (۲. ۲۸) بدست آید پس:

$$v = \int_O^t \frac{p(\tau)}{m\omega_D} e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D (t-\tau) d\tau \qquad (۲۹ .۲)$$

این رابطه را انتگرال دوهامل می‌نامند و حل آن غالباً با استفاده از روشهای عددی صورت می‌گیرد.



شکل ۲. ۶ تبدیل نیرو به یک رشته ضربات متوالی و پیوسته

۲. ۱. ۵. روش عددی حل انتگرال دوهامل

رابطه (۲. ۲۹) را می‌توان به شکل زیر نوشت:

$$v = \int_0^t \frac{p(\tau).e^{\xi\omega\tau}}{m\omega_D}.e^{-\xi\omega t}\left[\sin\omega_D t\cos\omega_D\tau - \cos\omega_D t\sin\omega_D\tau\right]d\tau$$

و یا:

$$v = \frac{e^{-\xi\omega t}}{m\omega_D}\left[\sin\omega_D t\int_0^t p(\tau)e^{\xi\omega\tau}\cos\omega_D\tau d\tau - \cos\omega_D t\int_0^t p(\tau)e^{\xi\omega\tau}\sin\omega_D\tau d\tau\right]$$

و یا:

$$v = \left[A(t)\sin\omega_D t - B(t)\cos\omega_D t\right]\left(e^{-\xi\omega t}/m\omega_D\right) \qquad (۳۰.۲)$$

که در این رابطه:

$$A(t) = \int_0^t e^{\xi\omega\tau}p(\tau)\cos\omega_D\tau d\tau \qquad (۳۱.۲)$$

$$B(t) = \int_0^t e^{\xi\omega\tau}p(\tau)\sin\omega_D\tau d\tau \qquad (۳۲.۲)$$

برای حل معادله (۲. ۳۰) می‌توان زمان را به گامهای متوالی Δt تقسیم نمود بگونه‌ایکه:

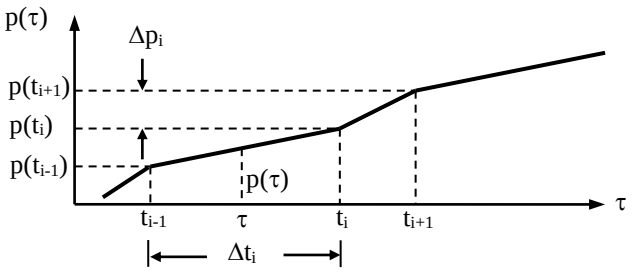
$$t_i = t_{i-1} + \Delta t \qquad (۳۳.۲)$$

اگر در فاصله Δt تغییرات $p(\tau)$ را خطی فرض کنیم داریم:

$$p(\tau) = p(t_{i-1}) + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i}(\tau - t_{i-1}) \qquad (۳۴.۲)$$

$$\Delta p_i = p(t_i) - p(t_{i-1}) \qquad (۳۵.۲)$$

$$\Delta t_i = t_i - t_{i-1} \qquad (۳۶.۲)$$



شکل ۲. ۷ تبدیل نیرو به گامهای متوالی خطی

با نهادن $p(\tau)$ از رابطه (۲. ۳۴) در (۲. ۳۲) و (۲. ۳۱) می‌توان $B(t_i)$ و $A(t_i)$ را بدست آورد:

$$A(t_i)=A(t_{i-1})+\left[p(t_{i-1})-t_{i-1}\frac{\Delta p_i}{\Delta t_i}\right]I_1+\frac{\Delta p_i}{\Delta t_i}I_4 \qquad (۳۷ .۲)$$

$$B(t_i)=B(t_{i-1})+\left[p(t_{i-1})-t_{i-1}\frac{\Delta p_i}{\Delta t_i}\right]I_2+\frac{\Delta p_i}{\Delta t_i}I_3 \qquad (۳۸ .۲)$$

در این روابط مقادیر I_1 تا I_4 در زیر تعریف شده‌اند:

$$I_1=\int_{t_{i-1}}^{t_i}e^{\xi\omega\tau}\cos\omega_D\tau d\tau=\frac{e^{\xi\omega\tau}}{(\xi\omega)^2+\omega_D^2}\left(\xi\omega\cos\omega_D\tau+\omega_D\sin\omega_D\tau\right)\Big|_{t_{i-1}}^{t_i} \qquad (۳۹ .۲)$$

$$I_2=\int_{t_{i-1}}^{t_i}e^{\xi\omega\tau}\sin\omega_D\tau d\tau=\frac{e^{\xi\omega\tau}}{(\xi\omega)^2+\omega_D^2}\left(\xi\omega\sin\omega_D\tau-\omega_D\cos\omega_D\tau\right)\Big|_{t_{i-1}}^{t_i} \qquad (۴۰ .۲)$$

$$I_3=\int_{t_{i-1}}^{t_i}\tau e^{\xi\omega\tau}\sin\omega_D\tau d\tau=\left(\tau-\frac{\xi\omega}{(\xi\omega)^2+\omega_D^2}\right)I_2'+\frac{\omega_D}{(\xi\omega)^2+\omega_D^2}I_1'\Big|_{t_{i-1}}^{t_i} \qquad (۴۱ .۲)$$

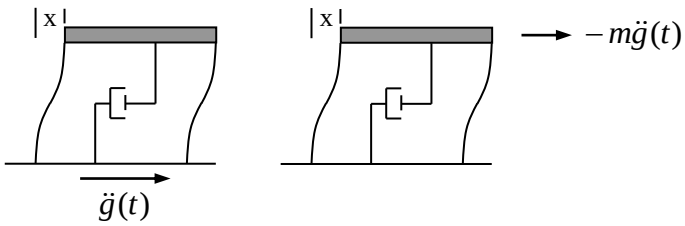
$$I_4=\int_{t_{i-1}}^{t_i}\tau e^{\xi\omega\tau}\cos\omega_D\tau d\tau=\left(\tau-\frac{\xi\omega}{(\xi\omega)^2+\omega_D^2}\right)I_1'-\frac{\omega_D}{(\xi\omega)^2+\omega_D^2}I_2'\Big|_{t_{i-1}}^{t_i} \qquad (۴۲ .۲)$$

I_1'و I_2' همان انتگرالهای ۲. ۳۹ و ۲. ۴۰ قبل از نهادن مقادیر حدی میباشند. و بالاخره :

$$v(t_i)=\frac{e^{-\xi\omega t_i}}{m\omega_D}\left[A(t_i)\sin\omega_D t_i-B(t_i)\cos\omega_D t_i\right] \qquad (۴۳ .۲)$$

۲. ۱. ۶. حرکت دستگاه تکدرجه تحت شتاب پی

اگر دستگاه تکدرجه شکل ۲. ۱ به جای نیروی F(t) تحت شتاب پی $\ddot{g}(t)$ قرار گیرد می‌توان طبق اصل دالامبر حرکت را در یک دستگاه شتابدار که به پی متصل است بررسی نمود، در اینصورت می‌باید نیروی مجازی $-m\ddot{g}(t)$ را اعمال نمود و حرکت نسبی دستگاه را بدست آورد. واضح است که حرکت مطلق با افزودن حرکت دستگاه شتابدار بدست می‌آید.



شکل ۲. ۸ نیروهای اینرسی حاصل از شتاب پی در یک دستگاه مختصات شتابدار (اصل دالامبر)

پس معادله حرکت نسبی دستگاه با جـایگزینی $-m\ddot{g}(t)$ بجـای F(t) در رابطـه (۲. ۲) بدسـت می‌آید:

$$m\ddot{x}+c\dot{x}+kx=-m\ddot{g}(t)$$

و یا:

$$\ddot{x}+2\xi\omega\dot{x}+\omega^2x=-\ddot{g}(t) \qquad \text{معادله حرکت دستگاه نسبت به پی} \qquad (۴۴ .۲)$$

واضح است که شتاب مطلق دستگاه برابر است با:

$$\ddot{v}(t)=\ddot{x}(t)+\ddot{g}(t) \qquad (۴۵ .۲)$$

به عبارت دیگر شتابهای حاصل از معادله (۲. ۲۴) را باید با شتاب پی جمع نمود تا شتاب مطلق در هر لحظه بدست آید. البته روش ساده تری هم وجود دارد. اگر معادله نیوتن را برای جرم m بنویسیم در هر لحظه رابطه زیر برقرار است:

$$-kx-c\dot{x}=ma \qquad (۴۶ .۲)$$

پس شتاب مطلق جرم m برابر است با

$$\ddot{v}(t)=\left[-kx(t)-c\dot{x}(t)\right]/m \qquad (۴۷ .۲)$$

برای دستگاههای کم استهلاک، در لحظه‌ایکه شتاب به اوج می‌رسد سرعت بسیار کم است و چون c کوچک می‌باشد به‌طور تقریبی می‌توان گفت:

$$\ddot{v}(t)\cong-\omega^2x(t) \qquad (۴۸ .۲)$$

یعنی با داشتن جابجایی نسبی دستگاه می‌توان شتاب مطلق را محاسبه نمود و قـدرمطلق ایـن دو طبق رابطه زیر به هم مربوط می‌شوند:

$$|\ddot{v}_{\max}| = \omega^2 |x_{\max}| \qquad (۴۹ .۲)$$

و بالاخره با جایگزینی $-m\ddot{g}(\tau)$ بجای $p(\tau)$ در رابطه (۲. ۲۹):

$$v = \int_0^t -\frac{1}{\omega_D} \ddot{g}(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega_D(t-\tau) d\tau \qquad (۵۰ .۲)$$

و به همین ترتیب در روابط (۲. ۳۰) تا (۲. ۴۳) بجای نیروی p مقدار $-m\ddot{g}$ قرار می‌گیرد تا حرکت نسبی دستگاه محاسبه شود.

۲. ۲. برنامه رایانه‌ای برای حل انتگرال دوهامل

با استفاده از روش گام به گام برای حل انتگرال دوهامل که قبلاً بیان شد می‌توان مقادیر $A(t_i)$ و $B(t_i)$ را از روابط (۲. ۳۷) و (۲. ۳۸) درهر گام حساب کرده و در رابطه (۲. ۴۳) نهاد تا $v(t_i)$ بدست آید. بر این اساس برنامه‌ای به نام «دوهامل» در پیوست ۳ آمده است. در این برنامه حرکت دستگاه تکدرجه تحت هر نیروی دلخواه و یا شتاب پی محاسبه می‌شود و کمیتهای زیر بدست می‌آید: *جابجایی، سرعت، شتاب و نیروی وارد به پی*. این برنامه بزبان فرترن نوشته شده است و متغیرهای برنامه در جدول ۲. ۱ آمده است.

جدول ۲. ۱ متغیرهای برنامه DUHAMEL

متغیر	معادل	شـــــــرح
NTYPE		۰. برای نیرو ۱. برای شتاب پی
N		تعداد نقاطی که در آن نیرو یا شتاب تعریف شده‌اند
M	m	جرم
K	k	سختی
XI	ξ	درصد استهلاک
TMAX		حد زمانی انتگرال دو هامل
DT	dt	گام زمانی
INT		۰. بدون درون‌یابی[1] ۱. با درون‌یابی
GR	g	شتاب ثقل (در حالت NTYPE=0 مقدار GR=0 است)
T(I)	t_i	زمان در نقطه i
F(I)	$P(t_i)$	نیرو یا شتاب در زمان t_i (شتاب برحسب g)

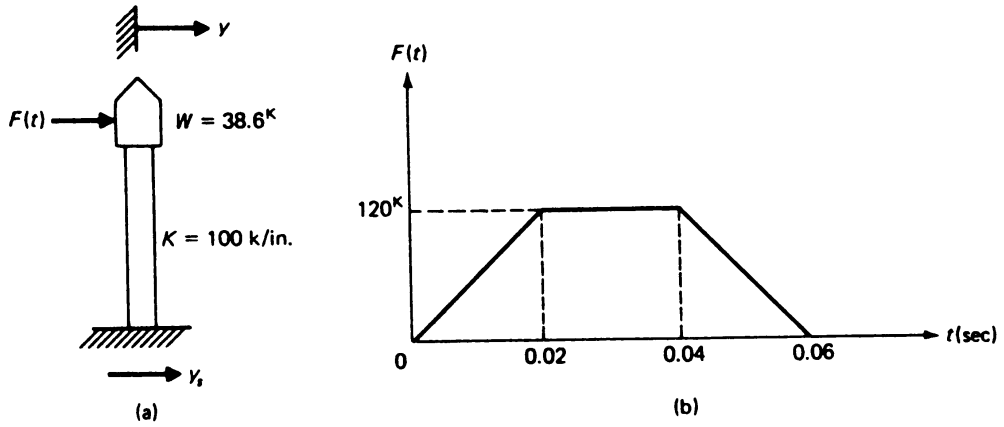
داده‌های ورودی این برنامه در جدول ۲. ۲ آمده است:

جدول ۲. ۲ داده‌های ورودی برنامه DUHAMEL و فرمت مربوطه

NTYPE(I5),N(I5),M(F10.3),K(F10.3),XI(F10.3),TMAX(F10.3),DT(F10.3),INT(I5),T(I), F(I),
(8F10.4), GR(10.0)

لازم به تذکر است که این برنامه مستقل از سیستم واحدهاست و جرم بر حسب واحد g داده می‌شود یعنی m/g به جای m وارد می‌شود.

مثال ۲. ۱ حرکت ارتعاشی برج آب شکل زیر را با استهلاک ۵٪ تحت نیروی داده شده بدست آورید.



شکل ۲. ۹ برج آب تحت بارگذاری دینامیکی

مثال ۲. ۲ برج آب مثال ۲. ۱ را تحت یک ثانیه اول شتاب زلزله اِل‌سنترو ۱۹۴۰ تحلیل کنید.

حل. داده‌های ورودی و خروجی جداول ۲. ۵ و ۲. ۶ داده شده است. در داده‌های ورودی نیازی به درون یابی نبوده و INT=O فرض شده است. ضمناً به DT و TMAX نیازی نیست و بـه جـای آنها می‌توان خالی (blank) و یا صفر گذاشت.

جدول ۲.۳ داده‌های ورودی برای مثال ۲.۱

Data Listing

```
0    4    100.      100000.   0.05      0.12    0.005   1    0.
0.   0.     0.020   120000.   0.04   120000.    0.06    0.0
```

جدول ۲.۴ نتایج خروجی برای مثال ۲.۱

RESPONSE OF SINGLE DEGREE SYSTEM USING DUHAMEL INTEGRAL

MASS = 100.0000
SPRING CONSTANT = 100000.00
NATURAL FREQUENCY = 31.623 RADIANS/SEC
DAMPED FREQUENCY = 31.583 RADIANS/SEC
DAMPING CONSTANT = 316.228
RELATIVE DAMPING = 0.0500

TIME	FORCE	DISPL.	VELOCITY	ACC.	SUP. REAC.
0.0000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00
0.0050	30000.00	0.001	0.745	296.40	266.26
0.0100	60000.00	0.010	2.944	580.82	1356.95
0.0150	90000.00	0.033	6.521	846.40	3889.82
0.0200	120000.00	0.077	11.366	1086.86	8515.61
0.0250	120000.00	0.147	16.594	1000.24	15634.93
0.0300	120000.00	0.242	21.329	890.23	25153.09
0.0350	120000.00	0.360	25.463	759.91	36847.58
0.0400	120000.00	0.496	28.901	612.82	50413.83
0.0450	90000.00	0.646	30.825	156.47	65336.24
0.0500	60000.00	0.800	30.471	-296.59	80601.41
0.0550	30000.00	0.947	27.883	-735.21	95112.86
0.0600	0.00	1.076	23.161	-1148.74	107799.47
0.0650	0.00	1.177	17.198	-1230.96	117782.91
0.0700	0.00	1.247	10.904	-1281.42	124741.06
0.0750	0.00	1.285	4.438	-1299.36	128540.42
0.0800	0.00	1.291	-2.035	-1284.87	129132.08
0.0850	0.00	1.265	-8.358	-1238.80	126550.22
0.0900	0.00	1.208	-14.374	-1162.79	120909.47
0.0950	0.00	1.122	-19.939	-1059.19	112401.18
0.1000	0.00	1.010	-24.924	-931.00	101288.64
0.1050	0.00	0.874	-29.214	-781.77	87902.56
0.1100	0.00	0.719	-32.714	-615.54	72639.51
0.1150	0.00	0.548	-35.349	-436.68	55973.74

MAX DISPL. = 1.29
MAX VELOC. = -35.35
MAX ACC. = -1299.36
MAX SUP. FORCE = 129132.08

جدول ۲. ۵ داده‌های ورودی برای مثال ۲. ۲

1 24	100.00	100000.000	0.050	0.120	0.000	0	386
0.0000	0.0108	0.0420	0.0010	0.9700	0.0159	0.1610	-0.0001
0.2210	0.0189	0.2630	0.0001	0.2910	0.0059	0.3320	-0.0012
0.3740	0.0200	0.4290	-0.0237	0.4710	0.0076	0.5810	0.0425
0.6230	0.0094	0.6650	0.0138	0.7200	-0.0088	0.7250	-0.0256
0.7890	-0.0387	0.7940	-0.0568	0.8720	-0.0232	0.8770	-0.0343
0.9410	-0.0402	0.9460	-0.0603	0.9970	-0.0789	1.0660	-0.0666

جدول ۲. ۶ داده‌های خروجی برای مثال ۲. ۲

RESPONSE OF SINGLE DEGREE SYSTEM USING DUHAMEL INTEGRAL

MASS = 100.0000
SPRING CONSTANT = 100000.00
NATURAL FREQUENCY = 31.623 RADIANS/SEC
DAMPED FREQUENCY = 31.583 RADIANS/SEC
DAMPING CONSTANT = 316.228
RELATIVE DAMPING = 0.0500

TIME	FORCE	DISPL.	VELOCITY	ACC.	SUP. REAC.
0.0000	-416.88	0.000	0.000	-4.17	0.00
0.0420	-38.60	-0.002	-0.054	1.84	250.68
0.9700	-613.74	-0.006	-0.012	-0.50	560.14
0.1610	3.86	0.002	0.003	-1.86	188.90
0.2210	-729.54	-0.004	-0.204	-2.79	391.12
0.2630	-3.86	-0.010	-0.010	10.32	1032.83
0.2910	-227.74	-0.007	0.207	4.23	719.53
0.3320	46.32	0.003	0.230	-3.11	293.85
0.3740	-772.00	0.006	-0.169	-12.77	561.04
0.4290	914.82	-0.007	-0.008	16.13	695.39
0.4710	-293.36	0.001	0.252	-5.12	159.80
0.5810	-1640.50	-0.022	-0.381	7.25	2247.92
0.6230	-362.84	-0.026	0.326	21.00	2567.79
0.6650	-532.68	-0.001	0.663	-6.75	220.24
0.7200	339.68	0.017	-0.088	-13.11	1678.35
0.7250	988.16	0.016	-0.136	-5.90	1621.19
0.7890	1493.82	0.007	0.003	8.09	683.60
0.7940	2192.48	0.007	0.060	14.75	698.25
0.8720	895.52	0.024	-0.057	-14.54	2367.90
0.8770	1323.98	0.023	-0.117	-9.62	2323.55
0.9410	1551.72	0.008	-0.158	8.12	791.56
0.9460	2327.58	0.007	-0.097	16.34	725.09
0.9970	3045.54	0.023	0.615	5.58	2300.83
1.0660	2570.76	0.046	-0.264	-19.01	4555.68

MAX DISPL. = 0.05
MAX VELOC. = 0.66
MAX ACC. = 21.00
MAX SUP. FORCE = 4555.68

۲. ۳. حل کلی معادله حرکت به روش انتگرال‌گیری گام به گام

پایه ریاضی روش

با استفاده از رابطه (۲. ۱) می‌توان رابطه تعادل میان تغییرات جزیی نیروها را در فاصله t_i و $t_i + \Delta t$ نوشت:

$$\Delta F_I + \Delta F_D + \Delta F_S = \Delta F_i \qquad (۲. ۵۱)$$

$$\Delta F_I = F_I(t_i + \Delta t) - F_I(t_i) \qquad (۲. ۵۲)$$

ΔF_D و ΔF_S و ΔF_i مشابه رابطه فوق تعریف می‌شوند:

$$\Delta F_I = m.\Delta \ddot{v}_i \qquad (۲. ۵۳)$$

$$\Delta F_D = c_i.\Delta \dot{v}_i \qquad (۲. ۵۴)$$

$$\Delta F_S = k_i.\Delta v_i$$

$$\Delta F_i = F(t_i + \Delta t) - F(t_i) \qquad (۲. ۵۵)$$

$$\Delta v_i = v(t_i + \Delta t) - v(t_i) \qquad (۲. ۵۶)$$

$$\Delta \dot{v}_i = \dot{v}(t_i + \Delta t) - \dot{v}(t_i) \qquad (۲. ۵۷)$$

$$\Delta \ddot{v}_i = \ddot{v}(t_i + \Delta t) - \ddot{v}(t_i) \qquad (۲. ۵۸)$$

باید توجه داشت که خطی بودن نیروهای فنر F_S و استهلاک F_D نسبت به جابجایی و سرعت الزامی نیست، و سختی و ضریب استهلاک می‌تواند بگونه‌ای غیرخطی تغییر کند یعنی:

$$k_i = (dF_S / dv)_{v=v_i} \qquad (۲. ۵۹)$$

$$c_i = (dF_D / d\dot{v})_{\dot{v}=\dot{v}_i} \qquad (۲. ۶۰)$$

حال می‌توان با فرض نحوه تغییرات شتاب در فاصله t_i و $t_i + \Delta_t$، شتاب را در این فاصله حساب کرده و با انتگرال‌گیری از شتاب، معادلات سرعت و جابجایی را بدست آورد. فرض تغییرات خطی شتاب از بقیه متداول‌تر است و درزیر تشریح شده است:

$$\ddot{v}(t) = \ddot{v}_i + \frac{\Delta \ddot{v}_i}{\Delta t}.(t - t_i) \qquad (۲. ۶۱)$$

با انتگرال‌گیری از این معادله داریم:

$$\dot{v}(t) = \dot{v}_i + \ddot{v}_i(t - t_i) + \frac{1}{2}\frac{\Delta \ddot{v}_i}{\Delta t}(t - t_i)^2 \qquad (۲. ۶۲)$$

$$v(t) = v_i + \dot{v}_i(t-t_i) + \frac{1}{2}\ddot{v}_i(t-t_i)^2 + \frac{1}{6}\frac{\Delta\ddot{v}_i}{\Delta t}(t-t_i)^3 \qquad (۶۳ .۲)$$

و با جایگزینی $\Delta t = t - t_i$ داریم:

$$\Delta\dot{v}_i = \ddot{v}_i\Delta t + \frac{1}{2}\Delta\ddot{v}_i\Delta t \qquad (۶۴ .۲)$$

$$\Delta v_i = \dot{v}_i\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{v}_i\Delta t^2 + \frac{1}{6}\Delta\ddot{v}_i\Delta t^2 \qquad (۶۵ .۲)$$

حال می‌توان $\Delta\dot{v}_i$ و $\Delta\ddot{v}_i$ را بر حسب $\Delta\upsilon_i$ حساب کرد:

$$\Delta\ddot{v}_i = \frac{6}{\Delta t^2}\Delta v_i - \frac{6}{\Delta t}\dot{v}_i - 3\ddot{v}_i \qquad (۶۶ .۲)$$

$$\Delta\dot{v}_i = \frac{3}{\Delta t}\Delta v_i - 3\dot{v}_i - \frac{\Delta t}{2}\ddot{v}_i \qquad (۶۷ .۲)$$

با جایگزینی روابط (۲. ۶۶) و (۲. ۶۷) در (۲. ۵۳) و (۲. ۵۴)، و سرانجام در (۲. ۵۱):

$$m\left(\frac{6}{\Delta t^2}\Delta v_i - \frac{6}{\Delta t}\dot{v}_i - 3\ddot{v}_i\right) + c_i\left(\frac{3}{\Delta t}\Delta v_i - 3\dot{v}_i - \frac{\Delta t}{2}\ddot{v}_i\right) + k_i.\Delta v_i = \Delta F_i \qquad (۶۸ .۲)$$

و یا:

$$\Delta v_i = \Delta F_i / k_i \qquad (۶۹ .۲)$$

$$\overline{k_i} = k_i + \frac{6m}{\Delta t^2} + \frac{3c_i}{\Delta t} \qquad (۷۰ .۲)$$

$$\overline{\Delta F_i} = \Delta F_i + m\left(\frac{6}{\Delta t}\dot{v}_i + 3\ddot{v}_i\right) + c_i\left(3\dot{v}_i + \frac{\Delta t}{2}\ddot{v}_i\right) \qquad (۷۱ .۲)$$

$$v_{i+1} = v_i + \Delta v_i \qquad (۷۲ .۲)$$

$$\dot{v}_{i+1} = \dot{v}_i + \Delta\dot{v}_i \qquad (۷۳ .۲)$$

$$\ddot{v}_{i+1} = \left[F(t_{i+1}) - F_D(t_{i+1}) - F_S(t_{i+1})\right]/m \qquad (۷۴ .۲)$$

نحوه محاسبه

۱. مقادیر اولیه‌ای را برای $\ddot{v}, \dot{v}_i, v_i$ در نظر میگیریم (شرایط اولیه حرکت)
۲. از رابطه (۲. ۶۹) و با داشتن مقادیر فوق Δv_i را محاسبه می‌کنیم
۳. $\Delta\dot{v}_i$ از رابطه (۲. ۶۷) محاسبه می‌شود
٤. v_{i+1} و $\dot{v}_{i+1}$ از روابط (۲. ۷۲) و (۲. ۷۳) بدست می‌آید

۵. با داشتن v_{i+1} و $\dot{v}_{i+1}$ می‌توان $F_S(t_{i+1})$ و $F_D(t_{i+1})$ را حساب کرد و در رابطه (۲. ۷۴) نهاد تا $\ddot{v}_{i+1}$ بدست آید

٦. با داشتن $v_{i+1}, \dot{v}_{i+1}$ و $\ddot{v}_{i+1}$ همانند وضعیت قبلی (مرحله ۱) هستیم و جریان محاسبه را تکرار میکنیم (بندهای ۲ تا ۵)

۲. ۴. ارتعاش دستگاههای تکدرجه غیرخطی

اغلب سازه‌ها هنگامی‌که در معرض زلزله‌های قوی و مخرب قرار می‌گیرند به حد مقاومت خود رسیده و وارد حوزه غیرخطی و خمیری می‌شوند. معادلات حرکت سازه‌های غیرخطی معمولاً دارای جواب صریح نبوده و حل آنها بیشتر با استفاده از روشهای عددی ممکن است. روش انتگرال‌گیری گام به گام از معادله حرکت که در بخش پیشین تشریح گردید یکی از بهترینها در این زمینه است و براحتی برای انواع دستگاههای غیرخطی - غیرارتجاعی قابل استفاده است. مدل ارتجاعی - خمیری ایده آل بیش از سایر مدلها برای مطالعه رفتار غیرخطی سازه‌ها تحت بارهای لرزه‌ای مورد استفاده قرار گرفته است. در این مدل مادامی که نیرو به حدود تسلیم R_t (کششی) و R_c (فشاری) نرسیده است رفتار خطی است اما به محض رسیدن به نیروی تسلیم، سختی سازه صفر شده و دستگاه وارد حوزه خمیری می‌شود. سختی در اولین رفت E_O، در بازگشت به سمت فشاری E_1 و در بازگشت به سمت کششی E_2 میباشد (E_1, E_2 و E_0 می‌توانند مساوی باشند). مادام که υ بین υ_c و υ_t باشد رفتار سازه خطی است و با خروج از این حوزه حدود جدیدی تعریف می‌شوند.

$$v_t = v_{\max}$$
$$v_c = v_{\max} - (R_t - R_c)/k \qquad (۲. ۷۵)$$

$\upsilon_{\max}$ جابجایی اوج است که درحالت $\dot{\upsilon} = 0$ بدست می‌آید، و k سختی سازه است. نیروی فنر R (برای تعریف نیروی فنر به شکل ۲. ۱ مراجعه شود) برابر است با

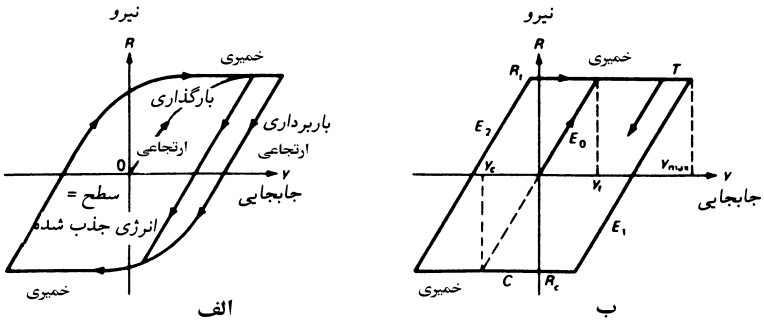
$$R = R_t - (v_t - v)k \qquad (۲. ۷۶)$$

و در ناحیه خمیری - کششی:

$$R = R_t \qquad (۲. ۷۷)$$

و در ناحیه خمیری - فشاری:

$$R = R_c \qquad (۲. ۷۸)$$



شکل ۲. ۱۰ مدل پسماند سازه‌های خمیری ارتجاعی

۲. ۴. ۱. تحلیل دستگاههای ارتجاعی – خمیری بروش گام به گام

روش کار شامل مراحل زیر است:

۱. تنظیم شرایط اولیه حرکت و داده‌های ورودی:

- مقادیر R_C, R_t, c, m, k و بردار (F_i, t_i) را می‌خوانیم
- اعمال شرایط اولیه حرکت را اعمال میکنیم $v(0) = \dot{v}(0) = 0$
- شتاب اولیه از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\ddot{v}(0) = \frac{F(t=0)}{m} \qquad (۷۹.۲)$$

- گام زمانی Δt را انتخاب و ثابتهای زیر را محاسبه می کنیم:

$$a_1 = \frac{3}{\Delta t}, a_2 = \frac{6}{\Delta t}, a_3 = \frac{\Delta t}{2}, a_4 = \frac{6}{\Delta t^2}$$

- حدود اولیه تسلیم برابر است با

$$v_t = R_t / k \;\; ; v_c = R_c / k \qquad (۸۰.۲)$$

۲. در هر گام:

- ببینیم آیا دستگاه ارتجاعی مانده یا وارد حوزه خمیری می‌شود. برای اینکار از شاخصهای زیر استفاده می‌شود: $KEY = 0$ ارتجاعی، $KEY = -1$ خمیری-فشاری و $KEY = 1$ خمیری-کششی.
- جابجایی و سرعت در پایان گام Δt حساب شده و شاخص KEY بر حسب شرایط زیر تعیین میگردد.

الف. هنگامیکه دستگاه در آغاز گام ارتجاعی است اگر:

$$v_c < v \le v_t \qquad \therefore \quad KEY = 0$$

$v > v_t \qquad \therefore \; KEY = 1$

$v < v_c \qquad \therefore \; KEY = -1$

ب. هنگامیکه در آغاز گام، دستگاه در حالت خمیری - کششی است اگر:

$\dot{v} > 0 \qquad \therefore \; KEY = 1$

$\dot{v} \le 0 \qquad KEY = 0 \quad \therefore$

ج. هنگامیکه در آغاز گام، دستگاه در حالت خمیری – فشاری است اگر:

$\dot{v} < 0 \qquad \therefore \quad KEY = -1$

$\dot{v} \ge 0 \qquad \therefore \quad KEY = 0$

۳. محاسبه سختی مؤثر $\bar{k}_i$:

$$\overline{k_i} = k_p + a_4 m + a_1 c_i \qquad (۸۱.۲)$$

اگر KEY = 0 (رفتار ارتجاعی)، آنگاه $k_p = k$، و اگر KEY = ±1 (رفتار خمیری)، آنگاه $k_p = 0$.

٤. محاسبه نمو نیرو:

$$\overline{\Delta F_i} = \Delta F_i + \left(a_2 m + 3c_i\right)\dot{v}_i + \left(3m + a_3 c_i\right)\ddot{v}_i \qquad (۸۲.۲)$$

٥. محاسبه نمو جابجایی:

$$\Delta v_i = \overline{\Delta F_i} / \bar{k}_i \qquad (۸۳.۲)$$

٦. محاسبه نمو سرعت:

$$\Delta \dot{v}_i = \frac{3}{\Delta t}\Delta v_i - 3\dot{v}_i - \frac{\Delta t}{2}\ddot{v}_i \qquad (۸۴.۲)$$

۷. تعیین جابجایی و سرعت در پایان گام:

$$v_{i+1} = v_i + \Delta v_i \qquad (۸۴.۲ \text{ الف})$$

$$\dot{v}_{i+1} = \dot{v}_i + \Delta \dot{v}_i \qquad (۸۴.۲ \text{ ب})$$

۸. محاسبه شتاب در پایان گام از رابطه تعادل دینامیکی:

$$\ddot{v}_{i+1} = \left[F\left(t_{i+1}\right) - c_{i+1}\dot{v}_{i+1} - R\right]/m \qquad (۸۵.۲)$$

در این رابطه اگر KEY=0 باشد، آنگاه $R = R_t - \left(v_t - v_{i+1}\right)k$، و اگر KEY=1 باشد آنگاه $R = R_t$، و اگر KEY=-1 باشد آنگاه $R = R_c$.

۲. ۴. ۲. برنامه رایانه‌ای (برای تحلیل دینامیکی دستگاه ارتجاعی – خمیری تکدرجه)

بر اساس روش فوق می‌توان برنامه رایانه‌ای را به دلخواه تنظیم نمود. برنامه STEPS به نقل از پاز (۷) در پیوست ۳ آمده است و می‌تواند یک دستگاه ارتجاعی خمیری را تحت هر نیروی دینامیکی با شتاب پی دلخواه تحلیل نماید. متغیرهای برنامه و فرمت مربوطه در جدول ۲. ۷ آمده است.

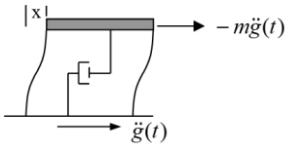
جدول ۲. ۷ متغیرهای برنامه استپ و فرمت مربوطه

متغیر	فرمت	معادل	شـــــــرح
NTYPE	I5		۰. برای نیرو ۱. برای شتاب پی
NEQ	I5		تعدادنقاطی که در آن نیرو یا شتاب تعریف شده‌اند
SK	F10.3	k	سختی ارتجاعی
SM	F10.3	m	جرم
SC	F10.3	c	ضریب استهلاک
DT	F10.3	ΔT	گام زمانی
RT	F10.3	R_t	مقاومت کششی
RC	F10.3	R_c	مقاومت فشاری
TC(I),X(I), (I=1, NEQ)	8F10.2	t_i,F_i	زمان در نقطه i، نیرو (یاشتاب) درنقطه t_i

۲. ۵. طیف پاسخ زلزله[۱]

حرکت دستگاه تکدرجه را تحت شتاب پی در نظر می‌گیریم. فرض شود شتاب زلزله معین $\ddot{g}(t)$ به پی سازه وارد شده باشد. معادله حرکت چنین سازه‌ای در حالت کلی در رابطه (۲. ۱) آمده است. خواه سازه خطی و یا غیرخطی باشد این رابطه برای سازه خطی به رابطه (۲. ۴۴) تبدیل می‌شود که در آن با داشتن ω و ξ می‌توان پاسخ دستگاه را به شتاب $\ddot{g}(t)$ بدست آورد.

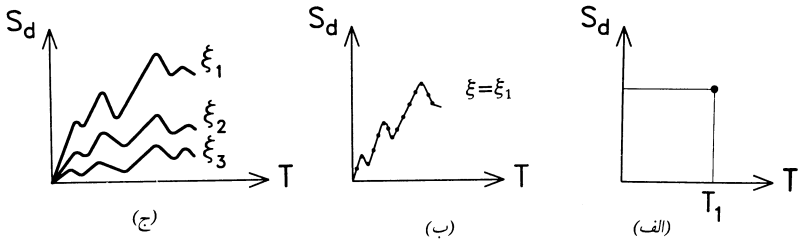
$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \omega^2 x = -\ddot{g}(t)$$ *معادله حرکت دستگاه نسبت به پی*



شکل ۲. ۱۱ حرکت دستگاه تکدرجه تحت شتاب پی

[۱] earthquake response spectrum

ω و ξ را شاخص‌های دینامیکی[۱] دستگاه می‌نامند. در بخشهای قبلی دیدیم که این معادله را می‌توان به روشهای مختلف حل کـرد؛ از جملـه برنامـه‌های رایانـه‌ای Duhamel و STEPS (در پیوست ۳) که قبلاً تشریح شده‌اند. پس برای یک سازه معین با تناوب طبیعی T_1(و یا فرکانس زاویه‌ای $\omega_1 = 2\pi / T_1$) و درصد استهلاک ξ می‌توان نمودار حرکت نسبی را بـر حسـب زمـان بدست آورد و شتاب مطلق را از رابطه (۲. ۴۵) و یا (۲. ۴۹) حساب کرد. حـال اگـر نقطـه اوج نمودار جابجایی را با جابجایی طیفی S_d نشان دهیم یک نقطه از نمودار S_d بر حسب T بدست می‌آید (شکل ۲. ۱۲. الف) و چنانچه T_1 را تغییر داده و ξرا ثابت نگـاه داریـم، نقـاط دیگـری حاصل می شود که از وصل آنها به هم نمودار S_d برای یک اسـتهلاک معـین بدسـت می‌آیـد (شکل ۲. ۱۲. ب).



شکل ۲. ۱۲ طیف پاسخ لرزه‌ای جابجایی S_d

۲. ۵. ۱. ارتباط میان مقدار طیفی جابجایی، سرعت و شتاب

جابجایی اوج راکه از حل معادله حرکت (۲. ۲۴) بدست می‌آید با S_d نشان داده و جابجایی می‌نامند. شتاب طیفی را، که عبارتست از شتاب مطلق اوج که در اثر شتاب پی در جرم دستگاه ایجاد می‌شود، با S_a نشان میدهند و از رابطه (۲. ۴۵) بدست می‌آید. اگر استهلاک نسبتاً کوچک باشد با استفاده از رابطه (۲. ۴۹) داریم:

$$S_a = \omega^2 S_d \qquad (۸۶ .۲)$$

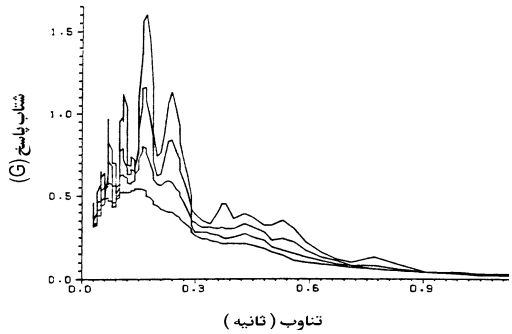
با توجه به تشابه این رابطه با رابطه شتاب و جابجایی دستگاه تحت محرک هماهنگ (سینوسی)، می‌توان سرعت اسمی زیر را تعریف کرد

$$S_v = \omega S_d = \frac{1}{\omega} S_a \qquad \text{سرعت اسمی طیفی} \qquad (۸۷ .۲)$$

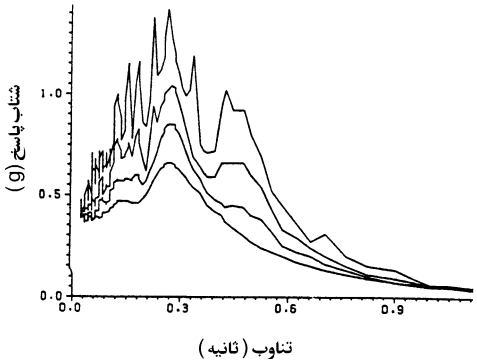
---

[۲] dynamic properties

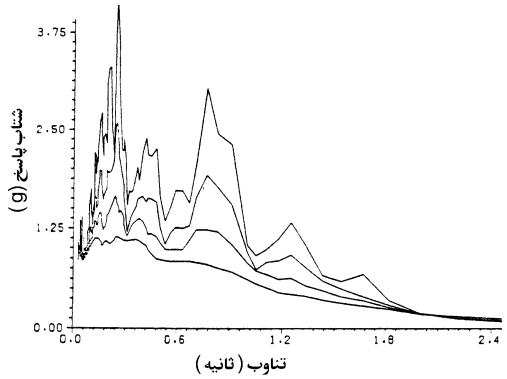
بنابراین برای هر زلزله می‌توان یک طیف جابجایی S_d بدست آورد و آنگاه با استفاده از روابط (۲. ۸۶) و (۲. ۸۷) طیفهای شتاب و سرعت اسمی را بدست آورده و رسم نمود. معمولاً طیف شتاب بیش از سرعت و جابجایی در محاسبات لرزه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. ازاین‌رو معمولاً طیف شتاب را مستقیماً بدست می‌آورند و اگر لازم شد طیف سرعت اسمی و جابجایی را به کمک روابط فوق محاسبه می‌کنند. در شکلهای ۲. ۱۳ تا ۲. ۱۸ طیف چند زلزله مخرب با بزرگی بیش از ۷ ریشتر آمده است.



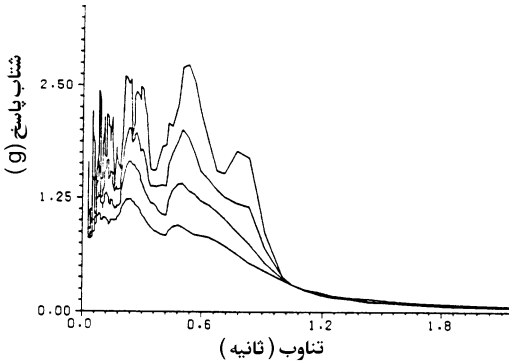
شکل ۲. ۱۳ طیف شتاب مؤلفه N21E زلزله سان فرناندو ۱۹۷۱ در آمریکا با شتاب اوج ۰/۳۲g



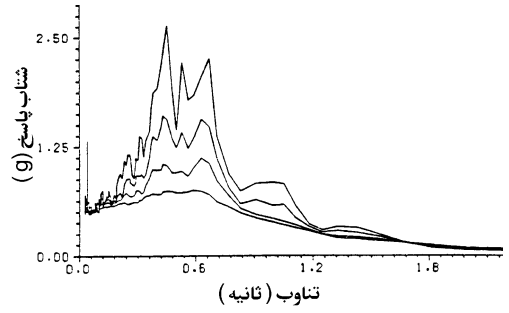
شکل ۲. ۱۴ طیف شتاب زلزله اِل‌سنترو ۱۹۴۰ در ایالات متحده امریکا با شتاب اوج ۰/۳۴g



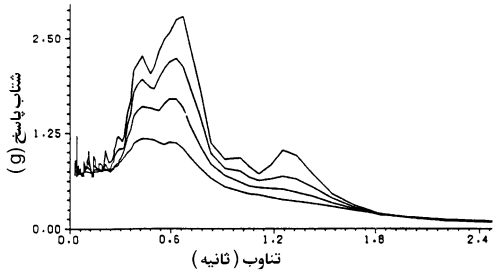
شکل ۲. ۱۵ طیف شتاب مؤلفه NS زلزله طبس ۱۳۵۷ با شتاب اوج ۰/۹۳g



شکل ۲. ۱۶ طیف شتاب مؤلفه NS زلزله گازلی ۱۹۷۶ شوروی با شتاب اوج ۰/۷۶g



شکل ۲. ۱۷ طیف شتاب مؤلفه NS زلزله مونتنگرو ۱۹۷۹ یوگسلاوی با شتاب اوج ۰/۴۶g



شکل۲. ۱۸ طیف شتاب مؤلفه N65E زلزله پارک فیلد آمریکا با شتاب اوج ۰/۵۲g

۲. ۵. ۲. نمودار سه گانه[۱] طیف پاسخ

با استفاده از رابطه (۲. ۸۷) داریم:

$$S_v = \omega S_d = 2\pi f S_d \qquad \therefore \log S_v = \log f + \log 2\pi S_d \qquad (۸۸ .۲)$$

و نیز:

$$S_v = S_a / \omega = S_a / 2\pi f \quad \therefore \log S_v = -\log f + \log \frac{S_a}{2\pi} \qquad (۸۹ .۲)$$

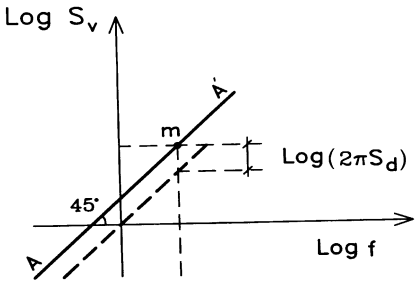
بازاء مقادیر ثابت S_d معادله (۲. ۸۸) بصورت یک خط راست با زاویه 45° نسبت به محور افقی در می‌آید که تغییرات $\log S_v$ را نسبت به $\log f$ نشان میدهد، پس کلیه نقاط m که روی خط AA' در شکل ۲. ۱۹ قرار دارند باید دارای S_d ثابت باشند. بنابراین هر محوری که با logf زاویه 135° بسازد چون بر AA' عمود است می‌تواند مقدار S_d را نشان دهد. پس می‌توان $\log S_d$ را روی محور 135°تعیین و با استدلالی مشابه ثابت کرد که S_a را باید روی محور 45° قرائت نمود و کافیست $\log S_V$ را بر حسب logf رسم کنیم، آنگاه روی محورهای 45° و 135° بترتیب S_a و S_d را خواهیم داشت. بعنوان مثال نمودار سه گانه ال‌سنترو به‌شکل زیر درخواهد آمد. برای درجه‌بندی محورهای یک نمودار سه‌گانه بشیوه زیر عمل می‌شود:

۱. محورهای افقی (logf) و قائم ($\log S_v$) به‌طور لگاریتمی با مقیاس دلخواه درجه‌بندی می‌شوند.

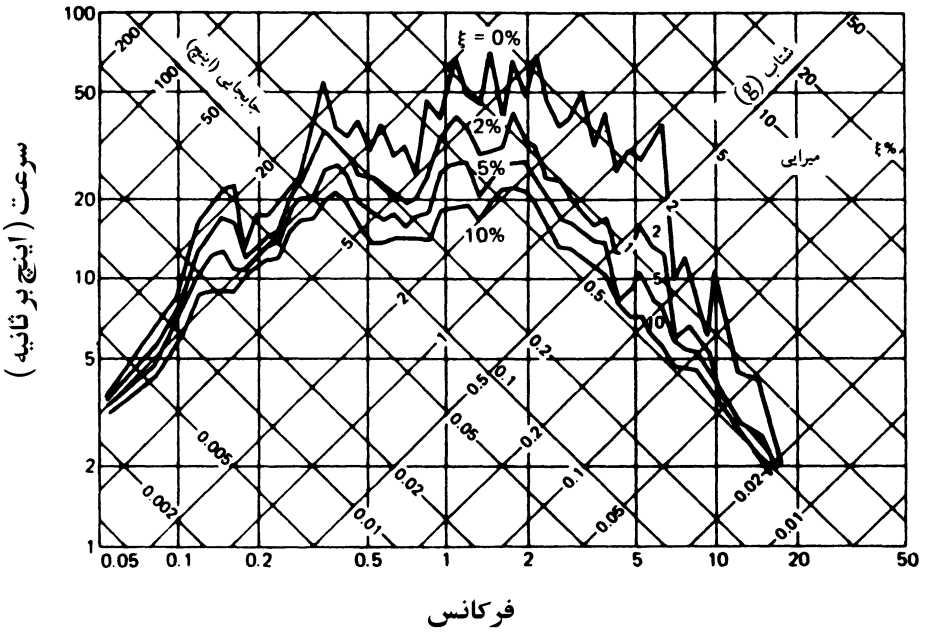
۲. دو محور دلخواه موازی نیمسازهای 45° و 135° برای S_a و S_d رسم می‌گردد.

---

[۱] Tripartite plot



شکل ۲. ۱۹

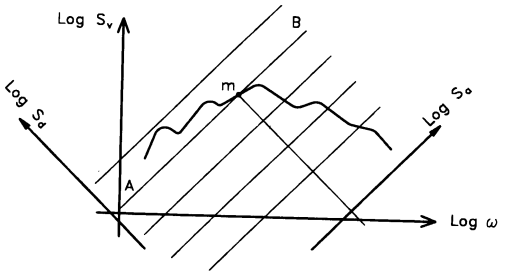


شکل ۲. ۲۰ نمودار سه گانه زلزله ال‌سنترو ۱۹۴۰

۳. طیف S_v را رسم می‌کنیم.

۴.یک نقطه دلخواه m_1 را طبق شکل ۲. ۲۱ روی نمودار S_v انتخاب کرده و تصویر آن را روی محورهای f, S_v, S_a, S_d بدست می‌آوریم. مقدار $\log f_1$ و $\log S_{v_1}$ قرائت شده و مقدار S_{a_1} و S_{d_1} از روابط زیر محاسبه می‌شود

$$\log S_{d_1} = \log S_{v_1} - \log 2\pi f_1 \quad ; \quad \log S_{a_1} = \log S_{v_1} + \log 2\pi f_1$$

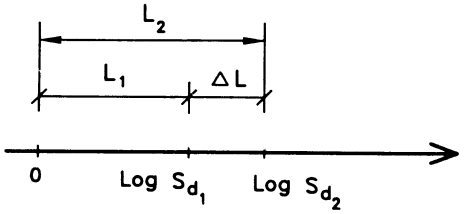


شکل ۲. ۲۱ نحوه درجه بندی نمودار سه گانه

۵. اکنون اگر مرحله فوق را برای نقطه دیگری مانند m_2 تکرار کنیم، نقاط دیگری روی محورهای S_a و S_d بدست می‌آید. با داشتن مقدار دو نقطه روی یک محور لگاریتمی، براحتی می‌توان با استفاده از شیوه زیر، آن را مدرج نمود.

$$\log S_{d_1} = L_1 \qquad \log S_{d_2} = L_2$$

$$\Delta L = -\log \frac{S_{d_2}}{S_{d_1}}$$



چون مقدار S_{d_2} و S_{d_1} معلوم است، پس مقیاس طول ΔL بدست می‌آید و بدین ترتیب می‌توان نقطه مبدأ (صفر) را مشخص کرده و محور را مدرج نمود. مثلاً اگر S_{d_2} و S_{d_1} به ترتیب برابر ۵ و ۲سانتیمتر، و ΔL برابر ۷ میلیمتر باشند، آنگاه:

$$\Delta L = \log 5/2 = 0.398 \text{ مقیاس} \qquad \therefore \ = 0.398/7 = 0.0568$$

فاصله نقطه صفر یعنی $\log(S_{d_0} = 1)$ از S_{d_1} برابر است با:

$$\Delta L = \frac{1}{0.0568} \times \log \frac{2}{1} = 5.29mm$$

پس فاصله نقطه‌ای با جابجایی S_d از نقطه صفر برابر است با:

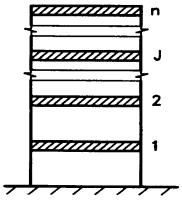
$$\Delta L = \frac{1}{0.0568}\log\frac{S_d}{1} = 17.6\log S_d$$

۲. ۶. ارتعاش دستگاه چند درجه

۲. ۶. ۱. فرکانسها و اشکال مدی

معادله ارتعاش آزاد یک دستگاه چند درجه بی استهلاک عبارتست از:

$$[M][\ddot{v}(t)] + [K][v(t)] = 0 \qquad (۹۰ .۲)$$



شکل ۲. ۲۲ دستگاه n درجه

ارتعاش آزاد جرم j ام با فرکانس ω عبارتست از:

$$v_j(t) = \phi_j \sin(\omega t - \alpha) \qquad (۹۱ .۲)$$

و در قالب برداری داریم:

$$[v] = [\phi]\sin(\omega t - \alpha)$$

و با جایگزینی $[v]$ در (۲. ۹۰)

$$\{[M][\phi](-\omega^2) + [K][\phi]\}\sin(\omega t - \alpha) = 0$$

و یا

$$[[K] - \omega^2[M][\phi]] = 0 \qquad (۹۲ .۲)$$

جواب بدیهی دستگاه معادلات همگن فوق صفر است یعنی:

$$[\phi] = 0$$

شرط اینکه جواب غیر صفر بدست آید آن است که دترمینان ضرایب صفر شود:

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \qquad (۹۳ .۲)$$

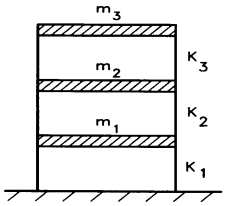
این معادله را *معادله مشخصه*[۱] می‌نامند. اگر دستگاه دارای n درجه آزادی باشد، بُعد ماتریسهای [K] و[M] هم n خواهد بود، پس معادله (۲. ۹۳) بر حسب ω^2 از درجه n بوده و برای ω^2، n جواب مثبت بدست می‌آید، و ازاین‌رو n عدد فرکانس $\omega_1, \omega_2, ... \omega_n$ معین می‌شود. برای هر ω_i یک بردار جابجایی $[\phi_i]$ بدست خواهد آمد. بنابراین n مد ارتعاشی داریم که هر مد دارای یک فرکانس مدی ω_i و شکل $[\phi_i]$ است. هنگامی‌که دستگاه در مد iام ارتعاش می‌کند همه طبقات با فرکانس ω_i نوسان می‌کنند و با هم به اوج رسیده و به نقطه تعادل باز میگردند، و تنها تفاوتشان در این است که دامنه نوسانشان با هم فرق دارد. این مطلب از رابطه (۲. ۹۱) نتیجه می‌شود. فرکانسهای بدست آمده را می‌توان مرتب کرد:

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 < \ldots\ldots\ldots\ldots < \omega_n$$

کمترین فرکانس یعنی ω_1 به مد پایه مربوط می‌شود. در عمل این مدهای پایین هستند که بیشترین نقش را در ارتعاش دستگاه دارند و مدهای بالاتر کمتر شرکت می‌کنند.

مثال ۲. ۳ اشکال مدی و فرکانسهای سازه سه درجه زیر را بدست آورید

$$m_1 = m_2 = m_3 = m_0 \quad \text{و} \quad k_1 = k_2 = k_3 = k_0$$



شکل ۲. ۲۳ سازه سه درجه

حل. در این مثال معادله (۲. ۹۳) مستقیماً حل خواهد شد. برای اینکار ابتدا باید ماتریسهای جرم و سختی را تشکیل داد.

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} = m_0 \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

[۱] eigen equation

$$[K]=\begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}=k_0\begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 \\ -1 & 2 & -1 \\ 0 & -1 & 1 \end{bmatrix}$$

با جایگزینی ماتریسهای [M] و [K] در معادله مشخصه (۲. ۹۳):

$$\left|k_0\begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 \\ -1 & 2 & -1 \\ 0 & -1 & -1 \end{bmatrix}-m_0\omega^2\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}\right|=0$$

اگر $\lambda=\omega^2/(k_0/m_0)$ آنگاه

$$\left\|\begin{bmatrix} 2-\lambda & -1 & 0 \\ -1 & 2-\lambda & -1 \\ 0 & -1 & 1-\lambda \end{bmatrix}\right\|=0 \qquad \therefore \lambda^3-5\lambda^2+6\lambda-1=0$$

پس:

$$\lambda_1=0.198;\quad \lambda_2=1.555;\quad \lambda_3=3.247$$

و یا:

$$\omega_1=\sqrt{\lambda_1\frac{k_0}{m_0}}=0.445\sqrt{\frac{k_0}{m_0}};\ \omega_2=1.247\sqrt{\frac{k_0}{m_0}};\omega_3=1.802\sqrt{\frac{k_0}{m_0}}$$

برای بدست آوردن اشکال مدی از رابطه (۲. ۹۲) استفاده می‌کنیم . اگر در این رابطه برای بدست آوردن شکل مد iام، ω_i را قرار دهیم:

$$\left[[k]-\omega_i^2[M]\right]\begin{bmatrix} \phi_{1i} \\ \phi_{2i} \\ \phi 3i \end{bmatrix}=0 \qquad \therefore \begin{bmatrix} 2-\lambda_i & -1 & 0 \\ -1 & 2-\lambda_i & -1 \\ 0 & -1 & 1-\lambda_i \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \phi_{1i} \\ \phi_{2i} \\ \phi_{3i} \end{bmatrix}=0$$

باید توجه داشت که دستگاه معادلات فوق بدلیل همگن بودن نمی‌تواند تمام مقادیر ϕ را بدست دهد زیرا یکی از معادلات تکراری است (چون قبلاً دترمینان ضرایب صفر شده است) پس مقدار یکی از ϕها برابر ۱ فرض می‌شود، مثلاً:

$$\phi_{1i}=1 \quad \text{یا} \quad \phi_{11}=\phi_{12}=\phi_{13}=1$$

از خط اول معادلات فوق:

$$(2-\lambda_i)\phi_{1i}-\phi_{2i}=0 \qquad \therefore \phi_{2i}=2-\lambda_i$$

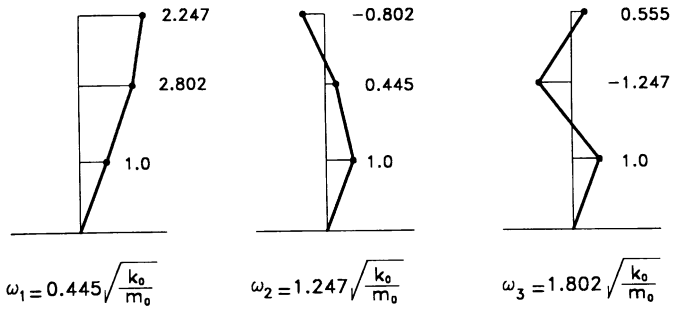
و ازخط دوم:

$$-\phi_{1i}+(2-\lambda_i)\phi_{2i}-\phi_{3i}=0 \qquad \therefore\ \phi_{3i}=(2-\lambda_i)^2-1$$

با نهادن λ_i در رابطه فوق داریم:

$$\phi_{21}=2-0.198=1.802 \qquad \phi_{22}=0.445 \qquad \phi_{23}=-1.247$$
$$\phi_{31}=2.247 \qquad \phi_{32}=-0.802 \qquad \phi_{33}=0.555$$

$$[\phi_1]=\begin{bmatrix}1.0\\1.802\\2.247\end{bmatrix} \qquad [\phi_2]=\begin{bmatrix}1.0\\0.445\\-0.802\end{bmatrix} \qquad [\phi_3]=\begin{bmatrix}1.0\\-1.247\\0.555\end{bmatrix}$$



شکل ۲. ۲۴ فرکانس و اشکال مدی یک سازه سه درجه

۲. ۶. ۲. برنامه رایانه‌ای برای تعیین فرکانس و اشکال مدی

برای بدست آوردن شکلها و فرکانسهای مدی همانطور که در مثال فوق نشان دادیم می‌توان معادله مشخصه را مستقیماً حل کرد اما هنگامی که درجات آزادی زیاد می‌شود این کار مشکل می‌گردد و باید از روشهای عددی همچون استودلا و ژاکوبی[۱] استفاده نمود. برای اطلاع بیشتر از این روشها به مراجع (۹ و ۱۰) مراجعه شود. در اینجا از برنامه‌ای که بیس و ویلسون (۱۱) بر اساس روش ژاکوبی نوشته‌اند استفاده شده است و در پیوست ۳ آمده است. این برنامه که ژاکوبی نام دارد شامل دو قسمت است، مقدمه برنامه بگونه‌ای تنظیم شده است که داده‌ها و

[۱] Stodola، Jacobi

برنامه اصلی که تحت عنوان زیر برنامه آمده است را بخواند. داده‌های ورودی و خروجی برنامه ژاکوبی در جدول ۲. ۸ آمده است.

جدول ۲. ۸ داده‌های ورودی و خروجی برنامه ژاکوبی

متغیرهای ورودی			
متغیر	فرمت	معادل ریاضی	شرح
N,IFPR	2I10		N-درجه ماتریسهای جرم و سختی، IFPR-اندیسی است که اگر ۱ باشد هر دور عملیات چاپ می‌شود و اگر صفر باشد فقط نتایج نهایی چاپ می‌گردد.
A(I,J)	8F10.4	K(I,J)	ماتریس سختی که ردیفی خوانده می‌شود.
B(I,J)	8F10.4	M(I,J)	ماتریس جرم که ردیفی خوانده می‌شود.
متغیرهای خروجی			
EIGV(I)		ω_i^2	
X(I,J)		$[\phi]$	ماتریس اشکال مدی که برابر است با: $[\phi] = [\overline{\phi}_1 \overline{\phi}_2 .. \overline{\phi}_n] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \cdots & & \phi_{2n} \\ \phi_{n1} & \cdots & & \phi_{nn} \end{bmatrix}$

۲. ۶. ۳. روش تحلیل مدی

۲. ۶. ۳. ۱. خاصیت تعامد مدها

با استفاده از رابطه (۲. ۹۲) برای دو مد i ام و j ام داریم:

$$[K]\overline{\phi_i} = \omega_i^2 [M]\overline{\phi_i}$$

$$\overline{\phi_j}^T [K]\overline{\phi_i} = \omega_i^2 \overline{\phi_j}^T [M]\overline{\phi_i} \qquad (۹۴ .۲)$$

و به‌طور مشابه:

$$\overline{\phi_i}^T [K]\overline{\phi_j} = \omega_j^2 \overline{\phi_i}^T [M]\overline{\phi_j}$$

با ترانهادن این رابطه

$$\overline{\phi_j}^T [K]^T \overline{\phi_i} = \omega_j^2 \overline{\phi_j}^T [M]^T \overline{\phi_i}$$

ماتریسهای جرم و سختی متقارن هستند، پس:

$$[K]^T=[K] \quad \text{و} \quad [M]^T=[M]$$

آنگاه:

$$\overline{\phi_j}^T[K]\overline{\phi_i}=\omega_j^2\overline{\phi_j}^T[M]\overline{\phi_i} \qquad (۹۵.۲)$$

اگر رابطه (۲. ۹۵) را از (۲. ۹۴) کم کنیم سمت چپ صفر می‌شود، پس:

$$\left(\omega_i^2-\omega_j^2\right)\overline{\phi_j}^T[M]\overline{\phi_i}=0$$

و چون $\omega_i\neq\omega_j$ پس:

$$\overline{\phi_j}^T[M]\overline{\phi_i}=0 \qquad (۹۶.۲)$$

بنابراین مدهای مختلف نسبت به ماتریس جرم متعامدند. به‌طور مشابه می‌توان ثابت کرد که رابطه تعامد نسبت به ماتریس سختی هم بر قرار است یعنی:

$$\overline{\phi_j}^T[K]\overline{\phi_i}=0 \qquad (۹۷.۲)$$

۲. ۶. ۳. ۲ . معادله حرکت دستگاه چند درجه

معادله حرکت بی استهلاک جرم زام دستگاه برابر است با:

$$m_j\ddot{v}_j(t)+\left[k_{1j}v_1(t)+k_{2j}v_2(t)+\ldots+k_{mj}v_n(t)\right]=F_j(t) \qquad (۹۸.۲)$$

که $F_j(t)$ نیروی خارجی وارد به جرم m_j است. معادلات حرکت کلیه جرمها را می‌توان به شکل ماتریسی نشان داد:

$$[M][\ddot{v}]+[K][v]=[F] \qquad (۹۹.۲)$$

۲. ۶. ۳. ۳. مختصات مدی

اگر فرض کنیم که بتوان حرکت هر نقطه از دستگاه را بصورت ترکیبی از حرکت مدهای مختلف نشان داد آنگاه:

$$v_j(t)=\phi_{j1}y_1(t)+\phi_{j2}y_2(t)+\ldots+\phi_{jn}y_n(t) \qquad (۱۰۰.۲)$$

و یا:

$$[v(t)] = [\Phi][y(t)] \qquad (۱۰۱ .۲)$$

که در آن:

$$[\Phi] = \left[\overline{\phi_1}\,\overline{\phi_2}\ldots\overline{\phi_n}\right]$$

با جایگزینی $[v]$ در رابطه (۲. ۹۹) داریم:

$$[M][\Phi][\ddot{y}(t)] + [K][\Phi][y(t)] = [F]$$

اگر طرفین معادله را در $\overline{\phi_i}^T$ پیش ضرب کنیم

$$\left\{\overline{\phi_i}^T[M]\overline{\phi_1} + \overline{\phi_i}^T[M]\overline{\phi_2} + \ldots\right\}[\ddot{y}(t)] +$$
$$\left\{\overline{\phi_i}^T[k]\overline{\phi_1} + \overline{\phi_i}^T[K]\overline{\phi_2} + \ldots\right\}[y(t)] = \overline{\phi_i}^T[F]$$

با استفاده از روابط تعامد (۲. ۹۷) و (۲. ۹۶) کلیه جملات غیر همنام صفر شده و داریم:

$$M_i\ddot{y}_i(t) + K_i y_i(t) = P_i \qquad (۱۰۲ .۲)$$

که در آن جرم مد i ام M_i برابر است با

$$M_i = \overline{\phi_i}^T[M]\phi_i \qquad (۱۰۳ .۲)$$

و سختی مد iام K_i

$$K_i = \overline{\phi_i}^T[K]\phi_i \qquad (۱۰۴ .۲)$$

و نیروی خارجی در مد i ام

$$P_i = \overline{\phi_i}^T[F] \qquad (۱۰۵ .۲)$$

با استفاده از (۲. ۹۳):

$$[K] = \omega^2[M]$$

پس

$$K_i = \omega_i^2 M_i \qquad (۱۰۶ .۲)$$

و با جایگزینی در معادله حرکت

$$\ddot{y}_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = \frac{P_i}{M_i} \qquad (۱۰۷ .۲)$$

و اگر اثر استهلاک در هر مد را بصورت زیر نشان دهیم:

$$C_i = 2\xi_1 \omega_i M_i \qquad (۱۰۸ .۲)$$

که در آن ξ_i درصد استهلاک مد iام است، آنگاه معادله حرکت مد i ام عبارت است از:

$$\ddot{y}_i(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{y}_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = \frac{P_i}{M_i} \qquad (۱۰۹ .۲)$$

ملاحظه می‌شود که هر مد در زمان، حرکتی مستقل از مد دیگر دارد که با استفاده از معادله (۲. ۱۰۹) بدست می‌آید. این معادله کاملاً مشابه دستگاه تکدرجه است با این تفاوت که نیرو، جرم و فرکانس مدی به جای مقادیر معمولی نشسته‌اند. واضح است که جرم و نیرو در مدهای مختلف یکسان نیست بلکه نیروی مدهای بالاتر معمولاً کمتر از مدهای پایین‌تر خواهد بود و برعکس جرم مدهای بالاتر بیش از مدهای پایین‌تر است و در نتیجه تأثیر نیروهای خارجی بر مدهای بالا کمتر از مدهای پایین است. به همین جهت معمولاً منظور نمودن چند مد اولیه برای تحلیل دینامیکی دستگاه چند درجه کفایت می‌کند.

مصلحت نیست که از پرده برون افتد راز

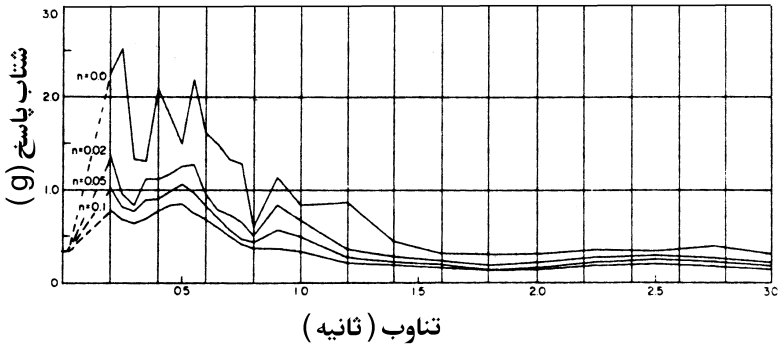
۳
بارگذاری لرزه‌ای
۳. ۱. نیروی زلزله در حوزه ارتجاعی

برای محاسبه یک سازه در برابر زلزله روشهای متفاوتی وجود دارد که انتخاب هر یک بستگی به شرایط و مقتضیات دارد. متداول‌ترین این روشها عبارتند از: تحلیل استاتیکی معادل، مدی و دینامیکی (زمانی). در روش تحلیل استاتیکی درصدی از وزن ساختمان به صورت یک نیروی استاتیکی افقی به سازه اعمال می‌شود و سازه تحت این نیروی فرضی طرح می‌شود. آنگاه که سازه‌ای نامتعارف باشد و یا بی‌نظمی‌هایی در توزیع جرم و سختی در پلان و طبقات وجود داشته باشد، و یا سازه از اهمیت بالایی برخوردار باشد، در آیین‌نامه‌ها استفاده از روش تحلیل دینامیکی توصیه می‌شود. تحلیل دینامیکی می‌تواند در حوزه ارتجاعی و یا خمیری صورت گیرد. این روشها در بخشهای بعدی تشریح شده‌اند.

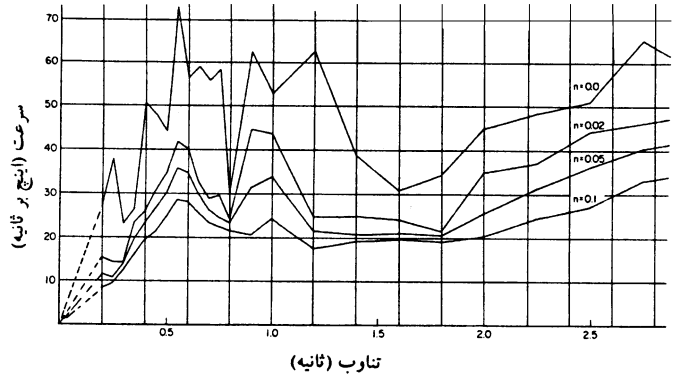
۳. ۱. ۱. خواص طیف ارتجاعی زلزله

در فصل دوم در مورد طیف پاسخ زلزله و نحوه محاسبه آن سخن گفتیم. برای هر زلزله می‌توان سه طیف جابجایی، سرعت و شتاب بدست‌آورد. معمولاً از طیف شتاب بیش از طیفهای سرعت و جابجایی استفاده می‌شود و همانطور که در فصل دوم نشان دادیم می‌توان هر سه طیف را در نمودار واحدی به‌نام نمودار سه‌گانه رسم کرد. طیفهای سرعت و شتاب زلزله اِل‌سنترو ۱۹۴۰ به

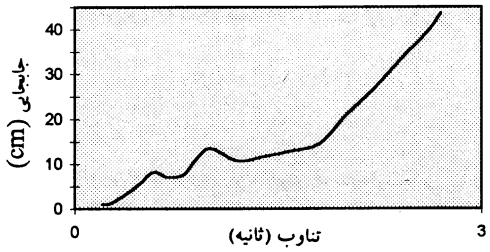
نقل از ویگل (۱۲) و طیف جابجایی آن که توسط نگارنده (۸) تهیه گردیده در شکل ۳. ۱ نشان داده شده است.



شکل ۳. ۱ طیف شتاب زلزله اِل‌سنترو ۱۹۴۰

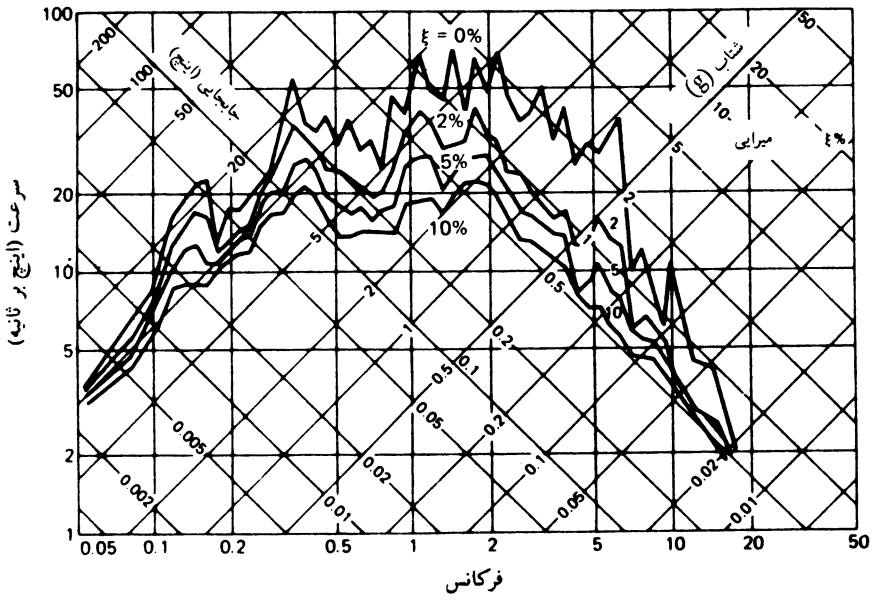


شکل ۳. ۲ طیف سرعت زلزله اِل‌سنترو ۱۹۴۰



شکل ۳. ۳ طیف جابجایی زلزله اِل‌سنترو ۱۹۴۰(استهلاک ۵٪)

و بالاخره هر سه طیف را می‌توان در نمودار سه‌گانه شکل ۳. ۴ دید. اطلاعات متنوع و مفیدی را می‌توان به کمک طیف زلزله بدست آورد که برخی از آنها در اینجا تشریح شده است.



شکل ۳. ۴ نمودار سه‌گانه طیفهای جابجایی، سرعت و شتاب زلزله اِل‌سنترو ۱۹۴۰

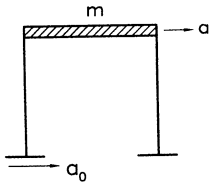
۳. ۱. ۱. ۱. تعیین نیروی زلزله

طیف شتاب یک زلزله می‌تواند نیروی زلزله را برای هر سازه ارتجاعی با تناوب و استهلاک مشخص بدست دهد زیرا اگر شتاب اوج زلزله a_0 و شتاب ایجاد شده در سازه (شتاب پاسخ) برابر a باشد (که توسط طیف داده شده است) داریم:

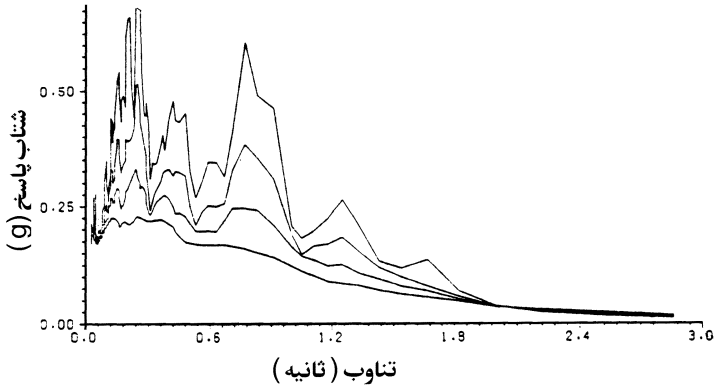
$F = ma$ *نیروی زلزله*

معمولاً شتاب پاسخ به‌صورت ضریبی از شتاب ثقل g بیان می‌شود در این‌صورت:

$$F = m(a.g) = (m.g)a = a\ W$$



شکل ۳. ۵ شتاب پاسخ



شکل ۳. ۶ طیف شتاب زلزله طبس به نقل از (۸) برای نسبت استهلاک ۲٪، ۵٪، ۱۰٪ و ۲۰٪

پس نیروی زلزله از رابطه خیلی ساده زیر بدست می‌آید.

وزن سازه * شتاب طیف = نیروی زلزله (۳ . ۱)

به این ترتیب می‌توان با استفاده از طیف شتاب هر زلزله مورد نظر، نیروی وارد به سازه‌های مختلف را حساب کرد که بعنوان نمونه در جدول ۳. ۱ برای زلزله طبس ۱۳۵۷ آمده است.

جدول ۳. ۱ برآورد نیروی زلزله طبس برای سازه‌های ارتجاعی

نوع سازه فرضی	تناوب‌فرضی (ثانیه)	درصد استهلاک	شتاب پاسخ (g)	وزن‌سازه فرضی(تن)	نیروی زلزله (تن)	نیروی‌توصیه‌شده توسط آئین‌نامه۵۱۹
آجری دوطبقه	۰/۲	۰/۰۵	۱/۹۶	۱۵۰	۲۹۶	۱۵
آجری دوطبقه با استهلاک زیاد	۰/۲	۰/۱۰	**۱/۴۰**	۱۵۰	۲۱۰	۱۵
ساختمان صنعتی با سیستم‌قاب سوله در جهت موازی قاب	۰/۶	۰/۰۲	۱/۷۵	۵۰	۸۷/۵	۵
سد خاکی با ارتفاع متوسط	۱/۲	۰/۱۰	۰/۶۶	۱/۰۰۰/۰۰۰	۶۶۰/۰۰۰	۱۵۰/۰۰۰[1]

۱. این نیرو براساس آیین نامه امریکا محاسبه شده است

می‌بینیم که نیروهای زلزله از مقادیر توصیه شده توسط آیین‌نامه بسیار افزونترند. باید توجه داشت که در اینجا نیروها در حوزه ارتجاعی داده شده است و با ورود به حوزه خمیری دیگر نمی‌توان از طیف ارتجاعی استفاده کرد. تناقص فوق در همین نکته نهفته است که به‌طور مشروح در بخشهای بعدی مورد بحث قرار گرفته است.

تحلیل مدی با استفاده از طیف زلزله

در بخش ۳ .۴ .۲ با روش تحلیل مدی به‌طور کامل آشنا خواهیم شد. با استفاده از طیف شتاب یک زلزله می‌توان پاسخ لرزه‌ای یک سازه چند درجه را بدون اینکه نیازی به محاسبات دینامیکی پیچیده‌ای باشد تحلیل نمود. پایه این روش بر آن است که پس از محاسبه تناوب T_i وشکل مد $\overline{\phi}_i$ می‌توان شتاب پاسخ آن مد را با استفاده از رابطه زیر حساب کرد، یعنی شتاب پاسخ مد i ام برابر است با:

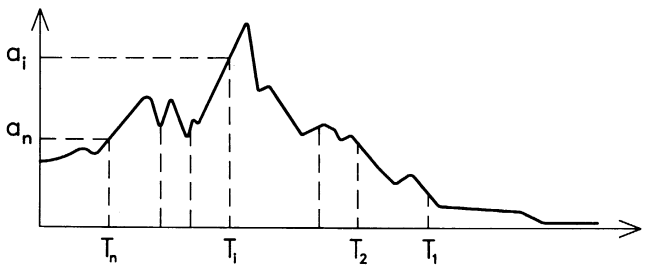
$$A_i = \frac{L_i}{M_i}.a_i \qquad (۳.۲)$$

a_i شتاب پاسخ زلزله برای دستگاه تکدرجه با تناوب T_i (T_i تناوب مد i ام است). L_i ضریب مشارکت مدی و M_i جرم مد i ام اند که از روابط زیر بدست می آیند

$$L_i = \sum m_j \phi_{ji} \qquad (۳.۳)$$

$$M_i = \sum m_j \phi_{ji}^{\,2} \qquad (۴.۳)$$

در شکل ۳ .۷ می‌توان چگونگی تعیین شتاب پاسخ مدهای مختلف به کمک طیف زلزله را دید. نحوه بدست آمدن روابط فوق و شرح کامل روش در بخش ۳ . ۴ . ۲ آمده است.



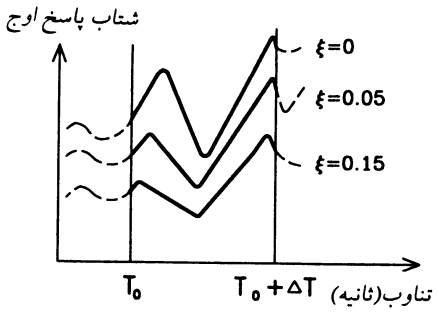
شکل ۳. ۷ تعیین شتاب پاسخ مدهای مختلف به کمک طیف زلزله

۳ . ۱ . ۱ . ۲. تأثیر زمان تناوب و استهلاک سازه

بسیار اتفاق می افتد که پس از وقوع یک زلزله، کارشناسان از اینکه دو سازه نسبتاً مشابه رفتاری مختلف داشته‌اند تعجب کرده و یکی را به‌طور قطعی ضعیف‌تر از دیگری می پندارند درحالیکه نیروهای زلزله در حوزه ارتجاعی بستگی زیادی به تناوب سازه دارند و همانطوریکه در طیف زلزله طبس (شکل ۳. ۶) دیده می‌شود شتاب پاسخ سازه‌ای با تناوب ۰/۲ و استهلاک ۰/۰۵ برابر ۱/۹۶ g و نیروی زلزله ۱/۹۶ W (W وزن سازه است) می‌باشد. حال اگر تناوب سازه به ۰/۲۵ ثانیه افزایش یابد شتاب پاسخ ناگهان برابر ۲/۵g و نیروی زلزله ۲/۵W می‌گردد. بعبارت دیگر دو سازه کاملاً مشابه با تناوبهای اندکی متفاوت می‌توانند نیروهای کاملاً متفاوتی را در حین زلزله دریافت نمایند. حساسیت نیروهای زلزله به خواص دینامیکی سازه را می‌توان به دو گروه تقسیم کرد:

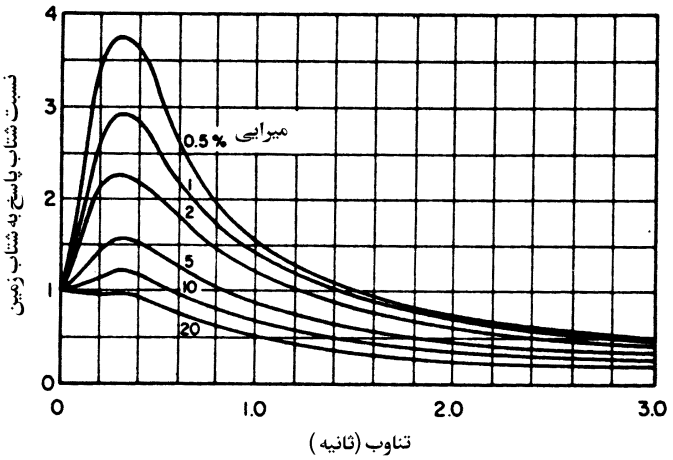
الف) حساسیت موضعی

شکل ۳. ۶ نشان می دهد که گاهی تغییرات جزیی تناوب می‌تواند موجب تغییرات شدید در شتاب پاسخ و در نتیجه نیروی زلزله شود. مطابق شکل ۳ . ۸، این تغییرات علاوه بر تناوب به استهلاک هم بستگی دارند و با افزایش استهلاک از شدتشان کاسته می‌شود.



شکل ۳. ۸ حساسیت موضعی نیروهای زلزله به تغییرات تناوب و استهلاک

می دانیم که همین‌که سازه وارد حوزه غیرخطی شود استهلاک اصطکاکی و پسماند بکمک استهلاک لزج شتافته و استهلاک کل سازه را زیاد می‌کنند و از حساسیت موضعی سازه کاسته می‌شود. بنابراین با بروز ترک در سازه در حین زلزله استهلاک اضافه شده و از حساسیت موضعی کاسته می‌گردد. به همین دلیل در طیفهای طراحی، بر خلاف طیف واقعی از نمودارهای صاف شده استفاده می‌کنند که فاقد حساسیتهای موضعی می‌باشند.



شکل ۳. ۹ نوع صاف شده طیف زلزله (این طیف توسط هاوزنر (۱۳)
و با میانگین‌گیری از طیف چند زلزله ارائه شده است)

ب) حساسیت کلی

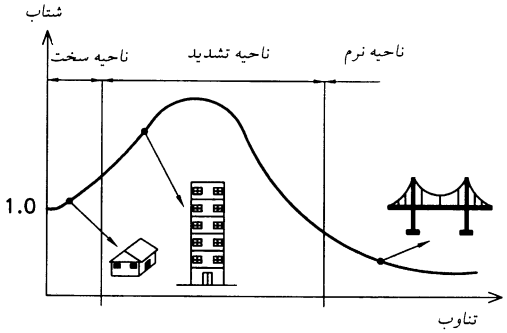
افزایش استهلاک همواره موجب کاهش نیروهای زلزله است این مطلب در اشکال ۳ . ۶ تا ۳ . ۸ کاملاً مشخص است. بنابراین بعنوان یک اصل کلی در مهندسی زلزله، افزایش استهلاک برای کاهش نیروهای زلزله مطلوب و مد نظر است. این موضوع باعث شده است که برخی از محققان و مهندسان بیش از حد لزوم برای استهلاک ارزش قائل شوند درحالی‌که به نظر می‌رسد آنچه بیش از استهلاک در رهاندن سازه از چنگ زلزله دخیل است *رفتار غلتکی* است که در بخش ۳ . ۵ . ۳ مورد بحث قرار گرفته است. حساسیت نیروی زلزله به تغییرات کلی تناوب یکسان نیست. برای سازه‌های خیلی سخت، شتاب پاسخ تقریباً برابر شتاب زلزله است. با افزایش تناوب سازه وارد ناحیه تشدید شده و نسبت شتاب پاسخ به شتاب پی افزایش می‌یابد. پس از گذشتن از این ناحیه، به ناحیه نرم می‌رسیم که مختص سازه‌های با تناوب بالاست که نیروی نسبتاً کمی دریافت می‌کنند. از این جهت طیف پاسخ زلزله مشابه طیف پاسخ دستگاه تکدرجه است که قبلاً از آن سخن رفت.

مشکل اینجاست که نواحی سه‌گانه فوق برای زلزله‌های مختلف یکسان نیستند زیرا بستگی به عوامل متعددی دارند که از میان آنها دو عامل بیش از بقیه مؤثرند: یکی خواص اولیه زلزله که ناشی از عمق، بزرگی و ... است و دیگری خواص خاک ناحیه مورد نظر می‌باشد. این هر دو در محتوای فرکانسی زلزله و در نتیجه در تعیین محدوده نواحی سه‌گانه فوق مؤثرند، بنابراین با توجه به نتایج زلزله‌های قبلی وشرایط زمین‌ساختی مناطق مختلف کشورمان می‌توان محدوده

نواحی سه‌گانه فوق را مورد تحقیق قرار داد که مسلماً نتایج چنین تحقیقاتی می‌تواند بسیار سودمند افتد.

۳ . ۱ . ۱ . ۳. تأثیر سختی بر رفتار لرزه‌ای

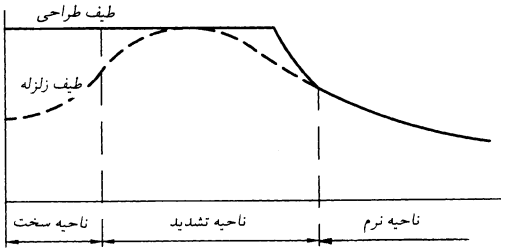
افزایش سختی موجب کاهش تناوب می‌شود و در نتیجه با توجه به شکل ۳ . ۱۰ سازه را اگر در ناحیه نرم باشد به سمت ناحیه تشدید برده و شتاب پاسخ را افزایش می دهد. بعکس اگر سازه در ناحیه تشدید باشد، آن را به سمت ناحیه سخت برده و شتاب پاسخ را کاهش می‌دهد. بنابراین افزایش سختی روی شتاب پاسخ تأثیری دوگانه دارد. از آنجا که نواحی سه‌گانه جایگاه ثابتی ندارند نمی‌توان با قطعیت بیان کرد که آیا سخت کردن یک سازه به افزایش نیروهای زلزله می‌انجامد یا به کاهش آن. به همین دلیل نقش طبقه نرم در یک سازه مدتها مورد بحث و جدل بوده است. برخی معتقدند که وجود یک طبقه نرم موجب کاهش سختی و در نتیجه کاهش نیروهای زلزله می‌شود و گروهی دیگر طبقه نرم را موجب تمرکز انرژی در یک طبقه و در نتیجه انهدام آن طبقه می دانند.



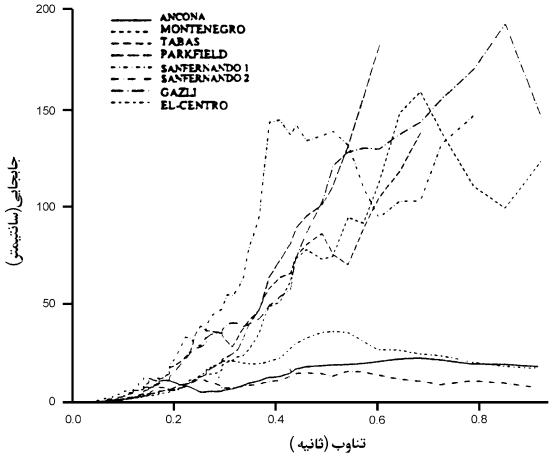
شکل ۳. ۱۰ تغییرات نیروی زلزله نسبت به تناوب

در عمل درستی نظر گروه دوم ثابت شده است و اکنون نظریه اول کنار گذاشته شده است. گروه اول دو نکته را از نظر دور داشته‌اند: یکی اینکه با کاهش سختی معلوم نیست نیروهای زلزله کاهش یابد. اگر چه این مطلب با توجه به طیف آیین‌نامه درست به نظر می‌رسد، اما بعداً نشان خواهیم داد که چرا در طیف آیین‌نامه نیروی زلزله در ناحیه سخت با ناحیه تشدید یکی گرفته شده است. دوم اینکه افزایش سختی که معمولاً به کمک بادبند یا دیوار برشی صورت می‌گیرد با افزایش مقاومت همراه است. حال حتی اگر بپذیریم که افزایش سختی موجب افزایش نیروی زلزله می‌شود سؤال این است آیا این افزایش نیرو از آن افزایش مقاومت بیشتر است یا کمتر؟ نگارنده اول بار هنگامی با این سؤال مواجه شدکه تأثیر میانقابها بر سختی و

مقاومت قابهای مرکب مطرح شده بود. راه حل این مشکل در این است که ملاک را در جابجایی سازه قرار دهیم نه در نیرو. اگر با افزایش سختی، جابجاییها کاهش یابند، سازه در جهت افزایش پایداری حرکت کرده است و برعکس. بررسی این موضوع به کمک طیف پاسخ جابجایی قابل انجام است که متأسفانه درمقایسه با طیفهای شتاب وسرعت مهجور مانده است، چه طیف شتاب برای تخمین نیروهای زلزله و طیف سرعت برای برآورد انرژی زلزله مورد استفاده واقع می‌شود اما ظاهراً برای طیف جابجایی مصرفی یافت نمی‌شود. خوشبختانه برخلاف طیف شتاب، طیف جابجایی از قانونمندی بیشتری برخودار است، به عنوان نمونه طیفهای شکل ۳. ۱۲که توسط نگارنده (۸) برای هشت زلزله مخرب تهیه شده است علاوه بر اینکه به هم شبیه‌اند، نشان می‌دهند کاهش سختی همواره موجب افزایش جابجایی است تا آنجا که جابجایی به حد خود رسیده و ثابت می‌ماند.



شکل ۳. ۱۱ مقایسه کیفی طیف زلزله با طیف آیین‌نامه



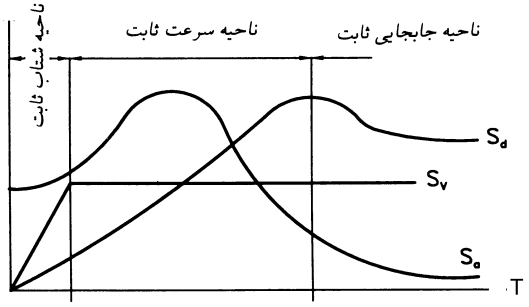
شکل ۳. ۱۲ طیف جابجایی زلزله‌های مختلف (به نقل از مرجع (۸))

از بحثهای فوق می‌توان نتیجه گرفت که تأثیر افزایش سختی روی نیروهای زلزله گاهی فزاینده و گاه کاهنده است اما روی جابجایی تقریباً همواره اثری کاهنده دارد. با استفاده از این

اصل می‌توان نتیجه گرفت که در یک سازه، عناصر به ظاهر غیرسازه‌ای نظیر تیغه‌ها و میانقابها به‌طور ناخواسته سختی و مقاومت را می‌افزایند و موجب تغییردر نیروهای زلزله و جابجایی مربوطه می‌شوند. تأثیر این عناصر بر نیروی زلزله نامشخص است اما جابجایی را تقریباً همیشه کاهش می‌دهند و از این رو تأثیر مثبتی بر پایداری سازه دارند. البته آثار ناخوشایندی نظیر سختی نامتقارن که موجب پیچش و یا افزایش لنگر واژگونی می‌شود، مطالبی هستند که باید جداگانه مطالعه شوند.

۳. ۱ . ۱ . ۴. نواحی ثابت برای شتاب، سرعت و جابجایی

برای سازه‌های با تناوب خیلی پایین (فرکانسهای بیش از ۳۰ هرتز) شتاب پاسخ ثابت مانده و تقریباً برابر شتاب پی می‌باشد. برعکس اگر تناوب خیلی زیاد باشد جابجایی سازه تقریباً برابر جابجایی پی می‌گردد زیرا سازه فرصت عکس العمل ندارد و حرکات پی آنقدر سریع است که جرم فرصت جابجایی نمی‌یابد، و برای تناوب های میانی سرعت ثابت می‌ماند. در بخش ۳ . ۳ . ۴ . ۲ خواهیم دید که نیومارک (۱۵) سه ناحیه با فرکانس های ۲ تا ۶ هرتز، ۰/۲ تا ۲ هرتز و کمتر از ۲ /۰ هرتز تعریف کرد، وفرض نمود که در این نواحی مقادیر شتاب، سرعت و جابجایی ثابت می‌مانند. نمودار نمادین طیفهای جابجایی، سرعت و شتاب در شکل ۳ .۱۳ ارائه شده است.

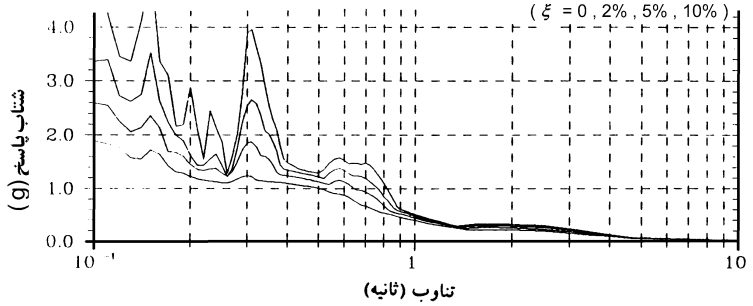


شکل ۳. ۱۳ تغییرات طیفهای شتاب S_a ، سرعت S_v و جابجایی S_d نسبت به تناوب

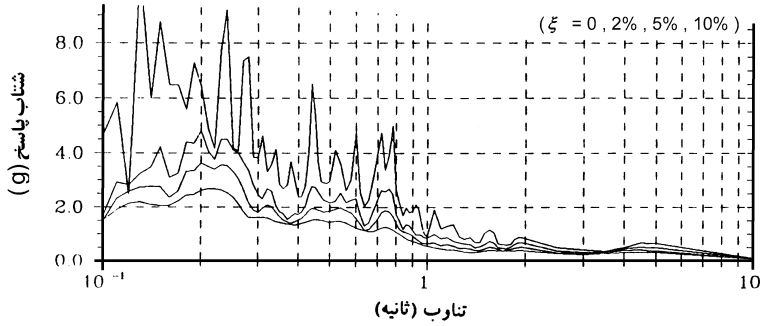
۳. ۱ . ۱ . ۵. طیف ارتجاعی زلزله‌های ایران

در بخشهای قبل با طیف زلزله و خواص آن آشنا شدیم بویژه آنکه دانستیم چگونه می‌توان با در دست داشتن طیف یک زلزله معین نیروهای وارد به سازه را برآورد نمود. در آیین‌نامه ۲۸۰۰ شتابنگاشت زلزله‌های طبس ۱۳۵۷ و ناغان ۱۳۵۶ بعنوان مرجع محاسبات دینامیکی داده شده است و مهندسان طراح می‌توانند در مواردی‌که آیین‌نامه مشخص نموده است، این زلزله‌ها را برای محاسبات دینامیکی بکار گیرند. برای آنکه خواص دینامیکی این دو زلزله روشن گردد

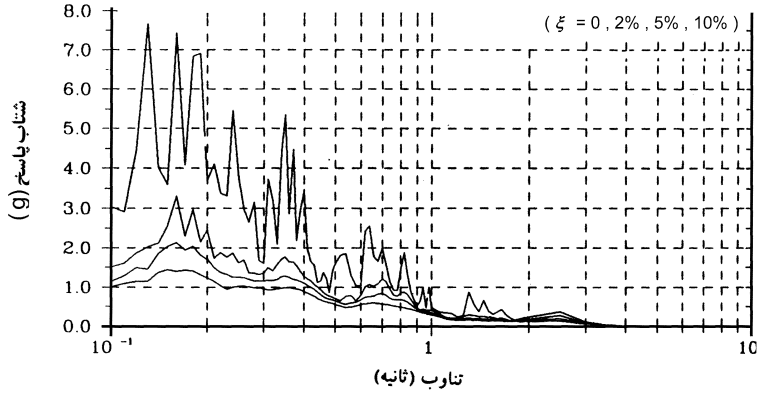
طیف ارتجاعی آنها محاسبه گردیده است و در جدول ۳ . ۲ و شکل ۳ . ۱۴نشان داده شده است.



الف) طیف ناغان



ب) طیف طبس



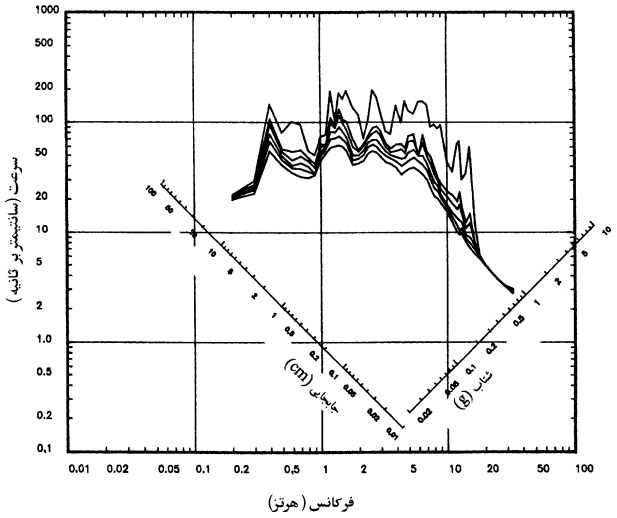
پ) طیف منجیل

شکل ۳. ۱۴ طیفهای ارتجاعی شتاب برای زلزله‌های ناغان ۱۳۵۶، طبس ۱۳۵۷ و منجیل ۱۳۶۹ برای استهلاک ۰٪، ۲٪، ۵٪ و ۱۰٪. محور افقی تناوب به ثانیه و محور قائم شتاب بر حسب g می‌باشد (طیفهای ناغان و طبس بر اساس شتابنگاشت ارائه شده در آیین نامه ۲۸۰۰ محاسبه گردیده‌اند).

شتاب اوج زلزله طبس ۱۳۵۷ برابر ۰/۹۳g و ناغان ۱۳۵۶ برابر ۰/۷۲g بوده است. با نظری به نمودارهای فوق می‌بینیم که شتاب پاسخ یک سازه بسته به تناوب و میزان استهلاکش می‌تواند بسیار متفاوت باشد. هر قدر میزان استهلاک بیشتر باشد از نیروهای زلزله کاسته خواهد شد.(همانطوریکه قبلاً اشاره شد نیروی زلزله برابر است با شتاب پاسخ ضربدر جرم سازه). معمولاً استهلاک سازه‌های معمولی را برابر ۵٪ فرض می‌کنند.

جدول ۳. ۲ طیف شتاب زلزله ناغان ۱۳۵۶ برای استهلاک ۵٪

تناوب (ثانیه)	شتاب پاسخ (g)	تناوب (ثانیه)	شتاب پاسخ (g)	تناوب (ثانیه)	شتاب پاسخ (g)
۰/۲۰	۱/۴۶	۰/۴۷	۱/۱۷	۰/۹۸	۰/۴۶
۰/۲۱	۱/۳۶	۰/۴۸	۱/۱۵	۱/۰۰	۰/۴۵
۰/۲۲	۱/۳۴	۰/۴۹	۱/۱۴	۱/۰۵	۰/۴۱
۰/۲۳	۱/۳۷	۰/۵۰	۱/۱۳	۱/۱۰	۰/۳۸
۰/۲۴	۱/۳۸	۰/۵۲	۱/۱۰	۱/۱۵	۰/۳۵
۰/۲۵	۱/۳۰	۰/۵۴	۱/۰۸	۱/۲۰	۰/۳۳
۰/۲۶	۱/۲۳	۰/۵۶	۱/۱۴	۱/۲۵	۰/۳۱
۰/۲۷	۱/۳۱	۰/۵۸	۱/۱۶	۱/۳۰	۰/۲۹
۰/۲۸	۱/۵۱	۰/۶۰	۱/۱۳	۱/۳۵	۰/۲۷
۰/۲۹	۱/۷۲	۰/۶۲	۱/۰۸	۱/۴۰	۰/۲۵
۰/۳۰	۱/۸۵	۰/۶۴	۱/۰۲ ۰	۱/۴۵	۰/۲۵
۰/۳۱	۱/۸۷	۰/۶۶	۰/۹۷	۱/۵۰	۰/۲۶
۰/۳۲	۱/۷۸	۰/۶۸	۰/۹۷	۱/۵۵	۰/۲۶
۰/۳۳	۱/۶۳	۰/۷۰	۰/۹۴	۱/۶۰	۰/۲۷
۰/۳۴	۱/۶۱	۰/۷۲	۰/۹۰	۱/۶۵	۰/۲۶
۰/۳۵	۱/۵۶	۰/۷۴	۰/۸۶	۱/۷۰	۰/۲۷
۰/۳۶	۱/۴۶	۰/۷۶	۰/۸۱	۱/۷۵	۰/۲۷
۰/۳۷	۱/۳۱	۰/۷۸	۰/۷۴	۱/۸۰	۰/۲۶
۰/۳۸	۱/۲۶	۰/۸۰	۰/۶۸	۱/۸۵	۰/۲۶
۰/۳۹	۱/۲۵	۰/۸۲	۰/۶۱	۱/۹۰	۰/۲۶
۰/۴۰	۱/۲۴	۰/۸۴	۰/۵۷	۱/۹۵	۰/۲۶
۰/۴۱	۱/۲۳	۰/۸۶	۰/۵۵	۲/۰۰	۰/۲۶
۰/۴۲	۱/۲۲	۰/۸۸	۰/۵۳	۲/۵۰	۰/۲۳
۰/۴۳	۱/۲۱	۰/۹۰	۰/۵۲	۳/۰۰	۰/۱۹
۰/۴۴	۱/۲۰	۰/۹۲	۰/۵۱	۳/۵۰	۰/۱۴
۰/۴۵	۱/۱۹	۰/۹۴	۰/۴۹	۴/۰۰	۰/۱۰
۰/۴۶	۱/۱۸	۰/۹۶	۰/۴۸	۴/۵۰	۰/۰۸



شکل ۳. ۱۵ نمودار سه‌گانه طیف ارتجاعی زلزله منجیل ۱۳۶۹ (ایستگاه آب بر)

و بهمین جهت جدول ۳ . ۲ برای استهلاک ۵٪ محاسبه گردیده است. شتاب پاسخ سازه‌های نسبتاً سخت با تناوب حدود ۰/۱ تا ۰/۲ ثانیه در زلزله‌های طبس و ناغان می‌تواند به بیش از ۲g برسد و البته با افزایش تناوب بتدریج از شتاب پاسخ کاسته می‌شود به‌طوریکه برای سازه‌های با تناوب بیش از یک ثانیه شتاب پاسخ ناغان به کمتر از ۰/۴g و طبس به کمتر از ۱/۶g تقلیل می‌یابد. ضمناً در آیین‌نامه ۲۸۰۰ تأکید شده که علاوه بر این دو شتابنگاشت، چنانچه در آینده نیز زلزله‌ای با شتاب اوج بیش از ۰/۵g اتفاق افتاد، در تحلیل دینامیکی بکار گرفته شود. پس از انتشار ویرایش اول این آیین‌نامه (۱۳۶۶) ، زلزله منجیل در سال ۱۳۶۹ اتفاق افتاد که شتاب اوج آن در ایستگاه آب بر در حدود ۰/۶g بود، بنابراین طیف این زلزله را نیز محاسبه و در اینجا آورده‌ایم.

۳ . ۱ . ۲. مؤلفه قائم زلزله

دستگاههای شتابنگار سه مؤلفه طولی (L)، عرضی (S) و قائم (V) شتاب را ثبت می‌کنند. در جدول ۳. ۳ نسبت شتاب قائم به افقی برای زمینهای مختلف که به‌طور آماری بدست آمده نشان داده شده است. همانطور که می‌بینیم این نسبت برای حالت فوق میانگین (۸۴٪) تقریباً با عدد $\frac{2}{3}$ که در برخی از آیین‌نامه‌ها توصیه شده برابر است. البته باید توجه داشت که طیف شتابنگاشت قائم در مقایسه با شتابنگاشت افقی عموماً دارای محتوای فرکانسی بالاتری است.

جدول ۳.۳ نسبت شتاب اوج قائم به افقی (به نقل از مرجع ۳۴)

جنس زمین	a_V/a_L	
	میانگین (٪۵۰)	فوق میانگین (٪۸۴)
بستر سنگی	۰/۴۸	۰/۶۹
آبرفت کمتر از ۱۰ متر روی بستر سنگی	۰/۴۷	۰/۶۲
آبرفت به ضخامت ۱۰ تا ۶۰ متر	۰/۴۰	۰/۶۶
آبرفت عمیق	۰/۴۲	۰/۶۱

۳.۲. نیروی زلزله در حوزه غیر ارتجاعی

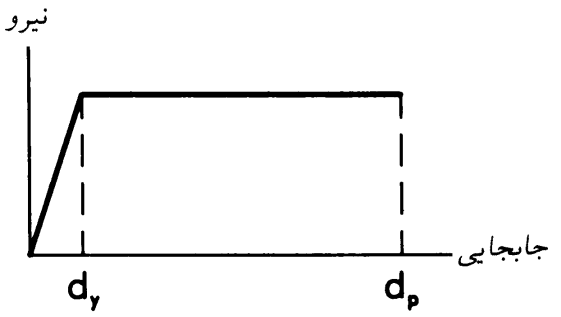
۳.۲.۱. تأثیر رفتار غیرارتجاعی‌بر نیروی زلزله

از آن زمان که شتابنگار اختراع شد و توسط زلزله شناسان برای ثبت زلزله‌های بزرگ و متوسط بکارگرفته شد مشخص گردید که نیروهایی که تا آن زمان بعنوان نیروی زلزله در نظرگرفته می‌شده است بسیار کوچکتر از نیروهایی است که ساختمانها در عمل در حین زلزله تحمل می‌کنند. نمونه این تفاوت بارز را در جدول ۳.۱ دیدیم. پس این سؤال مطرح می‌شود که سازه‌هایی که برای نیروهای آیین‌نامه‌ای طرح شده‌اند چگونه می‌توانند نیروهای بزرگ حاصل از زلزله را تحمل کنند. پاسخ را باید در رفتار غیرارتجاعی‌جست که در این بخش از آن سخن خواهد رفت.

۳.۲.۱.۱. نقش نرمی[۱] در کاهش نیروی زلزله

طبق تعریف نرمی عبارتست از قابلیت پذیرش تغییرشکل‌های خمیری، و ضریب نرمی با توجه به شکل ۳. ۱۶ نسبت حداکثر جابجایی خمیری به جابجایی تسلیم می‌باشد.

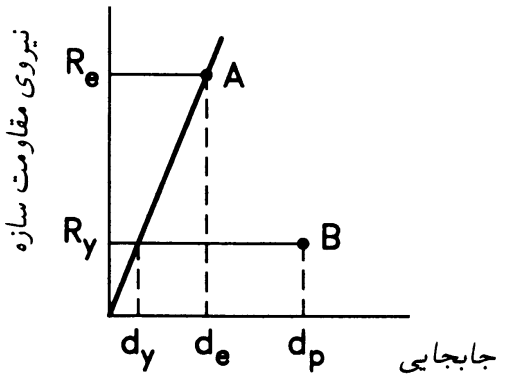
[۱] ductility یا شکل‌پذیری



شکل ۳. ۱۶ رفتار ارتجاعی-خمیری کامل

$$\mu = d_p / d_y \qquad \text{ضریب نرمی} \qquad (۵.۳)$$

هنگامی‌که سازه‌ای در برابر یک زلزله مخرب مانند طبس قرار می‌گیرد اگر مقاومتش از نیروی مورد نیاز زلزله (= مقاومت طلب)[۱] بیشتر باشد رفتاری ارتجاعی خواهد داشت و نیرویی که در آن بوجود می‌آید همان است که از طیف ارتجاعی زلزله بدست می‌آید. مثلاً اگر مقاومت ساختمان صنعتی در جدول ۳. ۱ بیش از ۸۷/۵ تن باشد، نیرویی که در اثر زلزله طبس ایجاد می‌گردد برابر ۸۷/۵ تن خواهد بود. حال اگر این سازه برای نیروهایی به مراتب کمتر از ۸۷/۵ تن طرح شده باشد، ناگزیر وارد حوزه غیرارتجاعی‌خواهد شد و جابجاییهای خمیری حاصل می‌گردد.



شکل ۳. ۱۷ تأثیر کمبود مقاومت بر جابجایی لرزه‌ای

با توجه به شکل ۳. ۱۷، اگر مقاومت سازه از مقاومت طلب R_e بیشتر باشد، جابجایی برابر d_e خواهد شد (نقطه A). با کاهش مقاومت به کمتر از R_e جابجایی تغییر کرده و برابر d_p خواهد

[۱] strength demand

بود. پس نتیجه قهری کمبود مقاومت، تحمیل جابجایی خمیری به سازه است که با ضریب نرمی رابطه (۳. ۵) مشخص می‌شود.

۳. ۲. ۱. ۲. رابطه ضریب نرمی و مقاومت

با توجه به شکل (۳. ۱۷) مشخص می‌شود که ضریب نرمی به مقاومت بستگی دارد پس:

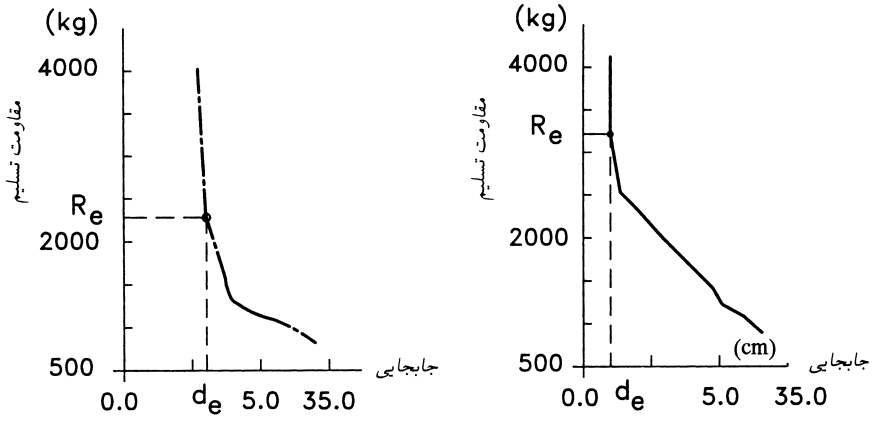
$$\mu = F(R) \qquad (۶.۳)$$

اگر $R \geq R_e$ آنگاه $\mu = 1$ یعنی رفتار کاملاً ارتجاعی است و اگر $R < R_e$ باشد آنگاه $\mu > 1$ می‌باشد یعنی رفتار خمیری است. معمول است که بجای آنکه ضریب نرمی را به‌صورت تابعی از مقاومت نشان دهند، مقاومت را تابعی از نرمی بیان می‌کنند یعنی :

$$R = g(\mu) \qquad (۷.۳)$$

این رابطه برای یک سازه معین با پارامترهای دینامیکی یعنی زمان تناوب T و درصد استهلاک ξ و تحت یک زلزله معین بدست آمده است. شکل ۳. ۱۸ تأثیر کاهش مقاومت بر جابجایی لرزه‌ای سازه‌ای با تناوب ۰/۴۵ ثانیه و استهلاک ۵٪ نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که برای هر زلزله معین مادام که مقاومت از مقاومت طلبR_e بزرگتر باشد جابجایی برابرd_e خواهد بود، و آنگاه که R کمتر ازR_e باشد جابجایی افزایش می‌یابد. در حالت کلی رابطه (۳. ۷) را می‌توان به‌صورت زیر نوشت:

$$R = g(\mu, T, \xi, H_s, E) \qquad (۸.۳)$$



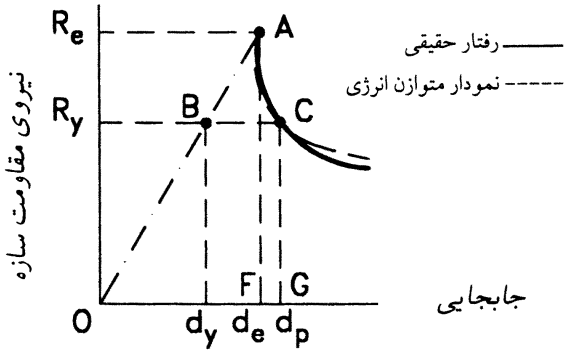
الف. زلزله انکونا (Ancona) ۱۹۷۲ در ایتالیا *ب. زلزله گازلی (Gazli) ۱۹۷۶ در شوروی سابق*

شکل ۳. ۱۸ تأثیر کاهش مقاومت بر جابجایی لرزه‌ای (به نقل از مرجع (۸))

μ ضریب نرمی، T تناوب سازه، ξ ضریب استهلاک، H_s شاخص نوع رفتار پسماند سازه و E بیانگر زلزله انتخاب شده می‌باشد. بنابراین رابطه مقاومت - نرمی می‌تواند از زلزله‌ای به زلزله دیگر تغییر کند، چنانکه در شکل (۳. ۱۸) هم دیده می‌شود . از سوی دیگر این رابطه به پارامترهای دینامیکی بویژه تناوب سازه هم بستگی دارد. تعیین رابطه میان مقاومت و نرمی همواره مد نظر محققان بوده است (۱۴)، و اگر چه رابطه (۳. ۸) را نمی‌توان به‌طور دقیق تعیین کرد اما نیومارک (۱۵) روابط تقریبی زیر را ارائه نموده است. وی سازه‌ها را به دو گروه تقسیم نمود: سازه‌های نسبتاً سخت با فرکانس حدوداً بیش از ۲ هرتز که در ناحیه شتاب ثابت قرار می‌گیرند، و سازه‌های نرم با فرکانس کمتر از ۲ هرتز که در نواحی سرعت و جابجایی ثابت قرار دارند. نحوه محاسبه رابطه R-μ برای این دو گروه به شرح زیر می‌باشد:

الف) ناحیه شتاب ثابت (فرکانس بیش از ۲ هرتز)

برای چنین سازه‌هایی،کاهش مقاومت موجب افزایش قابل توجه‌ای در جابجایی است. در شکل ۳. ۱۹ رفتار لرزه‌ای سازه‌ای در ناحیه شتاب ثابت نشان داده شده است و نمودار خط چین رابطه‌ایست که بر اساس توازن انرژی مطابق زیر بدست آمده است. رابطه توازن انرژی با این فرض بدست می‌آید که کار انجام شده روی سازه در حالات ارتجاعی و خمیری یکی است. بنابراین مساحت مثلث OAF (انرژی ارتجاعی) و ذوزنقه OBCG باید برابر باشد، پس :



شکل ۳. ۱۹ نمودار مقاومت - نرمی برای سازه‌های سخت (ناحیه شتاب ثابت)

$$k = \frac{R_y}{d_y}$$ *سختی سازه*

$$\text{مساحت OAF} = \frac{1}{2} R_e . d_e = \frac{1}{2}\frac{R_e^{\,2}}{k} = \frac{1}{2}\frac{R_e^{\,2} d_y}{R_y}$$

$$\text{مساحت OBCG} = \frac{1}{2}R_y d_y + R_y(d_p - d_y)$$

پس

$$\frac{1}{2}\frac{R_e{}^2 d_y}{R_y} = \frac{1}{2}R_y d_y + R_y(d_p - d_y)$$

$$R_y = \frac{R_e}{\sqrt{2\frac{d_p}{d_y} - 1}} = \frac{R_e}{\sqrt{2\mu - 1}} \qquad (۹.۳)$$

و یا:

$$\mu = \frac{1}{2}\left[\left(\frac{R_e}{R_y}\right)^2 + 1\right] \qquad (۱۰.۳)$$

روابط (۳. ۱۰) و (۳. ۹) بستگی نرمی و مقاومت را نشان می‌دهند که در شکل ۳. ۱۹ به‌صورت نمودار خط چین آمده است.

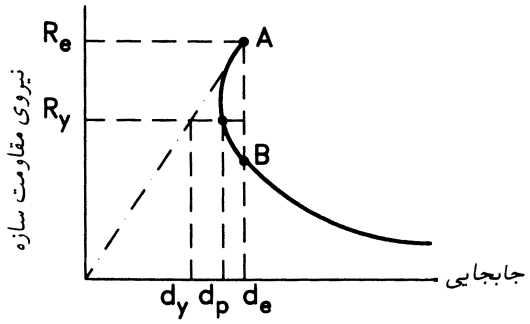
ب) نواحی سرعت ثابت (۰/۲ تا ۲ هرتز) و جابجایی ثابت (کمتر از ۰/۲ هرتز)

سازه‌های با فرکانس نسبتاً کم رفتار غیر منتظره‌ای دارند زیرا بر خلاف انتظار با کاهش مقاومت، جابجایی نه تنها افزایش نمی‌یابد بلکه بعضاً کاهش هم می‌یابد. بعنوان مثال نتایج آزمایشهای نگارنده (۸) با استفاده از میز زلزله بر روی یک قاب فولادی با فرکانس ۲/۲ هرتز تحت چندین زلزله مخرب که در جدول ۳. ۴ آمده است، مؤید این است که کاهش مقاومت بجای افزایش باعث کاهش جابجایی شده است .

جدول ۳. ۴ جابجایی لرزه‌ای یک قاب فولادی با مقاومتی کمتر از حد ارتجاعی (فرکانس قاب۲/۲ هرتز و وزن آن ۹۰۰ کیلوگرم بوده است)

زلـــزلـه	R_e(kg)	d_e(mm)	R_y(kg)	d_y	d_p	d_p/d_e
مونتنگرو-یوگسلاوی ۱۹۷۹	۲۶۵۰	۱۵۱	۶۰۰	۳۴/۳	۵۰	۰/۳۳
طبس - ایران ۱۹۷۸	۱۸۸۰	۱۰۷	۶۰۰	۳۴/۳	۵۴	۰/۵۰
پارک‌فیلد - آمریکا ۱۹۶۶	۱۳۴۰	۷۶/۴	۶۰۰	۳۴/۳	۶۲/۲	۰/۸۱
گازلی - شوروی ۱۹۷۶	۱۰۰۸	۵۷/۶	۶۰۰	۳۴/۳	۷۱/۸	۱/۲۵
ال‌سنترو - آمریکا ۱۹۴۰	۱۲۲۴	۷۰	۶۰۰	۳۴/۳	۷۲	۱/۰۳

نتایج جدول ۳. ۴ نشان می دهد که در اغلب موارد نسبت d_p/d_e کوچکتر از یک است. این بدین معناست که در اثرکاهش مقاومت از جابجایی لرزه‌ای کاسته شده است . شکل کلی نمودار مقاومت – نرمی برای سازه‌های با تناوب متوسط (ناحیه سرعت ثابت) در شکل ۳. ۲۰ نمایانده شده است.



شکل ۳. ۲۰ نمودار مقاومت - نرمی برای سازه‌های نرم (ناحیه سرعت ثابت)

در فاصله AB جابجایی لرزه‌ای کوچکتر از d_e است اما در عمل آنرا برابر d_e فرض کرده و در واقع خط چین AB را به عنوان نمودار مقاومت – نرمی فرض می‌کنند، در این‌صورت داریم:

$$d_p \cong d_e \quad \therefore \quad \mu = \frac{d_p}{d_y} = \frac{d_e}{d_y} = \frac{R_e}{R_y}$$

$$\mu = \frac{R_e}{R_y} \qquad (۱۱.۳)$$

۳. ۲. ۱. ۳. تأثیر کاهندگی مقاومت[۱] و سختی [۲]

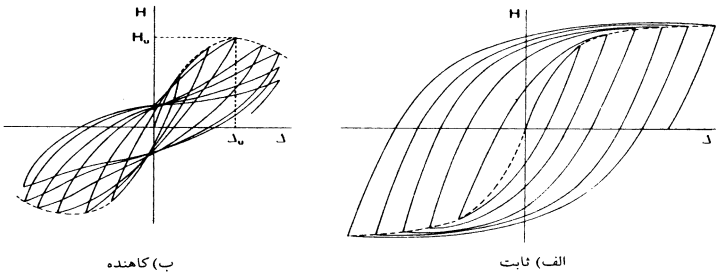
چنانچه مقاومت و سختی یک سازه تحت بارگذاری متناوب درحوزه غیرارتجاعی‌ثابت بماند آنرا دارای رفتار پسماند[۳] ثابت می‌خوانند و اگرکاهش یابد نوع رفتار پسماند را کاهنده می‌نامند. در شکل ۳. ۲۱ رفتارهای ثابت و کاهنده با هم مقا یسه شده‌اند. در شکل (الف) دیده می‌شود که در دورهای مختلف، سختی و حد مقاومت ثابت است. منظور از حد مقاومت یعنی مقاومتی که در اثر جابجاییهای زیاد حاصل می‌شود. در شکل (ب)، با افزایش جابجایی از مقاومت و سختی کاسته می‌شود و بهمین دلیل آنرا کاهنده می‌نامیم.

---

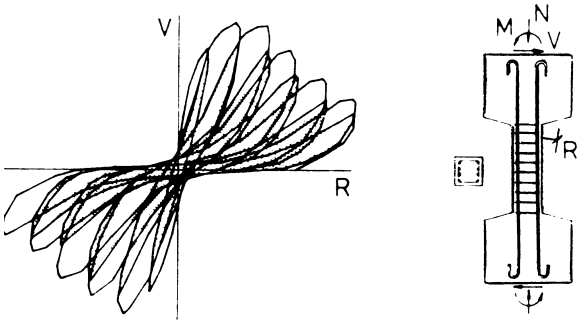
۱ strength detrioration

۲ stiffness degradation

۳ hysteresis ویا hysteretic

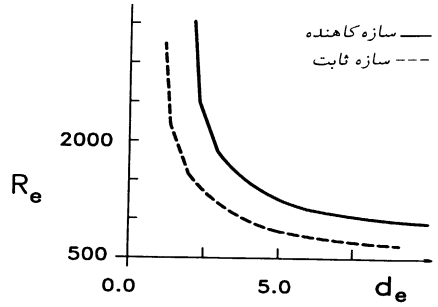


شکل ۳. ۲۱ مقایسه رفتار پسماند ثابت و کاهنده



شکل ۳. ۲۲ رفتار کاهنده یک تیر – ستون بتنی

کاهندگی ممکن است در اثر تناوب بارگذاری و یا جابجاییهای زیاد، و یا همچون شکل ۳. ۲۲ ، از ترکیب ایندو اتفاق افتد[۱]. چنانچه ناپایداری‌های موضعی و کلی، و گسیختگی اتصالات و جوشها رخ ندهد رفتار سازه‌های فولادی از نوع ثابت است. برعکس سازه‌هایی که دارای ترکیبی از مصالح نرم (فولاد) و ترد (بتن، آجر، سنگ و ...) هستند ممکن است رفتارشان کاهنده باشد.



[۱] برای آشنایی بیشتر با اثر کاهندگی بر رفتار غیرخطی سازه در زلزله بخش ۳. ۲. ۳ را ببینید.

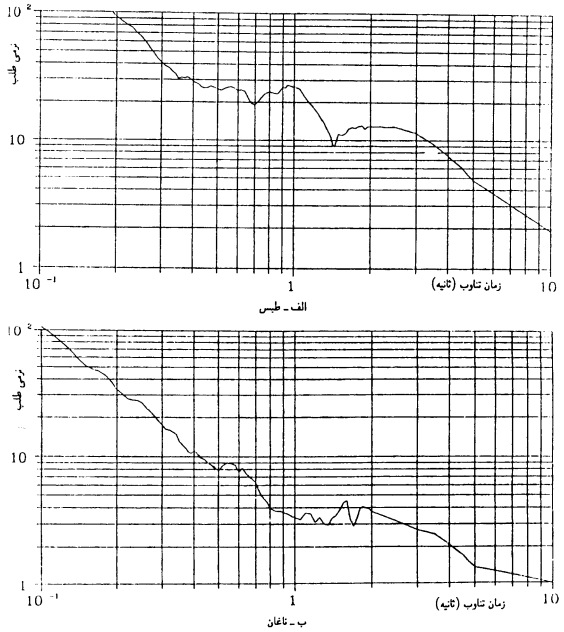
شکل ۳. ۲۳ مقایسه جابجایی لرزه‌ای سازه‌های کاهنده و ثابت

کاهندگی به‌طور کلی موجب افزایش جابجایی لرزه‌ای است. در شکل ۳. ۲۳ به نقل از (۸) نمودار مقاومت – جابجایی سازه کاهنده با یک سازه ارتجاعی – خمیری مقایسه شده است شکل کلی هر دو نمودار مشابه است اما جابجایی سازه کاهنده همواره بیش از سازه ارتجاعی – خمیری است.

۳. ۲. ۱. ۴. طیف نرمی

در بخشهای پیشین دیدیم که هرقدر مقاومت سازه، نسبت به مقاومتی که در زلزله معینی مورد نیاز است (مقاومت طلب) کمتر باشد سازه باید آمادگی پذیرش جابجایی غیرارتجاعی‌بیشتر و نرمی بالاتری را داشته باشد. میزان نرمی سازه به نوع و بزرگی زلزله و تناوب سازه نیز بستگی دارد. معمولاً سازه‌های با تناوب کم بیشتر از سازه‌های با تناوب بالا به نرمی نیاز دارند.

در شکل ۳. ۲۴ طیف نرمی زلزله‌های طبس(۱۳۵۷) و ناغان (۱۳۵۶) برای سازه‌های ارتجاعی- خمیری محاسبه شده است. این زلزله‌ها در آیین‌نامه زلزله ایران بعنوان مبنای تحلیل دینامیکی تعیین شده‌اند، پس بکمک این طیفها می‌توان دریافت که مقدار نرمی طلب (نرمی لازم برای سازه‌ای که مطابق ضوابط جاری آیین‌نامه طراحی می‌شود) چقدر است. این طیفها برای سازه‌هایی بدست آمده است که با ضریب رفتار ۵ و خاک III (مطابق تعریف آیین‌نامه ۲۸۰۰) طرح شده باشند.



شکل ۳. ۲۴ طیف نرمی زلزله‌های طبس و ناغان (به نقل از مرجع (۳۵))

همانطور که در شکل ۳. ۲۴ پیداست هر قدر تناوب سازه افزایش یابد از میزان نرمی مورد نیاز کاسته می‌شود و برای هر دو زلزله در تناوبهای حدوداً کمتر از ۰/۵ ثانیه (فرکانس ۲ هرتز) نیاز به نرمی ناگهان شروع به افزایش می‌کند وبرای سازه‌های سخت با تناوبی در حدود ۰/۱ ثانیه (فرکانس ۱۰ هرتز) نرمی مورد نیاز بسیار زیاد می‌شود. دلیل این امر درمرجع (۳۶) تحلیل شده است. در هر حال در حوزه‌ای که با فرکانسهای عملی‌تری سروکار داریم (یعنی زیر ۱۰ هرتز) سازه باید آماده پذیرش نرمیهایی به بزرگی ۲۰ هم باشد، ولی برای سازه‌های بزرگ با تناوب مثلاً ۱ ثانیه، نرمی مورد نیاز در زلزله ناغان ۳ و در زلزله طبس ۱۰ است.

۳. ۲. ۲. نحوه تهیه طیف غیرارتجاعی‌زلزله

در بخشهای قبلی بیان شد که چنانچه مقاومت به حد طلب برسد، سازه وارد حوزه خمیری می‌شود. فرض کنیم یک سازه ارتجاعی – خمیری را تحت زلزله مشخصی قرار دهیم. چنانچه مقاومت سازه R_1، جرم m_1 ، تناوب T_1 و استهلاک ξ باشد، اگر $R_1 \geq R_e$ باشد جابجایی برابر d_e خواهد بود. برای مقادیر $R_1<R_e$ سازه وارد حوزه خمیری می‌شود و جابجایی برابر d_p می‌گردد. در این حالت ضریب نرمی برابر است با:

$$\mu = \frac{d_p}{d_y} \qquad (۱۲ .۳)$$

بنابراین می‌توان جدول ۳. ۵ را درست کرد.

جدول ۳. ۵ تأثیر کاهش مقاومت بر جابجایی لرزه‌ای

(۵)	(۴)	(۳)	(۲)	(۱)
μ	d	a/a_o	نوع رفتار	R/R_e
۱	d_e	۱	ارتجاعی	≥۱
μ_1	d_1	۰/۹	خمیری	۰/۹
μ_2	d_2	۰/۸	خمیری	۰/۸
μ_3	d_3	۰/۷	خمیری	۰/۷
.	.	.	خمیری	.
.	.	.	.	.
.	.	.	خمیری	.

در جدول ۳. ۵، R_e حد مقاومت لازم برای آن است که سازه تحت زلزله مورد نظر ارتجاعی بماند. a شتاب پاسخ اوج سازه و a_o حداکثر شتاب پاسخ در حالت ارتجاعی است. d جابجایی اوج و μ ضریب نرمی از رابطه (۳. ۱۲) است. واضح است که وقتی مقاومت از R_e کمتر باشد

سازه وارد حوزه خمیری می‌شود، بنابراین بیشترین نیروی وارده مساوی مقاومت سازه بوده و شتاب اوج برابر است با:

$$a = \frac{R}{m} < \frac{R_e}{m} = a_0$$

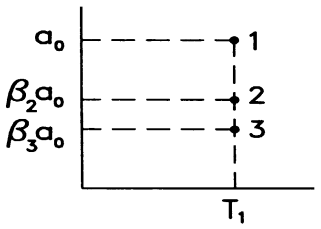
پس در این حالت این زلزله نیست که شتاب اوج را تعیین می‌کند بلکه مقاومت خود سازه تعیین کننده است و به همین دلیل است که مقادیر ستون (۱) و (۳) در جدول ۳. ۵ برابرند چون:

$$\frac{a}{a_o} = \frac{R/m}{R_e/m} = \frac{R}{R_e}$$

در ستون (۵) ضرایب نرمی آمده است که برای حالت ارتجاعی برابر ۱ و برای حالت خمیری بیش از ۱ است. با استفاده از جدول ۳. ۵ و به کمک درون یابی می‌توان جدول ۳. ۶ را درست کرد و با استفاده از اعداد این جدول می‌توان نمودار ۳. ۲۵ را تهیه کرد:

جدول ۳. ۶ ارتباط نرمی و شتاب پاسخ

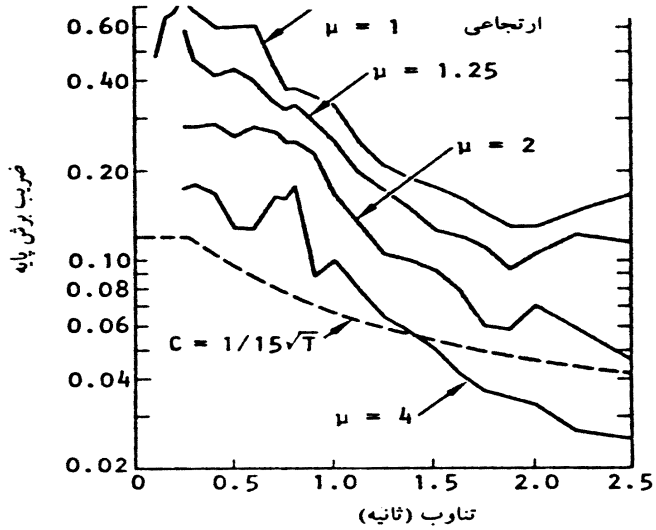
$\beta=a/a_0$	μ	حالت
$\beta_1=1$	1	1
β_2	2	2
β_3	3	3
.	.	.
.	.	.



شکل ۳. ۲۵ تغییرات شتاب پاسخ نسبت به ضریب نرمی

اگر محاسبات فوق را برای سازه‌هایی با تناوب T_3, T_2 ،. . . تکرار کنیم نقاط دیگری در نمودار فوق بدست می‌آید و از وصل این نقاط نمودار شتاب پاسخ برای ضرایب نرمی ۱، ۲، ۳،. . . بدست خواهد آمد. این نمودار را طیف پاسخ غیرارتجاعی می‌گویند. در شکل ۳. ۲۶ طیف پاسخ غیرارتجاعی زلزله اِل‌سنترو آمده است. توجه داریم که برای ضرایب نرمی یک، نمودار

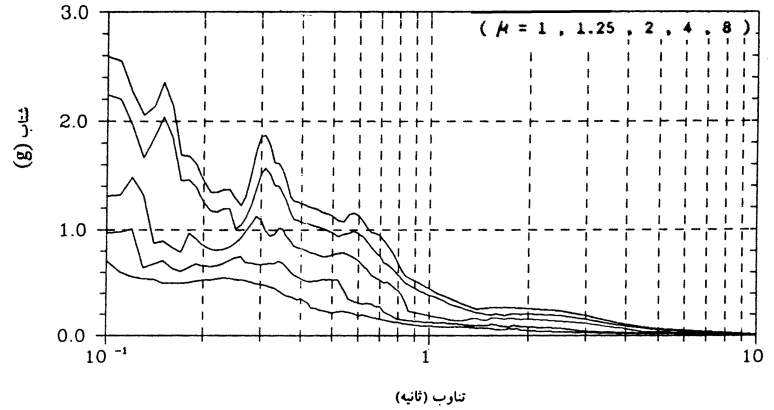
غیرارتجاعی به ارتجاعی تبدیل می‌شود. ضمناً با توجه به آنچه گفته شد، با افزایش ضریب نرمی، شتاب پاسخ کاهش می‌یابد.



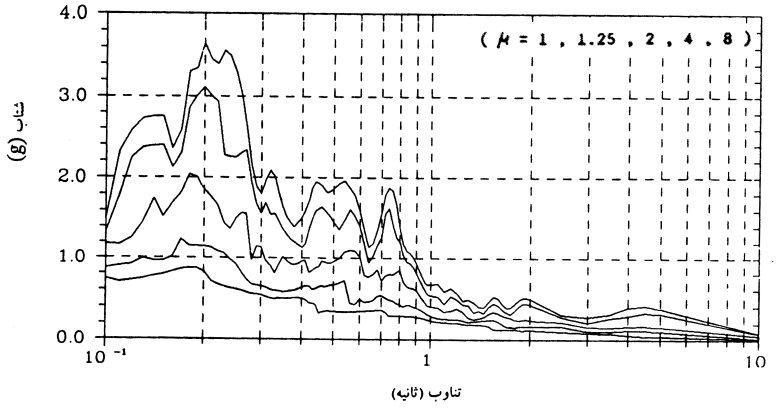
شکل ۳. ۲۶ طیف غیرارتجاعی شتاب زلزله اِل‌سنترو ۱۹۴۰

۳. ۲. ۲. ۱. طیفهای غیر ارتجاعی

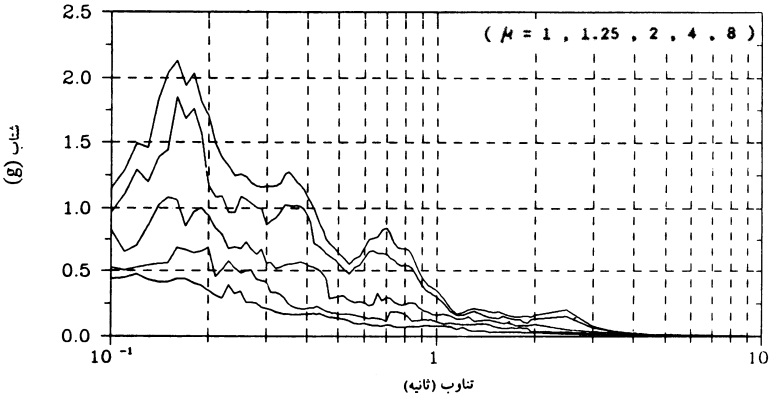
دیدیم که اغلب سازه‌های موجود در برابر زلزله‌های بسیار مخرب تاب ماندن در حوزه ارتجاعی را نداشته و تسلیم می‌شوند و مقداری جابجایی غیرارتجاعی‌را پذیرا می‌شوند. نسبت جابجایی خمیری به ارتجاعی را در سازه‌های ارتجاعی – خمیری با ضریب نرمی μ نمایش دادیم و معلوم شد که هر قدر میزان قابلیت نرمی یک سازه بیشتر شود آن سازه برای ایستادگی در برابر زلزله به مقاومت کمتری نیاز دارد. بر همین اساس آیین‌نامه‌ها به‌طور ضمنی نرمی معینی را برای سازه‌ها در نظر می‌گیرند و در نتیجه نیروهایی را بعنوان زلزله توصیه می‌کنند که بسیار کمتر از نیروهای زلزله وارد به سازه‌های ارتجاعی است. در شکل ۳. ۲۷ طیف غیرارتجاعی‌زلزله‌های ناغان، طبس و منجیل برای ضرایب نرمی ۱، ۱/۲۵، ۲، ۴و ۸ رسم شده است.



الف) طیف شتاب ناغان



ب) طیف شتاب طبس



ج) طیف شتاب منجیل

شکل ۳. ۲۷ طیف غیرارتجاعی‌زلزله‌های ناغان ۱۳۵۶، طبس ۱۳۵۷ و منجیل ۱۳۶۹ (ایستگاه آب بر) برای استهلاک ۵٪ و ضرایب نرمی ۱، ۱/۲۵، ۲، ۴ و ۸

۳. ۲. ۳. ضریب رفتار

۳. ۲. ۳. ۱. سازه‌های تکدرجه

در بخش ۳. ۲. ۱. ۲ در مورد ارتباط میان ضریب نرمی و مقاومت سازه بحث شد. دیدیم که در یک حالت بسیار کلی این ارتباط را می‌توان بصورت زیر بیان نمود (رابطه ۳. ۸):

$$R_y = g(\mu, T, \xi, H_s, E)$$

که در آن R_y مقاومت تسلیم سازه، μ ضریب نرمی، T تناوب سازه، ξ ضریب استهلاک، H_s شاخص نوع رفتار پسماند سازه و E بیانگر زلزله انتخاب شده می‌باشد. اگر نیروی ایجاد شده در یک سازه کاملاً ارتجاعی با تناوب T و ضریب استهلاک ξ در زلزله مزبور برابر R_e باشد، در این‌صورت طبق تعریف ضریب رفتار برابر است[1] با

$$R = \frac{R_e}{R_y} \qquad \text{ضریب رفتار} \quad (۳. ۱۲-۱)$$

در این‌صورت به جای بررسی رابطه میان مقاومت تسلیم سازه و ضریب نرمی، می‌توان به مطالعه رابطه بین ضریب رفتار و ضریب نرمی پرداخت. بدیهی است که رابطه مزبور بستگی به زلزله انتخاب شده دارد و برای دو زلزله متفاوت، این رابطه یکسان نخواهد بود و بستگی به محتوای فرکانسی، شدت و سایر ویژگیهای زلزله دارد. در بخش ۳. ۲. ۱. ۲ دیدیم چگونه نیومارک با استفاده از فرض ثبات انرژی، رابطه‌ای میان ضرایب نرمی و رفتار بدست آورد (روابط ۳. ۱۰ و ۳. ۱۱). طی چند دهه گذشته محققان تلاش گسترده‌ای برای بدست آوردن روابطی دقیقتر معمول داشته‌اند و تا کنون روابط متعددی برای بدست آوردن ضریب رفتار برحسب ضریب نرمی و سایر شاخصهای مؤثر بر رفتار لرزه‌ای سازه ارائه شده است. در این تحقیقات عموماً پاسخ غیرخطی یک سازه تکدرجه با مقاومت تسلیم متغیر در زلزله‌های مختلف محاسبه و میانگین‌گیری شده است.

مراجع ۱۵۱، ۱۵۸، ۱۵۹ و ۱۶۰ نشان داده‌اند که بزرگی زلزله اثری بر ضریب رفتار ندارد و از این رو، استفاده از زلزله‌های با بزرگی متفاوت اثر محسوسی ندارد و برای بدست آوردن رابطه بین ضرایب رفتار و نرمی نیازی به مقیاس کردن زلزله نیست؛ همچنین فاصله شتابنگاشت ثبت شده تا مرکز زلزله نیز تأثیر چشمگیری بر نتایج ندارد. رهنما و کراوینکلر (۱۶۱) نشان دادند که ضریب رفتار سازه‌های کاهنده نسبت به محتوای فرکانسی زلزله بسیار حساس است درحالی‌که

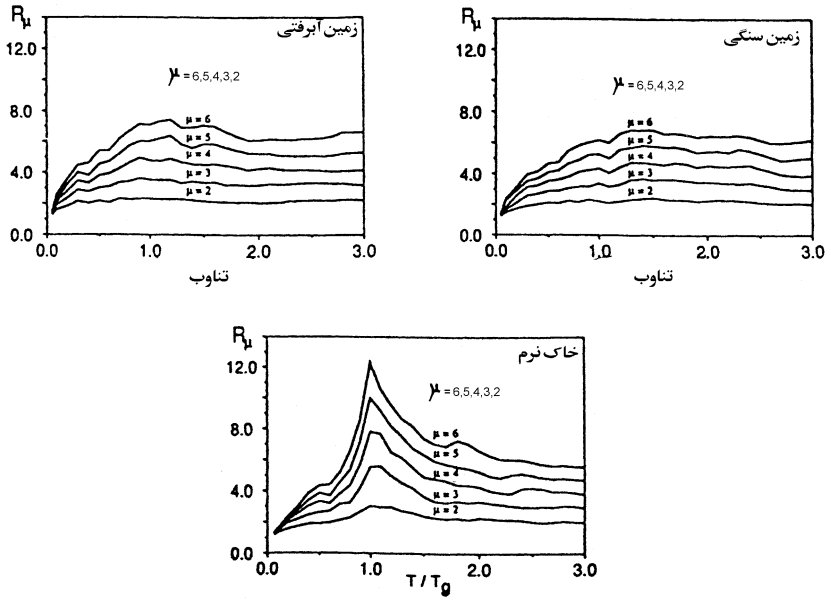
در سازه‌های ثابت (غیرکاهنده) این حساسیت کمتر است. همین موضوع عیناً در مورد مدت دوام زلزله صادق است.

اثر نوع زمین توسط مراجع ۱۵۸ تا ۱۶۷ بررسی شده است. این بررسیها نشان داده است که خاکهای آبرفتی با مقاومت متوسط، تأثیری متوسط و خاکهای نرم تأثیری چشمگیر دارند. در هر حال، هر قدر از ضریب نرمی کاسته شود، از این تأثیر نیز کاسته می‌گردد.

اثر کاهندگی و نوع رفتار پسماند سازه بر ضریب رفتار توسط محققان متعددی مطالعه شده است. اثر سخت شوندگی و نرم شوندگی کرنشی (شیب قسمت خمیری نمودار پسماند) توسط مراجع ۱۵۲، ۱۵۳، ۱۵۶ تا ۱۵۸ و ۱۶۷ تا ۱۷۰ بررسی شده، و اثر کاهندگی مقاومت و سختی توسط مراجع ۱۵۲، ۱۵۳، ۱۵۶ تا ۱۵۸، ۱۶۰، ۱۶۱، ۱۶۹ تا ۱۷۱ مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

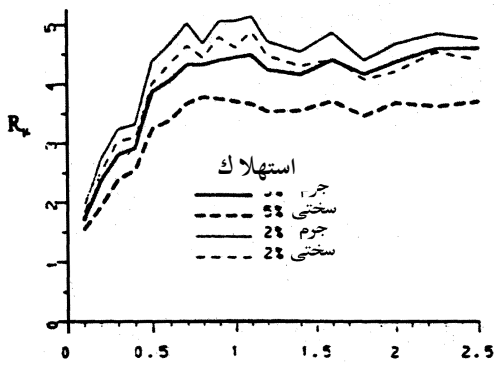
نتایج تحقیقات نشان می‌دهد که غیر از ضریب نرمی، بیشترین اثر را تناوب سازه داراست. این عامل تاحدودی در روابط نیومارک نادیده گرفته شده بود. در کنار آن می‌توان به اثر نوع زمین نیز اشاره نمود. در شکلهای زیر، تغییرات ضریب رفتار نسبت به تناوب و ضریب نرمی برای سه نوع زمین نرم، متوسط (آبرفت) و سنگ نشان داده شده است (۱۵۱). مشابه این نتایج توسط سایر محققان نیز بدست آمده است.

شکل ۳. ۲۷-۱ نشان می‌دهد که ضریب رفتار با تناوب سازه به صورت خطی افزایش می‌یابد تا به بیشترین حد خود برسد، آنگاه ثابت می‌ماند و با افزایش زمان تناوب تغییر نمی‌کند. از سوی دیگر، با کاهش زمان تناوب همه نمودارها همگرا شده و به سمت عدد یک میل می‌کنند اما هرگز به آن نمی‌رسند زیرا در تناوب صفر، به‌طور نظری ضریب نرمی μ به سمت بینهایت میل می‌کند. این بدان معناست که سازه‌های با تناوب پایین یا باید از ضریب نرمی خیلی بالایی برخوردار باشند، و یا اینکه مقاومتشان به نیروی ارتجاعی سازه R_e نزدیک باشد. این موضوع قبلاً در شکل ۳. ۲۴ نشان داده شد و دیدیم که یک سازه با تناوب یکدهم ثانیه چنانچه مقاومتش مطابق نیروهای آیین‌نامه باشد در زلزله‌های طبس و ناغان باید نرمی بیش از ۱۰۰ را تحمل نماید.



شکل ۳. ۲۷-۱ تغییرات ضریب رفتار نسبت به زمان تناوب و ضریب نرمی
برای زمینهای سنگی، آبرفتی متوسط و خاک نرم

علاوه بر عوامل فوق، در رابطه ۳. ۸ دیدیم که ضریب استهلاک و نوع رفتار پسماند نیز می‌تواند بر ضریب رفتار تأثیر داشته باشد. ویدیچ، فایفر و فیشینگر (۱۵۲) بررسیهایی در این زمینه داشته‌اند که نمونه آن در شکل ۳. ۲۷-۲ آمده است. همانطور که در این شکل می‌بینیم، به‌طور کلی ضریب رفتار با افزایش استهلاک سازه کاهش می‌یابد و از این رو، انتخاب ضریب رفتاری که برای سازه‌های با استهلاک ۵٪ بدست آمده است در جهت اطمینان خواهد بود.



شکل ۳. ۲۷-۲ اثر استهلاک بر ضریب رفتار

بر اساس این مطالعات، ویدیچ و همکارانش (۱۵۲) رابطه زیر را ارائه نمودند:

$$R = C_1(\mu - 1)^{C_R}\frac{T}{T_0} + 1 \qquad T \le T_0$$
$$R = C_1(\mu - 1)^{C_R} + 1 \qquad T_0 \le T$$

ضریب رفتار (۳. ۱۲-۲)

که در آن

$$T_0 = C_2\mu^{C_T}T_{1g} \qquad (۳. ۱۲-۳)$$

T تناوب سازه، و T_{1g} زمان تناوب مشخصه زمین[۱] است و از رابطه زیر بدست می‌آید. C_1، C_2، C_R و C_T بستگی به مقدار و نوع استهلاک[۲] و نوع رفتار پسماند سازه دارند و از جدول ۳. ۶-۱ بدست می‌آیند.

$$T_{1g} = \frac{2\pi}{\omega_{1g}} \quad ; \quad \omega_{1g} = \frac{S_a}{S_v} = \frac{F_a A}{F_v V} \qquad (۳. ۱۲-۴)$$ *تناوب و فرکانس مشخصه زمین*

A و V شتاب و سرعت اوج زمین، و F_a و F_v ضرایب تشدید شتاب و سرعت می‌باشند که در بخش ۳. ۳. ۴. ۲ تشریح شده‌اند. مقادیر پیشنهادی نیومارک برای ضرایب تشدید شتاب و سرعت، F_a و F_v در جدول ۳. ۹ برای دو تراز احتمال ۵۰٪ و ۸۴٪ (میانگین و فوق میانگین) داده شده‌اند. همچنین مقادیر پیشنهادی محرز برای ضرایب تشدید در جدول ۳. ۱۳ ارائه شده است[۳]. نسبت شتاب به سرعت زمین A/V برای مؤلفه‌های طولی، عرضی و قائم در زمینهای مختلف (سنگی، آبرفت متوسط، آبرفت عمیق) توسط محرز در جدول ۳. ۱۲ برای دو تراز احتمالی ۵۰٪ و ۸۴٪ داده شده است. مثلاً برای یک زمین آبرفتی با عمق متوسط (۳۰ متر) در جدول ۳. ۱۳ ضرایب تشدید فوق میانگین شتاب و سرعت برای مؤلفه طولی زلزله و ضریب استهلاک ۵٪ برابر $2/94g$ و ۱۸۳ سانتیمتر بر ثانیه داده شده است. بنابراین فرکانس مشخصه زلزله برابر است با

---

[۱] محل تقاطع خطوط سرعت و شتاب در نمودار سه‌گانه طیف طرح - به عنوان نمونه شکلهای ۳. ۴۸ تا ۳. ۵۱ را ببینید

[۲] استهلاک را می‌توان متناسب با جرم و یا سختی لحظه‌ای (stiffness tangential)، و یا بصورت ترکیبی از این دو فرض نمود. در مدل ارتجاعی خمیری معمولی (بدون کاهندگی) ضریب C_1 برای استهلاک متناسب با جرم برابر ۱/۳۵ و برای استهلاک متناسب با سختی برابر ۱/۱۰ بدست آمده است.

[۳] چنانچه بخواهیم از جدول ۳. ۱۳ برای محاسبه ضرایب تشدید استفاده کنیم باید توجه داشته باشیم که اعداد داده شده در این جدول برای شتاب اوج زمین 1g تنظیم شده اند و در واقع ضرایب تشدید نیستند، بلکه مستقیماً مقادیر پاسخ یک سیستم تکدرجه اند (S_a, S_v, S_d) و بنابراین برای محاسبه ω_{1g} از این جدول کافی است که مقدار مربوط به شتاب در ۹۸۰ ضرب شده و بر مقدار مربوط به سرعت تقسیم گردد.

$$\omega_{1g}=\frac{S_a}{S_v}=\frac{F_aA}{F_vV}=\frac{2.94\times980}{183}=15.7 \quad \therefore \quad T_{1g}=\frac{2\pi}{\omega_{1g}}=0.40s$$

اگر به جای جدول ۳. ۱۳، ضرایب تشدید را ازجدول ۳. ۹ بدست آوریم، ضرایب تشدید شتاب و سرعت برای احتمال ۸۴٪ (فوق میانگین) بترتیب برابر ۲/۷ و ۲/۳ خواهد بود. آنگاه نسبت *V/A* از جدول ۳. ۱۲ برای آبرفت با عمق متوسط و تراز احتمال ۸۴٪ برابر ۱۱۷ *(cm/s)/g* بدست می‌آید. در نتیجه فرکانس مشخصه زلزله برابر است با

$$\omega_{1g}=\frac{F_a}{F_v}\cdot\frac{A}{V}=\frac{2.7}{2.3}\times\frac{1}{117/980}=9.83 \quad \therefore \quad T_{1g}=\frac{2\pi}{\omega_{1g}}=0.64s$$

ویدیچ و همکارانش مقادیر زیر را برای حرکت زمین فرض نمودند:

$A=525\ cm/s^2$, $V=50\ cm/s$, $d=15\ cm$, $F_a=2.4$, $F_v=1.9$, $F_d=1.7$

بر این اساس، تناوب مشخصه زلزله برابر خواهد بود با

$$\omega_{1g}=\frac{F_a}{F_v}\cdot\frac{A}{V}=\frac{2.4}{1.9}\cdot\frac{525}{50}=13.26 \quad \therefore \quad T_{1g}=\frac{2\pi}{\omega_{1g}}=0.47s$$

ملاحظه می‌شود که مقدار تناوب مشخصه زلزله بستگی زیادی به نحوه برآورد مشخصات حرکت زمین دارد.

جدول ۳. ۶-۱ ضرایب روابط ۳. ۱۲-۲ و ۳. ۱۲-۳

رفتار پسماند	نوع استهلاک	C_1	C_R	C_2	C_T
معمولی[۱]	متناسب با جرم	۱/۳۵	۰/۹۵	۰/۷۵	۰/۲۰
معمولی	متناسب با سختی	۱/۱۰	۰/۹۵	۰/۷۵	۰/۲۰
کاهنده[۲]	متناسب با جرم	۱	۱	۰/۶۵	۰/۳۰
کاهنده	متناسب با سختی	۰/۷۵	۱	۰/۶۵	۰/۳۰

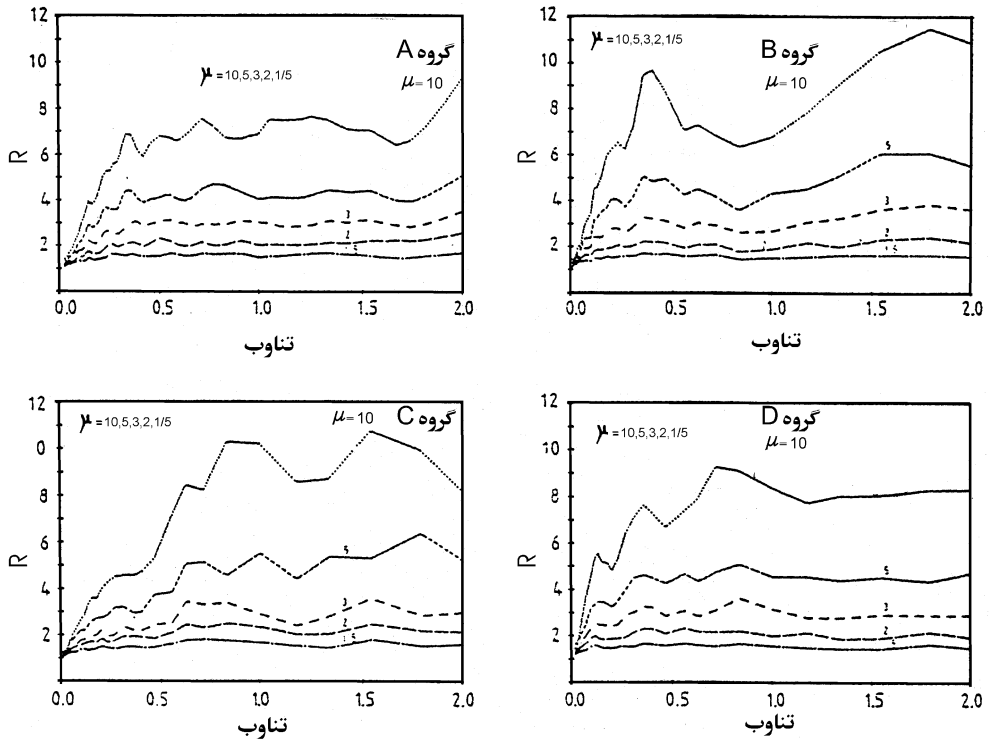
مطالعات مشابهی توسط ریدل و همکاران (۱۵۳) برروی چهار گروه شتابنگاشت که عمدتاً روی بستر آبرفتی تحکیم یافته و سخت ثبت شده بودند انجام شده است[۳]. نمودارهای میانگین

[۱] ارتجاعی خمیری کامل (ایده آل) با شیب ۱۰٪ برای قسمت خمیری (یا مدل دوخطی)

[۲] مدل موسوم به Q که بیشتر برای سازه های بتنی و یا مصالح آجری مسلح بکار می‌رود و در شکل ۳. ۲۷-۵ نشان داده شده است.

[۳] این چهار گروه خاک عبارتند از: گروه A شامل ۱۰ شتابنگاشت از ۹ زلزله مختلف بدون رعایت دسته بندیهایی نظیر مشخصات زمین‌ساختی، زمین شناسی، فاصله از مرکز زلزله، و مدت زلزله (فقط شتابنگاشتهای

ضریب رفتار محاسبه شده برای این شتابنگاشتها در شکل ۳. ۲۷-۳ نمایانده شده است. این نمودارها نشان می‌دهد که همچون قبل، با افزایش تناوب ضریب رفتار افزایش می‌یابد تا آنکه به حد اوج خود رسیده و تقریباً ثابت می‌ماند.



شکل ۳. ۲۷-۳ ضریب رفتار برای گروههای مختلف شتابنگاشت (بنقل از مرجع ۱۵۳)

بر اساس نتایج فوق، ریدل و همکاران یک رابطه دوخطی برای ضریب رفتار پیشنهاد نمودند.

$$R = 1 + (R_{\max} - 1)\frac{T}{T_0} \qquad 0 \le T \le T_0$$

$$R = R_{\max} \qquad T_0 \le T$$

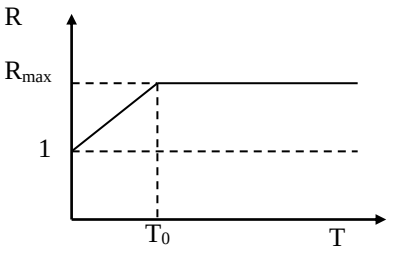
ضریب رفتار (۳. ۱۲-۵)

R_{max} و T_0 در جدول ۳. ۶-۲ داده شده‌اند.

مربوط به خاک نرم در این گروه قرار نگرفتند). گروه B شامل ۱۵ شتابنگاشت از ۶ زلزله در شیلی مربوط به سالهای ۱۹۴۵ تا ۱۹۸۱ است. کلیه این شتابنگاشتها برروی خاک سفت ثبت شده‌اند و سایر مشخصات آنها محدود نشده است. گروه C شامل ۸ مولفه از شتانگاشتهای ثبت شده در ۱۴ ایستگاه از زلزله مارس ۱۹۸۵ شیلی است که ۴ ایستگاه آن در ناحیه مرکزی زلزله قرار دارد. گروه D شامل ۲۰ شتابنگاشت ثبت شده از ۷ زلزله در پرو بر روی خاک سفت است.

جدول ۳. ۶-۲ پارامترهای رابطه ۳. ۱۲-۵

μ	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰
R_{max}	۲	۳	۴	۵	۵/۶	۶/۲	۶/۸	۷/۴	۸
T_0	۰/۱	۰/۲	۰/۳	۰/۴	۰/۴	۰/۴	۰/۴	۰/۴	۰/۴

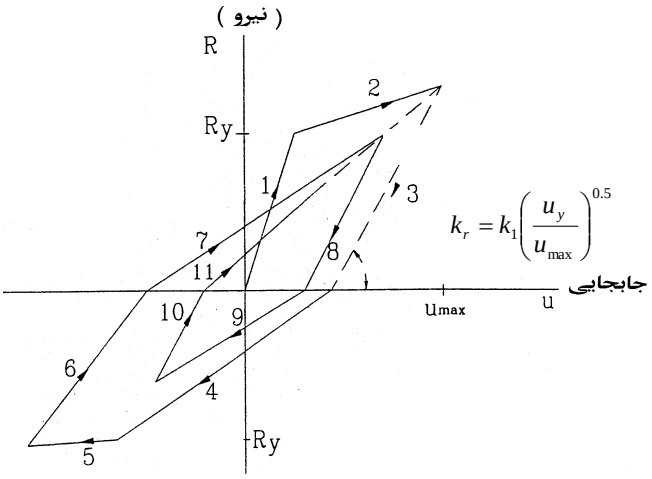


شکل ۳. ۲۷-۴ نمایش رابطه ریدل

تأثیر کاهندگی

قبلاً دیدیم که ویدیچ و همکارانش (۱۵۲) برای بررسی رفتار کاهنده بر ضریب رفتار، از یک مدل کاهنده بنام Q استفاده نمودند و در نتیجه روابط متفاوتی برای ضریب رفتار بدست آوردند (جدول ۳. ۶-۱ را ببینید). این مدل در واقع نشان دهنده رفتار سازه‌های بتنی است و مانند مدل قدیمی تاکادا دارای حلقه‌های پسماند کوچک است و کاهش سختی هنگام باربرداری را در نظر می‌گیرد. این شیب که در شکل ۳. ۲۷-۵ با k_r نشان داده شده است برابر است با

$$k_r = k_1\left(\frac{u_y}{u_{\max}}\right)^{0.5} \qquad \text{سختی کاهش یافته در باربرداری در مدل } Q \qquad (۳. ۱۲-۶)$$



شکل ۳. ۲۷-۵ مدل کاهنده Q برای سازه‌های بتنی و مصالح بنایی مسلح

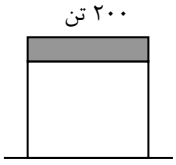
مثال ۳. صفر با استفاده روابط ویدیچ-فایفر (رابطه ۳. ۱۲-۲) برای سازه یک طبقه زیر مطلوبست:

۱. برآورد ضریب نرمی و جابجایی این سازه در زلزله طبس با فرض استفاده از قاب خمشی فولادی با رفتار ارتجاعی خمیری کامل به عنوان سیستم لرزه‌بر.

۲. تعیین تغییرات ضریب نرمی و جابجایی سازه چنانچه از قاب بتنی به عنوان سیستم لرزه‌بر استفاده گردد (فرض کنید که رفتار پسماند از مدل Q پیروی می‌کند).

۳. مقاومت تسلیم قاب بتنی چقدر باشد تا نرمی ایجاد شده در آن با قاب فولادی یکسان گردد. در این صورت جابجایی آن چقدر خواهد بود.

وزن سازه برابر ۲۰۰ تن، ارتفاع آن برابر ۳ متر ، مقاومت تسلیم آن برابر ۳۰ تن، ، زمان تناوب آن ۰/۱۸ ثانیه و ضریب استهلاک برابر ۰/۰۵ می‌باشد. در استفاده از رابطه ویدیچ زمین از نوع آبرفتی با تناوب مشخصه ۰/۴۵ ثانیه و استهلاک سازه از نوع متناسب با جرم فرض شود.



حل. با استفاده از مشخصات داده شده برای سازه داریم

$k = m\omega^2 = 200x(6.28/0.18)^2 = 243446\ kN/m = 248.2\ t/cm$

$R_y = 30$ t , $d_y = R_y / k = 0.121$ cm

با استفاده از طیف زلزله طبس در جدول ۳. ۲۴ برای تناوب ۰/۱۸ ثانیه، شتاب پاسخ برابر ۳/۲۸g بدست می‌آید. بنابراین نیروی ارتجاعی زلزله برابر است با

$R_e = mS_a = 200\text{x}3.28 = 656$ t

و ضریب رفتار از رابطه ۳. ۱۲-۱ برابر است با

$R = R_e / R_y = 656/30 = 21.87$

رابطه ضرایب نرمی و رفتار از ۳. ۱۲-۲ عبارت است از

ضریب رفتار

$$R = C_1(\mu - 1)^{C_R}\frac{T}{T_0} + 1 \qquad T \le T_0$$

$$R = C_1(\mu - 1)^{C_R} + 1 \qquad T_0 \le T$$

که در آن

$T_0 = C_2\mu^{C_T}T_{1g}$

با استفاده از جدول ۳. ۶-۱ برای مدل معمولی (غیر کاهنده) داریم

رفتار پسماند	C_1	C_R	C_2	C_T
معمولی	۱/۳۵	۰/۹۵	۰/۷۵	۰/۲۰

پس

$T_0 = C_2\mu^{C_T}T_{1g} = 0.75\mu^{0.2}x0.45 = 0.34\mu^{0.2}$

و با فرض $T<T_0$

$$R = C_1(\mu - 1)^{C_R}\frac{T}{T_0} + 1 = 1.35(\mu - 1)^{0.95} \times \frac{0.18}{0.34\mu^{0.2}} + 1 = 0.715\frac{(\mu - 1)^{0.95}}{\mu^{0.2}} + 1$$

آنگاه با توجه به اینکه ضریب رفتار برابر ۲۱/۸۷ بدست آمد داریم

$$R = 0.715\frac{(\mu - 1)^{0.95}}{\mu^{0.2}} + 1 = 21.87 \qquad \therefore \mu = 91.2$$

ضمناً ملاحظه می‌شود که شرط $T<T_0$ برقرار است زیرا

$T_0 = 0.34\mu^{0.2} = 0.34(91.2)^{0.2} = 0.84 > T = 0.18$

اکنون جابجایی غیرارتجاعی سازه در زلزله طبس برابر است با

$d_p = \mu d_y = 91.2 \times 0.121 = 11.03\ \text{cm}$, $d_p/h = 11.03/300 = 0.037 = 3.7\%$

ملاحظه می‌شود که جابجایی نسبی طبقه خیلی بیشتر از حد مجاز است (بیشتر آیین‌نامه‌ها بین ۰/۰۱h تا ۰/۰۲h را به عنوان حداکثر جابجایی جانبی سازه در زلزله‌های خیلی قوی و مخرب پیشنهاد می‌کنند).

برای بررسی میزان تقریب جوابها، این سازه زیر اثر زلزله طبس قرار گرفت و تحلیل دینامیکی زمانی (غیرارتجاعی) اجرا شد. نتیجه این تحلیل نشان داد که ضریب نرمی و جابجایی اوج این سازه بترتیب برابر ۵۰/۹ و ۶/۱۵ سانتیمتر هستند که در مقایسه با مقادیر برآورد شده حدود ۴۴٪ کمتر می‌باشند.

برای محاسبه ضریب نرمی و جابجایی سازه با قاب بتنی با استفاده از جدول ۳. ۶-۱ برای مدل کاهنده داریم

رفتار پسماند	C_1	C_R	C_2	C_T
کاهنده	۱	۱	۰/۶۵	۰/۳۰

پس

$$T_0 = C_2 \mu^{C_T} T_{1g} = 0.65\mu^{0.3} x 0.45 = 0.29\mu^{0.3}$$

و با فرض $T<T_0$

$$R = C_1(\mu-1)^{C_R}\frac{T}{T_0} + 1 = 1.0(\mu-1)\times\frac{0.18}{0.29\mu^{0.3}} + 1 = 0.621\frac{(\mu-1)}{\mu^{0.3}} + 1$$

آنگاه با توجه به اینکه ضریب رفتار برابر ۲۱/۸۷ بدست آمد داریم

$$R = 0.621\frac{(\mu-1)}{\mu^{0.3}} + 1 = 21.87 \qquad \therefore \mu = 163.5$$

ضمناً ملاحظه می‌شود که شرط $T<T_0$ برقرار است زیرا

$$T_0 = 0.29\mu^{0.3} = 0.29(163.5)^{0.3} = 1.34 > T = 0.18$$

اکنون جابجایی غیرارتجاعی سازه در زلزله طبس برابر است با

$d_p = \mu d_y = 163.5 \times 0.121 = 19.78\ \text{cm}$, $d_p/h = 19.78/300 = 0.066 = 6.6\%$

می‌بینیم که کاهندگی قاب بتنی باعث شده است که جابجایی غیرارتجاعی سازه حدود ۸۰٪ افزایش یابد (=۱۱/۰۳÷۱۹/۷۸). چنانچه بخواهیم نرمی تحمل شده توسط قاب بتنی با فولادی یکسان باشد باید

$$R = 0.621\frac{(\mu-1)}{\mu^{0.3}}+1 = 0.621\frac{(91.2-1)}{91.2^{0.3}}+1 \quad \therefore R = 15.46$$

پس مقاومت تسلیم قاب برابر است با

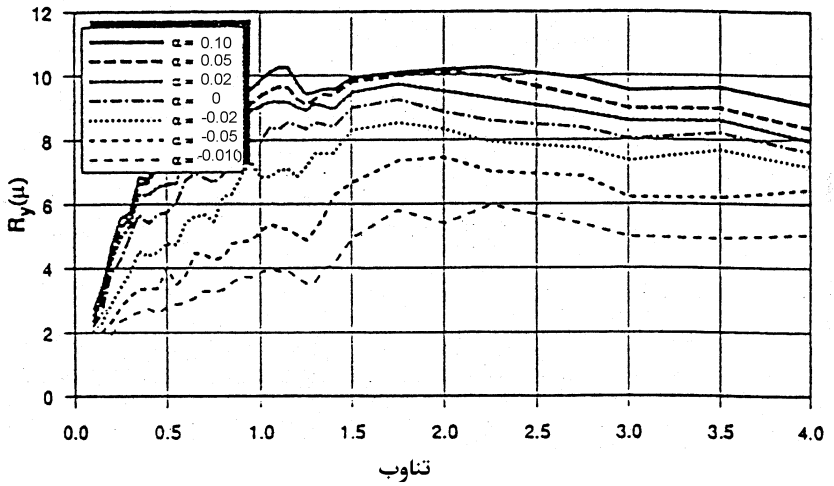
$R_y = R_e/R = 656/15.46 = 42.4$ t

ملاحظه می‌شود که مقاومت قاب بتنی باید حدود ۴۰٪ بیش از قاب فولادی باشد تا نرمی یکسانی را تحمل نماید. جابجایی غیرارتجاعی قاب بتنی برابر خواهد شد با

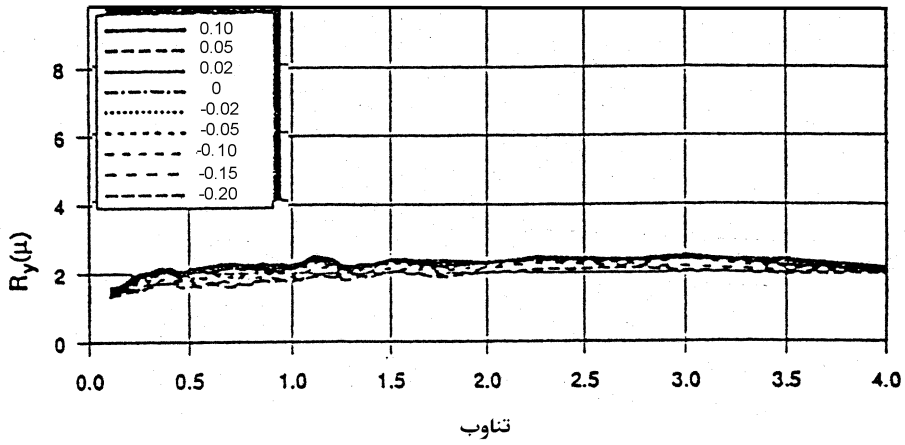
$$d_p = \mu d_y = \mu(R_y/k) = 91.2(42.4/248.2) = 15.58cm$$

می‌بینیم با افزایش مقاومت سازه کاهنده (قاب بتنی) ضریب نرمی آن با سازه غیرکاهنده (قاب فولادی) یکسان شد، اما هنوز هم جابجایی غیرارتجاعی آن بیش از قاب فولادی است (۱۵/۵۸›۱۱/۰۳). از آنجا که بخشهای غیرسازه‌ای یک ساختمان مانند تیغه‌ها، دربها، پنجره‌ها و نما، عمدتاً در اثر جابجایی جانبی آسیب می‌بینند، به نظر می‌رسد که لازم است هنوز هم مقاومت تسلیم سازه کاهنده را افزایش داد تا جابجایی غیرارتجاعی آن کاهش یافته و به حد سازه غیرکاهنده برسد.

رهنما و کراوینکلر (۱۵۴ و ۱۵۵) با استفاده از مدلهای پسماند مختلف و تحلیل رفتار لرزه‌ای غیرارتجاعی به نتایج مشابهی رسیدند. آنها دریافتند که ضریب رفتار سازه‌های کاهنده کوچکتر از سازه‌های معمولی (غیرکاهنده) است و با کاهش شیب خط دوم (بخش خمیری) در هردو نوع سازه، ضریب رفتار کاهش می‌یابد. اما با کاهش ضریب نرمی، اثر میزان تأثیر کاهندگی بر ضریب رفتار کاسته شده و در واقع ضریب رفتار سازه‌هایی که نرمی ایجاد شده در حین زلزله چندان بزرگ نباشد (مانند سازه‌های بلند) نوع رفتار پسماند تأثیر چندانی بر رفتار سازه ندارد. مثلاً در شکل ۳. ۲۷-۶ ضریب رفتار سیستم‌های دوخطی برای ضرایب نرمی ۸ و ۲ نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که در شکل الف، کاهش شیب خط دوم نمودار پسماند از ۱۰٪+ به ۱۰٪- باعث کاهش قابل ملاحظه‌ای در ضریب رفتار شده و آنرا از ۱۰ به ۶ تقلیل داده است، درحالی‌که در شکل ب میزان تغییرات ضریب رفتار ظاهراً خیلی کمتر است و در حدود ۲ ثابت باقی مانده است.



الف. ضریب نرمی ۸



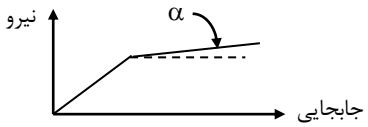
ب. ضریب نرمی ۲

شکل ۳. ۲۷-۶ تغییرات ضریب رفتار برحسب سخت شدگی کرنشی (شیب خط دوم نمودار پسماند در ناحیه خمیری با α مشخص شده)

در ادامه کارهای کراوینکلر (۱۵۶)، رابطه زیر برای ضریب رفتار سازه‌های با مدل پسماند دوخطی داده شده است

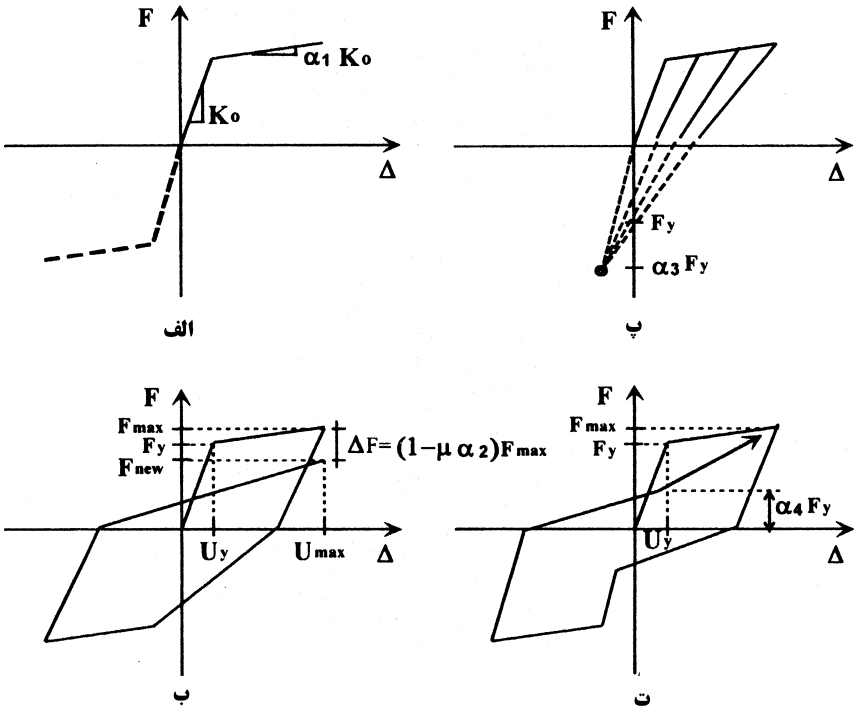
$$R=\left[c(\mu-1)+1\right]^{1/c};\quad c=\frac{T^{a}}{T^{a}+1}+\frac{b}{T}$$ ضریب رفتار (۳. ۱۲-۷)

که در آن a و b تابعی از α (ضریب سخت شدگی کرنشی یاشیب خط دوم نمودار پسماند) می‌باشند که از جدول زیر بدست می‌آیند

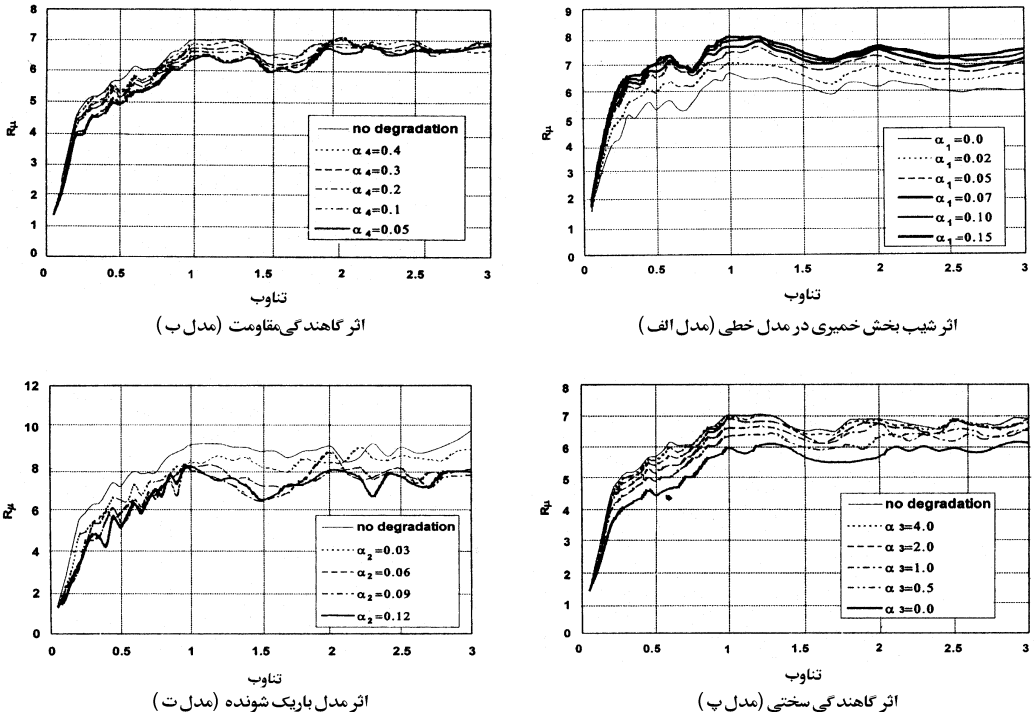


b	a	α
۰/۴۲	۱	٪۰
۰/۳۷	۱	٪۲
۰/۲۹	۰/۸	٪۱۰

در تلاش برای یافتن تأثیر انواع رفتارهای پسماند، لی و همکاران (۱۵۷) تعداد متنوعی از مدلهای پسماند را بکار گرفتند که در شکل ۳. ۲۷-۷ نشان داده شده است. نمودار ضریب رفتار این مدلها در شکل ۳. ۲۷-۸ آمده است.



شکل ۳. ۲۷-۷ مدلهای پسماند؛ الف. مدل دوخطی، ب. مدل کاهنده مقاومت، پ. مدل کاهنده سختی، ت. مدل مدل باریک شونده



شکل ۳. ۲۷-۸ نمودارهای پسماند مدلهای الف، ب، پ و ت
(پارامترهای α_1، α_2 و ... در شکل ۳. ۲۷-۷ تعریف شده‌اند)

۳. ۲. ۳. ۲ سازه‌های چند درجه

در بخش ۳. ۲. ۳. ۱ با ضریب رفتار سازه‌های تکدرجه آشنا شدیم و دیدیم که چگونه محققان به کمک تحلیل سازه‌های تکدرجه تحت زلزله‌های مختلف و میانگین‌گیری روابطی را برای برآورد ضریب رفتار برحسب ضریب نرمی، تناوب، و نوع رفتار پسماند سازه بدست آورده‌اند. این روابط که به R-μ معروفند در واقع یکی از دو سؤال زیر را پاسخ می‌دهند:

۱. اگر مقاومت سازه مشخص باشد، با استفاده از این روابط می‌توان نرمی تحمیل شده به یک سازه در یک زلزله مشخص را تخمین زد، مانند مثال ۳. صفر.

۲. اگر ظرفیت نرمی سازه مشخص باشد، با استفاده از این روابط می‌توان حداقل مقاومت لازم را برای آنکه سازه در یک زلزله معین از محدوده نرمی خود خارج نشود، برآورد

نمود. مثلاً در فرض سوم مثال ۳. صفر، نرمی سازه برابر ۹۱/۲ فرض شد و برپایه آن، مقاومت تسلیم سازه برابر ۴۲/۴ تن بدست آمد[۱].

برای تعمیم این روش به سازه‌های چنددرجه آزادی، لازم است چند نکته مشخص شود:

۱. منظور از نرمی در یک سازه چنددرجه چیست؟
۲. منظور از مقاومت تسلیم چیست؟
۳. منظور از تناوب چیست؟

اکثر محققانی که در این زمینه تحقیق نموده‌اند برای تعمیم روابط R-μ از سازه تکدرجه به چنددرجه فرضیات زیر را انجام داده‌اند:

۱. بیشترین ضریب نرمی ایجاد شده در طبقات به عنوان ضریب نرمی در نظر گرفته می‌شود (مثلاً اگر ضریب نرمی طبقات ۱ تا ۵ یک سازه ۵ طبقه بترتیب برابر ۵، ۶، ۳، ۴ و ۲ باشد، ضریب نرمی سازه برابر ۶ فرض می‌شود).
۲. مقاومت برشی نهایی پایه (طبقه اول) به عنوان مقاومت تسلیم سازه در نظر گرفته می‌شود.
۳. نیروی ارتجاعی زلزله برابر حداکثر برش پایه‌ای است که اگر بین طبقات توزیع شده و مقاومت طبقات بدین ترتیب تعیین شود، در زلزله هیچیک از طبقات سازه از حد ارتجاعی خارج نشوند.

بدیهی است که با تعریف فوق، دلیلی وجود ندارد که رابطه R-μ برای سازه‌های یک طبقه و چند طبقه یکسان باشد زیرا نه تنها تعداد طبقات و تعدد درجات آزادی باعث رفتار دینامیکی متفاوت سازه چند طبقه خواهد شد، بلکه نحوه توزیع برش پایه بین طبقات که در واقع تعیین کننده مقاومت تسلیم طبقات است، نیز در ضریب نرمی ایجاد شده در طبقات مختلف مؤثر است. خوشبختانه، چون توزیع نیروی زلزله در اکثر ساختمانها مطابق الگوی پیشنهادی آیین‌نامه انجام می‌شود عملاً در این مورد ساختمانها مشابه‌اند و از تنوع و پراکندگی کاسته می‌گردد.

با استفاده از رابطه ۳. ۱۲-۱، مقاومت تسلیم یک سازه تکدرجه برای آنکه در زلزله از حد نرمی هدف μ خارج نشود برابر است با

$$R_{ys} = \frac{R_{es}}{R(\mu, T, \xi, H_s, E)} \qquad \text{مقاومت تسلیم سازه تکدرجه} \quad (۳. ۱۲-۸)$$

[۱] البته باید توجه داشت که روابط R-μ براساس میانگین‌گیری بدست آمده و تقریبی‌اند.

R_{es} نیروی ارتجاعی زلزله و R ضریب رفتار سازه تکدرجه است که تابعی از نرمی هدف μ، خواص دینامیکی سازه مانند تناوب، استهلاک و رفتار پسماند (H_s, ξ, T) و نوع زلزله (E) است. اکنون می‌توان یک ضریب اصلاح R_T در نظر گرفت که بکمک آن بتوان مقاومت تسلیم سازه چنددرجه را محاسبه نمود:

$$R_{yM} = \frac{R_{es}}{R.R_T} \qquad \text{مقاومت تسلیم سازه چنددرجه} \quad (۹-۱۲ .۳)$$

R_{yM} مقاومت تسلیم در تراز پایه است و طبق یک الگوی مشخص بین طبقات توزیع می‌گردد. مثلاً بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ با استفاده از رابطه ۴. ۷ نیروی طبقه m ام در ساختمانهای فاقد نیروی شلاقی برابر است با

$$F_{ym} = \frac{w_m h_m}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} R_{yM} \qquad \text{نیروی طبقه } m\text{ام} \quad (۱۰-۱۲ .۳)$$

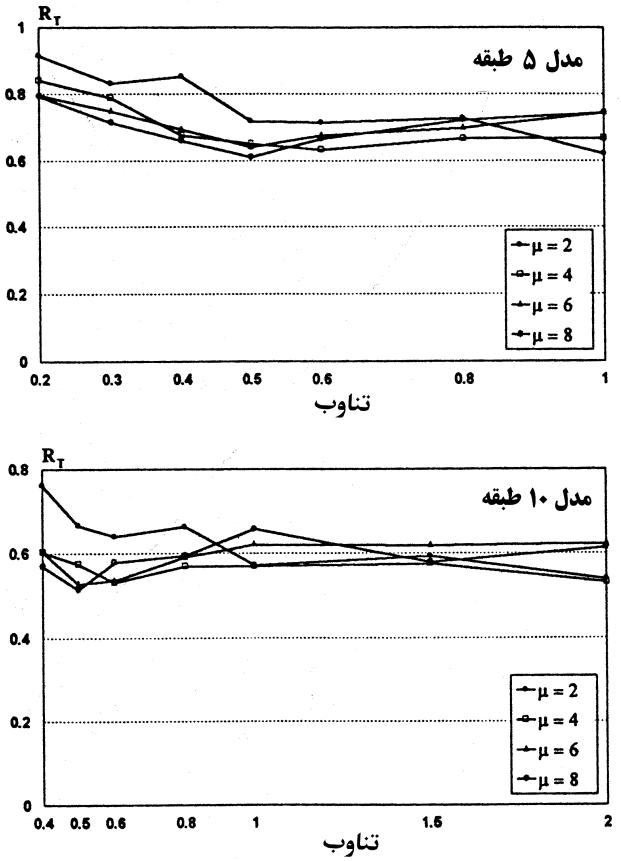
در این رابطه w_j و h_j وزن و ارتفاع طبقه i ام می‌باشند. اکنون با اعمال این نیروها به طبقات و محاسبه مقاومت تسلیم سیستم لرزه‌بر در طبقات و طراحی بر این اساس، انتظار می‌رود که اگر این سازه در معرض زلزله قرار گیرد، حداکثر مطلق ضریب نرمی طبقات از ضریب نرمی هدف تجاوز ننماید.

ضریب اصلاح R_T به‌طور کلی تابعی از تعداد طبقات، ضریب نرمی هدف و تناوب پایه سازه است. برخی سعی کرده‌اند این ضریب را برای سازه‌های چند طبقه با سیستمهای سازه‌ای مختلف بدست آورند، از آن جمله‌اند ناسار (۱۵۶)، اسریواستاو (۱۷۲)، مبصری (۱۷۳) و میراندا (۱۷۴). این تحقیقات نشان داده است که ضریب اصلاح R_T عموماً کوچکتر از یک است. تحقیقات نگارنده و کرمی محمدی (۱۷۵) نشان داد همانطور که در شکل ۳. ۲۷-۹ دیده می‌شود تأثیر تناوب بر ضریب اصلاح به‌طور عمده مربوط به تعداد طبقات است و ضریب اصلاح برای دوسازه هم‌طبقه با تناوبهای مختلف تقریباً یکسان است. همچنین اثر مقدار ضریب نرمی هدف بر این ضریب چندان تعیین کننده نیست. از این رو، رابطه نسبتاً ساده زیر برای محاسبه ضریب اصلاح پیشنهاد شده است[۱]:

$$R_T = N^{-0.26} \qquad \text{ضریب اصلاح سازه‌های چنددرجه} \quad (۱۱-۱۲ .۳)$$

---

[۱] Moghaddam, H, Mohammadi, R.K., 2000, ductility reduction factor of MDOF shear-building structures, J. of Earthquake Eng., Vol. 5, No. 1, 1-16.



شکل ۳. ۲۷-۹. اثر تناوب و ضریب نرمی بر ضریب اصلاح R_T

میراندا (۱۷۴) نیز بر اساس تحلیلهایی که برروی قابهای بتنی انجام داد رابطه زیر را ارائه نمود که در آن اثر تناوب و ضریب نرمی لحاظ شده است اما تعداد طبقات مستقیماً وارد نگردیده است (البته اثر آن به‌طور غیر مستقیم در زمان تناوب وارد می‌شود).

$$R_T = \frac{1}{1+0.15T^2 Ln\mu}$$ (۳. ۱۲-۱۲) *ضریب اصلاح سازه‌های چنددرجه*

از مقایسه‌نتایج ناسار (۱۵۶)، اسریواستاو (۱۷۲)، میراندا (۱۷۴) و رابطه ۳. ۱۲-۱۱ ملاحظه شد که رابطه مزبور تقریباً برای همه تناوب‌ها جواب کوچکتری بدست می‌دهد (۱۷۵) و از این رو در جهت اطمینان است.

۳. ۲. ۴. برآورد نیروها و جابجاییهای لرزه‌ای در حوزه غیرارتجاعی

سازه تکدرجه

در مثال ۳. صفر دیدیم که چگونه با داشتن رابطه R-μ برای یک زلزله، و در دست داشتن مشخصات سازه مانند تناوب، ضریب استهلاک و رفتار پسماند و مقاومت تسلیم، می‌توان ضریب رفتار و ضریب نرمی را محاسبه و جابجایی غیرارتجاعی آن را در زلزله مزبور برآورد کرد.

دیدیم که نیروی ارتجاعی زلزله برای یک سازه تکدرجه با تناوب و استهلاک معین از طیف پاسخ شتاب با استفاده از رابطه ۳. ۱ بدست می‌آید. پس نیروی ارتجاعی زلزله برای سازه تکدرجه برابر است با

$$R_{es} = mS_a \qquad (۱۳-۱۲ .۳)$$

که m جرم سازه و S_a شتاب پاسخ بدست آمده از طیف است. ضریب رفتار با استفاده از رابطه ۳. ۱۲-۱ برابر است با

$$R = \frac{R_{es}}{R_{ys}} = \frac{mS_a}{R_{ys}} \qquad (۱۴-۱۲ .۳)\ \textit{ضریب رفتار سازه تکدرجه در یک زلزله معین}$$

R_{ys} مقاومت تسلیم سازه تکدرجه است. اکنون ضریب رفتار را در رابطه $R-\mu$ ی زلزله مربوطه قرار می‌دهیم تا ضریب نرمی μ بدست آید. باید دانست که استفاده از روابط $R-\mu$ که در بخش پیشین آمد (مانند روابط ۳. ۱۲-۲ و ۳. ۱۲-۵) به جوابهای تقریبی منتهی می‌شود زیرا این روابط برای زلزله خاصی تهیه نشده‌اند بلکه عموماً از میانگین‌گیری تعداد زیادی زلزله بدست آمده‌اند. با در دست داشتن ضریب نرمی μ می‌توان جابجایی غیرارتجاعی سازه را از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$d_p = \mu d_y = \mu \frac{R_{ys}}{k} \qquad (۱۵-۱۲ .۳)\ \textit{جابجایی غیرارتجاعی سازه تکدرجه}$$

برعکس، می‌توان مقاومت یک سازه تکدرجه را طوری تعیین نمود که میزان نرمی ایجاد شده در این سازه در یک زلزله بخصوص از یک مقدار معین، که *نرمی هدف* نامیده می‌شود، فراتر نرود. برای اینکار، ابتدا از رابطه $R-\mu$ با وارد کردن ضریب نرمی هدف، ضریب رفتار R را حساب می‌کنیم. آنگاه از رابطه ۳. ۱۲-۱۳ نیروی ارتجاعی زلزله را بدست آورده و با نهادن ضریب رفتار و نیروی ارتجاعی زلزله در رابطه ۳. ۱۲-۱۴، مقاومت تسلیم سازه معین می‌گردد[۱].

[۱] خوانندگان برای آشنایی با چگونگی این روش بد نیست مثال ۳. صفر را ببینند.

سازه چنددرجه

با توجه به مطالب بخش ۳. ۲. ۳. ۲، برای محاسبه بیشترین ضریب نرمی ایجاد شده در یک سازه چند طبقه در یک زلزله، لازم است گامهای زیر برداشته شود:

۱. تهیه طیف ارتجاعی شتاب
۲. محاسبه شتاب پاسخ ارتجاعی برای مد اول سازه S_{a1} از روی طیف ارتجاعی شتاب (مؤلفه پاسخ طیفی برای تناوب مد اول T_1)
۳. محاسبه نیروی ارتجاعی سازه تکدرجه R_{es} از رابطه ۳. ۱۲-۱۳ با نهادن S_{a1} و m (m جرم کل سازه است)
٤. محاسبه ضریب رفتار از رابطه ۳. ۱۲-۹

$$R = \frac{R_{es}}{R_T R_{yM}}$$

که در آن R_{yM} برش تسلیم پایه و R_T ضریب اصلاح سازه چنددرجه است که از رابطه ۳. ۱۲-۱۱ و یا ۳. ۱۲-۱۲ بدست می‌آید.
۵. انتخاب یک رابطه $R-\mu$ از میان روابط پیشنهاد شده مانند ۳. ۱۲-۲ و ۳. ۱۲-۵. سعی می‌شود که رابطه انتخاب شده با شرایط رفتار پسماند سازه از نظر شیب قسمت دوم نمودار نیرو-جابجایی و میزان کاهندگی سختی و مقاومت، و نیز شرایط زمین (نوع خاک) همساز باشد[۱].
٦. با نهادن ضریب رفتار R و تناوب مد اول T_1 در رابطه $R-\mu$ ضریب نرمی سازه بدست می‌آید.

برعکس، چنانچه بخواهیم مقاومت سازه را طوری برآورد کنیم که نرمی آن در زلزله از مقدار مشخصی تجاوز نکند باید گامهای زیر برداشته شود:

۱. تهیه طیف ارتجاعی شتاب
۲. محاسبه شتاب پاسخ ارتجاعی برای مد اول سازه S_{a1} از روی طیف ارتجاعی شتاب (مؤلفه پاسخ طیفی برای تناوب مد اول T_1)
۳. محاسبه نیروی ارتجاعی سازه تکدرجه R_{es} از رابطه ۳. ۱۲-۱۳ با نهادن S_{a1} و m (m جرم کل سازه است)

[۱] و یا می‌توان برای یک زلزله معین مستقیماً رابطه $R-\mu$ را محاسبه نمود و بعداً برای تحلیلهای غیرخطی مورد استفاده قرار داد.

٤. انتخاب یک رابطه $R-\mu$ از میان روابط پیشنهاد شده مانند ۳. ۱۲-۲ و ۳. ۱۲-۵. سعی می‌شود که رابطه انتخاب شده با شرایط رفتار پسماند سازه از نظر شیب قسمت دوم نمودار نیرو-جابجایی و میزان کاهندگی سختی و مقاومت، و نیز شرایط زمین (نوع خاک) همساز باشد.

٥. با نهادن ضریب نرمی μ و تناوب مد اول T_1 در رابطه $R-\mu$ ضریب رفتار سازه تکدرجه R بدست می‌آید.

٦. حال می‌توان مقاومت تسلیم پایه R_{yM} را از رابطه ۳. ۱۲-۹ بدست آورد

$$R_{yM}=\frac{R_{es}}{R_T R}$$

که در آن R_T ضریب اصلاح سازه چنددرجه است که از رابطه ۳. ۱۲-۱۱ و یا ۳. ۱۲-۱۲ بدست می‌آید.

۷. برش پایه بر اساس الگوی مورد نظر بین طبقات توزیع می‌شود[۱]. مثلاً از ۳. ۱۲-۱۰:

$$F_{ym}=\frac{w_m h_m}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} R_{yM}$$

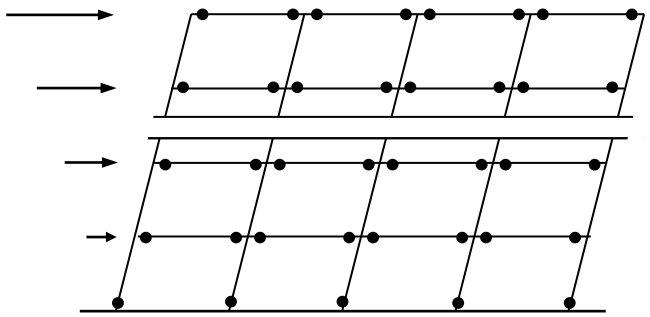
۸. اکنون تناوب مد اول سازه محاسبه می‌شود و چنانچه با مقدار مفروض در بند ۲ متفاوت باشد می‌توان مراحل فوق را تکرار نمود تا این تفاوت بقدر کافی کوچک شود. حال انتظار می‌رود که اگر این سازه در معرض زلزله قرار گیرد، حداکثر نرمی ایجاد شده در آن از میزان پیش بینی شده فراتر نرود.

مثال ۳. یک حداکثر ضریب نرمی ایجاد شده در قابهای شرقی-غربی یک ساختمان اسکلت فولادی ۱۰ طبقه به ابعاد ۲۰×۲۰ متر (در پلان) را در زلزله منجیل محاسبه کنید. قابها در جهت شمالی جنوبی بادبندی شده اند و بار ثقلی را می‌برند (جهت تیر ریزی شرقی-غربی است) و قابهای شرقی-غربی دارای ۴ دهانه و بدون بادبندند، و فقط برای زلزله طراحی شده‌اند. در این قابها، نحوه طراحی بگونه‌ای بوده است که تیرها از ستونها ضعیفتر باشند و لولای خمیری در تیر ایجاد گردد. کلیه تیرها از نیمرخ IPE طرح شده و بررسی دفترچه محاسبات سازه مزبور نشان می‌دهد که در طراحی سیستم لرزه‌بر شرقی-غربی ضریب زلزله C برابر۰/۱۱۸ در نظر گرفته شده است. وزن هر طبقه با احتساب ۲۰٪ باز زنده و دیوارها و تیغه‌ها برابر ۴۰۰ تن بوده و ارتفاع طبقات ۳ متر است.

---

[۱] در حال حاضر الگوهای متعارف کم و بیش مشابه رابطه ۳. ۱۲-۱۰ می‌باشند اما باید توجه داشت که می‌توان از الگوهای بهینه‌تری نیز استفاده نمود. برای توضیح بیشتر بخش ۳. ۵. ۵ را ببینید.

حل. سازکار تسلیم جانبی قابهای شرقی-غربی در زلزله مطابق شکل زیر است و همانطور که در صورت مسأله آمده لولای خمیری در تیرها تشکیل می‌شود.



شکل ۳. ۲۷-۱۰ سازکار تسلیم جانبی[۱] قاب خمشی

همانطور که در شکل دیده می‌شود، چون تیرها بار ثقلی را حمل نمی‌کنند و از ستونها نیز ضعیف‌ترند کلیه لولاهای خمیری در تیرها و در مجاورت گره‌ها تشکیل می‌شود (به استثنای لولاهایی که در پای ستونها تشکیل شده است). بنابراین نسبت ظرفیت تسلیم به ظرفیت طراحی سازه یعنی R_{yM}/R_D تقریباً برابر است با نسبت لنگر خمیری تیرها به لنگر طراحی آنها. یعنی

$$\frac{R_{yM}}{R_D} = \frac{M_P}{M_D} \qquad (۱۶-۱۲ .۳)$$

که در آن R_{yM} و R_D برشهای پایه تسلیم و طراحی سازه‌اند، و M_P و M_D لنگرهای خمیری و طراحی تیرها می‌باشند. تنش مجاز تیرهای داخل سقف در برابر نیروهای زلزله برابر است با

$F_b = 0.66F_y \times 1.33 = 0.88F_y$

پس لنگرهای طراحی تیرها برابر است با

$M_D = 0.88F_yS$

در نیمرخهای IPE معمولاً اساس خمیری ۱/۱۲ برابر اساس ارتجاعی است یعنی

$Z = 1.12\ S$

پس

$M_P = ZF_y = 1.12\ SF_y = 1.12 \times M_D/0.88$

یا

[۱] این سازکار در متون لاتین push over خوانده می‌شود.

$M_P = = 1.27\ M_D$ (۳. ۱۲-۱۷)

و از جایگزینی این مقدار در ۳. ۱۲-۱۶

$$\frac{R_{yM}}{R_D} = \frac{M_P}{M_D} = 1.27$$ (۳. ۱۲-۱۸) *نسبت برش تسلیم به طراحی در قاب فولادی لرزه‌بر*

و برش پایه تسلیم برابر است با

$V_D = CW = 0.118\ W \quad \therefore V_{yM} = 1.27 \times 0.118\ W = 0.15W$

اکنون می‌توان مطابق روش تشریح شده ضریب نرمی را محاسبه نمود:

۱. محاسبه طیف شتاب. طیف شتاب منجیل را مطابق بخش ۲. ۵ محاسبه نمود[۱] که نتیجه آن قبلاً در شکل ۳. ۱۴ ارائه شد.

۲. محاسبه شتاب پاسخ ارتجاعی مد اول سازه. ابتدا لازم است تناوب اصلی سازه مشخص شود. برای اینکار طبق توصیه آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۲) با استفاده از رابطه ۵. ۱ برای قابهای فولادی

$$T = 0.08\,H^{3/4} = 0.08(10\times 3)^{3/4} = 1.02\,s$$

g S_{a1}

۳. محاسبه نیروی ارتجاعی سازه تکدرجه R_{es}. از رابطه ۳. ۱۲-۱۳ با نهادن S_{a1} (برحسب g) و W (W جرم کل سازه است)

$R_{es} = WS_{a1}$

۴. محاسبه ضریب رفتار. ابتدا از رابطه ۳. ۱۲-۱۱ ضریب اصلاح سازه چنددرجه محاسبه می‌گردد

$$R_T = N^{-0.26} = 10^{-0.26} = 0.55$$

آنگاه از رابطه ۳. ۱۲-۹ ضریب رفتار برابر است با

$$R_{yM} = \frac{R_{es}}{R_T R} = \frac{0.34W}{0.55\times 0.15W} = 4.12$$

۵. انتخاب رابطه $R-\mu$. اگر مانند مثال ۳. صفر از رابطه ویدیچ-فایفر برای رفتار پسماند معمولی و با فرض تناوب مشخصه ۰/۴۵ ثانیه برای زمین استفاده کنیم، با فرض اینکه $T_0<T$ داریم

$$R = C_1(\mu-1)^{C_R} + 1 = 1.35(\mu-1)^{0.95} + 1$$

---

[۱] امروزه خیلی از نرم افزارها از جمله سَپ امکان تهیه طیف پاسخ زلزله را دارند.

$$\mu = 0.73(R-1)^{1.05} + 1$$

از جایگزینی R = ۴/۱۲ در این رابطه، ضریب نرمی μ برابر ۳/۴۱ بدست می‌آید و آنگاه

$$T_0 = C_2 \mu^{C_T} T_{1g} = 0.65 \times 3.41^{0.3} \times 0.45 = 0.42 < T = 1.02 ok$$

برای بررسی میزان دقت روش فوق، تحلیل دینامیکی غیرخطی این سازه ۱۰ طبقه تحت زلزله منجیل و با استفاده از برنامه درین دو بعدی انجام شد و حداکثر ضریب نرمی ۲/۴۰ بدست آمد. ملاحظه می‌شود که پاسخ بدست آمده از روش فوق در جهت اطمینان است.

همچنین برای اطمینان بیشتر از این روش، ضریب نرمی تعدادی ساختمان ۵ و ۱۰ طبقه با تناوبهایی در محدوده ۰/۳ تا یک ثانیه محاسبه شد[۱]. آنگاه این ساختمانها در معرض زلزله‌های ال‌سنترو و منجیل قرار گرفتند و بصورت زمانی تحلیل شدند[۲]. برای محاسبه ضریب نرمی از رابطه ۳. ۱۲-۷ استفاده شد[۳]. همچنین ضریب اصلاح R_T برای سازه‌های ۵ طبقه و ۱۰طبقه از رابطه ۳. ۱۲-۱۱ بترتیب برابر ۰/۶۶ و ۰/۵۵ بدست آمد و برش تسلیم پایه V_{yM} در هر دو مدل همچون مثال ۳. یک برابر ۰/۱۵W تعیین شد. نتایج حاصل از تحلیل این تحلیل دقیق با روش فوق در جدول ۳. ۶-۳ مقایسه گردیده است. می‌توان نتیجه گرفت که پاسخ روش تقریبی غالباً در جهت اطمینان بوده است.

جدول ۳. ۶-۳ مقایسه ضرایب نرمی حداکثر سازه‌های چنددرجه از دو روش تقریبی و دقیق

مدل	تناوب	V_{es}/W		R		μ			
						روش تقریبی		تحلیل دقیق	
		السنترو	*منجیل*	*السنترو*	*منجیل*	*السنترو*	*منجیل*	*السنترو*	*منجیل*
۵ طبقه	۰/۳	۰/۷۳	۱/۱۶	۷/۳۶	۱۱/۷۶	۱۶/۲۷	۳۴/۵۵	۱۶/۰۴	۱۱/۵۷
	۰/۴	۰/۶۰	۱/۱۰	۶/۱۱	۱۱/۱۰	۸/۶۵	۱۸/۹۰	۹/۳۱	۸/۷۶
	۰/۵	۰/۸۵	۰/۶۵	۸/۶۲	۶/۵۴	۱۰/۸۲	۷/۸۶	۵/۶۷	۵/۳۳
۱۰ طبقه	۰/۶	۰/۸۵	۰/۶۸	۱۰/۳۰	۸/۱۹	۱۱/۴۹	۹/۰۰	۸/۰۱	۷/۷۴
	۰/۸	۰/۵۴	۰/۶۷	۶/۵۵	۸/۱۳	۶/۳۴	۷/۸۴	۵/۰۰	۴/۹۸
	۱	۰/۵۱	۰/۳۴	۶/۲۴	۴/۱۷	۵/۷۸	۳/۹۴	۳/۲۲	۲/۴۰

[۱] Moghaddam, H, Mohammadi, R.K., 2000, ductility reduction factor of MDOF shear-building structures, J. of Earthquake Eng., Vol. 5, No. 1, 1-16.

[۲] تحلیل موسوم به تاریخچه زمانی

[۳] و به همین جهت، ضریب نرمی سازه ۱۰ طبقه با تناوب ۱ ثانیه در زلزله منجیل ۲/۴ بدست آمد که با ضریب نرمی حاصل در مثال ۳. یک متفاوت است زیرا در مثال مزبور از رابطه μ-R ویدیچ-فایفر استفاده گردیده است.

۳. ۳. طیف طرح

۳. ۳. ۱. کاربرد آمار و احتمالات

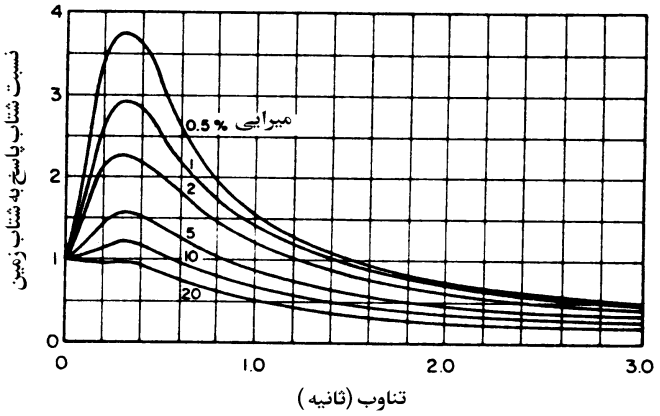
با آغاز ساخت و نصب دستگاههای شتابنگار، اطلاعات وسیعی درباره شتاب زمین بدست آمد و طیف زلزله‌های مختلف محاسبه و رسم شد. مقایسه این طیفها، حاکی از وجود یک بی‌قاعدگی عمومی و گسترده است به‌طوریکه شتاب پاسخ یک سازه نه تنها از یک زلزله تا زلزله دیگر تغییرات زیادی دارد بلکه حتی در یک زلزله معین نیز بستگی زیادی به تناوب و استهلاک سازه دارد و از یک تناوب تا تناوب دیگر می‌تواند به‌طور چشمگیری تفاوت نماید. برای محاسبه نیروی زلزله در یک سازه مشخص، معمولاً تعیین اطلاعات زیر ضروری می‌باشد:

۱. بزرگترین زلزله‌ای که درطول عمر سازه خواهد آمد
۲. مقادیر اوج شتاب، سرعت و جابجایی در محل پروژه
۳. طیف پاسخ ارتجاعی و غیرارتجاعی در محل پروژه

تا آنجا که می‌دانیم، تاکنون روشی ارائه نشده است که بتوان با استفاده از داده‌های زمین شناسی و لرزه شناسی منطقه، پاسخ این سؤالات را به‌طور دقیق و قطعی معین کرد. چه بسا در منطقه‌ای که دو زلزله با فاصله زمانی اتفاق افتاده‌اند و علیرغم داشتن گسل مسبب یکسان، شتابنگاشت و طیف هر دو کاملاً متفاوت بوده است. پس، بدیهی است که وقتی گسل مسبب مشخص نباشد، و نیز مشخصات محیطی که امواج زلزله در آن ساطع و منعکس شده و عبور نموده‌اند معلوم نباشد دیگر نمی‌توان انتظار داشت بتوان مشخصاتی مانند شتاب اوج و محتوای فرکانس شتابنگاشت را معین نمود. بدین ترتیب، بر اساس وضعیت موجود، چاره‌ای بجز توسل به روشهای آماری و احتمالاتی باقی نمی‌ماند.

بنظر می‌رسد هاوزنر (۱۳) اولین کسی است که با استفاده از روش آماری طیف پاسخ زلزله را تهیه کرده باشد. وی طیف چهار زلزله بزرگ در ایالات متحده امریکا یعنی اِل‌سنترو، تافت، کالیفرنیا و المپیا را همپایه و میانگین‌گیری کرد و پس از صاف‌کردن بریدگیهای موضعی، آنرا به‌صورت طیف طراحی ارائه کرد. پس از هاوزنر جمعی از محققان از این روش استفاده کردند و طیف طرح زلزله را بر اساس میانگین‌گیری از زلزله‌های زیادتری تهیه کردند که در بخش ۳. ۳. ۴ بحث شده است.

در روش هاوزنر (۱۳)، تهیه طیف طرح به دو عنصر اساسی وابسته است: یکی شتاب اوج زلزله و دیگری محتوای فرکانسی شتابنگاشت. هاوزنر با میانگین‌گیری، طیفی را تهیه کرد که محتوای فرکانسی آن در واقع میانگین محتوای فرکانسی چند زلزله است. برای مشخص کردن شتاب اوج نیز روشهایی ارائه شده است که از میان آنها دو روش متداولترند: روش کرنل و روش تخمین لرزه‌زایی گسل. در هر دوی این روشها از نظریه احتمالات و داده‌های آماری استفاده شده است. این روشها در بخش ۳. ۳. ۲ ارائه گردیده‌اند.



شکل ۳. ۲۸ طیف طراحی هاوزنر برای شتاب پایه ۰/۲g

۳. ۳. ۲. محاسبه شتاب زلزله بر پایه آمار و احتمالات

۳. ۳. ۲. ۱. روش کرنل

در سال ۱۹۶۸ کرنل برای اولین بار روشی را پیشنهاد کرد که بعدها با اقبال بسیار مواجه شد و امروزه به روش تخمین خطر زلزله نیز معروف شده است و برای محاسبه شتاب احتمالی زلزله در یک منطقه بکار می‌رود (۳۷). این روش به‌طور خلاصه بدین شرح است:

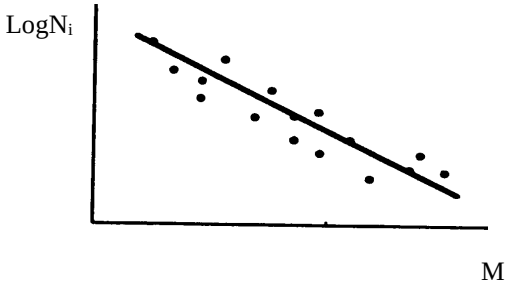
۱. منابع لرزه‌زا در منطقه شناسایی می‌شوند. این منابع عمدتاً شامل گسل‌ها و آتشفشانهای لرزه‌زا می‌باشند. برای طرح لرزه‌ای سازه، بر اساس تجربه منطقه‌ای به شعاع ۱۰۰ تا ۱۵۰ کیلومتر حول محل پروژه کافی است، و منابع دورتر تأثیر چندانی بر مشخصات زلزله طرح نخواهند داشت (مگر آنکه محل از لرزه‌خیزی خیلی پایینی برخوردار باشد که طبعاً منابع لرزه‌زای دورتر را می‌توان در نظر گرفت) .

۲. به کمک داده‌های دستگاهی یا اطلاعات تاریخی (نظیر آنچه امبرسز (۱) برای ایران تهیه نمود و در فصل ۱ آمد) نمودار و رابطه تناوب را مطابق بخش ۱. ۱۱ برای کلیه منابع لرزه‌زا تهیه می‌کنیم. برای این کار لازم است آمار را در یک دوره طولانی جمع و به طول دوره تقسیم کنیم تا آمار متوسط سالیانه بدست آید.

پس برای هر منبع لرزه‌زا، رابطه تناوب به‌صورت زیر در می‌آید:

$$\log N_i = A_i - B_i M$$

که A_i و B_i از نمودار تناوب بدست می‌آید. N_i تعداد زلزله سالیانه ناشی از منبع i ام است که بزرگی آنها از M بیشتر است.



شکل ۳. ۲۹ نمودار تناوب منابع لرزه‌زا

۳. با توجه به جنس زمین منطقه مورد نظر رابطه میرایی مناسبی را اختیار می‌کنیم. همانطور که در بخش ۱. ۱۲ آمد، روابط میرایی مختلفی ارائه شده‌اند که نتایج بسیار متفاوتی دارند. باید حتی‌الامکان سعی شود رابطه‌ای انتخاب شود که در شرایط زمین شناسی و زمین‌ساختی مشابهی با منطقه مورد نظر تهیه شده باشد. رابطه مزبور برای محاسبه شتاب ناشی از زلزله ایجاد شده با بزرگی M توسط هر منبع به فاصله R_i از محل پروژه عبارت است از:

$$a = f(M, R_i) \qquad \textit{شتاب} \qquad (۱۳.۳)$$

پس

$$M = g(a, R_i) \qquad (۱۴.۳)$$

۴. محاسبه بزرگترین شتاب برای یک احتمال معین

فرض کنیم بخواهیم احتمال وقوع زلزله‌ای با شتاب a_1 را در طول عمر سازه T_L در دو حالت زیر بدست آوریم:

الف) *حالتی که فقط یک منبع لرزه‌زا وجود دارد*

با داشتن فاصله منبع از محل پروژه رابطه میرایی را بدست آورده و سپس با نهادن a_1 مقدار M_1 را بدست می آوریم. آنگاه N_{a_1} از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\log N_{a_1} = A_i - B_i M_1 \qquad (۱۵.۳)$$

N_{a_1} تعداد متوسط سالیانه زلزله‌هایی است که در محل پروژه شتابی بیش از a_1 ایجاد می‌کند. پس احتمال وقوع زلزله‌ای در طول زمان T_L (طول عمر سازه) که شتابی بیش از a_1 ایجاد کند برابر است با:

$$P = 1 - e^{-N_{a_1} T_L}$$

و یا به‌طور کلی احتمال وقوع زلزله‌ای توسط منبع i در طول عمر سازه T_L که شتاب آن از a تجاوز کند برابر است با[۱] :

$$P_i = 1 - e^{-N_a T_L} \qquad (۱۶.۳)$$

ب) *حالتی که n منبع لرزه‌زا وجود دارد*

در این حالت، احتمال بوجود آمدن شتاب بیش از a برابر است با:

$$p = 1 - (1-p_1)(1-p_2)(..). \cong \sum p_i \qquad (۱۷.۳)$$

در این رابطه p_i احتمال ناشی از منبع i ام است که از رابطه ۳. ۱۶ بدست می‌آید.

۵. رسم نمودار احتمال شتاب

در مراحل فوق، احتمال وقوع شتاب بزرگتر از a_1 بدست آمد وبا تغییر a_1 می‌توان احتمال وقوع شتابهای دیگر را محاسبه کرده و نمودار ۳. ۳۰ را رسم نمود. با استفاده از نمودار شتاب می‌توان شتاب a_0 را برای یک احتمال مشخص بدست آورد.

---

[۱] اثبات:

اگر تعداد متوسط سالیانه زلزله‌هایی که شتابی بزرگتر از α ایجاد کند برابر N_α باشد، احتمال وقوع چنین حادثه‌ای در زمان بسیار کوچک dt برابر است با:

$$dp = N_\alpha dt$$

پس احتمال عدم وقوع آن برابر است با:

1-dp

طول عمر سازه T_L را می‌توان مرکب از n دوره متوالی dt دانست که در آن

$$n = T_L / dt$$

اگر فرض کنیم احتمال و عدم احتمال وقوع زلزله در این n دوره متوالی کاملاً مستقل باشد آنگاه، احتمال عدم وقوع زلزله در طول T_L برابر است با:

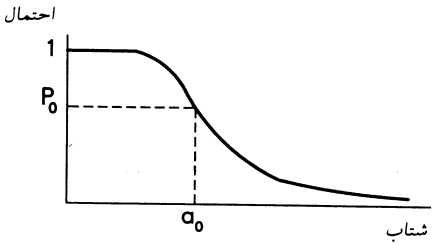
$$P' = (1-dp)^n \qquad dt = \frac{dp}{N_a} \therefore n = \frac{N_a T_L}{dp} \qquad \therefore P' = (1-dp)^{\frac{N_a T_L}{dp}}$$

ازآنجاییکه حد عبارت $\lim(1+x)^{\frac{1}{x}}$ وقتی x بسمت صفر میل کند برابر e است، پس:

$$P' = e^{-N_a T_L}$$

در این‌صورت، احتمال وقوع زلزله‌ای با شتاب بیش از a در طول T_L برابر است با:

$$P = 1 - p' = 1 - e^{-N_a T_L}$$



شکل ۳. ۳۰ نمودار احتمال

سطوح طراحی

معمولاً سازه‌ها را برای دو سطح مختلف طراحی می‌کنند:

۱. سازه‌های معمولی

این سازه‌ها را برای بزرگترین زلزله‌ای که به‌طور متوسط یک بار درطول عمر سازه رخ می دهد (معمولاً ۵۰ سال) طرح می‌کنند. در این‌صورت:

$$N_a = 1/T_L \quad ; \quad p = 1 - e^{-N_a T_L} = 1 - e^{-1} = 0.63$$

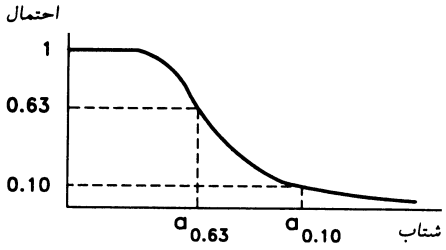
پس برای سازه‌های معمولی باید شتاب متناظر با احتمال ۶۳٪ را محاسبه کرد.

۲. سازه‌های ویژه

این سازه‌ها را برای بزرگترین زلزله‌ای که به‌طور متوسط یکبار در ده برابر طول عمر سازه رخ می دهد (معمولاً ۵۰۰ سال) طرح می‌کنند. پس:

$$N_a = 1/10T_L \quad ; \quad p = 1 - e^{-0.1} = 0.1$$

پس برای سازه‌های ویژه باید شتاب متناظر با احتمال ۱۰٪ را محاسبه کرد. بدین ترتیب به کمک مطالعات لرزه‌خیزی محل می‌توان نمودار احتمال شتاب را تهیه و از آن دو شتاب $a_{0.63}$ و $a_{0.1}$ را برای سازه‌های معمولی و ویژه بدست آورد.



شکل ۳. ۳۱ شتاب طرح برای سازه‌های معمولی و ویژه (شتابهای نظیر احتمال ۶۳٪ و ۱۰٪)

مثال ۳. ۱ حداکثر شتاب زمین را در محل ساخت یک سد که به فاصله ۸۰ کیلومتری از یک گسل لرزه‌زا قرار دارد برای احتمال وقوع ۱۰٪ در طول ۲۰۰ سال حساب کنید. از روابط تناوب زلزله و میرایی زیر استفاده نمایید.

$$a = \frac{5600e^{0.8M}}{(R+40)^2} \quad ; \quad \log N = 6.0 - 1.2M$$

حل:

۱. تعیین رابطه تناوب برای منبع لرزه‌زا- در صورت مسأله این رابطه ارائه شده است.

$$\log N = 6 - 1.2M \qquad \text{(الف)}$$

۲. برای یک شتاب دلخواه a_1 بزرگی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$a_1 = \frac{5600e^{.8M}}{(80+40)^2} = 0.389e^{.8M_1} \qquad \text{(ب)}$$

۳. با داشتن M_1 از (ب) می‌توان احتمال متوسط سالیانه زلزله N_1 را از (الف) حساب کرد، یعنی:

$$\log N_1 = 6 - 1.2M_1 \qquad \text{(ج)}$$

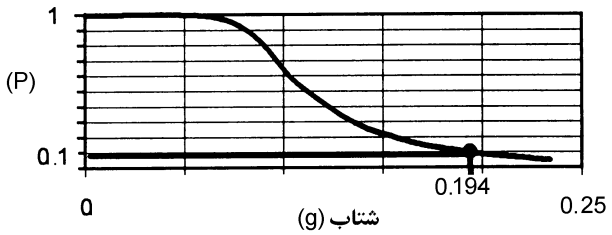
٤. با داشتن N_1 احتمال وقوع زلزله‌ای که در طول ۲۰۰ سال در محل پروژه شتابی بیش از a_1 ایجاد می‌کند برابر است با:

$$p = 1 - e^{-N_1 T_L} = 1 - \frac{1}{e^{200N_1}} \qquad \text{(د)}$$

۵. با نهادن مقادیر مختلف M_1 در رابطه‌های ب، ج و د جدول زیر بدست می‌آید.

بزرگی M_1	۶/۵	۷	۷/۳	۷/۵	۷/۶	۷/۷	۷/۸
شتاب a_1 برحسب g	۰/۰۷۲	۰/۱۰۷	۰/۱۳۶	۰/۱۶۰	۰/۱۷۳	۰/۱۸۹	۰/۲۰۳
احتمال p	۰/۹۶۰	۰/۵۴۹	۰/۲۹۴	۰/۱۸۱	۰/۱۴۱	۰/۱۰۹	۰/۰۸۴

به کمک این جدول نمودار ۳. ۳۲ بدست می‌آید و از روی آن برای احتمال ۱۰٪ شتابی برابر ۰/۱۹۴g بدست می‌آید.



شکل ۳. ۳۲ احتمال شتاب در محل سد طی یک دوره ۲۰۰ ساله

مثال ۳. ۲ در مثال ۳. ۱ اگر دو گسل لرزه‌زا داشته باشیم که فاصله آنها از محل سد به ترتیب برابر ۸۰ و ۲۰۰ کیلومتر باشد و ضرایب رابطه تناوب آنها به ترتیب (۱/۲ و ۶) و (۱و۶/۸) باشد، شتاب طرح را در محل سد برای احتمال ۱۰٪ در طول دوره ۲۰۰ ساله محاسبه کنید. برای میرایی از همان رابطه استوا در مثال قبلی استفاده نمایید.

حل: رابطه میرایی استوا برابر است با

$$a = \frac{5600e^{.8M}}{(R+40)^2} \qquad \text{(الف)}$$

با نهادن ۸۰ و ۲۰۰ بجای R و تغییر آرایش این رابطه، داریم:

$$M_1 = 1.25Lna + 1.181 \quad \text{گسل اول} \; ; \; M_2 = 1.25Lna + 2.914 \quad \text{گسل دوم} \qquad \text{(ب)}$$

اکنون یک مقدار دلخواه برای a در نظر گرفته و در این روابط می‌گذاریم تا M_1 و M_2 بدست آید و با نهادن آنها در روابط تناوب زیر، متوسط احتمال سالیانه هر گسل معین می‌شود.

$$\log N_1 = 6 - 1.2M_1 \quad ; \quad \log N_2 = 6.8 - M_2 \qquad \text{(ج)}$$

پس، از ترکیب احتمال منابع لرزه‌زا داریم:

$$N_a = \sum (N_a)_i = N_1 + N_2$$

واحتمال نهایی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$p = 1 - e^{-N_a T_L} = 1 - e^{-200N_a}$$

با انجام محاسبات فوق جدول زیر بدست می‌آید.

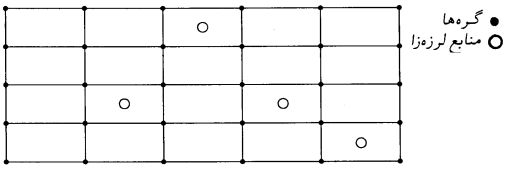
شتاب cm/s^2	۲۰۰	۲۵۰	۳۰۰	۳۲۰	۳۲۵
احتمال p	۰/۳۶	۰/۲۱	۰/۱۳	۰/۱۰۶	۰/۱۰۱

پس برای احتمال ۱۰٪ در طول ۲۰۰ سال، شتاب مبنای طرح برابر ۳۲۵ $cm/\sec^2$ می‌باشد و در مقایسه با مثال قبلی، می‌بینیم که شتاب از۰/۱۹۴g به ۰/۳۳g افزایش یافته است که علت آن وجود گسل دوم می‌باشد.

۳. ۳. ۲. ۲. نمودارهای هم شتاب[۱]

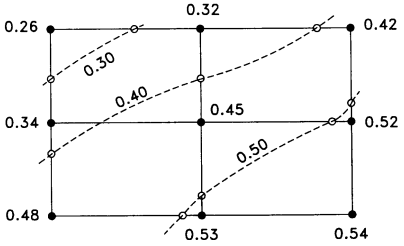
با استفاده از روش کرنل که در بخش قبلی آمد، می‌توان نمودارهای هم شتاب را برای یک منطقه یا کشور رسم کرد. برای این کار باید گامهای زیر را پیمود:

۱. تعیین کلیه منابع لرزه‌زا در منطقه مورد نظر و تعیین روابط تناوب آنها
۲. انتخاب رابطه میرایی
۳. تقسیم منطقه به یک شبکه مرکب از n گره
٤. با استفاده از روش کرنل در بخش قبلی می‌توان شتاب هر گره را برای یک احتمال معین حساب کرد. مثلاً اگر نمودارهای هم شتاب را برای وقوع یک زلزله در طول یک دوره ۵۰ ساله بخواهیم باید احتمال ۶۳٪ را در نظر بگیریم. برای چنین احتمالی، می‌توان شتاب هر گره را محاسبه کرد.



شکل ۳. ۳۳ تشکیل شبکه برای تعیین نمودارهای هم شتاب یک منطقه

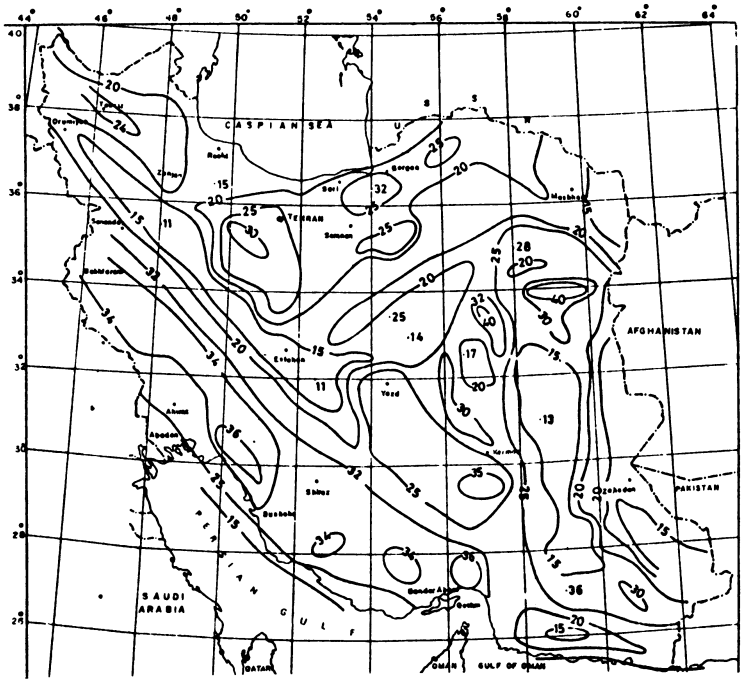
۵. گره‌های هم‌شتاب را بهم وصل می‌کنیم تا نمودارهای هم‌شتاب بدست آیند و برای تعیین یک شتاب معین لازم است طبق شکل ۳. ۳۴ از درون‌یابی استفاده شود.



شکل ۳. ۳۴ تعیین نمودارهای هم شتاب با درون یابی گره‌ها

[۱] iso-acceleration

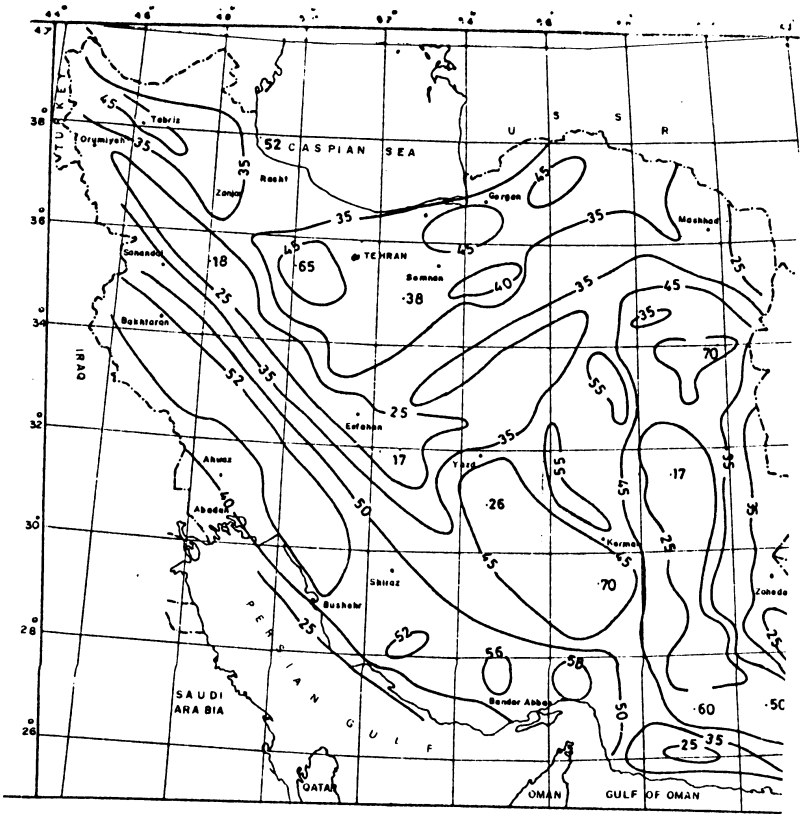
در شکلهای ۳. ۳۵ و ۳. ۳۶ نمودارهای هم شتاب ایران و تهران را که به ترتیب توسط مهاجر[۱] (۴۲) و توکلی[۲] تهیه شده است می‌بینیم.



الف) دوره ۵۰ ساله (احتمال ۶۳٪)

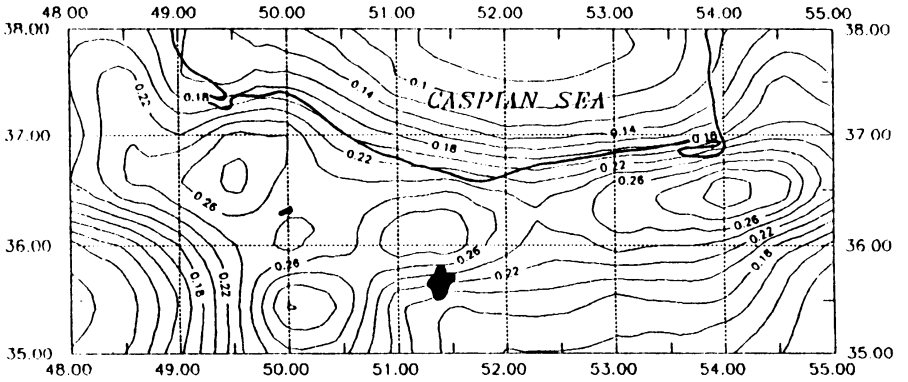
[۱] مهاجر اشجعی، ۱۹۸۲ نقشه زلزله‌ها وگسل‌های ایران ، سازمان انرژی اتمی ایران

[۲] Tavakoli, B., 1994, seismic hazard assessment in the Northern Iran, Internationl Inst. of Eng. Seis and Earthquake Eng, Tehran

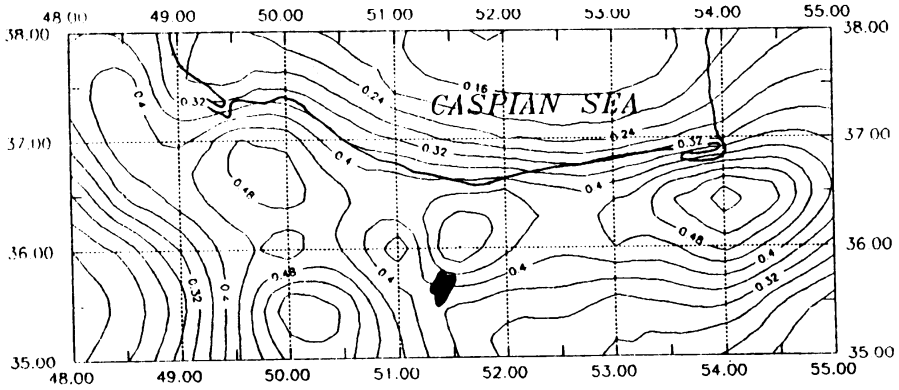


ب) دوره ۵۰۰ ساله (احتمال ۱۰٪)

شکل ۳. ۳۵ نمودارهای هم شتاب ایران



الف. دوره ۵۰ ساله (احتمال ۶۳٪)



ب. دوره ۵۰۰ ساله (احتمال ۱۰٪)

شکل ۳. ۳۶ نمودارهای هم شتاب تهران

۳. ۳. ۲. ۳. نقدی بر روش کرنل (تخمین خطر زلزله)

امروزه روش کرنل (۳۷) رواج بسیار یافته است و برای تهیه نمودارهای هم‌شتاب در یک منطقه و تهیه شتاب مبنای طرح برای پروژه‌های ویژه بکار گرفته می‌شود. اما به نظر می‌رسد که این روش دارای ضعفهایی است که باید مورد توجه قرار گیرد:

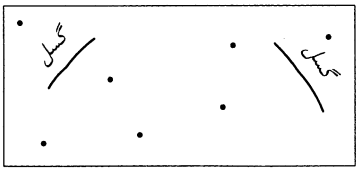
۱. یک فرض اساسی در این روش این است که می‌توان منابع لرزه‌زا را در منطقه مورد نظر شناسایی کرد درحالی‌که چنین نیست و گاهی شناسایی این منابع با مشکلاتی همراه است.

۲. با استفاده از داده‌های دستگاهی به آسانی نمی‌توان رابطه تناوب را برای هر منبع بدست آورد زیرا همیشه معلوم نیست که کدام زلزله به کدام منبع مربوط است زیرا:

الف) معمولاً مراکز اعلام شده بر محل گسل‌ها منطبق نیست

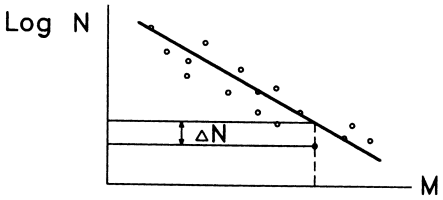
ب) معلوم نیست دقت مختصات مراکز زلزله چقدر است، بویژه آنها که از فواصل دور (مثلاً امریکا یا اروپا) اعلام شده‌اند

ج) عدم دقت نقشه گسل‌های منطقه
د) مشکل تشخیص گسل‌های فعال و لرزه‌زا



شکل ۳. ۳۷ عدم تطابق مراکز زلزله اعلام شده و گسل‌های منطقه

۳. روابط تناوب دارای خطا هستند زیرا این روابط در واقع بیانگر خطوطی هستند که به‌طور تقریبی از میان نقاط عبور کرده‌اند.



شکل ۳. ۳۸ تقریب در روابط تناوب

٤. تنوع روابط میرایی و تقریب و خطای حاصل از این روابط تأثیر زیادی بر نتایج روش کرنل می‌گذارد. برای مشخص شدن میزان این خطا، شتاب حاصل از تعدادی از روابط میرایی را در فاصله‌های ۸۰ و ۱۵۰ کیلومتری برای بزرگی‌های مختلف محاسبه کرده و در جدول ۳. ۷ آورده‌ایم. می‌بینیم که مقدار حاصل از یک رابطه میرایی گاهی از دو برابر دیگری بیشتر است.

جدول ۳. ۷ روابط میرایی برای شتاب

شماره	رابطه
۱	$a = [0.0069\ e^{1.64\,M} / (1.1e^{1.1\,M}+R^2)]\ g$
۲	$a = 1.254\ e^{0.8\,M} / (R+25)^2$
۳	$a = 1.325\ e^{.67\,M} / (R+25)^{1.6}$
۴	$a = 1.35\ e^{.58\,M} / (R+25)^{1.52}$
۵	$a = \beta_D a_o\ ,\ \beta_D = [1.25 / (1+\frac{R}{76.8})](1+\frac{1}{25\,T_p})$
۶	$a = 5600\ e^{.8M} / (R+40)^2$
۷	$a = 1080\ e^{.5M} / (R+25)^{1.32}$

مقادیر توابع فوق برای ترکیب دو فاصله R=80 km و R=150 km و نیز بزرگیهای M=5, 6, 7 & 8 در جدول ۳. ۸ داده شده است.

جدول ۳. ۸ مقایسه شتاب حاصل از روابط میرایی مختلف در شعاع ۸۰ و ۱۵۰ کیلومتری

شتاب بر حسب cm/sec^2 برای شعاع ۸۰ کیلومتر							
$a_۷$	$a_۶$	$a_۵$	$a_۴$	$a_۳$	$a_۲$	$a_۱$	بزرگی M
۲۸/۳	۲۱/۲	۶	۲۰/۴	۲۱/۶	۶/۱	۳/۷	۵
۴۶/۶	۴۷/۳	۱۹/۵	۳۶/۴	۴۲/۳	۱۳/۶	۱۷/۶	۶
۷۶/۸	۱۰۵/۲	۵۶/۲	۶۵/۰	۸۲/۶	۳۰/۲	۷۴/۲	۷
۱۲۶/۷	۲۳۴/۱	۱۴۲/۸	۱۱۶/۱	۱۶۱/۴	۶۷/۲	۲۴۶/۵	۸
شتاب بر حسب cm/sec^2 برای شعاع ۱۵۰ کیلومتر							
$a_۷$	$a_۶$	$a_۵$	$a_۴$	$a_۳$	$a_۲$	$a_۱$	بزرگی M
۱۴/۴	۸/۵	۳/۴	۹/۴	۹/۵	۲/۲	۱/۱	۵
۲۳/۷	۱۸/۸	۱۱/۰	۱۶/۷	۱۸/۷	۴/۹	۵/۵	۶
۳۹/۱	۴۱/۹	۳۱/۶	۲۹/۹	۳۶/۵	۱۰/۹	۲۶/۳	۷
۶۴/۵	۹۳/۴	۸۰/۴	۵۳/۴	۷۱/۳	۲۴/۲	۱۱۳/۳	۸

۵. معمولاً از شتاب بدست آمده برای تهیه طیف طرح استفاده می‌کنند. طیف طرح نیز خود دارای تقریب بسیار است و نتیجه را بیش از پیش تقریبی می‌سازد، بویژه هنگامی که رفتار غیرارتجاعی‌سازه مد نظر باشد.

۶. شاید مهمترین ضعف روش کرنل و دیگر روشهای مبتنی بر نظریه احتمالات در زمینه مهندسی زلزله این باشد که فاقد ملاک و ضابطه اساسی *قابلیت بررسی صحت و سقم*[۱] هستند زیرا هر اتفاقی که بیفتد احکام صادره را نقض نمی‌کند. مثلاً فرض کنیم محاسبات جاری نشان دهد که در یک دوره ۵۰ ساله زلزله‌ای با احتمال ۱۰٪ اتفاق می‌افتد که شتابش از ۰/۳g بیشتر است. آیا اگر در این مدت چنین زلزله‌ای رخ نداد می‌توان گفت که این حکم نادرست است؟ مسلماً خیر. حتی اگر در یک دوره ۱۰۰۰ ساله هم زلزله‌ای رخ ندهد دلیلی بر غلط بودن حکم مزبور نیست. در واقع برای بررسی صحت حکم مزبور به یکدوره خیلی طولانی‌تری (مثلاً یک دوره ۵۰۰۰۰ ساله) نیاز است که در آن آمار کامل زلزله‌ها بدست آید و معلوم شود که آیا به‌طور متوسط هر ۵۰ سال یک زلزله با شتاب بیش از ۰/۳g داشته‌ایم یا خیر؟ بنابراین با

---

[۱] verifiability

اطلاعاتی که طی یک دوره ۹۰ ساله یا کمتر داشته‌ایم چگونه می‌توان پیش بینی‌های دقیقی را انجام داد؟[۱]

۳. ۳. ۲. ۴. روش تخمین قوه[۲] لرزه‌زایی گسل

حداکثر بزرگی یک زلزله که می‌تواند توسط یک گسل ایجاد شود، بستگی به‌اندازه گسل دارد. لرزه شناسان با مطالعه آماری زلزله‌های گذشته وگسل‌های مسبب آنها، روابطی را برای حداکثر بزرگی زلزله‌های ایجاد شده توسط یک گسل پیشنهاد کرده‌اند که به‌صورت تابعی از مشخصات گسل مانند طول گسل (L) و جابجایی آن (D) بیان شده است.

$$M = a + b\log L \qquad \textit{بزرگی بر حسب طول گسل} \qquad (۱۸ .۳)$$

$$M = m + n\log D \qquad \textit{بزرگی بر حسب جابجایی گسل} \qquad (۱۹ .۳)$$

برای گسل‌های ایران مهاجر و نوروزی رابطه زیر پیشنهاد کرده‌اند:

$$M = 5.4 + \log L \qquad (۲۰ .۳)$$

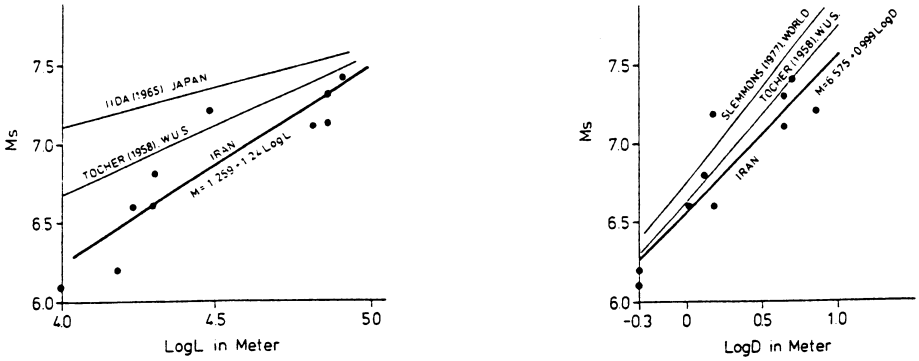
که در آن L طول گسلش است که برابر نصف طول گسل بر حسب کیلومتر در نظر گرفته می‌شود. باید دانست که این روابط به‌طور آماری بدست آمده‌اند و دارای تقریب زیادی می‌باشند. در شکل ۳. ۳۹ نتایج زلزله‌های گذشته با روابط پیشنهادی مقایسه شده است و می‌توان میزان تقریب این روابط را مشاهده کرد.

با محاسبه بزرگی زلزله ایجاد شده توسط هرگسل، می‌توان با استفاده از روابط میرایی مقدار پارامترهای حرکت زمین در محل پروژه مورد نظر را حساب کرد (شتاب، سرعت و جابجایی اوج زمین).

---

[۱] فرض کنیم شخصی شاهد چهار بار افتادن تاس باشد. اگر نتیجه به ترتیب ۱، ۱، ۵ و ۶ باشد و وی نتیجه بگیرد احتمال اینکه عدد ۱ دو بار پشت سر هم رخ دهد ۵۰٪ است، و بر این مبنا پیش بینی کند که طی دو بار تاس اندازی بعدی احتمال اینکه هر دوبار یک بیاید ۵۰٪ است. حال چنانچه در طول عمر خود فقط شاهد دو بار افتادن تاس باشد، آیا می‌تواند از نتایج دریابد که نتیجه‌گیری وی نادرست بوده است؟ مسلماً خیر. برای دریافت نتیجه واقعی ، حداقل به بیش از ۱۰۰۰ مرتبه تاس اندازی هست که بتوان دید آیا حدود ۵۰۰ بار متوالیاً دوبار یک می آید یا ۳۰ بار (آنطور که محاسبات جاری برای تاس متقارن نشان می دهد).

[۲] پتانسیل



شکل ۳. ۳۹ بزرگی زلزله‌ها بر حسب طول و جابجایی گسل

۳.۳.۳. همپایه کردن[۱] شتابنگاشت‌ها

برای مقایسه اثر شتابنگاشتهایی که از زلزله‌های مختلف بدست آمده‌اند، لازم است آنها را همپایه کنیم تا اثرشان قابل مقایسه گردد. روشهای مختلفی برای همپایه کردن شتابنگاشتها پیشنهاد شده است (۶) که در زیر نقل می‌شود.

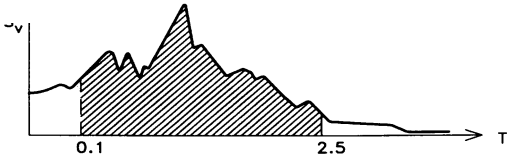
۱. *همپایه کردن بر اساس شدت طیفی*

طبق تعریف، شدت طیفی[۲] SI عبارت است از مساحت زیر نمودار طیف سرعت S_v. برای همپایه کردن تعدادی شتابنگاشت، می‌توان شدت طیفی را بین دو تناوب معین محاسبه نموده و شتابنگاشت را به آن تقسیم نمود. مثلاً:

$$SI_n = \int_{0.1}^{2.5} S_v(T,\xi)dt \qquad (۲۱.۳)$$

$$\ddot{g}_n(t) = \frac{1}{SI_n}\ddot{g}(t) \qquad (۲۲.۳)$$

T تناوب، $\ddot{g}_n(t)$ شتاب همپایه شده و $\ddot{g}(t)$ شتاب زمین می‌باشد.



شکل ۳. ۴۰ شدت طیفی بین تناوبهای ۰/۱ تا ۲/۵ ثانیه که می‌تواند برای همپایه کردن شتابنگاشت بکار رود

---

[۱] normalize

[۲] spectrum intensity

۲ . همپایه کردن بر مبنای شتاب، سرعت یا جابجایی اوج

بنظر می‌رسد استفاده از شتاب اوج زمین برای همپایه کردن شتبانگاشت رایج‌تر از سایر روشها بوده است. برای این کار کافی است که شتاب زمین را بر شتاب اوج یعنی A تقسیم کنیم تا شتاب همپایه بدست آید.

$$\ddot{g}_n(t) = \frac{1}{A}\ddot{g}(t) \qquad (۲۳ .۳)$$

به‌طور مشابه، می‌توان از مقادیر اوج سرعت و جابجایی زمین برای همپایه کردن شتابنگاشت استفاده کرد، گو اینکه این کار کمتر مرسوم بوده است (شاید بعلت آنکه جابجایی و سرعت زمین را نمی‌توان مستقیماً با شتابنگار اندازه‌گیری کرد).

۳ . همپایه کردن بر مبنای متوسط هندسی شتاب

متوسط هندسی شتاب rms را می‌توان مطابق زیر حساب کرد و شتابنگاشت را همپایه کرد:

$$rms = \left[\frac{1}{t_1}\int_0^{t_1} [\ddot{g}(t)]^2 dt\right]^{1/2} \qquad (۲۴ .۳)$$

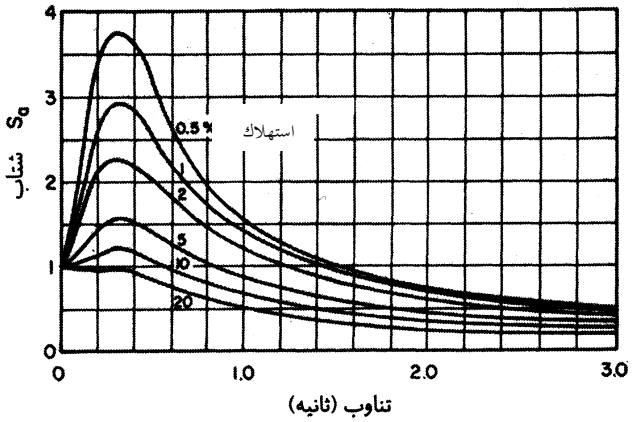
$$\ddot{g}_n(t) = \frac{1}{rms}\ddot{g}(t) \qquad (۲۵ .۳)$$

مسلماً باید محدوده انتگرال rms را بگونه ای اختیار کرد که نقاط کم تحرک ابتدا و انتهای شتابنگاشت حذف شوند تا بدین ترتیب فقط بخش مؤثر شتابنگاشت وارد محاسبات شود.

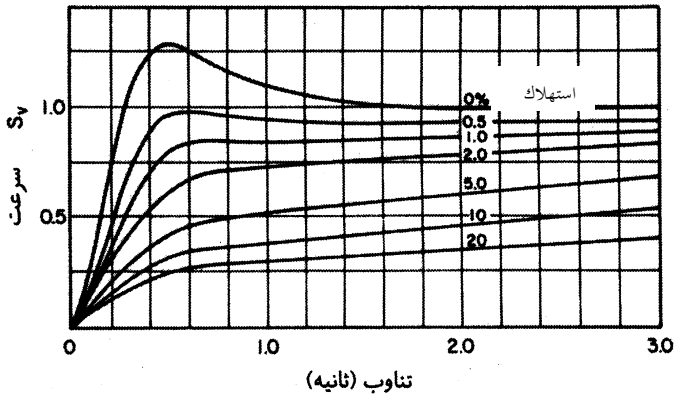
۳. ۳. ۴. سیر تکامل طیف طرح

۳. ۳ . ۴. ۱. طیف هاوزنر

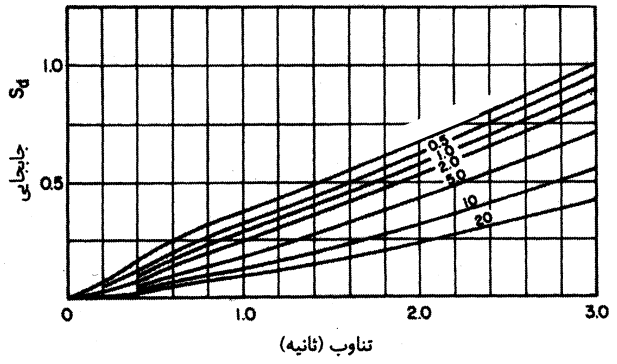
بنظر می‌رسد هاوزنر (۱۳) اولین کسی است که در اواخر دهه ۵۰ طیف طرح زلزله را ارائه کرد. وی مؤلفه‌های افقی چهار زلزله بزرگ امریکا در زمان خود یعنی اِل‌سنترو، تافت، کالیفرنیا و المپیا را بر مبنای شتاب ۰/۲g همپایه کرد (شتابنگاشتها را برشتاب اوج تقسیم و در ۰/۲g ضرب نمود). آنگاه طیف پاسخ ارتجاعی این شتابنگاشتهای همپایه را میانگین‌گیری نمود و پس از صاف کردن بریدگی‌ها و اعوجاج‌ها، نتیجه را بعنوان طیف طرح ارائه ساخت. طیفهای طرح هاوزنر (۶) برای شتاب، سرعت و جابجایی در شکل های ۳. ۴۱ تا ۳. ۴۳ نشان داده شده است. همچنین می‌توان این طیفها را طبق بخش ۲. ۳ در یک نمودار سه‌گانه جمع کرد، چنانکه در شکل ۳. ۴۴ به نمایش گذاشته شده است.



شکل ۳. ۴۱ طیف طرح هاوزنر (۶) برای شتاب



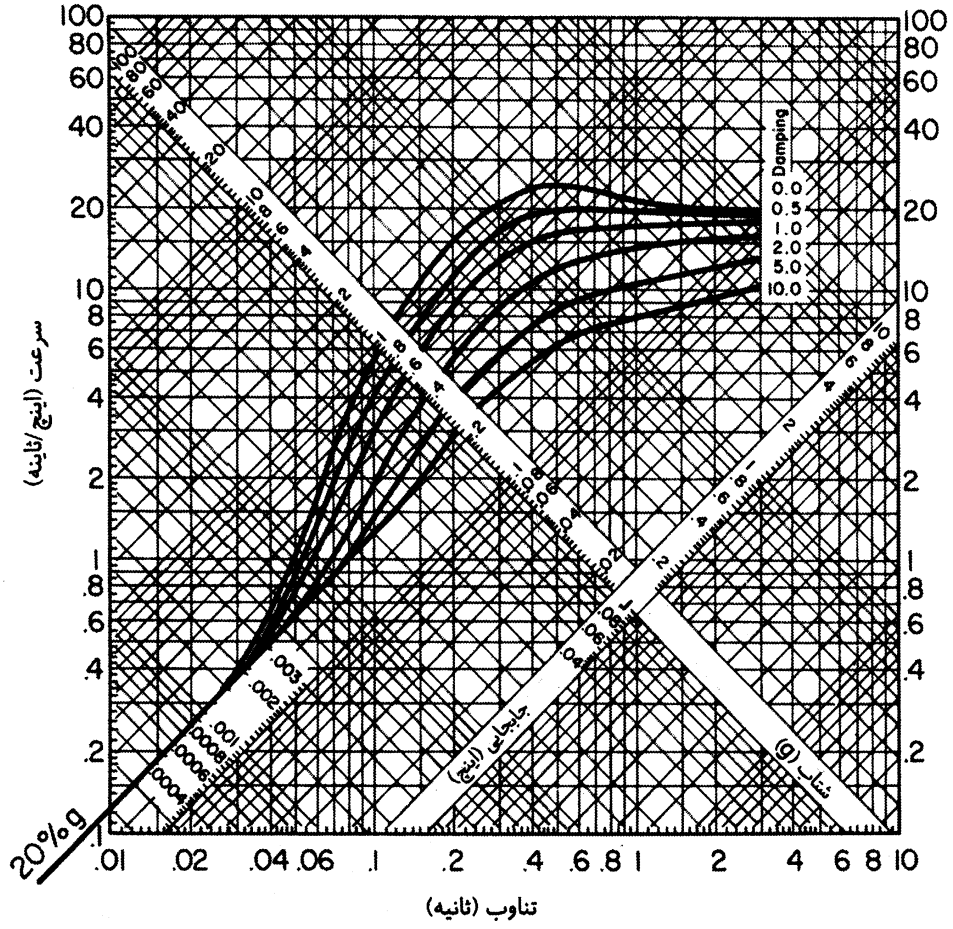
شکل ۳. ۴۲ طیف طرح هاوزنر (۶) برای سرعت



شکل ۳. ۴۳ طیف طرح هاوزنر (۶) برای جابجایی

ذکر چند نکته در مورد طیفهای طرح هاوزنر مفید بنظر می‌رسد:

۱. این طیفها برای تحلیل و طراحی در حوزه ارتجاعی مناسب می‌باشند درحالی‌که بیشتر سازه‌ها در زلزله وارد حوزه غیرارتجاعی‌می‌شوند و نیروی طرح آنها را باید از طیفهای غیرارتجاعی بدست آورد. استفاده از طیفهای ارتجاعی در این موارد نیروهای بزرگتری را بدست می‌دهد و طرح سازه‌های معمولی برای چنین نیروهایی نه اقتصادی است و نه ضروری. البته باید دانست که در مواردی که سازه از اهمیت زیادی برخوردار است (نظیر نیروگاههای اتمی) و لازم است که از حوزه ارتجاعی خارج نشود می‌توان از طیفها استفاده کرد.



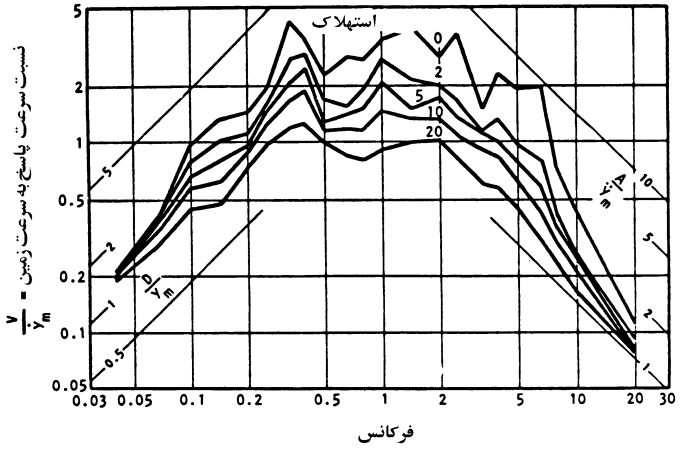
شکل ۳. ۴۴ نمودار سه‌گانه طیف طرح هاوزنر (۶)

۲. همانطور که بیان شد، طیفهای طرح هاوزنر بر مبنای شتاب زمین ۰/۲g همپایه شد، بنابراین برای شتاب زمین معین A[۱]، باید طیف طرح را در عدد $\frac{A}{0/2g}$ ضرب کرد.

۳. ۳. ۴. ۲. طیف نیومارک - هال

در اواخر دهه شصت میلادی نیومارک و هال (۱۵) پس از بررسی طیف سه‌گانه تعداد زیادی شتابنگاشت به این نتیجه رسیدند که در نمودار سه‌گانه طیف پاسخ زلزله چند ناحیه مشخص و مجزا وجود دارد:

۱. در فرکانسهای بالا، شتاب پاسخ با شتاب زمین برابر است (ضریب بازتاب واحد).
۲. در محدوده فرکانسی حدوداً ۲ تا ۸ هرتز شتاب پاسخ تقریباً ثابت است.
۳. در محدوده ۰/۲ تا ۲ هرتز سرعت تقریباً ثابت است.
٤. در محدوده کمتر از ۰/۲ هرتز جابجایی تقریباً ثابت است.
٥. در فرکانس‌های خیلی پایین (مثلاً کمتر از ۰/۰۵ هرتز) جابجایی سازه با زمین یکسان می‌شود[۲].



شکل ۳. ۴۵ طیف پاسخ همپایه شده (بدون بعد) زلزله اِل‌سنترو

---

[۱] به شتاب زمین PGA هم می گویند که مخفف این عبارت است Peak Ground Acceleration

[۲] بررسی نسبتاً کاملی از کارهای پژوهشی نیومارک و هال در زمینه تهیه طیف طراحی را می‌توان در مرجع زیر یافت:

Newmark, N.M., Hall, W.J., 1982, earthquake spectra & design, Earthquake Eng. Research Institute (EERI), Berkeley, California

درستی نتیجه گیریهای فوق را می‌توان در نمودار سه‌گانه زلزله ال‌سنترو ۱۹۴۰ مشاهده کرد. این طیف با تقسیم به مقادیر اوج شتاب، سرعت و جابجایی زمین بدون بعد شده است و در واقع ضرایب تشدید را نشان می دهد.
نیومارک و هال نواحی ۲، ۳ و ۴ را به ترتیب نواحی شتاب، سرعت و جابجایی ثابت نامیدند. در این نواحی، مقدار پاسخ از ضرب مؤلفه نظیر حرکت زمین (شتاب، سرعت و جابجایی اوج) در یک ضریب تشدید بدست می‌آید. نیومارک (۱۵) با بررسی ۲۸ شتابنگاشت ثبت شده در خاکهای آبرفتی، مقدار متوسط این ضرایب تشدید را به‌صورت تابعی از نسبت استهلاک سازه ξ بدست آورد که در جدول ۳. ۹ آمده است. در این جدول F_a، F_v و F_d به ترتیب ضرایب تشدید شتاب ، سرعت و جابجایی هستند و $\beta = 100\xi$ که ξ نسبت استهلاک سازه است. ضرایب تشدید برای دو سطح احتمال محاسبه شده‌اند. احتمال ۵۰٪ متناظر میانگین است و احتمال ۸۴/۱٪ با فوق میانگین (میانگین بعلاوه انحراف معیار استاندارد) متناظر می‌باشد.

جدول ۳. ۹ ضرایب تشدید طیف طرح نیومارک-هال (۱۵)

ضریب تشدید		احتمال	
شتاب	F_a	فوق میانگین	۴/۳۸-۱/۰۴ Lnβ
سرعت	F_v	٪۸۴/۱	۳/۳۸-۰/۶۷ Lnβ
جابجایی	F_d		۲/۷۳-۰/۴۵ Lnβ
شتاب	F_a	میانگین	۳/۲۱-۰/۶۸ Lnβ
سرعت	F_v	٪۵۰	۲/۳۱-۰/۴۱ Lnβ
جابجایی	F_d		۱/۸۲-۰/۲۷ Lnβ

در این میانگین‌گیری، نیومارک توزیع آماری نتایج را به صورت لگاریتمی معمولی فرض کرده است (۱۵). بعنوان مثال برای استهلاک ۵٪، ضرایب تشدید در حالت فوق میانگین برابر است با:

$F_a = 4.38 - 1.04Ln5 = 2.706$ *ضریب تشدید شتاب*
$F_v = 3.38 - 0.64Ln5 = 2.302$ *ضریب تشدید سرعت*
$F_d = 2.73 - 0.45Ln5 = 2.006$ *ضریب تشدید جابجایی*

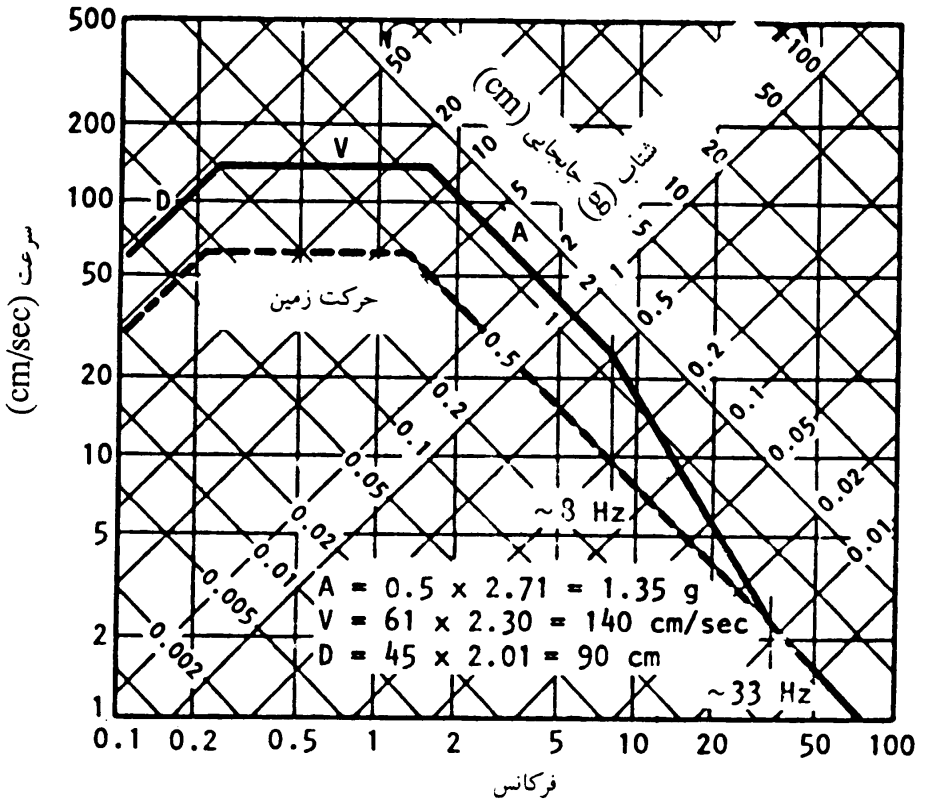
چنانچه شتاب، سرعت و جابجایی زمین به ترتیب برابر ۰/۵g ، ۶۱ cm/sec و ۴۵ cm باشد، نواحی سه‌گانه طیف برابرند با:

$S_a = F_a A = 2.706 \times 0.5 = 1.35g$ *ناحیه شتاب*

$S_v = F_v V = 2.302 \times 61 = 140cm/\sec$ *ناحیه سرعت*

$S_d = F_d D = 2.006 \times 45 = 90cm$ *ناحیه جابجایی*

این نواحی سه‌گانه پاسخ را می‌توان در شکل ۳. ۴۶ دید.



شکل ۳. ۴۶ طیف طرح بر اساس ضرایب تشدید فوق میانگین (۸۴/۱٪) و حرکات زمین ۰/۵g (شتاب)، ۶۱ سانتیمتر بر ثانیه (سرعت) و ۴۵ سانتیمتر (جابجایی)

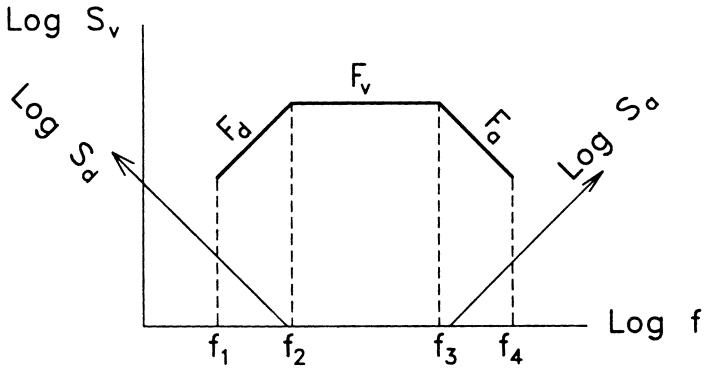
نیومارک و هال (۱۵) مشخص نکرده‌اند که ضرایب تشدید را چگونه بدست‌آورده‌اند، اما بنظر می‌رسد که به شیوه زیر عمل کرده باشند:

۱. طیف سه‌گانه هر زلزله برای یک استهلاک دلخواه به‌صورت بدون بعد تهیه می‌شود. برای اینکار S_a، S_v و S_d به ترتیب بر شتاب، سرعت و جابجایی اوج زمین تقسیم می شوند و

بدین ترتیب محورهای سه‌گانه پاسخ همپایه شده را نشان می‌دهند که در واقع همان ضرایب تشدید شتاب، سرعت و جابجایی است.

۲. سه محدوده فرکانس برای نواحی سه‌گانه شتاب، جابجایی و سرعت انتخاب می‌شود. اگر برای هر یک از این محدوده‌ها تعداد m نقطه روی طیف یک زلزله در نظر بگیریم، تعداد ضرایب تشدید برای n طیف برابر m.n خواهد بود. اکنون از میان این مجموعه که تعداد اعضاء آن m.n است، اعدادی را که نظیر احتمال ۵۰٪ (میانگین) و ۸۴/۱٪ (فوق میانگین یا میانگین بعلاوه انحراف معیار استاندارد) هستند انتخاب می‌شوند (میانگین و فوق‌میانگین اعدادی هستند که به ترتیب ۵۰٪ و ۸۴/۱٪ اعداد مجموعه از آنها کوچکترند). این ضرایب تشدید را F_a، F_v و F_d می نامیم.

۳. ضرایب تشدید در یک نمودار سه‌گانه رسم می‌شوند. برای آشنایی با نحوه رسم نمودار سه‌گانه به بخش ۲. ۵. ۲ مراجعه شود).



شکل ۳. ۴۷ رسم نمودار سه‌گانه بکمک ضرایب تشدید

٤. در مرحله ۲ برای تعیین نواحی سه‌گانه لازم بود چهار فرکانس f_1، f_2، f_3 و f_4 انتخاب شوند پس از بدست آوردن ضرایب تشدید و رسم آن، مقدار جدیدی برای فرکانسهای f_2 و f_3 بدست می‌آید که ممکن است با فرکانسهای انتخاب شده تفاوت کند. برای کاهش این تفاوت به نظر می‌رسد بتوان با انتخاب این مقادیر و تعیین محدوده جدید برای نواحی سه گانه، مرحله ۲ را تکرار کرد تا به تقارب بیشتری دست یافت.

جدول ۳. ۱۰ ضریب تشدید شتاب زلزله‌های اِل‌سنترو، ناغان، طبس و منجیل در محدوده‌های فرکانسی نیومارک و محرز برای احتمال ۵۰٪ (میانگین) و ۸۴٪ (فوق میانگین) و استهلاک ۵٪

محدوده فرکانس	زلزله	شتاب اوج زمین (g)	ضریب شتاب F_a		متوسط F_a	
			میانگین (۵۰٪)	فوق میانگین (۸۴٪)	۵۰٪	۸۴٪
محدوده نیومارک ۲ تا ۶ هرتز	ال‌سنترو ۱۹۴۰	۰/۳۴۹	۲/۰۶	۲/۳۱	۲/۲۱	۲/۷۱
	ناغان ۱۳۵۶	۰/۷۲۱	۱/۹۸	۲/۲۱		
	طبس ۱۳۵۷	۰/۹۳۳	۲/۴۱	۳/۳۶		
	منجیل ۱۳۶۹	۰/۵۶۱	۲/۲۵	۲/۸۷		
محدوده محرز ۲ تا ۸ هرتز	ال‌سنترو ۱۹۴۰	۰/۳۴۹	۲/۰۲	۲/۲۸	۲/۳۱	۲/۸۶
	ناغان ۱۳۵۶	۰/۷۲۱	۲/۱۸	۲/۶۷		
	طبس ۱۳۵۷	۰/۹۳۲	۲/۶۱	۳/۳۲		
	منجیل ۱۳۶۹	۰/۵۶۱	۲/۴۴	۳/۱۵		

بررسی بر روی زلزله‌های اِل‌سنترو، ناغان، طبس و منجیل نشان می‌دهد که ضریب تشدید شتاب حساسیت چندانی به محدوده فرکانسی ندارد. نتایج این مطالعات که در جدول ۳. ۱۰ ارائه شده حاکی است که ضریب تشدید این چهار زلزله در حالت فوق میانگین (۸۴٪) برای زلزله‌های مزبور، در محدوده فرکانسی نیومارک یعنی ۲ تا ۶ هرتز بترتیب برابر ۲/۳۱ ، ۲/۲۱ ، ۳/۳۶ و ۲/۸۷ است (برای استهلاک ۵٪). همین مقادیر برای محدوده محرز یعنی ۲ تا ۸ هرتز بترتیب برابر ۲/۲۸ ، ۲/۶۷ و ۳/۳۲ و ۳/۱۵ بوده است (برای آشنایی با طیف محرز به بخش ۳. ۳. ۴. ۴ مراجعه کنید). متوسط ضریب تشدید شتاب در حالت فوق میانگین برای محدوده نیومارک برابر ۲/۷۱ و برای محدوده محرز برابر ۲/۸۶ است. قبلاً دیدیم که ضریب تشدید نیومارک برای شتاب در حالت فوق میانگین برای استهلاک ۵٪ برابر ۲/۷۰۶ است که به مقدار فوق خیلی نزدیک می‌باشد. مقدار نظیر در طیف محرز در بخش ۳. ۳. ۴. ۴ برای زمین سنگی

برابر ۲/۸۲ است که با مقدار فوق همخوانی دارد. خوانندگان گرامی توجه داشته باشند که علیرغم این نزدیکی، ضریب تشدید یک زلزله منفرداً می‌تواند تفاوت محسوسی با ضریب میانگین داشته باشد. مثلاً برای محدوده نیومارک، ضریب تشدید شتاب زلزله طبس برابر ۳/۳۶ بوده است که از میانگین ۲/۷۱ حدود ۲۴٪ بیشتر است.

۳. ۳. ۴. ۳. تهیه طیف طرح ارتجاعی به روش نیومارک وهال

برای تهیه طیف طرح ارتجاعی یک منطقه خاص باید مراحل زیر انجام گردد:

۱. *تخمین مقادیر اوج حرکت زمین*

مقادیر حرکت اوج زمین در یک منطقه را می‌توان به روش کرنل در بخش ۳. ۳. ۲. ۱ یا به روش تخمین قوه لرزه‌زایی گسل‌های منطقه در بخش ۳. ۳. ۲. ۴ تعیین کرد. ابتدا لازم است منابع لرزه‌زا شناسایی شوند و سپس با در نظر گرفتن احتمال معینی (۱۰٪ یا ۶۴٪) بزرگترین مقدار محتمل حرکت زمین (شتاب، سرعت، جابجایی) را در محل پروژه محاسبه نمود. زلزله مربوطه را *بزرگترین زلزله محتمل* (MPE) [۱] می‌گویند. چنانچه از روش تخمین قوه لرزه‌زایی گسل استفاده شود، زلزله مربوطه را *بزرگترین زلزله* ممکن (MCE) [۲] می‌نامند. در مثالهایی که در بخش‌های مزبور ارائه شد، صرفاً مقدار شتاب زمین محاسبه شد، اما با استفاده از روابط میرایی سرعت و جابجایی در بخش ۱. ۱۲ می‌توان سرعت و جابجایی اوج زمین را به‌طور مشابه حساب کرد.

۲. با داشتن شتاب، سرعت و جابجایی زمین A، V و D ضرایب تشدید F_a، F_v و F_d را برای ضریب استهلاک ۰/۰۲ از جدول ۳. ۹ بدست آورده و در روابط زیر می‌نهیم تا مقدار طیف طرح در نواحی سه‌گانه شتاب، جابجایی و سرعت بدست آید.

$S_a = F_a.A$ *مقدار طیف طرح در ناحیه ثابت*

$S_v = F_v.V$ *مقدار طیف طرح در ناحیه سرعت*

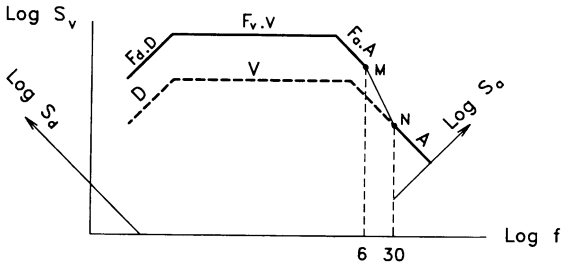
$S_d = F_d.D$ *مقدار طیف طرح در ناحیه جابجایی*

---

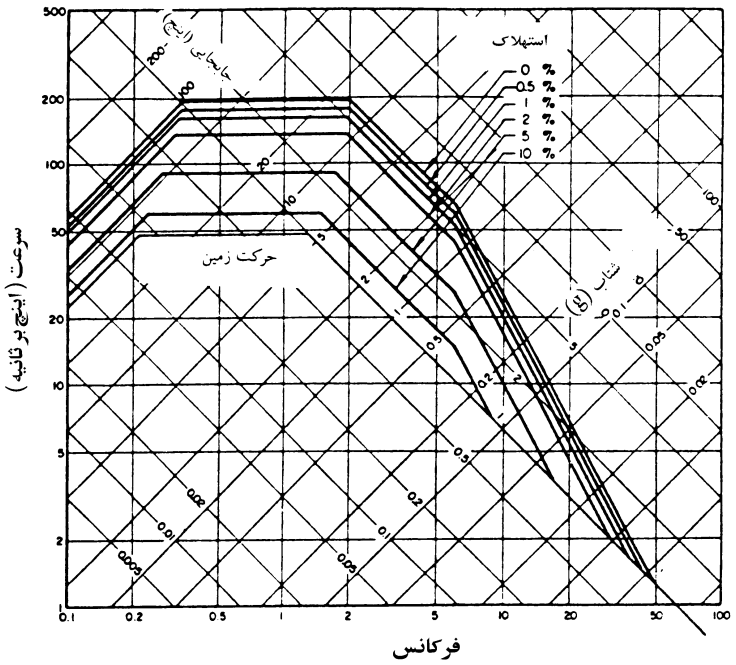
[۱] Maximum Probable Earthquake (MPE)

[۲] Maximum Credible Earthquake(MCE)

۳. خطوط ثابت S_a، S_v و S_d را در یک نمودار سه‌گانه رسم و از نقطه M (فرکانس ۶ هرتز) خطی را به نقطه N (فرکانس ۳۰ هرتز) وصل می‌کنیم. از این نقطه به بعد شتاب پاسخ با شتاب زمین یکی است.



شکل ۳. ۴۸ نحوه تهیه طیف طرح برای استهلاک ۲٪



شکل ۳. ۴۹ طیف طرح نیومارک و هال برای مقادیر حرکت زمین ۰/۱g (شتاب)،
۱۲۲ سانتیمتر بر ثانیه (سرعت) و ۹۱ سانتیمتر (جابجایی).

٤. برای رسم طیفهای مربوط به ضرایب استهلاک مختلف، مراحل ۲و۳ را تکرار می‌کنیم با این تفاوت که از فرکانس ۶ هرتز خطی موازی MN رسم می‌شود تا خط شتاب زمین A را قطع

کند. در شکل ۳. ۴۹ ، طیف طرح پیشنهادی نیومارک و هال [۱] رامی‌بینیم که برای مقادیر حرکت زمین 1g (شتاب)، ۱۲۲ cm/s (سرعت) و ۹۱ cm (جابجایی) و درصدهای مختلف استهلاک تهیه شده است. انتخاب درصد استهلاک می‌تواند با توجه به نوع مصالح و تنش ایجاد شده در سازه از جدول پیشنهادی ۳. ۱۱ تعیین گردد (۱۵).

جدول ۳. ۱۱ ضریب استهلاک برای انواع سازه‌ها در محدوده تنشهای مجاز یا تسلیم

محدوده تنش	نوع و شرایط سازه	درصداستهلاک
سازه از محدوده تنش‌های مجاز(حدوداًنصف‌تنش‌تسلیم) خارج نمی‌شود	الف) لوله‌کشی‌های مهم	۰/۵-۱
	ب) سازه‌های‌فولادی‌بااتصالات جوشی،سازه‌های بتنی و بتن پیش‌تنیده با ترک‌خوردگی جزیی	۲
	ج) سازه بتن آرمه با ترک‌خوردگی زیاد	۳-۵
	د) سازه فولادی با اتصالات پیچ و پرچ، ساختمانهای چوبی با اتصالات میخی یا پیچی	۵-۷
سازه به تنش تسلیم می‌رسد	الف) لوله‌کشی‌های مهم	۲
	ب) سازه فولادی بااتصالات جوشی و سازه بتنی پیش‌تنیده بدون افت کامل در پیش‌تنیدگی	۵
	ج) بتن پیش‌تنیده با افت کامل در پیش‌تنیدگی	۷
	د) سازه بتن آرمه	۷-۱۰
	ه) سازه‌های فولادی‌وچوبی‌بااتصالات پیچ وپرچ	۱۰-۱۵
	و) سازه چوبی با اتصالات میخی	۱۵-۲۰

[۱] Newmark, M.N, Hall, W.J., Procedures & criteria for earthquake resistant design, Building practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Dept. of Commerce, Building Research Series, 46, 209-236,1973.

۳. ۳. ۴. ۴. طیف محرز

بیژن محرز[۱] همچون نیومارک (۱۵) در بخش قبلی، طیف طرح مشابهی را ارائه کرده است. ضرایب تشدید محرز علاوه بر استهلاک، به جنس زمین نیز بستگی دارند (۳۸). وی با آمارگیری از ۱۶۲ شتابنگاشت، ضرایب مزبور را در جدول ۳. ۱۳ گرد آورده است. محرز طیف پاسخ را به سه ناحیه شتاب (۲ تا ۸ هرتز)، سرعت (۰/۲ تا ۲ هرتز) و جابجایی (کمتر از ۰/۲ هرتز) تقسیم کرده است.

شتابنگاشتها را می‌توان بسته به نوع زمین به چهار دسته تقسیم کرد: زمین سنگی، زمین آبرفتی کمتر از ۹ متر، آبرفت بین ۹ تا ۶۰ متر، و آبرفت عمیق‌تر از ۶۰ متر. آنگاه با روش آمارگیری مذکور در بخش ۳. ۳. ۴. ۲ ضرایب تشدید فوق میانگین (۸۴/۱٪) را بدست آورد. روش کار بدین شکل است که ابتدا شتابنگاشتها همپایه می‌شوند و سپس برای زلزله‌های مختلف طیف فوق میانگین (۸۴/۱٪) معین می‌شود. آنگاه در محدوده‌های فرکانسی فوق عمل متوسط گیری انجام می‌گردد. محرز مانند نیومارک (۱۵) در نواحی سه‌گانه ضرایب تشدید را از تقسیم مقدار متوسط بدست آمده بر شتاب، سرعت و جابجایی زمین بدست آورد اما برخلاف وی، بجای اینکه جابجایی و سرعت زمین را در مورد هر طیف به‌طور جداگانه اعمال کند، یک سرعت و جابجایی میانگین را به‌صورت تابعی از شتاب زمین و نوع زمین در جدول ۳. ۱۲ بدست آورد و در محاسبات طیف بکار گرفت. نمونه ای از طیف محرز برای استهلاک ۵٪ و زمینهای مختلف در شکل ۳. ۵۰ نمایانده شده است.

---

[۱] Mohraz, B., 1976, a study of eartquake response spectra for different geological conditions, Bull Seism Am, 66, 915,935, & Mohraz, B., 1989, earthquake ground motion, in, Handbook of Seismic Deisgn, edited by F.Naeim, Van Nostrand.

جدول ۳. ۱۲ نسبت V/A و AD/V^2 برای مؤلفه‌های طولی، عرضی و قائم زلزله در زمینهای مختلف بر اساس میانگین‌گیری ۵۰٪ و ۸۴/۱٪ (میانگین و فوق میانگین)

نوع زمین	مؤلفه زلزله	V/A (cm/sec)/g درصد آماری		$\frac{AD}{V^2}$ درصد آماری		$\frac{D}{A}$ cm/g درصد آماری
		٪۵۰	٪۸۴/۱	٪۵۰	٪۸۴/۱	٪۵۰
سنگ	طولی	۶۱	۹۷	۵/۳	۱۱	۲۰
	عرضی	۶۹	۱۱۲	۵/۲	۱۱/۲	۲۵
	قائم	۷۱	۱۱۴	۶/۱	۱۱/۸	۳۰
آبرفت کمتر از ۹ متر بر بستر سنگی	طولی	۷۶	۱۴۵	۴/۵	۷/۷	۲۸
	عرضی	۹۹	۱۵۷	۴/۲	۸/۲	۴۳
	قائم	۸۴	۱۳۵	۶/۸	۱۳/۳	۴۸
آبرفت ۹ تا ۶۰ متر بربستر سنگی	طولی	۷۶	۱۱۷	۵/۱	۷/۸	۳۰
	عرضی	۹۱	۱۴۷	۳/۸	۶/۴	۳۳
	قائم	۷۶	۱۱۷	۷/۶	۱۳/۷	۴۶
آبرفت عمیق	طولی	۱۲۲	۱۷۵	۳/۹	۶	۵۶
	عرضی	۱۴۵	۲۱۶	۳/۵	۴/۹	۷۴
	قائم	۱۲۲	۱۷۸	۴/۶	۷	۶۹

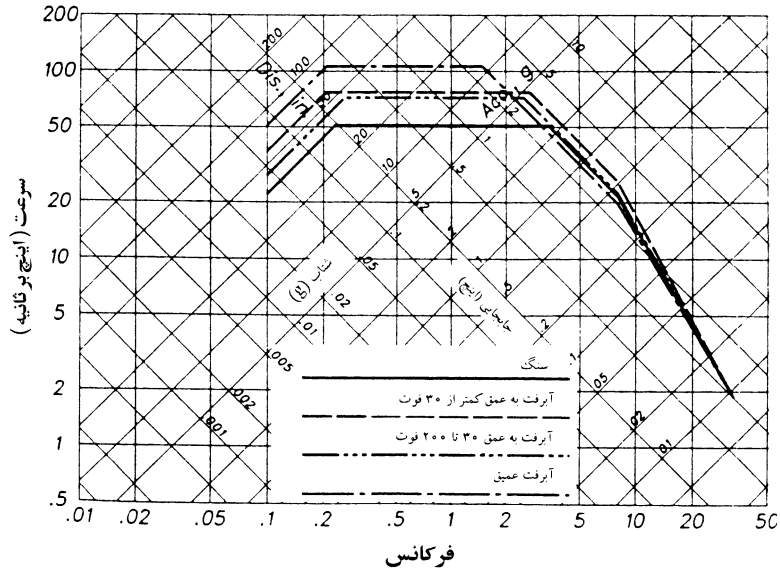
۳. ۳. ۴. ۵. تهیه طیف طرح به روش محرز

با استفاده از آنچه در بخش قبلی گفتیم، می‌توان برای تهیه طیف طرح گامهای زیر را اجرا کرد:

۱. تعیین شتاب زمین –برای اینکار می‌توان از روش کرنل در بخش ۳. ۳. ۲. ۱ یا روش تخمین قوه لرزه‌زایی گسل‌های منطقه در بخش ۳. ۳. ۲. ۴ استفاده کرد.

جدول ۳. ۱۳ ضرایب تشدید فوق میانگین (۸۴/۱٪) شتاب، سرعت و جابجایی برای شتاب زمین ۱g در طیف طرح محرز

نوع زمین	مؤلفه زلزله	درصد استهلاک											
		٪۰			٪۲			٪۵			٪۱۰			٪۲۰		
		جابجایی cm	سرعت cm/s	شتاب g	جابجایی cm	سرعت cm/s	شتاب g	جابجایی cm	سرعت cm/s	شتاب g	جابجایی cm	سرعت cm/s	شتاب g	جابجایی cm	سرعت cm/s	شتاب g
سنگی	طولی	۱۳۷	۲۴۶	۷/۰۲	۱۰۹	۱۶۸	۳/۸۰	۸۹	۱۳۰	۲/۸۲	۷۱	۱۰۲	۲/۱۱	۵۳	۷۶	۱/۵۴
	عرضی	۱۸۰	۳۰۰	۸/۱۴	۱۳۵	۱۹۱	۴/۱۶	۱۱۲	۱۴۷	۳/۰۴	۹۱	۱۱۷	۲/۲۹	۶۹	۸۶	۱/۶۵
	قائم	۲۲۱	۹۲	۸/۱۵	۱۷۰	۱۸۸	۳/۸۱	۱۳۷	۱۴۵	۲/۷۰	۱۱۲	۱۱۴	۲/۰۳	۷۶	۸۹	۱/۶۵
آبرفت کمتر از ۹۰ متر بر بستر سنگی	طولی	۲۳۶	۴۴۲	۱۰/۴۲	۱۹۱	۲۶۹	۴/۷۶	۱۵۰	۱۹۶	۳/۳۸	۱۱۷	۱۴۷	۲/۵۴	۸۱	۱۰۷	۱/۸۱
	عرضی	۳۲۳	۴۰۱	۱۰/۱۷	۲۶۹	۲۵۷	۴/۷۳	۲۲۱	۱۹۶	۳/۳۷	۱۷۳	۱۵۰	۲/۴۹	۱۲۴	۱۱۲	۱/۷۳
	قائم	۳۸۴	۳۵۶	۱۰/۵۵	۳۱۲	۲۲۴	۴/۲۸	۲۵۷	۱۷۳	۲/۹۳	۲۰۶	۱۳۲	۲/۰۹	۱۵۵	۹۴	۱/۴۶
آبرفت ۹۰ تا ۶۰۰ متر بر بستر سنگی	طولی	۱۷۳	۴۲۴	۸/۴۸	۱۳۵	۲۴۴	۴/۱۳	۱۱۲	۱۸۳	۲/۹۴	۸۹	۱۳۷	۲/۱۹	۶۶	۹۹	۱/۶۰
	عرضی	۲۰۳	۵۱۱	۸/۸۵	۱۵۷	۲۹۷	۴/۱۱	۱۲۷	۲۲۶	۲/۸۸	۱۰۴	۱۷۳	۲/۱۷	۷۹	۱۲۴	۱/۶۲
	قائم	۲۷۹	۵۰۳	۱۰/۰۴	۲۱۳	۲۷۹	۴/۲۲	۱۷۳	۲۰۳	۲/۹۵	۱۳۵	۱۵۰	۲/۱۸	۹۷	۱۰۴	۱/۶۰
آبرفت عمیق	طولی	۳۳۵	۶۱۵	۷/۵۲	۲۵۱	۳۵۸	۳/۵۵	۲۰۶	۲۶۹	۲/۵۸	۱۶۰	۲۰۶	۱/۹۹	۱۱۹	۱۵۰	۱/۵۳
	عرضی	۴۰۶	۷۳۲	۹/۱۸	۳۱۰	۴۲۹	۴/۰۰	۲۵۱	۳۲۵	۲/۸۶	۱۹۸	۲۴۹	۲/۱۹	۱۴۷	۱۷۸	۱/۶۵
	قائم	۳۷۱	۶۲۳	۱۰/۹۱	۲۸۲	۳۶۳	۴/۴۳	۲۳۴	۲۷۷	۳/۰۸	۱۸۵	۲۰۶	۲/۳۲	۱۴۰	۱۴۵	۱/۶۹



شکل ۳. ۵۰ طیف طرح محرز برای استهلاک ۵٪ و شتاب زمین ۱g

۲. با داشتن شتاب زمین A ، سرعت و جابجایی زمین را از جدول ۳. ۱۲ بدین شکل حساب می‌کنیم که مقادیر V/A و AD/V^2 را در جدول بر حسب نوع زمین برای مؤلفه طولی زلزله یافته و آنگاه:

$$V = A \times \left(\frac{V}{A}\right) \quad ; \quad D = \frac{V^2}{A}\left(\frac{AD}{V^2}\right)$$

می‌توان در جهت اطمینان مقادیر فوق میانگین (۸۴/۱٪) را از این جدول انتخاب کرد.

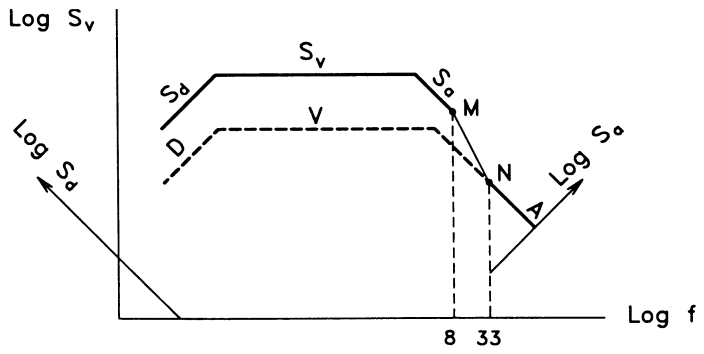
۳. ضرایب تشدید را از جدول ۳. ۱۳ بر حسب نوع زمین و استهلاک مورد نظر انتخاب می‌کنیم. آنگاه مؤلفه‌های طیف طرح از روابط زیر بدست می‌آید:

S_a = **(ضریب تشدید شتاب)** . A

S_v = **(ضریب تشدید سرعت)** .A

S_d = **(ضریب تشدید جابجایی)** .A

٤. طیف طرح را مطابق شکل ۳. ۵۱ رسم می‌کنیم. ابتدا سه خط ثابت S_a، S_v و S_d رسم می‌شوند و آنگاه نقطه M بر روی خط S_a به نقطه N بر روی خط شتاب زمین وصل می‌شود. فرکانس N برابر ۳۳ هرتز و فرکانس M برای مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله بترتیب برابر ۸ و ۱۰ هرتز می‌باشد.



شکل ۳. ۵۱ نحوه رسم طیف طرح محرز

مثال ۳. ۳ می‌خواهیم طیف طرح را برای سد خاکی ارداک در فاصله ۶۰ کیلومتری شمال غرب مشهد تهیه کنیم. این سد بر روی یکی از سرشاخه‌های کَشَف رود قرار می‌گیرد و مختصات آن عبارت است از '۲۴ و°۵۹ خاوری (طول جغرافیایی) و '۲۴ و°۳۶ شمالی (عرض جغرافیایی).

حل:

۱. مطالعه منابع لرزه‌زا و لرزه‌خیزی محل

ابتدا به کمک اطلاعات موجود سعی می‌شود که لرزه‌خیزی محل بررسی شود. نقشه لرزه زمین‌ساخت منطقه در شکل ۳. ۵۲ آمده است و موقعیت گسل‌های فعال بهمراه زلزله‌های مربوطه در آن نشان داده شده است. همانطور که می‌بینیم در شعاع یکصد کیلومتری محل سد، سه گسل لرزه‌زا یافت می‌شود که مشخصاتشان در جدول ۳. ۱۴ داده شده است. این گسل‌ها عبارتند از: کشف رود به طول ۱۸۰ کیلومتر، نیشابور به طول ۱۰۰ کیلومتر و قوچان به طول ۵۰ کیلومتر.

۲. برآورد شتاب زمین

با استفاده از رابطه (۳. ۲۰) از بخش ۳. ۳. ۲. ۴ می‌توان بزرگی زلزله‌های سه گسل مزبور را حساب کرد.

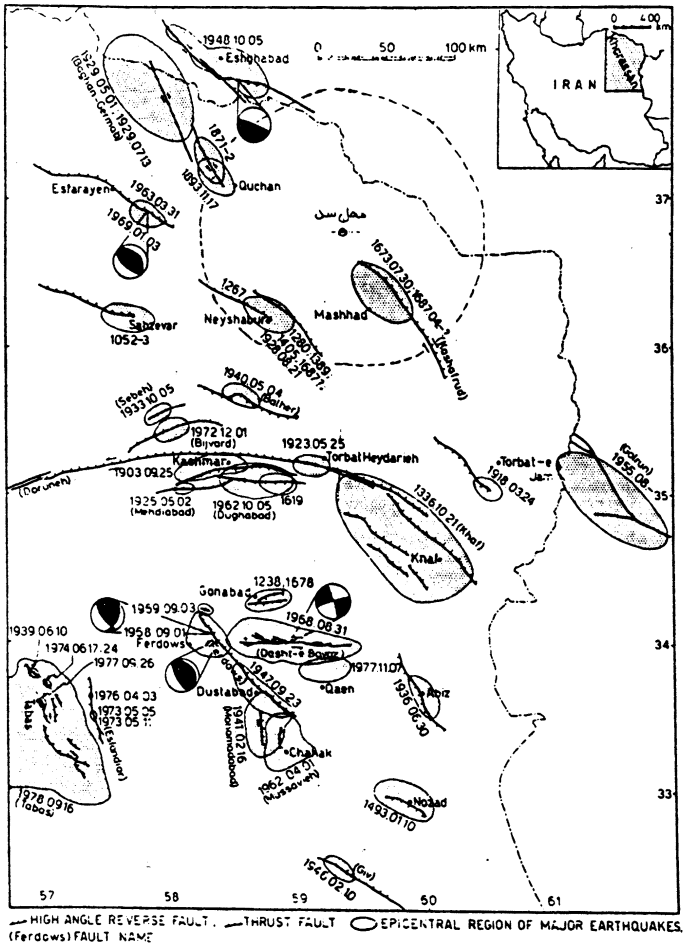
$$M = 5.4 + \log L$$

در این رابطه L طول گسلش است که برابر نصف طول گسل است. پس این طول برای گسل‌های کشف رود، نیشابور و قوچان به ترتیب برابر ۹۰، ۵۰ و ۲۵ کیلومتر می‌شود و در نتیجه از رابطه فوق بزرگی این سه گسل برابر ۴/۷، ۷/۱ و ۶/۸ تعیین می‌شود. بکمک روابط

میرایی می‌توان حداکثر شتاب زمین را در محل سد حساب کرد. در این مثال از دو رابطه دونوان و استوا استفاده می‌گردد.

$$a = \frac{5600e^{.8M}}{(R+40)^2} \qquad \text{رابطه میرایی استوا}$$

$$a = \frac{1080e^{.5M}}{(R+25)^{1.32}} \qquad \text{رابطه میرایی دونوان}$$



شکل ۳. ۵۲ نقشه لرزه زمینساخت منطقه سد ارداک در شمال غربی مشهد

با جایگزینی بزرگی M و فاصله گسل R در این روابط، مقدار شتاب زمین در محل سد بدست می‌آید. در این مثال متوسط حاصل از روابط دونوان و استوا بکار گرفته شده است. مثلاً مقدار شتاب از این دو رابطه برای گسل نیشابور برابر است با:

$$a = \frac{1}{2}\left[\frac{1080e^{.5(7.4)}}{(50+25)^{1.32}} + \frac{5600e^{.8(7.4)}}{(50+40)^{2}}\right]$$

$$a = \frac{1}{2}(146.3 + 257.5) = 201.9cm/s^2 = 0.22g$$

جدول ۳. ۱۴ مشخصات گسل‌های فعال در محدوده ۱۰۰ کیلومتری سد ارداک

ردیف	نام‌گسل	نوع‌گسل	طول‌گسل (km)	تاریخ وقوع زلزله روز، ماه، سال	بزرگی mb	بزرگی ms	شدت MMI	فاصله گسل از محل سد (km)
۱	کشف‌رود	معکوس	۱۸۰	۱۶۷۳/۷/۳۰	-	-	VIII	۵۰
				۱۶۸۷/۴/۰۰	-	-	VII	
۲	نیشابور	معکوس	۱۰۰	۱۲۷۰/۱۰/۷	-	-	VIII	۸۳
				۱۳۸۹/۲/۰۰	-	-	VIII	
				۱۴۰۵/۱۱/۲۳	-	-	VIII	
				۱۶۷۳/۷/۳۰	-	-	VIII	
				۱۹۲۸/۸/۲۱	-	۵/۲	VII	
۳	قوچان	**جانبی**	۵۰	۱۸۷۱-۱۸۷۲	-	-	-	۱۰۵
				۱۸۹۳/۱۱/۱۷	-	-	-	

۳. با داشتن شتاب زمین، می‌توان سرعت و جابجایی را از جدول ۳. ۱۲ حساب کرد. با استفاده از این جدول برای زمین آبرفتی کمتر از ۹ متر بر بستر سنگی، فوق میانگین (۸۴/۱ ٪) برای V/A و AD/V^2 برابر ۱۴۵ و ۷/۷ بدست می‌آید. آنگاه:

$$V = A\left[\frac{V}{A}\right] = .22(145) = 31.9cm/\sec \qquad \textit{سرعت زمین در محل سد}$$

$$D = \frac{V^2}{A}\left[\frac{AD}{V^2}\right] = \frac{31.9^2}{(.22)(981)}(7.7) = 36.3cm \qquad \textit{جابجایی زمین در محل سد}$$

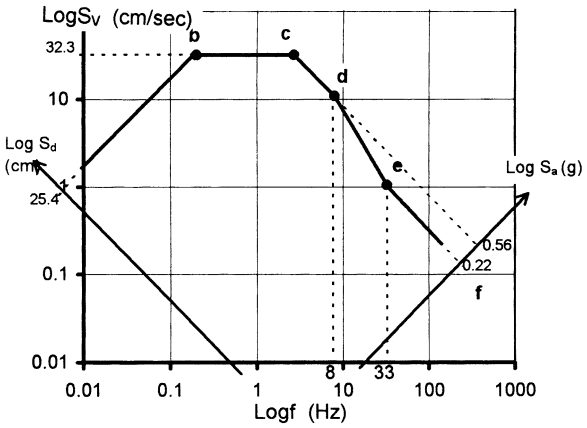
۴. ضرایب تشدید را از جدول ۳. ۱۳ برای زمین با آبرفت کمتر از ۹ متر و استهلاک مورد نظر بدست می آوریم. مثلاً برای استهلاک ۱۰٪ که برای سد خاکی دور از انتظار نیست، ضرایب تشدید شتاب، سرعت و جابجایی برابرند با ۲/۵۴g، ۱۴۷ cm/s و۱۱۷cm. آنگاه مؤلفه‌های طیف طرح بدین ترتیب محاسبه می شوند

$$S_a = (2.54)(0.22) = 0.56g \qquad \textit{ضریب تشدید شتاب}$$

$S_v = (147)(.22) = 32.3 cm/\sec$ *ضریب تشدید سرعت*

$S_d = (117)(.22) = 25.4 cm/\sec$ *ضریب تشدید جابجایی*

۵. طیف طرح را رسم می‌کنیم. ابتدا مقادیر حرکت زمین A، V و D و سپس مقادیر طیفی S_a، S_v و S_d رسم می‌شوند. آنگاه از نقطه M در فرکانس ۸ هرتز به N در فرکانس ۳۳ هرتز وصل می‌کنیم.



شکل ۳. ۵۳ طیف طرح سد ارداک بروش محرز

۳. ۳. ۴. ۶. تأثیر جنس زمین و بزرگی و مدت زلزله بر طیف زلزله

تأثیر جنس زمین

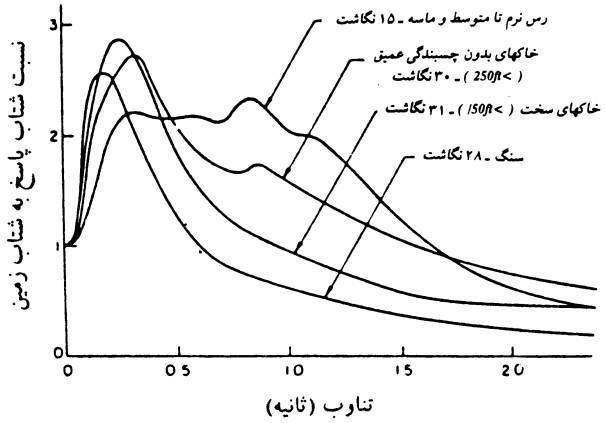
در طیفهای اولیه هاوزنر (۱۳) و نیومارک (۱۵) اثر جنس زمین مدنظر قرار نگرفته بود. محققان دیگری نظیر سید[۱] این مسأله را مطرح ساختندکه محتوای فرکانسی شتابنگاشت ثبت شده روی بستر سنگی[۲] با آنچه بر آبرفت ثبت می‌شود تفاوت قابل ملاحظه‌ای دارد. سید (۳۹) تعداد ۱۰۴ مؤلفه افقی از ۲۳ زلزله با شتاب اوج بیش از ۰/۰۵g را بررسی کرد. او نگاشتها را به چهار گروه سنگی، خاکهای سخت به عمق ۴۵ متر، خاکهای ماسه‌ای به عمق ۷۵ متر و رس نرم تا متوسط تفکیک کرد. آنگاه طیفهای پاسخ را همپایه و میانگین کرد. طیف میانگین (۵۰٪) و فوق میانگین (۸۴/۱٪) این نگاشتها در شکلهای ۳. ۵۴ و ۳. ۵۵ آمده است. کلاً می‌توان نتیجه گرفت که اثر نرم شدن جنس زمین به‌صورت کاهش ضریب تشدید شتاب در فرکانسهای بالا و

---

[۱] Seed, H.B., et at , 1976, site dependent spectra for earthquake resistant design, Bull. Seism. Soc. Am., 66,221-243

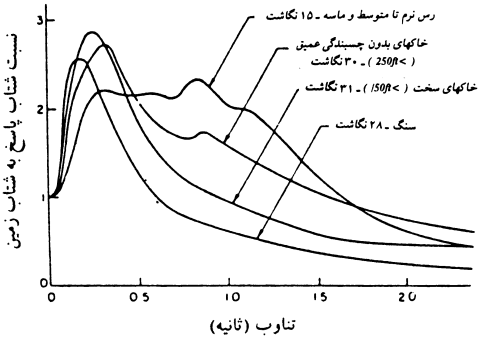
[۲] bedrock

افزایش آن در فرکانسهای پایین بروز می‌کند. بعنوان مثال، با توجه به شکل، ضریب تشدید میانگین شتاب در تناوب ۰/۲۵ ثانیه در سنگ برابر ۲/۶۸ و در رس نرم برابر ۲/۱۷ است. همین ضریب در تناوب ۱ ثانیه به ترتیب برابر ۰/۶۰ و ۲/۰۴ است. می‌بینیم که در این تناوب شتاب خاک نرم بیش از ۳ برابر خاک سخت است. این پدیده را به وضوح در زلزله منجیل دیدیم، زیرا در شهر رشت ساختمانهای بلند با تناوب ۰/۴ ثانیه فرو ریختند و ساختمانهای کوتاه با تناوب کمتر از ۰/۱ ثانیه اصلاً آسیبی ندیدند.

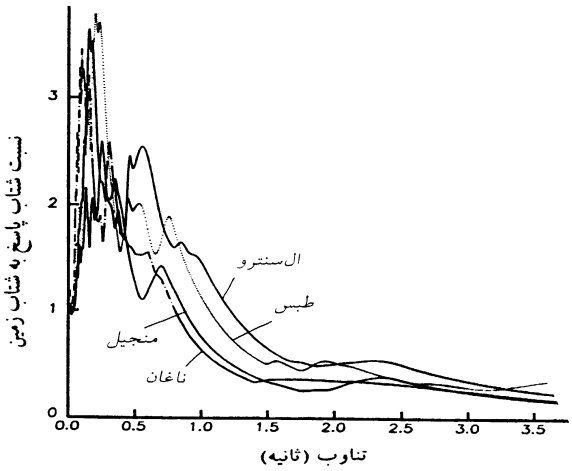


شکل ۳. ۵۴ طیف شتاب میانگین (۵۰ ٪) بدون بعد سید (۳۹) برای انواع مختلف زمین

مطالعات محرز (۳۸) بر روی ۱۶۲ مؤلفه زلزله نیز نتایج مشابهی داشته است نگاهی به ضریب تشدید زلزله‌های طبس ۱۳۵۷، ناغان ۱۳۵۶، منجیل ۱۳۶۹ در شکل ۳. ۵۶ حاکی است که خواص این زلزله‌ها کم و بیش به طیف زمینهای سخت شبیه است.



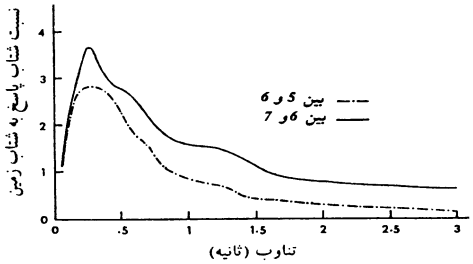
شکل ۳. ۵۵ طیف شتاب فوق میانگین (۸۴/۱ ٪) بدون بعد سید (۳۹) برای زمینهای مختلف



شکل ۳. ۵۶ طیف شتاب بدون بعد زلزله های ناغان ۱۳۵۷، طبس۱۳۵۷، منجیل۱۳۶۹ و ال‌سنترو۱۹۴۰ .

تأثیر بزرگی و مدت [۱]زلزله

این عوامل توسط محرز[۲] و پنگ[۳] مطالعه شد. نتیجه تحقیقات ایشان در شکلهای ۳. ۵۷ و ۳. ۵۸ ارائه گردیده است. شکل ۳. ۵۷ نشان می‌دهدکه با افزایش بزرگی، ضریب تشدید شتاب نیز افزایش می‌یابد. مدت زلزله نیز اثر مشابهی دارد و باعث افزایش ضریب تشدید شتاب می‌شود.



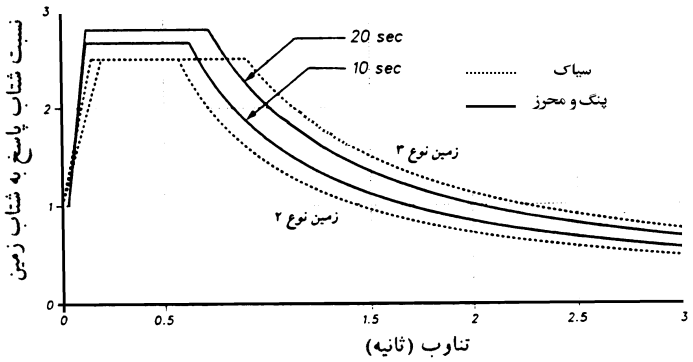
شکل ۳. ۵۷ تأثیر بزرگی زلزله بر ضریب تشدید شتاب

---

[۱] duration

[۲] Mohraz, B., 1978, Influence of the magnitude of earthquake and the duration, Proc. Central Am. Conf. on Earthquake Eng., El Salvador.

[۳] Peng, M., H., Elghadamsi, F., Mohraz, B., 1989, A simplified procedure for constructing probabilistic response, Earthquake Spsectra Earthquake Eng Research Inst., 5(2) ,California.



شکل ۳. ۵۸ تأثیر مدت زلزله بر ضریب تشدید شتاب

۳. ۳. ۴. ۷. طیف بازتاب زلزله

طیف بازتاب زلزله در واقع همان طیف بدون بعد شتاب است. در بخش‌های قبلی نشان دادیم که طی چندین دهه محققان به‌طور پیوسته کوشش کردند تا قاعده و روشی برای تعیین طیف زلزله بدست آورند که به عنوان نمونه طیفهای هاوزنر، نیومارک، محرز و سید ارائه شدند . طیف شتاب میانگین بدون بعد سید در شکل ۳. ۵۴ نشان می‌دهد که بجز خاکهای سخت، ضریب تشدید شتاب برای بقیه خاکها حداکثر از حدود ۲/۵ تجاوز نمی‌کند. شکل کلی این طیفهای شتاب بدین صورت است که از عدد یک در تناوبهای خیلی کم آغاز شده و به مقدار اوج (حدود ۲/۵) می‌رسد و با افزایش تناوب با یک حالت هذلولی گونه کاهش می‌یابد. دیدیم که تحقیقات سایر محققان نظیر محرز نیز نتایج سید را تأیید می‌کند سید بر اساس این مطالعات یک طیف بدون بعد برای شتاب (طیف بازتاب) پیشنهاد کرد. در نسل جدید آیین‌نامه‌های زلزله در امریکا نظیر اِتی‌سی[۱] و سیاک[۲] با اقتباس از طیف سید، طیفهایی بعنوان طیف بازتاب برای شتاب ارائه شده است که نمونه‌ای از آن را در شکل ۳. ۶۰ می‌بینیم. این طیف در سال ۱۹۷۸ توسط اِتی‌سی بر اساس کارهای سید پیشنهاد شده است (۱۶). در این طیف چهار گروه خاک در طیف سید به سه گروه تبدیل شدند. سنگ و خاکهای سخت (نوع ۱)، خاکهای بدون چسبندگی (شن و ماسه) با عمق زیاد یا رس سخت (نوع۲)، رس نرم و متوسط و ماسه (نوع ۳). در این طیف، ضریب تشدید شتاب از ۱ برای سازه‌های سخت با تناوب خیلی کم به ۲/۵ برای

---

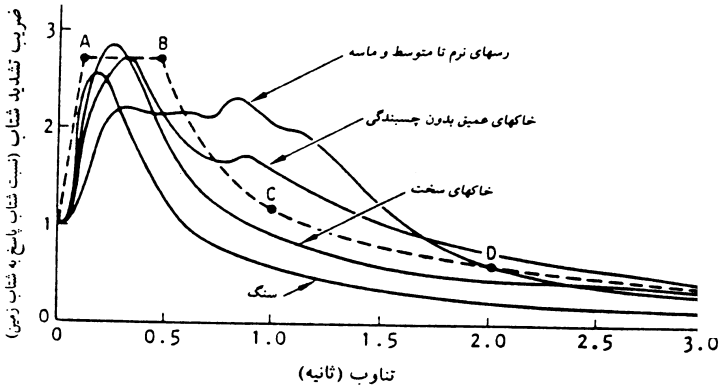
[۱] ATC, Applied Technology Council

[۲] SEAOC, Structural Engineers Association of California

تناوبهای ۰/۱۳ ثانیه می‌رسد. بعداً خواهیم دید که نیروی ارتجاعی زلزله برای طرح سازه‌ها برابر است با:

(وزن سازه)(ضریب بازتاب زلزله) (شتاب مبنای طرح) = V_e

اساس این رابطه این است که شتاب پاسخ از ضرب شتاب زمین در ضریب تشدید زلزله (یا ضریب بازتاب) بدست می‌آید. پس اگر بتوان شتاب اوج زمین را تخمین زد (بخش ۳. ۳. ۲ را ببنید)، با داشتن طیف بازتاب می‌توان شتاب پاسخ را تعیین کرد.



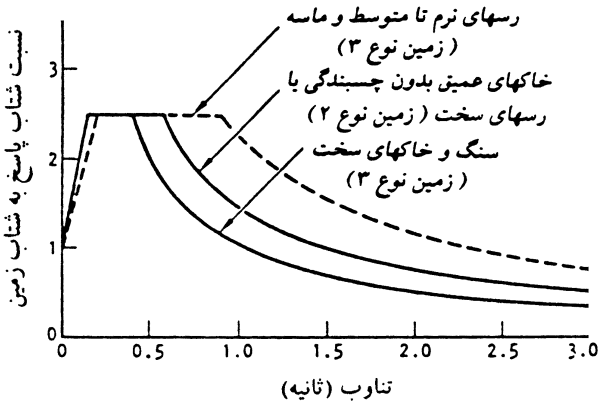
شکل ۳. ۵۹ طیف بدون بعد میانگین (۵۰٪) برای شتاب
و طیف بازتاب پیشنهادی توسط سید

۳. ۳. ۵. طیف غیرارتجاعی

در بخش ۳. ۲ با تأثیر رفتار غیرارتجاعی‌بر پاسخ لرزه‌ای آشنا شدیم و نحوه تهیه طیف غیرارتجاعی زلزله تشریح گردید. در آن بخش دیدیم که اغلب سازه‌ها بعلت کمبود مقاومت، در حین زلزله‌های قوی دچار تغییرشکل‌های خمیری می‌شوند. قابلیت سازه برای تحمل این تغییرشکل‌ها را نرمی نامیدیم و نشان دادیم که سازه به کمک این قابلیت می‌تواند پایداری خود را در زلزله‌های قوی حفظ کند. هر قدر نرمی سازه بیشتر باشد از ایستایی لرزه‌ای بیشتر برخوردار است و نیاز آن به مقاومت کاهش می‌یابد. رابطه نرمی و مقاومت در بخش ۳. ۲. ۱. ۲ بحث شد و ملاحظه کردیم که رفتار غیرارتجاعی‌یک سازه را در دو حالت مختلف بررسی می‌کنند:

الف) حالتی که سازه در ناحیه شتاب ثابت قرار دارد (فرکانس ۲ تا ۸ هرتز)

ب) حالتی که سازه در نواحی سرعت یا جابجایی ثابت قرار دارد (فرکانس زیر ۲ هرتز)



شکل ۳. ۶۰ طیف بازتاب شتاب پیشنهادی توسط ATC و SEAOC

در بخش ۳. ۲. ۱. ۲ نحوه محاسبه رابطه نرمی – مقاومت برای نواحی مزبور تشریح شد. در ناحیه الف از فرض یکسان بودن انرژی در حالت رفتار ارتجاعی و غیرارتجاعی استفاده شد اما در ناحیه (ب) از فرض یکسان بودن جابجاییهای ارتجاعی و غیرارتجاعی بهره گرفتیم و دیدیم که رابطه نرمی – مقاومت در ناحیه (الف) برابر است با:

$$R_y = \frac{R_e}{\sqrt{2\mu - 1}} \qquad (۲۶.۳)$$

R_e و R_y مقاومت سازه ارتجاعی و غیرارتجاعی و μ ضریب نرمی است. بنابراین نسبت شتاب پاسخ غیرارتجاعی A' به شتاب ارتجاعی A برابر است با:

$$\frac{A'}{A} = \frac{R_y}{R_e} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

$$A' = \frac{A}{\sqrt{2\mu - 1}} \qquad \text{شتاب پاسخ غیرارتجاعی در ناحیه شتاب ثابت (۲ تا ۸ هرتز)} \qquad (۲۷.۳)$$

در بخش ۳. ۲. ۱. ۲ دیدیم که برای سازه‌هایی که در ناحیه سرعت و جابجایی ثابت قرار می‌گیرند، مقدار جابجایی خمیری و ارتجاعی یکی است و نسبت نیروی غیرارتجاعی‌به ارتجاعی برابر است با:

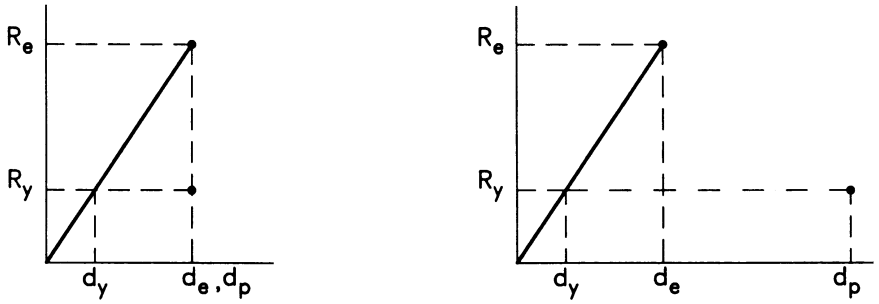
$$\frac{R_y}{R_e} = \frac{1}{\mu} \qquad (۲۸.۳)$$

و از برابری $\frac{A'}{A} = \frac{R_y}{R_e}$ داریم

$$A' = \frac{A}{\mu} \qquad \text{شتاب پاسخ غیرارتجاعی در نواحی سرعت و جابجایی ثابت (فرکانس کمتر از ۲ هرتز)} \qquad (۲۹ .۳)$$

برای محاسبه مقدار جابجایی غیرارتجاعی با توجه به شکل ۳. ۶۱ داریم:

$$d_p = \mu d_y \qquad (۳۰ .۳)$$



الف) ناحیه شتاب (فرکانس ۲ تا ۸ هرتز) ب) نواحی سرعت و جابجایی (فرکانس کمتر از ۲۰ هرتز)

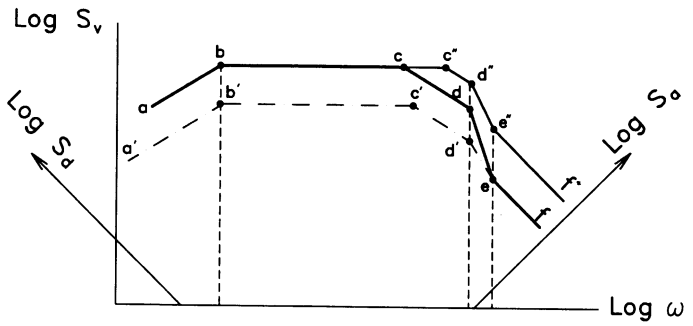
شکل ۳. ۶۱ رفتار فرضی یک سازه در نواحی مختلف شتاب، جابجایی و سرعت

بنابراین، برای رسم طیف غیرارتجاعیA کافی است که شتاب ارتجاعی A را درناحیه (الف) به $\sqrt{2\mu-1}$ و در ناحیه (ب) به μ تقسیم کنیم. از آنجایی‌که در طیف سه گانه، کمیتهای جابجایی، سرعت و شتاب همگی متناسب هستند، بجای تقسیم شتاب بر $\sqrt{2\mu-1}$ و μ می‌توان سرعت را تقسیم نمود. با استفاده از این نکته طیف شتاب غیرارتجاعی مطابق شکل ۳. ۶۲ بدین ترتیب بدست می‌آید.

۱. فرض می‌کنیم طیف ارتجاعی طرح abcdef را تهیه کرده باشیم (روش تهیه آن در بخش های قبلی توضیح داده شده است).

۲. برای تهیه طیف غیرارتجاعی شتاب سازه‌هایی با نرمی μ، باید شتاب را در نواحی سرعت و جابجایی بر μ تقسیم کرد. با توضیح فوق می‌توان بجای شتاب، سرعت S_v را بر μ تقسیم نمود. پس عرض نقطه b را بر μ تقسیم می‌کنیم تا b' بدست آید و از آنجا دو خط به موازات bc و ab رسم می‌کنیم.

۳. در ناحیه شتاب، باید شتاب A را بر $\sqrt{2\mu-1}$ تقسیم کرد تا شتاب غیرارتجاعی A' بدست آید. با توجه به توضیح بند ۲، عرض نقطه d را بر این عدد تقسیم می‌کنیم تا d' بدست آید و از این نقطه به موازات cd رسم می‌کنیم تا نقطه c' حاصل شود.



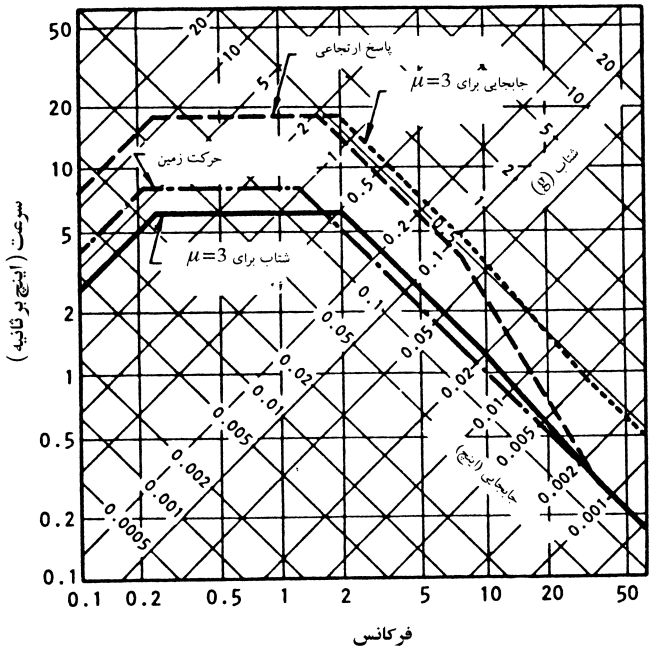
شکل ۳. ۶۲ نحوه ترسیم طیف طرح غیرارتجاعی برای شتاب و جابجایی

٤. برای تکمیل طیف غیرارتجاعی شتاب از ′d به e وصل می‌کنیم. بدین ترتیب طیف طرح غیرارتجاعی برای شتاب یعنی a′b′c′d′ef بدست می‌آید.

٥. برای تهیه طیف غیرارتجاعی جابجایی، دیدیم که جابجایی خمیری d_p از ضرب μ در جابجایی تسلیم d_y بدست می‌آید. با توجه به شکل ۳. ۱۶ داریم:

$d_y / d_e = R_y / R_e$

و چون $R_y / R_e = A'/A$ پس $d_y/d_e = A'/A$. این تساوی نشان می‌دهد که نسبت جابجایی تسلیم به جابجایی ارتجاعی یعنی d_y/d_e با نسبت شتاب غیرارتجاعی به شتاب ارتجاعی برابر است. **پس نمودار** a′b′c′ef **علاوه بر شتاب غیرارتجاعی ، جابجایی تسلیم** d_y **را نیز نشان می‌دهد**. بنابراین برای بدست آوردن جابجایی غیرارتجاعی d_p می‌توان جابجایی این نمودار را در μ ضرب کرد. باز طبق توضیحات قبلی بجای جابجایی می‌توان سرعت (محور قائم) را در μ ضرب نمود. بنابراین، برای بدست آوردن طیف غیرارتجاعی‌جابجایی باید عرض کلیه نقاط f,e,d′,c′,b′,a′ را در μ ضرب کرد. عملاً نقاط حاصل از ضرب نقاط a′b′ و b′c′ در μ بر خطوط ab و bc منطبق می‌شوند، پس برای بدست آوردن طیف جابجایی کافی است که عرض ′d و e را در μ ضرب کنیم تا ″d و ″e بدست آید. آنگاه از ″d خطی به موازات c′d′ می‌کشیم تا امتداد bc را در ″c قطع کند و از ″e خط ″e″f را به موازات ef می‌کشیم. بدین ترتیب **نمودار** abc″d″e″f ″ **طیف غیرارتجاعی جابجایی** خواهد بود.



شکل ۳. ۶۳ طیفهای طرح غیرارتجاعی شتاب و جابجایی برای ضریب نرمی ۳ (مرجع ۱۵)

با استفاده از این روش، نیومارک (۱۵) طیفهای طرح غیرارتجاعی را برای شتاب و جابجایی تهیه کرده است که نمونه‌ای از آن برای ضریب نرمی ۳ در شکل ۳. ۶۳ آمده است.

مثال ۳. ۴ طیف طرح غیرارتجاعی سد ارداک در مثال بخش ۳. ۳. ۴ . ۵ را برای ضریب نرمی ۲ رسم کنید.

حل. طیف طرح ارتجاعی که قبلاً برای استهلاک ۱۰٪ محاسبه شد در نمودار abcdef شکل ۳. ۵۳ نشان داده شده است. برای بدست آوردن طیف غیرارتجاعی‌شتاب :

۱. عرض نقطه b را روی محور S_v قرائت کرده و بر ضریب نرمی ۲ تقسیم می‌کنیم تا عرض نقطه b' بدست آید. از b' دو خط به موازات ab و bc رسم می‌کنیم.
۲. عرض نقطه d را روی محور S_v خوانده و بر $\sqrt{2\mu-1}$ یعنی ۱/۷۳ تقسیم می‌کنیم تا عرض نقطه d' بدست آید و از آن به موازات cd رسم می‌کنیم تا 'c بدست آید (توجه شود که امتدادهای ab و cd نسبت به محور افقی زوایای 45^o و -45^o می سازند). بدین ترتیب طیف طرح غیرارتجاعی $a'b'c'd'ef$ برای شتاب بدست می‌آید.

۳. عرض نقاط d′ و e در μ (یعنی ۲) ضرب می‌شود تا d″ و e″ بدست آید و از d″ به موازات cd (زاویه ۴۵°-) می‌کشیم تا امتداد bc در c″ قطع شود. از e″ نیز به موازات ef (زاویه ۴۵°-) رسم می‌کنیم تا طیف غیرارتجاعی abc″d″e″f″ برای جابجایی بدست آید.

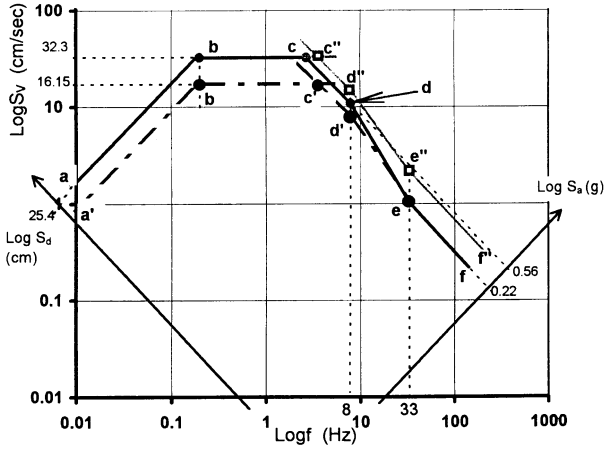
۳. ۳. ۶. نقدی بر روش طیف طرح

روش طیف طرح بر چند اصل استوار شده است:

۱. امکان تخمین مقادیر اوج حرکت زمین (شتاب، سرعت، جابجایی)

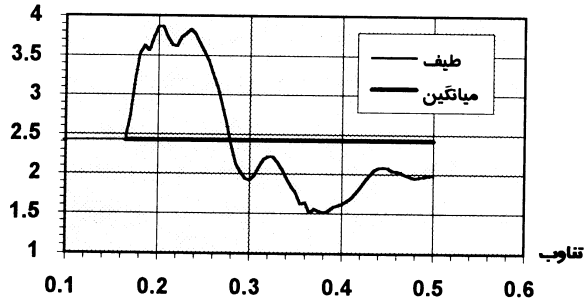
۲. وجود یک ارتباط قاعده‌مند و منظم بین حرکت زمین و حرکت سازه (ضرایب تشدید شتاب، سرعت و جابجایی)

۳. وجود یک ارتباط منظم و قابل پیش بینی بین R و μ (برای تهیه طیف غیر ارتجاعی)



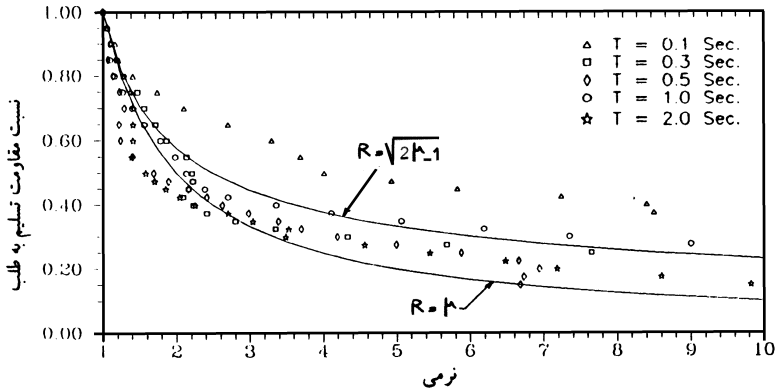
شکل ۳. ۶۴ طیفهای طرح غیرارتجاعی شتاب و جابجایی سد ارداک برای ضریب نرمی ۲

بررسیها نشان می‌دهد که این اصول دارای نقاط ضعف و ابهام زیادی بوده و نتایج حاصل از آن با تقریب زیادی همراه است. در مورد اصل اول یعنی امکان تخمین مقادیر اوج حرکت زمین در بخش ۳. ۳. ۲. ۳ بحث شد و دیدیم که از یکسو تعیین منابع لرزه‌زا و رابطه تناوب آنها کاری بس پیچیده و توأم با خطا است و از سوی دیگر حرکت اوج زمین که از روابط میرایی مختلف بدست می‌آید بسیار متفاوت می‌باشد. اصل دوم نیز دارای تقریبهای خاص خویش است. ضرایب شتاب از یکسو به محدوده فرکانس انتخاب شده بستگی دارند و با تغییر آن عوض می‌شوند و از سوی دیگر این ضرایب در واقع میانگین تعدادی عددند و ضرایب واقعی می‌تواند تفاوت زیادی با این مقادیر میانگین داشته باشد. مثلاً در بخش ۳. ۳. ۴. ۲ دیدیم که میانگین ضریب تشدید زلزله طبس در محدوده فرکانس نیومارک (۲ تا ۶ هرتز) برابر ۲/۴۱ می‌باشد که درمقایسه با طیف بازتاب این زلزله در فاصله مزبور تفاوت بسیار دارد.



شکل ۳. ۶۵ مقایسه ضریب تشدید شتاب و مقدار میانگین فرکانس
نیومارک (۲ تا ۶ هرتز) برای زلزله طبس

درباره اصل سوم یعنی وجود یک ارتباط منظم و قابل پیش بینی بین R و μ چنانکه در بخش ۳. ۲. ۱. ۲ ملاحظه شد، نیومارک دو رابطه مختلف را برای نواحی شتاب ثابت و سرعت ثابت بدست آورد. مطالعات نگارنده روی زلزله‌های ایران نشان داده شده است که این روابط دارای خطای زیادی است. با توجه به روابط μ - R برای سازه‌هایی با تناوب مختلف تحت زلزله طبس که در شکل ۳. ۶۶ آمده است، می‌توان نتیجه گرفت که گاهی نرمی ایجاد شده در سازه خیلی بیش از مقدار حاصل از روابط مزبور است(۳۵).



شکل ۳. ۶۶ مقایسه تغییرات مقاومت و نرمی در زلزله طبس با آنچه بر اساس ثبات انرژی (سازه های با تناوب کم) و ثبات جابجایی (سازه های با تناوب زیاد) بدست می آید (از مرجع ۳۵)

۳. ۴. ضوابط آیین‌نامه

۳. ۴. ۱. روش استاتیکی معادل

۳. ۴. ۱. ۱. تاریخچه

پس از زلزله ۱۹۰۸ درمسینارجیو ایتالیا، تیمی مرکب از مهندسان مأموریت یافتند که ساختمانهای تخریب شده را مطالعه نموده و سبب را جویا شوند. تیم مزبور با بررسی ساختمانهای واژگون شده به این نتیجه رسید که زلزله باید نیرویی افقی را ایجاد کرده باشدکه سبب واژگونی شده است. مقدار این نیرو برابر $\frac{1}{12}$ وزن ساختمان فرض شد. این نظر بعداً در قالب رابطه زیر بیان شد:

$$V = CW \qquad (۳۱.۳)$$

در این رابطه V نیروی زلزله، W وزن ساختمان و C ضریب زلزله می‌باشد. برای ضریب زلزله C که در ابتدا برابر $\frac{1}{12}$ پیشنهاد شده بود، مقدار $\frac{1}{10}$ در نظر گرفته شد و اکثرکشورها نظر فوق را پذیرا شدند وضرایب زلزله در اکثر کشورها در همان محدوده $\frac{1}{10}$ در نظرگرفته شد پیشرفت و تکامل علم دینامیک سازه از یکسو و اطلاعات حاصل از زلزله‌های ثبت شده از سوی دیگر نشان داد که عوامل مختلفی در تعیین نیروی زلزله مؤثرند. برخی از این عوامل از خواص دینامیکی سازه نظیر تناوب و استهلاک، شکل مد و ظرفیت سازه برای پذیرفتن تغییرشکل‌های خمیری حاصل می‌شود. عوامل دیگری نظیرجنس خاک و لرزه‌خیزی محل نیز بر نیروی زلزله نقش دارند. این عوامل رفته‌رفته جای خود را در آیین‌نامه‌ها باز کرد و ضمن حفظ قالب قدیمی، اثر عوامل مزبور به‌طور ضمنی در تعیین ضریب زلزله و توزیع نیروی زلزله گنجانده شد. برخی از عوامل به‌طور صریح وارد شدند (نظیر اثر تناوب که مستقیماً در تعیین ضریب زلزله وارد می‌شود) اما برخی دیگر به‌طور ضمنی منظور گردیده‌اند (مانند اثر نرمی که به‌صورت ضریب رفتار K یا R اعمال شده است).

علیرغم تحولات چشمگیر هشتاد سال گذشته، روش مزبور که به روش استاتیکی موسوم است قادر نیست به‌طور صریح نیروهای واقعی زلزله را مشخص و تعیین کند وصرفاً ابزاری است برای آنکه طراح بتواند میزان مشخصی مقاومت جانبی را در سازه تأمین نماید که البته به‌طور غیر مستقیم در پایداری سازه در برابر نیروهای زلزله مؤثر است. در سالهای اخیر گرایشی بوجود آمده است که علاوه بر محاسبه نیروهای استاتیکی زلزله، طراحان را موظف می‌سازد نیروهای دینامیکی را نیز تحلیل نمایند. در این راستا، در ویرایش اول آیین‌نامه زلزله ایران موسوم به آیین‌نامه ۲۸۰۰، از مهندسان طراح خواسته شده که تحلیل سازه‌های نامنظم را با استفاده از شتابنگاشت زلزله‌های طبس و ناغان انجام دهند که به ترتیب شتاب اوجی برابر۰/۹۳ و ۰/۷۶

برابر شتاب ثقل دارند. همچنین توصیه شده که اگر در آینده زلزله‌ای با شتاب بیش از ۰/۵ برابر شتاب ثقل رخ داد، آن را نیز در طراحی در نظر گرفته و در تحلیل دینامیکی بکار رود. با توجه به اینکه پس از انتشار آیین‌نامه در سال ۱۳۶۶ زلزله مخرب منجیل در سال ۱۳۶۹ با شتاب اوج حدود ۰/۷ برابر ثقل رخ داد پس این زلزله را نیز می‌باید در مطالعات منظور کرد.

همانطور که بیان شد پس از زلزله مسینارجیو ایتالیا در سال ۱۹۰۸ ایده ضریب زلزله عنوان شد (رابطه ۳. ۳۱). تأثیر تعداد طبقات را می‌توان در ضوابط لس‌آنجلس (۱۹۴۳) دید.

$$C = \frac{60}{(N + 4.5)(100)} \qquad (۳۲ .۳)$$

N تعداد طبقه است. سیاک در سال ۱۹۵۹ روش کامل‌تری را پیشنهاد کرد.

$$V = K\,C\,W \qquad \text{برش پایه} \qquad (۳۳ .۳)$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt{T}} \qquad \text{ضریب زلزله} \qquad (۳۴ .۳)$$

$$F_j = \frac{w_j h_j}{\sum w_j h_j}.V \qquad \text{توزیع نیرو در طبقات} \qquad (۳۵ .۳)$$

ملاحظه می‌شود که ضریب زلزله C به‌صورت تابعی از تناوب ساختمان در نظر گرفته شده و مقدار آن با افزایش تناوب T، کاسته می‌شود (ایده طیف طراحی) و توزیع نیرو در طبقات بر پایه یک مد ارتعاش خطی مفروض انجام می‌شود. ضریب K نیز بر اساس مشاهدات مهندسان از تفاوت رفتار انواع ساختمانها بهنگام زلزله تعیین شد و مقدار آن بین ۰/۶۷ تا ۱/۳۳ در نظر گرفته شد. این ضوابط را می‌توان مبنای روش استاتیکی تلقی نمود. در سال ۱۹۷۵، این روش شکل کاملتری را بخود گرفت.

$$V = ZIKCSW \qquad (۳۶ .۳)$$

که در آن تأثیر لرزه‌خیزی محل، اهمیت ساختمان و جنس خاک توسط ضرایبZ، I و S بیان می‌شوند و ضریب زلزله C افزایش یافت.

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \le 0.12 \qquad (۳۷ .۳)$$

در دهه هفتاد میلادی مطالعات مفصلی توسط یکی از کمیته‌های وابسته به سیاک بنام کمیته فن آوری کاربردی یا اِتی‌سی[۱] انجام شد. این کمیته در سال ۱۹۷۸ گزارشی تحت عنوان ATC-3-06 (۱۶) منتشر ساخت که تغییرات وسیعی را در آیین‌نامه‌های زلزله امریکا و در پی آن در سایر کشورها ایجاد کرد. در این گزارش برای اولین بار سعی شده است:

[۱] ATC (Applied Technology Council)

۱. نیروی ارتجاعی زلزله مستقیماً محاسبه شود
۲. جابجایی واقعی سازه برآورد شود

$$V = \frac{V_e}{R} \qquad (۳۸.۳)$$

$$\Delta_p = C_d \Delta_e \qquad (۳۹.۳)$$

همانطور که ملاحظه می‌شود نیروی زلزله از تقسیم نیروی ارتجاعی زلزله V_e بر ضریب رفتار R بدست می‌آید. جابجایی غیرارتجاعی سازه Δ_p از ضرب جابجایی ارتجایی Δ_e در ضریب C_d (که با R مرتبط است) حاصل می‌شود.
پیشنهادات اِتی‌سی در ضوابط یوبی‌سی در سال ۱۹۸۸ به شکل زیر ظاهر شد:

$$V = \frac{V_e}{R_w} \qquad (۴۰.۳)$$

$$V_e = ZICW \qquad (۴۱.۳)$$

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \le 2.75 \qquad (۴۲.۳)$$

این ضوابط با تغییراتی توسط اغلب آیین‌نامه‌های معتبر جهان پذیرفته شده‌اند.

۳. ۴. ۱. ۲. اصول روش استاتیکی معادل

در بخش پیشین دیدیم که بارگذاری لرزه‌ای از یک فکر ساده آغاز شد، فرضیه‌ای که نیروی زلزله را معادل یک نیروی افقی می‌پندارد. بارگذاری لرزه‌ای استاتیکی طی نزدیک به یک قرن شاهد تحولهای مختلفی شد اما آن اساس ساده حفظ شد و هنوز هم در قریب به اتفاق آیین‌نامه‌ها روش استاتیکی معادل بعنوان اصلی‌ترین روش بارگذاری لرزه‌ای مطرح است. ارکان اصلی روش استاتیکی معادل عبارتند از:

۱. *تعیین برش پایه*
۲. *توزیع برش پایه در طول سازه*
۳. *وارسی‌ها (پیچش، واژگونی، جابجایی، ...)*

در بخشهای بعدی با عوامل اصلی و مؤثر در باره هر یک از این موارد آشنا می‌شویم. به‌طور کلی برای طرح لرزه‌ای سازه ابتدا نیروی برش پایه محاسبه و سپس در طول سازه توزیع می‌شود (برای ساختمانها در ارتفاع)، آنگاه سهم عناصر لرزه‌بر به نسبت سختی مشخص می‌گردد و اعضاء سازه بر اساس نیروی حاصل طرح می‌گردند. در این میان وارسی‌های مختلفی نظیر کنترل جابجایی، واژگونی و مانند اینها نیز صورت می‌گیرد.

۳.۴.۲.۱.۱. نیروی برش پایه

نیروی برش پایه از تقسیم یک نیروی مجازی بنام نیروی ارتجاعی زلزله V_e بر ضریب رفتار R بدست می‌آید. این عدد تا آنجا که نگارنده جستجو نموده است در آیین‌نامه‌های مختلف به‌صورت دلخواه اختیار شده است که در جای خود بحث خواهد شد.

$$V = \frac{V_e}{R} \qquad \text{برش پایه} \qquad (۴۳.۳)$$

در بخش بعدی به بحث و توضیح در مورد نحوه تعیین نیروی ارتجاعی V_e و ضریب رفتار R می پردازیم.

۳.۴.۲.۱.۱.۱. نیروی ارتجاعی زلزله

نیروی ارتجاعی زلزله به‌طورکلی از ضرب شتاب پاسخ سازه در وزن آن بدست می‌آید. شتاب پاسخ خود حاصلضرب شتاب اوج زمین (که شتاب پایه نامیده می‌شود) در ضریب بازتاب است، پس:

$$V_e = AS_aW \qquad \text{نیروی ارتجاعی زلزله} \qquad (۴۴.۳)$$

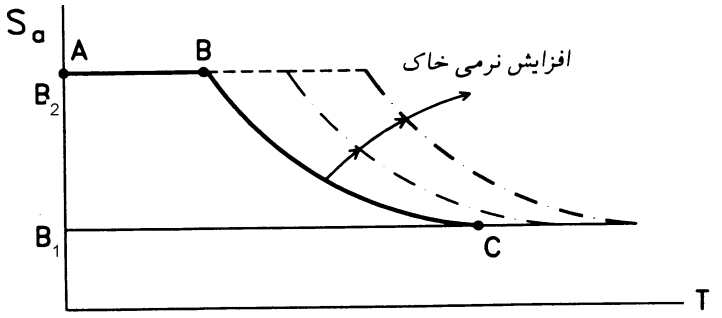
A شتاب پایه (شتاب اوج زمین)، S_a ضریب بازتاب یا طیف طرح بدون بعد برای شتاب و W وزن ساختمان می‌باشد[۱].

ضریب یا طیف بازتاب به‌طور کلی تابعی ازتناوب سازه و نوع زمین است و مطابق شکل ۳. ۶۷ دارای دو بخش مجزاست: بخش ثابت AB برای سازه‌های سخت و بخش هذلولی گونه BC که به یک خط افقی به عنوان حد پایین مماس می‌شود. این بخش به نوع خاک بستگی دارد و آنچنانکه در بخش ۳. ۳. ۴ آمد، با نرم شدن خاک ضریب بازتاب افزایش می‌یابد. ضریب بازتاب S_d را می‌توان به صورت کلی زیر نشان داد:

---

[۱] در بخش ۳. ۳. ۲ با نحوه تخمین شتاب اوج زمین برای یک منطقه خاص آشنا شدیم و دیدیم که با استفاده از این روش می‌توان نمودارهای هم شتاب را رسم نمود که از آن میان به نمودارهای هم شتاب ایران اشاره شد که توسط مهاجر اشجع برای دوره‌های ۵۰ ساله و ۵۰۰ ساله تهیه گردیده است. بر اساس این مطالعات آیین‌نامه ۲۸۰۰ شتاب اوج زمین (شتاب پایه) را برای نقاط با لرزه‌خیزی بالا، متوسط وکم به ترتیب ۰/۳۵g تا ۰/۲۵g و ۰/۲g معین کرده است. در ایالات متحده امریکا، برای نقاط شدیداً لرزه‌خیز شتاب پایه‌ای برابر ۰/۴ g در نظر گرفته شده است. ضریب بازتاب یا طیف طرح بدون بعد برای شتاب S_a در بخش ۳. ۳. ۴ به‌طور مفصل تشریح شد و دیدیم که با استفاده از آمار زلزله‌های گذشته، می‌توان طیفهای میانگین را تهیه کرد. با صاف‌کردن این طیفها می‌توان طیف طرح را تهیه کرد مانند طیفهای طرح هاوزنر نیومارک – هال و محرز. همچنین در بخش ۳. ۳. ۴. ۷ نحوه تهیه طیف بازتاب بر اساس مطالعات سید روشن شد.

$$B_1 \le S_a = \frac{S}{T^m} \le B_2 \qquad (۴۵ .۳)$$



شکل۳. ۶۷ ضریب بازتاب زلزله

در این رابطه S ضریب جنس زمین و T تناوب سازه است. در آیین‌نامه‌های مختلف مقادیر متفاوتی برای توان m که بیان کننده نوع هذلولی BC است پیشنهاد شده است. B_1 نمایانگر کرانه پایین (نقطه C) و B_2 نمایانگر کرانه بالا AB است . بعنوان مثال، در آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش اول) برای B_1، B_2، S و m به ترتیب اعداد ۰/۶، ۲، $2T_o^{2/3}$ و ۰/۶۶۶ پیشنهاد شده است[۱] که در آن T_0 تناوب خاک نامیده شده و به نوع زمین بستگی دارد، و برای زمین سنگی برابر ۰/۳ و برای خاک خیلی نرم برابر ۰/۷ می‌باشد، پس:

$$0.6 \le S_a = \frac{2.0T_0^{2/3}}{T^{2/3}} \le 2$$

دیدیم که برای تعیین ضریب بازتاب S_a باید تناوب سازه T و ضریب خاک S را داشته باشیم که در زیر بحث شده‌اند.

تناوب سازه T

تناوب سازه را می‌توان به دو طریق تجربی و تحلیلی محاسبه کرد. آیین‌نامه‌ها به‌طور سنتی روابطی تجربی را برای محاسبه تناوب مد پایه سازه ارائه کرده‌اند که به جنس سازه (فولادی،

[۱] این اعداد در ویرایش دوم آیین نامه ۲۸۰۰ تغییر کرده و در آن $0.09R \le S_a = 2.5(T_0/T)^{2/3} \le 2.5$ می‌باشد. R ضریب رفتار و T_0 تناوب خاک است که برحسب نوع زمین برابر ۰/۴ تا ۱ ثانیه می‌باشد
.

بتنی،...) ارتفاع و طول سازه، و میزان مهاربندی جانبی (قابهای بدون بادبند در مقابل قابهایی که دارای بادبند یا دیوار برشی هستند) بستگی دارد. مثلاً در آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش اول)[۱] روابط زیر برای تناوب سازه پیشنهاد شده است:

$$T = 0.09\frac{H}{\sqrt{D}} \qquad \text{زمان تناوب سازه‌هایی که دارای مهار جانبی اند} \qquad (۳.۴۶)$$

$$T = 0.08H^{3/4} \qquad \text{زمان تناوب قابهای فولادی که فاقد مهار جانبی اند} \qquad (۳.۴۷)$$

$$T = 0.07H^{3/4} \qquad \text{زمان تناوب قابهای بتنی که فاقد مهار جانبی اند} \qquad (۳.۴۸)$$

در این روابط H ارتفاع ساختمان و D بعد آن برحسب متر می‌باشد.

به جای استفاده از این روابط، می‌توان تناوب سازه را به روش تحلیلی بدست آورد. در فصل ۲ و نیز در بخش ۳. ۴. ۲. ۲ روش کار مشخص شده است. باید توجه نمود که معمولاً تناوب حاصل از تحلیل بزرگتر از نتایج حاصل از روابط تجربی فوق است زیرا در محاسبات از اثر تیغه و میانقاب صرف‌نظر می‌شود[۲]، در حالی که مطالعات نشان داده است که میانقاب تأثیر زیادی بر سختی تناوب سازه دارد. بد نیست بدانیم که برای ساختمانهای کوتاه (مثلاً تا ۵ طبقه) ضریب بازتاب در ناحیه ثابت طیف قرار گرفته و تناوب سازه عملاً تأثیری در محاسبات ندارد.

ضریب *خاک* S

ضریب خاک تابعی از جنس زمین است و همانطورکه در بخش ۳. ۳. ۴. ۶ آمد با افزایش نرمی خاک زیاد می‌شود. طبقه بندی زمین به دو صورت انجام می‌گیرد:

الف) بر پایه سرعت موج برشی و خاک

ب) بر پایه میزان آبرفت و جنس آن

عملاً برای ساختمانهای کوتاه (مثلاً تا ۵ طبقه) که در محدوده ثابت طیف بازتاب قرار می‌گیرند جنس خاک تأثیری در محاسبات ندارد.

وزن ساختمان W

وزن ساختمان W که در محاسبه نیروی ارتجاعی زلزله بکار می‌رود برابر مجموع بار مرده و درصدی از بار زنده ساختمان است. در آیین‌نامه ۲۸۰۰ درصد بار زنده عموماً برابر ۲۰٪ پیشنهاد شده است. درطرح پل معمولاً وزن سربار در محاسبه W منظور نمی‌شود مگر در پل‌های درون شهر که امکان راه بندان باشد.

---

[۱] در ویرایش دوم آیین نامه ۲۸۰۰ تغییراتی در این مورد داشته ایم (فصل ۵ را ببینید)

تأثیر اهمیت سازه

آیین‌نامه‌ها نیروی طرح سازه‌های مهم را به کمک ضریب اهمیت I افزایش می‌دهند. در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ضریب ۰/۸، ۱ و ۱/۲ برای ساختمانهای کم اهمیت، معمولی و مهم پیشنهاد شده است. با اعمال ضریب اهمیت، نیروی ارتجاعی زلزله برابر خواهد بود با:

$$V_e = IAS_aW \qquad (۴۹ .۳)$$

۳. ۴. ۱. ۲. ۱. ۲. ضریب رفتار

دیدیم که نیروی طرح از تقسیم نیروی ارتجاعی زلزله برضریب رفتار بدست می‌آید، یعنی $V = \frac{V_e}{R}$. ضریب رفتار R به‌صورت تابعی از نوع سیستم سازه‌ای برای تحمل بارهای قائم و افقی در نظر گرفته شده است. در ویرایش اول آیین‌نامه ۲۸۰۰ این عدد برای قابهای بتنی مسلح برابر ۵، برای ساختمانهای فولادی بادبندی‌شده برابر ۷ و برای قابهای بتنی که دارای دیوار برشی باشند برابر ۸ توصیه شده است. برای آشنایی و مقایسه ضوابط آیین‌نامه‌های مختلف به بخش ۳. ۴. ۱. ۳ مراجعه کنید.

معمولاً ضریب R را بیانگر خاصیت تغییرشکل پذیری یا نرمی[۱] سازه می‌دانند و در بخش ۳. ۲. ۱. ۱ نشان دادیم که این خاصیت عموماً می‌تواند کمک کند تا نیروی زلزله را برای طرح سازه کاهش دهیم. تعیین ضریب رفتار می تواند با استفاده از روشهای تحلیلی صورت گیرد مانند آنچه نگارنده برای تعیین ضریب رفتار سازه‌های کاهنده پیشنهاد نمود (۸)[۲]. در هرحال چنین بنظر می‌رسد که جدول ضریب R در آیین‌نامه‌های مختلف بر اساس قضاوت مهندسی تعیین و مقادیر ضریب رفتار طوری انتخاب شده که حتی‌الامکان نیروی طرح با آنچه قبلاً به‌صورت زیر محاسبه می‌شده تطابق داشته باشد.

$$V=Z\ I\ KC\ S\ W \qquad (۵۰ .۳)$$

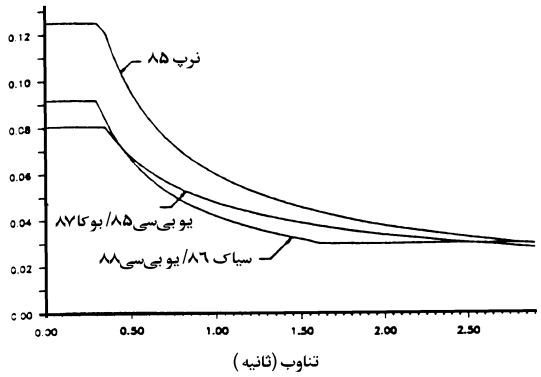
z ضریب لرزه‌خیزی منطقه، I ضریب اهمیت، K ضریب انعطاف سازه، C ضریب زلزله و S ضریب خاک است. از مقایسه این رابطه با (۳. ۴۳) که درآن V_e از (۳. ۴۹) جایگزین شده باشد، داریم:

$$ZIKCSW = \frac{IAS_aW}{R}$$

---

[۱] ductility

[۲] حسن مقدم، بررسی رفتار لرزه ای قابهای بتنی مسلح به کمک مدلهای کاهنده، دومین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله ، ۱۳۷۴ ، صفحات ۹۳۱ تا ۹۴۰.



شکل ۳. ۶۸ مقایسه ضریب برش پایه (نسبت برش پایه به وزن ساختمان) قابهای فولادی در آیین‌نامه‌های مختلف

برای یک سازه با مشخصات معین، در هر منطقه جغرافیایی لازم است که تساوی فوق برقرار باشد و از آنجا می‌توان ضریب R را محاسبه کرد[۱]. در شکل ۳. ۶۸ نسبت برش پایه V به وزن W برای قابهای فولادی با استفاده از ضوابط آیین‌نامه‌های مختلف آمده است و می‌بینیم که مقدار حداکثر این نسبت در یوبی‌سی۸۵ برابر ۰/۰۸، در یوبی‌سی۸۸ برابر ۰/۰۹ و در نرپ۸۵ برابر ۰/۱۲۵بوده است (برای آشنایی با این آیین‌نامه‌ها به بخش ۳. ۴. ۱. ۳ مراجعه شود).

۳. ۴. ۱. ۲. ۲. *توزیع نیرو در طول سازه*

در ساختمانها، برای توزیع نیروی برش پایه در ارتفاع و محاسبه نیروی طبقات در اغلب آیین‌نامه‌ها از رابطه زیر استفاده شده است.

$$F_m = (V - F_t)\frac{w_m h_m}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \qquad \text{نیروی طبقه } m\text{ام} \qquad (۵۱ .۳)$$

w_j وزن و h_j ارتفاع طبقه i ام، V نیروی برش پایه و F_t نیروی متمرکز اضافی است که بعلت اثر شلاقی به طبقه n ام (طبقه آخر) ساختمانهای بلند وارد می‌شود، پس:

---

[۱] مجموعه ضرایب طوری تنظیم شده که برای k=1 مقدار Z I K C S تقریباً برابر ۰/۱ می‌شود و نیروی زلزله مساوی ۰/۱w می‌گردد. همچنین اگر مقدار R را برابر ۷ اختیار کنیم، باز نیروی زلزله تقریباً برابر ۰/۱w می‌گردد در بخش ۳. ۴. ۱. ۴ دیدیم که مهندسان ایتالیایی برای اولین بار در سال ۱۹۰۸ این مقدار را به عنوان نیروی افقی زلزله پیشنهاد کردند و علیرغم گذشت نزدیک به یک قرن همه چیز بگونه ای تنظیم شده تا این مبنای اولیه حفظ شود. البته با توجه به تفاوت عملکرد سازه‌ها در زلزله‌های مخرب، سعی شده نیروی طرح برای سازه‌های خوش رفتار کاهش یابد (ضریب K=۰/۶۷ در ضوابط قدیمی و R=۸ و کمتر در ضوابط جدید).

$$F_n' = F_n + F_t \qquad \text{نیروی طبقه آخر} \qquad (۵۲ .۳)$$

که در آن F_n نیروی حاصل از رابطه (۳. ۵۱) است. آیین‌نامه یوبی‌سی برای F_t مقدار زیر را پیشنهاد می‌کند:

$$F_t = 0.7TV \le 0.25V \qquad \text{اگر } T>0.7 \text{ sec} \qquad (۵۳ .۳)$$

$$F_t = 0.0 \qquad \text{اگر } T \le 0.7 \text{ sec} \qquad (۵۴ .۳)$$

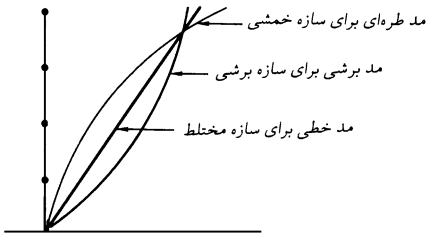
در مقایسه با توزیع نیروی برش مدی در طول سازه طبق بخش ۳. ۴. ۲. ۱ می‌توان نتیجه گرفت که در رابطه (۳. ۵۱) یک مد پایه خطی به عنوان مد اصلی ارتعاش فرض شده است. ازاین‌رو مؤلفه مد اول در طبقه jام با ارتفاع h_j متناسب است:

$$\phi_{j1} = kh_j \qquad (۵۵ .۳)$$

پس اگر بخواهیم نیروی $V\text{-}F_t$ را روی چنین مدی توزیع کنیم داریم:

$$F_m = \frac{\phi_{m1} w_m}{\sum \phi_{j1} w_j}.(V - F_t) = \frac{kh_m w_m}{\sum kh_j w_j}(V - F_t) = \frac{h_m w_m}{\sum h_j w_j}(V - F_t)$$

باید دانست که فرض فوق در مورد رفتار ساختمانها در زلزله جای سؤال دارد زیرا این فرض زمانی می‌تواند درست باشد که سازه در حوزه ارتجاعی ارتعاش کند. در این صورت می‌توان گفت که بیشترین ارتعاش سازه در مد اول صورت می‌گیرد، اما می‌دانیم که در زلزله‌های قوی سازه وارد حوزه ارتعاشی می‌شود و معلوم نیست فرض مزبور تا چه حد درست است. از سوی دیگر، حتی در حوزه ارتجاعی هم معلوم نیست مد اول خطی باشد. می‌دانیم که مد ۱ برای رفتار خمشی مطابق شکل ۳. ۶۹ حالت طره‌ای و برای رفتار برشی حالت خمره‌ای دارد. شاید برای ترکیبی از این دو حالت، مد ۱ به حالت خطی نزدیک شود.



شکل۳. ۶۹ شکل مد پایه برای سازه‌های خمشی، برشی و مختلط

توزیع نیرو در کفه[۱] پل بر اساس توصیه آشتو طبق روش مدی در بخش ۳. ۴. ۲. ۱ انجام می‌شود، یعنی:

$$df(x) = \frac{\phi(x)dw}{\int \phi(x)dw} V \qquad \text{نیروی وارد بر جزئی از کفه پل به طول } dx \qquad (۵۶.۳)$$

$\phi(x)$ شکل مد مربوطه و dw وزن جزئی از کفه به طول dx است.

۳. ۴. ۱. ۲. ۱. ۳ وارسی‌ها

در آیین‌نامه‌های زلزله وارسی‌های مختلفی توصیه شده است که مهمترین آنها عبارتند از: کنترل جابجایی، واژگونی، پیچش، اثر وزن[۲]، محدودیت ناشی از ارتفاع و تأثیر بی‌نظمی در توزیع جرم و سختی. در این بخش اجمالاً به بحث در این موارد می پردازیم.

کنترل جابجایی

در آیین‌نامه‌های قدیمی بدون توجه به رفتار غیرارتجاعی، حداکثر جابجایی ارتجاعی افقی سازه تحت نیروی زلزله به ۰/۵٪ ارتفاع سازه محدود شده بود یعنی:

$$\delta \le 0.005h \qquad (۵۷.۳)$$

در ضوابط جدید به جابجایی غیرارتجاعی توجه شده است. مثلاً در ضوابط اِتی‌سی و نرپ (به بخش ۳. ۴. ۱. ۳ مراجعه شود) جابجایی نسبی هر طبقه در حوزه غیرارتجاعی به‌صورت زیر حساب می‌شود:

$$\delta_p = c_d \delta_e \qquad (۵۸.۳)$$

δ_e جابجایی نسبی ارتجاعی طبقه تحت نیروی زلزله است. مقدار ضریب c_d به نوع سیستم لرزه‌بر بستگی دارد و از جدول ۳. ۱۵ بدست می‌آید. جابجایی نسبی طبقه jام باید از مقدار زیر کمتر باشد.

---

[۱] deck

[۲] این اثر را p-Δ نیز می نامند

جدول۳. ۱۵ ضرایب R و C_d برای سیستمهای مختلف سازه‌ای

سیستم‌حمل بار قائم	نوع سیستم لرزه‌بر	R	C_d
دیوار باربر	قاب‌بندی چوبی یا فلزی سبک (که ویژه آمریکا است)	۶/۵	۴
	دیوار برشی بتن آرمه	۴/۵	۴
	دیوار برشی آجری مسلح	۳/۵	۳
	قاب بادبندی شده	۴	۳/۵
	دیوار برشی آجری ساده	۱/۲۵	۱/۲۵
قاب	قاب‌بندی چوبی یا فلزی سبک (که ویژه آمریکا است)	۷	۴/۵
	دیوار برشی بتن آرمه	۵/۵ (۸*)	۵ (۶/۵*)
	دیوار برشی آجری مسلح	۴/۵ (۶/۵*)	۴ (۵/۵*)
	قاب بادبندی شده	۵ (۶*)	۴/۵ (۵*)
	دیوار برشی آجری ساده	۱/۵	۱/۵
	قاب فولادی مخصوص**	۸	۵/۵
	قاب بتنی مخصوص	۸	۵/۵
	قاب فولادی معمولی	۴/۵	۴
	قاب بتنی معمولی	۲	۲
سازه‌منارگونه***	قاب مخصوص (فولادی یا بتنی)	۲/۵	۲/۵
	قاب معمولی (فولادی یا بتنی)	۱/۲۵	۱/۲۵

* *اعداد داخل پرانتز مربوط به مواردی است که قاب بتنهایی بتواند حداقل ۲۵٪ از نیروهای زلزله را تحمل کند این امر موجب افزایش پایداری لرزه‌ای سازه می‌شود و در نتیجه آئین‌نامه اجازه داده نیروی طرح کاهش یابد (افزایش ضریب R). باید دانست که در هر حال نیروها به نسبت سختی عناصر لرزه‌بر تقسیم می‌شوند.*

** *قاب مخصوص آنست که با دقت در جزئیات طراحی بویژه در اتصالات از وقوع حالتهای شکست ترد و نامطلوب جلوگیری می‌شود و حالت شکست به سمت تشکیل لولاهای خمیری در تیرها هدایت می‌شود. بهمین دلیل آئین‌نامه تخفیف قابل ملاحظه‌ای در نیروی زلزله قائل می‌شود (افزایش ضریب رفتار R).*

*** *سازه‌های منارگونه (آونگ وارونه) مانند برج آب و برج کنترل فرودگاه که دارای جرم متمرکز در رأس سازه بوده و در زلزله‌هابسیاربد عمل می‌کنند بهمین دلیل آئین‌نامه نیروی طرح را شدیداً افزایش داده است (کاهش ضریب رفتار).*

$(\delta_p)_j \le 0.015 h_j$ *برای ساختمانهای معمولی* (۵۹ .۳)

$(\delta_p)_j \le 0.01 h_j$ *برای ساختمانهای حاوی تجهیزات اضطراری* (۶۰ .۳)

h_j اختلاف ارتفاع طبقه j ام با طبقه مجاور است.

در بخش ۳. ۲. ۱. ۲ دیدیم که نرمی μ با ضریب رفتار R مرتبط است و با کاهش R (افزایش نیروی زلزله)، μ نیز کاهش یافته و از جابجایی غیرارتجاعی کاسته می‌شود. این موضوع به روشنی در جدول ۳. ۱۵ قابل مشاهده است به‌طوریکه با کاهش R ضریب جابجایی C_d کاهش می‌یابد.

کنترل واژگونی

لنگر واژگونی در ترازی با ارتفاع h_x از تراز پایه برابر است با:

$$M_x = \sum_{j=x}^{n} F_j (h_j - h_x) \qquad (۶۱ .۳)$$

که در آن F_j نیروی طبقه j ام است (توجه داریم که نیروی طبقه آخر شامل نیروی شلاقی F_t نیز می‌باشد). در طرح اعضای هرطبقه، علاوه بر نیروی برشی آن طبقه باید نیروی حاصل از لنگر واژگونی نیز در نظر گرفته شود.

پیچش

پیچش در فصل ۴ به‌طور مفصل مورد بحث قرار گرفته است و خوانندگان گرامی می‌توانند به آن مراجعه کنند.

اثر وزن[۱]

هنگامی‌که جابجاییها از حد معینی فراتر روند، نیروهایی بوجود می آیند که به نیروی ثانویه معروفند. در اثر جابجایی افقی سازه تحت نیروی زلزله، نیروهای وزن یک لنگر اضافی ایجاد می‌کنند که در برخی از آیین‌نامه‌ها نظیر نرپ – ۸۵ در نظر گرفته شده است. این اثر را اثر وزن می نامند. مقدار لنگر ناشی از جابجایی Δ تحت وزن P برابر است با:

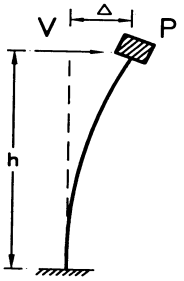
$$M_0 = P.\Delta \qquad (۶۲ .۳)$$

با توجه به شکل ، لنگر کل برابر است با:

$$M = Vh + P.\Delta \qquad (۶۳ .۳)$$

---

[۱] P-Δ effect



شکل۳. ۷۰ اثر وزن

مادام که جابجایی Δ کوچک باشد می‌توان از اثر وزن چشم پوشید. بنا به ضوابط نرپ ۸۵ چنانچه نسبت لنگر ثانویه ناشی از جابجایی ارتجاعی به لنگر اولیه در یکی از طبقات بیش از ۰/۱ باشد باید اثر وزن را در محاسبه نیرو و جابجایی اعضا سازه منظور کرد، بعبارت دیگر اگر شرط زیر برقرار باشد باید اثر وزن منظور شود:

$$\frac{P_j \Delta_{ej}}{V_j h_j} \geq 0.1 \qquad \text{شرط در نظر گرفتن اثر وزن} \qquad (۶۴ .۳)$$

P_j نیروی وزن در تراز j و V_j برش زلزله در این تراز است. h_j اختلاف ارتفاع طبقه j ام با طبقه مجاور و Δ_{ej} گریز ارتجایی طبقه (اختلاف جابجایی طبقه jام با طبقه مجاور) است.

برای در نظر گرفتن اثر وزن می‌توان تحلیل را در چند مرحله متوالی انجام داد. در مرحله اول جابجایی سازه تحت نیروهای زلزله محاسبه می‌شود. آنگاه نیروی برشی مجازی زیر که از اثر وزن ناشی شده است به نیروی زلزله افزوده می‌شود و محاسبات تکرار می‌گردد. اگر جابجاییها با مرحله قبلی نزدیک بود تحلیل خاتمه می‌یابد و گرنه نیروی برشی مجازی جدید محاسبه شده و محاسبات تکرار می‌گردد.

$$(V_o)_j = \frac{P_j \Delta_j}{h_j} \qquad \text{نیروی برشی ثانویه در تراز j} \qquad (۶۵ .۳)$$

توجه شود که در اینجا Δ_j گریز غیرارتجاعی طبقه j ام است و از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\Delta_j = C_d \Delta_{je} \qquad (۶۶ .۳)$$

و بالاخره

$$F'_j = F_j + (V_o)_j \qquad (۶۷ .۳)$$

F_j نیروی زلزله طبقه j ام است که از رابطه ۳. ۵۱ بدست می‌آید.

محدودیتهای ناشی از ارتفاع

برخی از آیین‌نامه‌ها برای استفاده از سیستمهای سازه‌ای محدودیت ارتفاع قائل شده‌اند. مثلاً ضوابط یوبی‌سی ۸۸ حداکثر ارتفاع ساختمانهایی که برای حمل نیروهای قائم از دیوار باربر استفاده شده، بسته به نوع سیستم لرزه‌بر از ۲۰ متر (برای سیستم لرزه‌بر قاب چوبی) تا ۵۰ متر (برای سیستم لرزه‌بر دیوار برشی بتن آرمه) در تغییر است. حداکثر ارتفاع قابهای بدون بادبند و دیوار برشی نیز ۵۰ متر ذکر شده است. وجود بادبند یا دیوار برشی در این نوع ساختمانها محدودیت ارتفاع را افزایش داده یا کلاً حذف می‌کند. در آیین‌نامه ۲۸۰۰ توصیه شده است که برای ساختمانهای بلندتر از ۸۰ متر حتماً از تحلیل دینامیکی استفاده شود. در ویرایش دوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ نیز همچون یوبی‌سی، محدودیتهایی برای ارتفاع سیستمهای سازه‌ای درنظر گرفته شده است (برای اطلاع بیشتر فصل ۵ را ببینید).

تأثیر بی‌نظمی در توزیع جرم و سختی

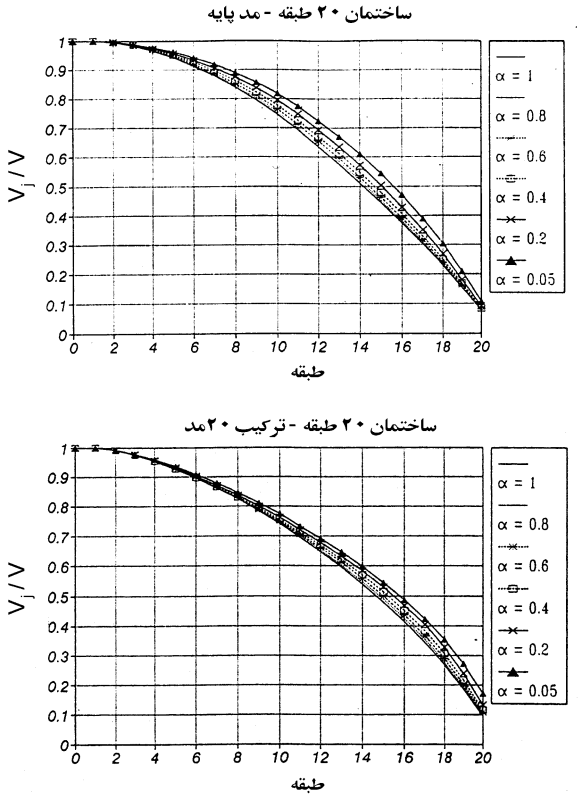
آیین‌نامه‌ها ضوابطی را ارائه کرده‌اند که بنا بر آن چنانچه میزان نامنظمی در توزیع جرم و سختی در ارتفاع یا پلان از محدوده‌ای فراتر رفت، بجای تحلیل استاتیکی معادل از تحلیل دینامیکی استفاده شود. اثر توزیع نامنظم جرم و سختی بر نحوه توزیع نیروی زلزله توسط محققان مورد بررسی قرار گرفته است. هومار (۱۷۷) یک بررسی تحلیلی بر روی میزان مشارکت مدهای بالا در سازه‌های پس نشسته[۱] انجام داد. شهروز (۱۷۸) اثر پس نشستگی را بکمک میز زلزله بررسی و با ضوابط آیین‌نامه یوبی‌سی مقایسه نمود و به این نتیجه رسید که این ضوابط بیش از حد سختگیرانه است. دلس و سیمونینی (۱۷۹) اثر تغیرات سختی در ارتفاع را بر روی ساختمانهای ۴، ۸ و ۱۶ طبقه مطالعه کرده و نتیجه گرفتند که روشهای استاتیکی و مدی تفاوت چندانی ندارند. هیدالگو (۱۸۰و۱۸۱) طی مطالعات مشابهی ضوابط یوبی‌سی را برای ساختمانهای شیلی نامناسب دانست زیرا این ساختمانها علیرغم بی‌نظمی نسبی، و اینکه بروش استاتیکی طرح شده‌اند در زلزله مارس ۱۹۸۵ شیلی خوب عمل کردند. تسو (۱۸۲) نشان داد که در جهت عمود بر پس نشستگی، تحلیل استاتیکی به علت وجود اثر پیچش ناکافی است. هاچینسون (۱۸۳) نحوه تأثیر توزیع نامنظم جرم و سختی در ارتفاع را بر برون‌محوری دینامیکی[۲] ساختمانهای چندطبقه بررسی و ضرایبی برای بزرگنمایی برون‌محوری طبقات

---

[۱] set-back

[۲] برون محوری استاتیکی در واقع همان فاصله بین مراکز جرم و سختی است و در حالت استاتیکی لنگر حاصل از اعمال نیروی وارد به مرکز جرم برابر است با حاصلضرب مقدار این نیرو در برون محوری استاتیکی . مطالعات نشان میدهد که در حالت دینامیکی این رابطه درست نیست و لنگر ایجاد شده با مقدار مزبور متفاوت است.

محاسبه کرد. وانگ و تسو (۱۸۴) اثر پس‌نشستگی در ارتفاع را بر تناوب بررسی و رابطه‌ای برای محاسبه تناوب ساختمان پس‌نشسته ارائه نمودند. تحقیقات نگارنده نیز نتایج مشابهی را نشان داده است (۱۸۵ و ۱۸۶). در شکل ۳. ۷۰-۱ توزیع برش طبقات سازه‌های نامنظم ۲۰ طبقه با تغییرات خطی سختی در ارتفاع نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود با کاهش سختی در طبقات، نسبت برش طبقات به برش پایه اندکی افزایش می‌یابد و میزان این افزایش در طبقات بالا بیشتر است به‌طوریکه برای α = ۰/۰۵ (که بیشترین کاهش سختی را داشته‌ایم) حداکثر تفاوت در طبقات ۱۶ و ۱۷ رخداده است و نسبت برش طبقه به برش پایه در سازه نامنظم حدوداً ۲۰٪ بیش از سازه منظم است. این نسبت در طبقات پایین برای هردو سازه نسبتاً یکی است. برای بحث بیشتر در باره سازه‌های نامنظم به بخش ۳. ۴. ۲. ۲ مراجعه نمایید.

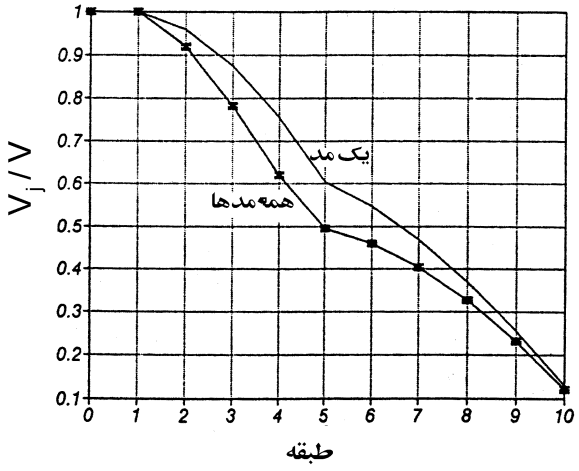


شکل ۳. ۷۰-۱ نسبت برش طبقات به برش پایه برای یک مد و ترکیب تمام مدها در سازه‌های نامنظم با تغییرات خطی سختی در ارتفاع (α نسبت سختی طبقه آخر به طبقه اول است)

طبق تعریف، برون محوری دینامیکی از تقسیم لنگر دینامیکی به نیروی افقی بدست می‌آید که تابعی از خواص دینامیکی سازه و بارگذاری دینامیکی اعمال شده می‌باشد.

همچنین، در شکل ۳. ۷۰-۲ توزیع برش طبقات یک سازه پس نشسته ۱۰ طبقه نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که در میانه ارتفاع یک شکستگی وجود دارد که بیانگر اثر پس نشستگی است. همچنین می‌توان دید که استفاده از مد ۱ بجای همه مدها قدری تقریب را در جهت اطمینان بوجود می‌آورد و چنانچه فقط دو مد اول در نظر گرفته شوند، پاسخ با حالتی که تمام مدها منظور شوند تفاوتی نمی‌کند.

آیین‌نامه‌ها ضوابطی را در زمینه توزیع نامنظم جرم وسختی توصیه کرده‌اند. مثلاً طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش اول) چنانچه اختلاف جرم و سختی دو طبقه متوالی بترتیب از ۵۰٪ و ۳۰٪ تجاوز کند، باید سازه را به روش شبه دینامیکی (مدی) یا دینامیکی (زمانی) تحلیل نمود . همچنین توصیه شده که چنانچه خروج از مرکز یک طبقه (فاصله بین مراکز جرم و سختی طبقه) از ۲۰٪ بعد ساختمان در امتداد مربوطه بیشتر باشد از تحلیل دینامیکی استفاده گردد. تحقیقات بر روی سازه‌هایی که دارای توزیع نامنظم جرم و سختی در ارتفاع هستند نشان می‌دهد که استفاده از تحلیل استاتیکی معادل موجب ایجاد خطای چندانی در محاسبه نیروها نمی‌شود. بنابراین استفاده از تحلیل دینامیکی ضروری نمی‌نماید. جستجوی فراوانی برای یافتن مطالعات و تحقیقاتی که منشأ این توصیه آیین‌نامه بوده است، انجام شده لیکن تا کنون شواهدی در این باره بدست نیامده است.



شکل ۳. ۷۰-۲ نسبت برش طبقات به برش پایه برای یک مد و ترکیب تمام مدها در یک سازه ۱۰ طبقه پس نشسته

۳. ۴. ۱. ۳. مقایسه آیین‌نامه‌های مختلف

در این بخش به‌طور خلاصه به بررسی و مقایسه محورهای اصلی ضوابط زلزله در آیین‌نامه‌های مختلف خواهیم پرداخت. ضوابط زلزله کشورهای مختلف به‌طور مستمر در مجموعه‌ای بنام *ضوابط طرح لرزه‌ای در جهان*[۱] منتشر می‌شود و علاقه‌مندان می‌توانند در صورت لزوم بدان مراجعه نمایند. برای نمونه می‌توان به ضوابط این کشورها اشاره کرد: کانادا، شیلی، چین، آلمان غربی، هند، ایتالیا، ژاپن، زلاندنو، رومانی ، ایالات متحده امریکا، روسیه، یوگوسلاوی سابق و ایران. علیرغم تعدد آیین‌نامه‌های زلزله، باید دانست که این آیین‌نامه‌ها بسیار شبیه بوده و محورهای اصلی مشابه و یکسانی دارند. در مقایسه ضوابط آیین‌نامه‌های مختلف توجه به چند نکته ضروری است:

۱. تقریباً کلیه آیین‌نامه‌ها چارچوب V=CW را پذیرفته‌اند و علیرغم همه تفاوتها، ضریب زلزله C را برای ساختمانهای کوتاه (تا ۵ طبقه) در حدود ۰/۱ تا ۰/۱۵ بدست می‌دهند، به استثنای ژاپن که نیروهای زلزله را خیلی بیشتر در نظر گرفته و برای C اعداد ۰/۲ تا ۰/۳ را پیشنهاد می‌کند.

۲. کلیه آیین‌نامه‌ها C را به‌صورت تابعی از تناوب ساختمان معرفی کرده و با افزایش تناوب مقدار C به‌صورت توانی $1/T^m$ کاهش می‌یابد.

۳. آیین‌نامه‌ها در موارد زیر دارای ضوابط متفاوتی هستند:

الف) مقدار حداکثر ضریب زلزله c

ب) شاخه هذلولی c (در واقع توان m در $1/T^m$)

پ) مناطق لرزه خیز (که طبیعتاً در هرکشوری متفاوت است)

ث) ضریب رفتار برای انواع سیستمهای سازه‌ای

ج) نحوه توزیع نیروی زلزله روی سازه

۴. با توجه به مباحث بخشهای قبلی روشن شد که اغلب ضوابط آیین‌نامه فاقد پایه منطقی روشنی می‌باشند، بنابراین در مورد اختلاف بین ضوابط آیین‌نامه‌ها نظر مشخصی نمی‌توان ابراز نمود و معیاری در دست نیست تا به کمک آن بتوان بین اختلافات قضاوت کرد ویکی را درست‌تر دانست. ازاین‌رو آنچه در این بخش آمده است صرفاً به منظور آشنایی با ضوابط مختلف است نه قضاوت بین آنها.

واکابایاشی[۲] برای یک ساختمان پنج طبقه با سیستم قاب بتن آرمه نیروی زلزله را مطابق آیین‌نامه کشورهای مختلف بدست آورد که در جدول ۳. ۱۶ آورده‌ایم (۴۰). این محاسبه بر اساس فرضیات زیر صورت گرفته است: منطقه با لرزه‌خیزی بالا (بیشترین شتاب پایه)، ضریب

---

[۱] World Regulation for Earthquake Resistant Design

[۲] Wakabayashi, M., 1986, design of earthquake resistant buildings, McGraw Hill.

اهمیت ۱، وتناوب ساختمان برابر ۰/۵ ثانیه. این جدول نشان می‌دهد که نیروی زلزله در اکثر کشورها حول ۰/۱W می‌چرخد (به استثنای ژاپن که خیلی بیشتر است و کانادا، هند و آلمان غربی که کمترند). خلاصه ضوابط آیین‌نامه این کشورها به نقل از واکاباياشی در جدول ۳. ۱۷ آمده است. در این جدول نسبت نیروی زلزله به وزن ساختمان با C_s نشان داده شده است.

$$V = C_s W \qquad (۶۸ .۳)$$

جدول۳. ۱۶ نسبت نیروی زلزله به وزن یک ساختمان بتنی ۵ طبقه آیین نامه های مختلف (به نقل از ۴۰)

کشور	ضریب زلزله C	کشور	ضریب زلزله C	کشور	ضریب زلزله C	کشور	ضریب زلزله C
کانادا	۰/۰۴	هند	۰/۰۶	زلاند نو	۰/۱۲	روسیه	۰/۱۰
چین	۰/۱۱	ایتالیا	۰/۱۰	رومانی	۰/۰۸	یوگوسلاوی سابق	۰/۱۰
آلمان	۰/۰۷	ژاپن	(۹)۰/۲۰ (۲)۰/۳۰	امریکا	(۳)۰/۰۹ (٤)۰/۱۱		

(۱) زلزله معمولی، (۲) زلزله قوی، (۳) ضوابط UBC، (۴) ضوابط ATC

ضریب زلزله C_s نیز به شکل قدیمی آرایش یافته است.

$$C_s = ZIKCS \qquad (۶۹ .۳)$$

که مانند قبل، Z ضریب لرزه‌خیزی، I ضریب اهمیت ساختمان، k ضریب شکل‌پذیری، C طیف پاسخ طرح و S ضریب خاک می‌باشد. برای استفاده از این جدول بد نیست به چند نکته توجه داشته باشیم:

۱. کشورهای مختلف از علائم متفاوتی برای ضرایب فوق استفاده کرده‌اند که در جدول در جای خویش مشخص شده است. مثلاً در ضوابط کانادا Z را با A، C را با S و S را با F نشان داده‌اند، و یا در هند Z را با α_0، و S را با β مشخص ساخته‌اند، پس C_s برای این دو کشور برابر است با:

هند $C_s = a_o IC\beta$ و *کانادا* $C_s = AIKSF$

جدول۳. ۱۷ مقایسه ضوابط کشورهای مختلف برای محاسبه ضریب زلزله C_s (به نقل از ۴۰)

کشورها و کد	C_s = ZIKCS				
	Z	I	K	C	S
کانادا	A 0.02-0.08	I 1.0-1.3	K 0.7-3.0	S $0.5/T^{1/2} \le 1$	F 1.0-1.5
شیلی	1	0.8-1.2	0.8-1.2	C $0.10TTs/(T^2+T_s^2) \le 1.0$	
چین	α_{max} 0.023-0.90		C 0.25-0.50	α/α_{max} $0.2 \le 0.2/T-0.7/T \le 1.0$	
آلمان‌غربی	α_o 0.025-0.10		α 0.5-1.0	β $0.528/T^{0.8} \le 1.0$	K 1.0-1.4
هند	α_o 0.01-0.08	I 1.0-1.5		C 0.2-1.0	β 1.0-1.5
ایتالیا	0.01(S-2)	β 1.0,1.2	R $0.862/T^{2/3} \le 1$		ε 1.0,1.3
ژاپن	C_oZ 0.2[1] 0.7-1.0 1.0[2]	I 1 1	D_s 1 0.25-0.55	R_T 1 برای $T<T_s$ $1-0.2(T/T_s-1)^2$ برای $T_s \le T<2T_s$ $1.6T_s/T$ برای $2T_s \le T$	
زلاندنو	C ۳	I 1.0-1.6	SM 0.8-2.5 0.8-1.2	۴	۵
رومانی	K_s 0.07-0.32		Ψ 0.15-0.35	β $0.75 \le 3/T \le 2.0$	
UBC آمریکا ATC-3	Z 3/16-1.0 A_v 0.05-0.40	I 1.0-1.5 1/R	K 0.67-2.5 $1.2+0.6T/Ts-0.3(T/Ts)2$ برای $T/T_s>1.0$ 0.125-0.8	C $1+T/T_s-0.5(T/T_s)^2$ $1/15T^{1/2} \le 0.12$ برای $T/T_s \le 1.0$ $1.2/T^{2/3}$	S(≥1.0) S 1.0-1.5
روسیه	K_c 0.025-0.1	0.5-2.0[1]		$\beta=1/T_i$ 0.8-3.0	0.5-2.0
یوگسلاوی	K_s 0.025-0.10	K_o 0.75-2.0	K_p 1.0-2.0		K_d 0.5/T-0.8/T

۱- برای زلزله معمولی

۲- برای زلزله بسیار شدید که در آن از مقاومت نهایی سازه استفاده می‌شود.

۳- C, Z و S توسط یک شکل مشترک نشان داده شده‌اند.

۴- C, Z و S توسط یک شکل مشترک نشان داده شده‌اند.

۵- C, Z و S توسط یک شکل مشترک نشان داده شده‌اند.

جدول ۳. ۱۷ (ادامه)

کشور	کانادا	شیلی	چین	آلمان	هند	ایتالیا
C_s (مثال)[۱]	۰/۰۴S		۰/۱۱	۰/۰۷	۰/۰۶	۰/۱۰
ملاحظات	$FS \leq ۱$	T_s=0.4-0.8				$S \geq ۲$
کشور	ژاپن	زلاند نو	امریکا	روسیه	یوگوسلاوی	
مثال C_c	۰/۲ و ۰/۳[۲]	۰/۳۰	۰/۰۹ و ۰/۱۱[۳]	۰/۱۰	۰/۱۰	
ملاحظات	T_s=0.4-0.8		$C_s \leq$ ۰/۱۴			

توجه: T تناوب سازه و T_s تناوب خاک است

۲. گاهی در مقابل برخی از ستونها خالی است این بدان معنا است که در آن کشور پارامتری در آن مورد در نظر نگرفته‌اند. مثلاً در ضوابط هند ستون K خالی است یا در مورد رومانی که ستون ضریب خاک S خالی می‌باشد.

۳. در مقابل هر ستون یا محدوده تغییرات عامل مربوطه ذکر شده است مانند Z در هند که با α_0 نمایش داده شده و در محدوده ۰/۰۱ تا ۰/۰۸ تغییر می‌کند و یا رابطه مربوطه ارائه شده است، مانند C در ایتالیا که با R مشخص شده و برابر است با:

$$R = \frac{0.862}{T^{2/3}} \leq 1$$

البته باید توجه داشت که نحوه انتخاب مقدار هر عامل در محدوده آن، تابع عوامل و شرایطی است که به‌طور مشروح در آیین‌نامه مربوطه آمده است و قابل گردآوری و تلخیص در یک جدول نمی‌باشد، اما از این جدول می‌توان اطلاعات بسیار مفیدی را کسب کرد:

الف)آشنایی با شکل کلی نیروی زلزله در آیین‌نامه‌های مختلف

ب) آشنایی با حروف تعریف شده برای عواملی نظیرZ، I و K و...

پ) روابط استفاده شده برای طیف زلزلهC

با استفاده از این جدول، طیف زلزله C برای چند کشور در جدول ۳. ۱۸ ارائه شده تا خوانندگان گرامی با انواع روابطی که برای طیف طرح بکار می‌رود آشنا گردند و باز یادآوری می‌شود که لازم نیست خود را برای یافتن پایه نظری این روابط خسته نماییم زیرا چنین بنظر می‌رسد که انتخاب این روابط صرفاً بر اساس سلیقه و قضاوت مهندسی صورت گرفته است.

---

[۱] در مثالها برای محاسبه C_s چنین فرض شده است که Z حداکثر باشد، I=1 و سازه از نوع قاب بتن آرمه ۵ طبقه با تناوب ۰/۵ ثانیه و زمین از نوع سخت باشد.

[۲] به ترتیب برای زلزله های معمولی و قوی

[۳] بترتیب مربوط به ضوابط یوبی‌سی و اِتی‌سی

جدول۳. ۱۸ مقایسه طیف طرح زلزله کشورهای مختلف

کشور	کانادا	چین	آلمان‌غربی	ایتالیا
طیف طرح C	$\frac{.5}{T^{1/2}} \le 1$	$\frac{.7}{T} \le 1.0$ تا $.2 \le \frac{.2}{T}$	$\frac{.528}{T^{.8}} \le 1.0$	$\frac{.862}{T^{2/3}} \le 1.0$

کشور	ژاپن	ایالات متحده آمریکا	
	UBC	UBC	ATC
طیف‌طرح C	$1-0.2(T/T_s-1)^2$ برای $T_s \le T < 2T_s$ $1.6\ T_s/T$ برای $2T_s \le T$	$\frac{1}{15T^{1/2}} \le .12$	$\frac{1.2}{T^{2/3}}$

بررسی آیین‌نامه‌های زلزله در ایالات متحده امریکا

وجود گسل بزرگ سان‌اندریاس به موازات ساحل غربی امریکا که مسبب زلزله‌های مخرب فراوانی در قرن حاضر بوده است موجب توجه روزافزون امریکاییان بویژه اهالی کالیفرنیا به مسأله زلزله شده است. دانشگاه برکلی در کالیفرنیا به یکی از معتبرترین مراکز علمی و تحقیقاتی جهان در زمینه زلزله تبدیل شده است و در کنار آن مراکز متعدد دیگری که به دولت یا جامعه مهندسان مشاور این ایالت وابسته‌اند در چند دهه اخیر به‌طور پیوسته در جهت ارتقاء دانش مهندسی زلزله تلاش کرده‌اند وحاصل این تلاشها به‌صورت انبوهی مقالات و آثار علمی ارزشمند در زمینه‌های مختلف مهندسی زلزله در دسترس علاقمندان می‌باشند. در دهه هفتاد، انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا، (سیاک)[۱] کمیته‌ای بنام اِتی‌سی[۲] را مأمور بازنگری آیین‌نامه زلزله و تهیه پیش نویس یک آیین‌نامه جدید نمود. حاصل تلاش این کمیته در سال ۱۹۷۸ منتشر شد (۱۶). در این اثر برای اولین بار ایده‌های جدیدی چون نیروی ارتجاعی زلزله، جابجایی غیرارتجاعی زلزله و ضریب رفتار مطرح شده بود. ضوابط اِتی‌سی خیلی زود مورد اقتباس سایر کشورها قرار گرفت. در اروپا[۳] ضریب رفتار با نام q ظاهر شد و در ایران آیین‌نامه ۲۸۰۰ با اقتباس از اِتی‌سی جانشین بخش زلزله آیین‌نامه قدیمی ۵۱۹ گردید. در خود ایالات متحده، آیین‌نامه پرسابقه یوبی‌سی[۴] تا سال ۱۹۸۵ میل چندانی به تغییر بنیادی ضوابط از خود

---

[۱] SEAOC (Structural Engineers Association of California)

[۲] ATC (Applied Technology Council)

[۳] Eurocode -8

[۴] UBC (Uniform Building Code)

نشان نداد اما در سال ۱۹۸۸ ضوابط جدید خود را با اقتباس از اِتی‌سی منتشر ساخت که به ضوابط سیاک شبیه است. از سوی دیگر برنامه ملی کاهش خطر زلزله[۱] در امریکا ضوابطی را در سال ۱۹۸۵ منتشر نمود[۲] که به ضوابط اِتی‌سی شباهت بسیار دارد. نعیم (۳۴) مقایسه مفصلی میان این ضوابط انجام داده است. آیین‌نامه‌های فعلی امریکا همگی بر اساس پیشنهاد اِتی‌سی ایده نیروی ارتجاعی زلزله و ضریب رفتار را پذیرفته‌اند و به دو گروه عمده تقسیم می شوند:

- *ضوابط اِتی‌سی (۱۶) و نرپ ۸۵*[۳]
- *ضوابط یوبی‌سی ۸۸ و سیاک*

در کنار این نسل جدید آیین‌نامه‌ها می‌توان به ضوابط قدیمی‌تری مانند یوبی‌سی۸۵، انسی ۸۲[۴]، و بوکا ۸۷[۵]، نیز اشاره کرد. خلاصه‌ای از ضوابط این آیین نامه‌ها به نقل از نعیم (۳۴) در جدول ۳. ۱۹ ارائه شده است.

مقایسه برش پایه

آیین‌نامه‌های نرپ، یوبی‌سی ۸۵ و یوبی‌سی ۸۸ (سیاک) که در جدولهای ۳. ۱۹ و ۳. ۲۰ تشریح شده‌اند، مقادیر برش پایه متفاوتی را برای سازه‌های مختلف بدست می دهند که این تفاوت عمدتاً ناشی از دو عامل است: طیف طرح C و ضریب رفتار R. در شکل ۳. ۷۱ نسبت برش پایه به وزن ساختمان برای سازه‌های فولادی و بتنی با تناوب متغیر رسم شده است. سیستم لرزه‌بر (الف) قاب فولادی شکل‌پذیر، (ب) قاب بتن آرمه و (ج) دیوار برشی بتن آرمه می‌باشد. از مقایسه این نمودارها می‌توان چنین نتیجه گرفت:

۱. ضوابط نرپ ۸۵ عموماً محافظه‌کارانه است.

۲. ضوابط یوبی‌سی ۸۵ و ۸۸ برای قاب فولادی شکل‌پذیر چندان تفاوتی ندارد گو اینکه این یکی برای ساختمانهای کوتاه قدری محافظه کارانه‌تر و برای ساختمانهای بلند سهل‌تر شده

---

[۱] National Eartquake Hazard Reduction Program (NEHRP)

[۲] NERP-85

[۳] NERP-85

[۴] ANSI 1982 (The American National standard Minimum Design Loads for Buildings & other structures, issued by the America standard insitute, 1982)

[۵] BOCA–87 (the BOCA national building code, issued by Building Officials & Code Administrators Internaional , 1987 edition)

است اماضوابط یوبی‌سی ۸۸ نیروی زلزله دیوار برشی بتن آرمه را در مقایسه با یوبی‌سی۸۵ کاهش داده است.

جدول۳. ۱۹ مقایسه نیروی زلزله (بار استاتیکی معادل) در آیین‌نامه‌های مختلف ایالات متحده امریکا

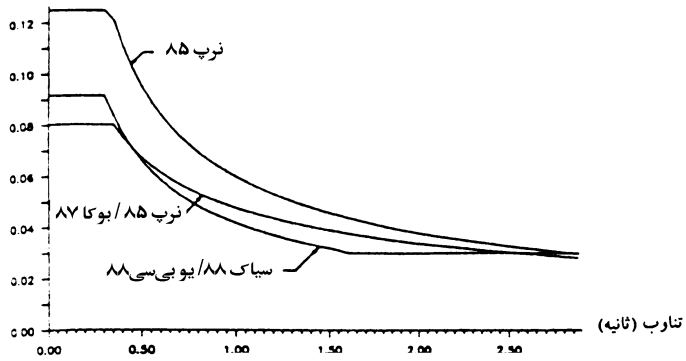
	یو.بی.سی - ۸۵	سیاک[۴] (یو.بی.سی[۵] - ۸۸)	نرپ - ۸۵[۳]	انسی - ۸۲[۱] و بوکا - ۸۷[۲]
۱	برش پایه	$V = ZIKCSW$	$V = ZIKCSW$	$V = C_s W$	$V = ZIKCSW$
۲	ضریب یا طیف زلزله (C_s یا C)	$C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$	$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}}$	$C_s = \frac{1.2A_vS}{RT^{2/3}}$	$C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$
۳	حد بالا	$C \leq 0.12$ $CS \leq 0.14$	$C \leq 2.75$	$C_s \leq \frac{2.5A_a}{R}$ $C_s \leq \frac{2.0A_a}{R}$ for S_3 اگر $A_a \geq 0.30$	$C \leq 0.12$ $CS \leq 0.14$ for S_3 در مناطق 3 و 4
۴	حد پایین	—	$C / R_w \geq 0.075$ $C \geq 0.8C(T_a)$	$C_s \geq C_s(C_aT_a)$	—
۵	ضریب لرزه‌خیزی	Z	Z	A_a و A_v	Z
۶	ضریب اهمیت ساختمان	I	I	طبقه‌بندی خطر زلزله	I
۷	ضریب شکل‌پذیری یا رفتار ساختمان	K $S_1 = 1.0$ $S_2 = 1.2$ $S_3 = 1.5$	R_w $S_1 = 1.0$ $S_2 = 1.2$ $S_3 = 1.5$	R $S_1 = 1.0$ $S_2 = 1.2$ $S_3 = 1.5$	K $S_1 = 1.0$ $S_2 = 1.2$ $S_3 = 1.5$
۸	ضریب خاک	$S = \left\{\frac{1}{1.2}\right\} + \left\{\frac{1}{0.6}\right\}\frac{T}{T_s} - \left\{\frac{0.5}{0.3}\right\}\left(\frac{T}{T_s}\right)^2$ for $T / T_s \leq 1.0$ or $S_1 = 1.0$ $S_2 = 1.2$ $S_3 = 1.5$			

جدول ۳. ۲۰ مقایسه محدودیتهایی که آیین‌نامه‌های مختلف ایالات متحده توصیه می‌کنند

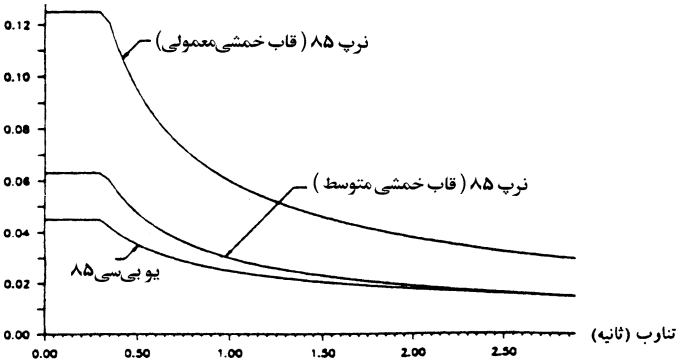
		یک	دو
		انسی -۸۲	نرپ -۸۵
۱	جهت محاسبه زلزله	در دو جهت اصلی سازه بطور مستقل	برای گروه B در دو جهت بطور مستقل،گروههای C و D:۱۰۰٪ دریک جهت بعلاوه ۳۰٪ در جهت دیگر
۲	مؤلفه قائم زلزله	اشاره نشده است	وزن مرده کم یا اضافه میشود تاتأثیرمؤلفه‌قائم‌رامنظورنماید
۳	تناوب سازه	روابط تجربی بااستفاده‌ازتحلیل خطی، بدون حد بالا	
۴	روش تعیین بار لرزه‌ای (استاتیکی،شبه دینامیکی،دینامیکی)	بار استاتیکی برای سازه‌های منظم و دینامیکی برای سازه‌های نامنظم	گروه A - نیاز ندارد گروه B - استاتیکی گروه C و D - مانند ستون یک
۵	توزیع‌نیرو در طبقات (ساختمانهای منظم)	خطی(متناسب با $W_j h_j$) بعلاوه نیروی رأس F_t	متناسب با $W_j h_j^k$ که k بین ۱ و ۲ است (بستگی‌به تناوب دارد)
۶	لنگر واژگونی	در ساختمانهای بلند اثر لنگر واژگونی‌راتا ۲۰٪ کاهش‌میدهد	مانند ستون یک
۷	گریز (جابجائی‌جانبی مجاز)	۰/۰۰۵ ارتفاع طبقه تحت نیروهای کاهش یافته توسط ضریب $\frac{1}{k}$	۰/۰۱ یا ۰/۰۱۵ ارتفاع طبقه بسته به تجهیزات ساختمان
۸	اثر وزن	هیچ	براساس جابجائی ارتجاعی ضوابطی پیشنهاد شده است

جدول ۳. ۲۰ (ادامه)

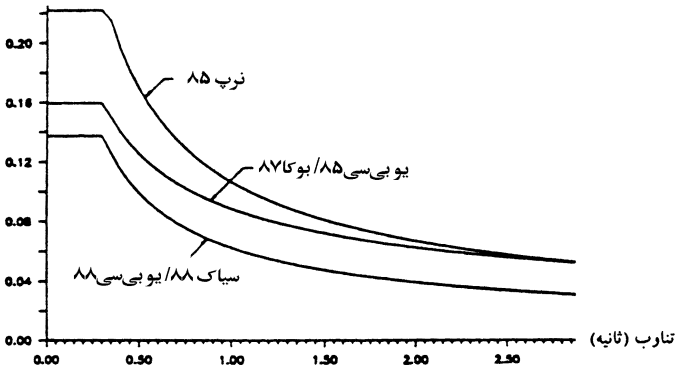
		سه	چهار
		سیاک (یو.بی.سی-۸۸)	یو.بی.سی -۸۵
۱	جهت محاسبه زلزله	مانند ستون یک بجز در مورد سازه‌های نامنظم	مانند ستون یک
۲	مؤلفه قائم زلزله	برای اعضاء طره‌ای و پیش‌تنیده در نظرگرفته می‌شود	اشاره نشده است
۳	تناوب سازه	اعمال حدبالابامحدود ساختن حداقل C	مانند ستون یک
۴	روش تعیین بار لرزه‌ای (استاتیکی، شبه دینامیکی، دینامیکی)	استاتیکی برای ساختمانهای منظم کوتاهتراز ۷۰متر، دینامیکی برای ساختمانهای منظم بلندتراز ۷۰مترو ساختمانهای نامنظم	مانند ستون یک
۵	توزیع نیرو در طبقات (ساختمانهای منظم)	مانند ستون یک	مانند ستون یک
۶	لنگر واژگونی	کاهش لنگرواژگونی مجازنیست	مانند ستون سه
۷	گریز (جابجائی جانبی مجاز)	۰/۰۰۵ یا $\frac{0/04}{Rw}$ برابر ارتفاع طبقه برای ساختمانهای کوتاهتراز ۲۰ مترو ۰/۰۰۴ یا $\frac{0/03}{Rw}$ برابر ارتفاع طبقه برای ساختمانهای بلندتراز ۲۰متر	مانند ستون یک
۸	اثر وزن	در صورت رعایت حد گریز مذکوردر بند۷ نیازی به‌اثروزن نیست در غیر اینصورت باید منظورگردد	هیچ



الف) قاب فولادی شکل پذیر



ب) قاب بتن آرمه



ج) دیوار برشی

شکل ۳. ۷۱ مقایسه نسبت برش پایه به وزن سازه در آیین‌نامه‌های ایالات متحده امریکا: نرپ ، یوبی‌سی و سیاک

محاسبه تناوب سازه

روابط تجربی برای محاسبه تناوب پایه سازه در جدول ۳. ۲۱ آمده است. البته آیین‌نامه‌ها استفاده از روشهای تحلیلی برای محاسبه تناوب را مجاز دانسته‌اند اما غالباً برای جواب بدست آمده یک کرانه بالا را در نظر گرفته‌اند.

جدول ۳. ۲۱ روابط تجربی برای محاسبه تناوب پایه سازه

آئین‌نامه	نوع سازه		
	سازه‌قابی‌بدون مهارجانبی سخت(بادبند،دیواربرشی)		سازه با مهار جانبی
	فولادی	بتنی	
یو.بی.سی - ۸۵	۰/۱N	۰/۱N	$\frac{۰/۰۹h}{\sqrt{D}}$
یو.بی.سی - ۸۸ (سیاک)	$۰/۰۸۵h^{۰/۷۵}$	$۰/۰۷۳h^{۰/۷۵}$	$۰/۰۴۹h^{۰/۷۵}$
نرپ - ۸۵	$۰/۰۸۵h^{۰/۷۵}$	$۰/۰۷۳h^{۰/۷۵}$	$\frac{۰/۰۹h}{\sqrt{D}}$

N تعداد طبقه، h ارتفاع و D طول ساختمان به متر می‌باشد.

معیار بی‌نظمی سازه

در یوبی‌سی۸۵ و سیاک‌ضوابط بی‌نظمی درارتفاع و افق مطابق جدولهای ۳. ۲۲ و ۳. ۲۳ مشخص شده است و آیین‌نامه الزام نموده که برای توزیع نیرو در سازه‌های بی‌نظم از تحلیل دینامیکی استفاده شود.

توزیع نیرو در ارتفاع

با مراجعه به جدول ۳. ۲۰ می‌توان دید که کلیه آیین‌نامه‌های امریکا بجز نرپ از توزیع خطی متعارف استفاده کرده‌اند، اما نرپ توزیع زیر را توصیه می‌کند:

جدول ۳. ۲۲ شرایط بی‌نظمی در ارتفاع طبق ضوابط یوبی‌سی- ۸۸ (سیاک) [۱]

الف. بی‌نظمی در سختی – طبقه نرم طبقه نرم آن است که سختی‌اش کمتر از ۷۰٪ طبقه فوقانی یا کمتر از ۴۰٪ مجموع سختی سه طبقه فوق باشد ب. بی‌نظمی در جرم وقتی جرم یک طبقه بیش از ۱۵۰٪ جرم طبقه مجاور باشد (بجز بام) ج. بی‌نظمی هندسی در ارتفاع وقتی طول سیستم لرزه بر در یک طبقه بیش از ۱۳۰٪ طبقه مجاور باشد د. جابجا شدن عناصر لرزه‌بر در صفحه خود به اندازه طول این عناصر ه. بی‌نظمی در مقاومت اگر مقاومت یک طبقه کمتر از ۸۰٪ مقاومت طبقه فوقانی باشد

$$F_j = \frac{w_j h_j^{\,k}}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j^{\,k}} V \qquad (۷۰ .۳)$$

ثانیه ۰/۵ ≥ T	اگر	k = 1.0
ثانیه ۲/۵ ≤ T	اگر	k = 2.0
ثانیه ۲/۵ ≥ T > ثانیه ۰/۵	اگر	k=0.75+0.5T

ضوابط زلزله آشتو برای پل

ضوابط آشتو در بخش اثر زلزله بر پل در فاصله ۱۹۸۹ تا ۱۹۹۲ تغییری بنیادی نمود و با اقتباس از تحولات دهه هشتاد در بخش ساختمان، از یک مجموعه چند صفحه‌ای به ضوابط مفصل و مدونی بالغ برصد صفحه تبدیل شد. اساس همان ضوابط ا تی‌سی (۱۶) است، اما با تغییرات خاص زیر:

۱. ۳۰٪ از اثر مؤلفه عرضی در نظر گرفته می‌شود (مانند ضوابط نرپ در جدول ۳. ۲۰).

۲. توزیع نیروی زلزله بر پل، بر اساس روش مدی (به بخش ۳. ۴. ۲. ۱ مراجعه کنید) صورت می‌گیرد.

---

[۱] در مورد بند در این جدول، جابجاشدن عناصر لرزه‌بر در صفحه خود همچون انتقال بادبند از یک دهانه به دهانه مجاور (در اینجا منظور از جابجایی، جابجاشدن محل استقرار عناصر لرزه‌بر است)

جدول ۳. ۲۳ بی‌نظمی در افق (پلان) طبق ضوابط یوبی‌سی۸۸ (سیاک)

الف) بی‌نظمی پیچشی بشرط صلبیت کفه‌ها محقق می‌گردد. بی‌نظمی پیچشی را هنگامی در نظر می‌گیریم که حداکثر گریز طبقه (جابجایی افقی) در کنج سازه در جهت عمود بر زلزله بیش از ۱/۲ برابر متوسط گریز دو انتهای سازه باشد.
ب) کنج مقعر در صورتیکه ساختمان دارای کنج مقعر (تورفته) باشد بطوریکه تصویر ساختمان در هر دو جهت ۱۵٪ بیش از بعد مزبور باشد.
ج) ناپیوستگی در کف ناپیوستگی یا تغییرات سختی در کف مانند بازشو که سطحش بیش از ۵۰٪ مساحت کف باشد.
د) جابجایی صفحه عناصر لرزه‌بر
ه) عدم تقارن و عدم توازی عناصر لرزه‌بر

۳. برای پرهیز از حالتهای شکست نامطلوب، برای اولین بار ضرایب رفتار متفاوت برای بخشهای مختلف پل استفاده شده است تا به‌طور خودکار مقاومت نقاط حساس سازه نظیر تکیه‌گاهها بیش از بقیه نقاط گردد (مثلاً برای تکیه‌گاه ضریب رفتاری برابر ۱ و برای قاب نگهدارنده پل برابر ۵ پیشنهاد شده است). برای آشنایی بیشتر با این موضوع می‌توان بحث غلتک ایمن و زنجیر ایمن در بخشهای ۳. ۵. ۳ و ۳. ۵. ۴ را مطالعه نمود.

٤. با اقتباس از اِسی‌آی[۱]، روش سازکار خمیری برای بدست آوردن نیروها در حالت نهایی ارائه شده است.

٥. روابطی تجربی برای محاسبه جابجایی کفه پیشنهاد شده که با استفاده از آن حداقل طول تکیه‌گاه محاسبه می‌شود تا به‌هنگام زلزله کفه از تکیه‌گاه خارج نگردد. علاقمندان می‌توانند برای آشنایی بیشتر با ضوابط آشتو به بخش ۷. ۴ مراجعه کنند

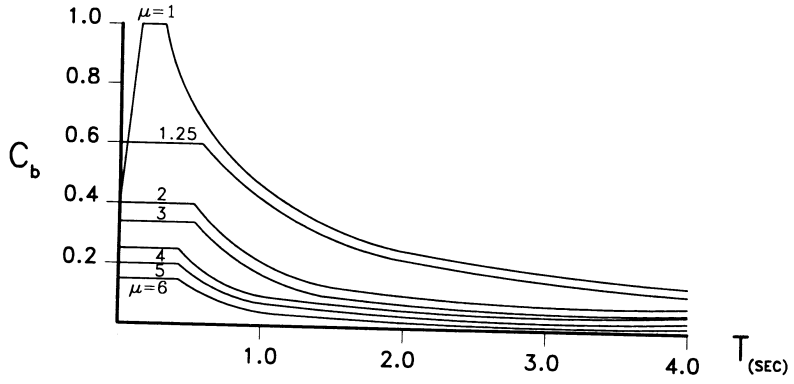
---

۱ ACI

محاسبه نیروی زلزله بر پایه نرمی

در بخشهای ۳. ۲. ۱. ۱ و ۳. ۲. ۱. ۲ دیدیم که نیروی زلزله تابعی از نرمی سازه است و هر قدر سازه از نرمی بیشتری برخوردار باشد می‌توان تخفیف بیشتری برای نیروی زلزله قائل شد. این اصل در گذشته به‌طور ضمنی توسط ضرایبی مانند K و R اعمال می‌شده است، اما اخیراً در ضوابط زلزله زلاندنو نیروی زلزله به‌طور مستقیم و صریح به‌صورت تابعی از نسبت نرمی μ داده شده است. همانطور که در شکل ۳. ۷۲ مشاهده می‌گردد، ضریب زلزله یا طیف طرح C با افزایش μ کاهش می‌یابد به‌طوریکه از حداکثر ۱ برای نسبت نرمی ۱ به ۰/۲ برای نسبت نرمی ۶ تغییر می نماید.

باید توجه داشت که تعیین حداکثر نرمی مجاز برای یک سازه بسیار مشکل است زیرا در سازه‌های نرم و تغییرشکل‌پذیر براحتی می‌توان به نرمی‌های بالا مانند ۱۰۰ و بیشتر دست یافت بدون آنکه سازه خراب شود، اما بدیهی است این مقدار تغییرشکل ازنظر معماری پذیرفته نیست. پس شاید بهتر باشد معیارهایی برای حداکثر μ بر اساس گریز مجاز تدوین کنیم. طبق جدول ۳. ۲۰ یوبی‌سی و نرپ مقادیری را برای گریز مجاز پیشنهاد کرده‌اند که می‌تواند برای تعیین حداکثر نرمی مجاز مورد استفاده قرار گیرد.



شکل۳. ۷۲ طیف طرح برای خاکهای سفت در آیین‌نامه زلاندنو

۳. ۴. ۱. ۴. نقدی بر روش تحلیل استاتیکی

ایرادهای متعددی به روش استاتیکی وارد است که در این بخش به برخی از آنها اشاره شده است. این ایرادات عبارتند از: تقریب در طیف بازتاب و شتاب پایه، نبود اساس منطقی برای تعیین ضریب رفتار R، و نقاط ضعف روش توزیع نیروی زلزله در سازه. علاوه بر این اشکال مهم‌تر این است که آیا سازه‌ای که بر اساس این ضوابط طرح می‌شود تا چه حد ایمن و پایدار است و اینکه آیا برای طرح لرزه‌ای یک سازه مقاومت معیاری مناسب وکافی است یا لازم است

از معیارهای دیگری نظیر نرمی، کاهندگی[۱]، تخریب انباشته[۲]، نیز استفاده شود. این موضوعات در بخش ۳. ۵. ۱ بحث شده است و به طرح ایده اندیس پایداری لرزه‌ای در بخش ۳. ۵. ۳ انجامیده است.

تقریب در طیف بازتاب زلزله و شتاب پایه

دیدیم که نیروی ارتجاعی زلزله از رابطه ۳. ۴۴ برابر است با:

$$V_e = AS_aW$$

در بخش ۳. ۳. ۲ دیدیم که شتاب پایه را بر اساس میانگین احتمال وقوع در طول یک دوره دلخواه مانند عمر ساختمان بر اساس قدرت لرزه‌زایی گسل‌های منطقه تعیین می‌کنند. تعیین شتاب پایه کلاً بر اساس روش احتمالات و با تکیه بر آمار صورت می‌گیرد. در بخش ۳. ۳. ۲. ۳ اشکالات این روشها بحث شد. در عدم دقت این روشها همین بس که شتاب پایه برای نقاط با لرزه‌خیزی بالای کشورمان برابر ۰/۳۵g در نظر گرفته شده است (آیین‌نامه ۲۸۰۰) درحالی‌که در فاصله سالهای ۱۳۵۶ تا ۱۳۷۰ سه زلزله ناغان ۱۳۵۶ ،طبس ۱۳۵۷ و منجیل ۱۳۶۹ با شتاب اوج ۰/۷۶g ، ۰/۹۳g، ۰/۷g اتفاق افتاده‌اند که بیش از ۲۰۰٪ شتاب پایه اعلام شده بوده‌اند.

یک مقایسه اجمالی بین طیف پاسخ بدون بعد زلزله‌های فوق و زلزله اِل‌سنترو ۱۹۴۰ امریکا که در شکل ۳. ۷۳ با طیف بازتاب آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای خاک نوع II مقایسه گردیده، نشان می دهد که طیف بازتاب طرح تا چه حد می‌تواند تقریبی باشد. بعنوان مثال برای سازه‌ای با تناوب ۰/۲ ثانیه (مثلاً یک ساختمان ۶ طبقه)، ضریب بازتاب طیف طبس بیش از ۳/۵ و طیف طرح برابر ۲ است. برای تناوب ۱ ثانیه، ضرایب بازتاب زلزله‌های طبس و اِل‌سنترو بترتیب ۱/۴۷ و ۱/۱۲ است که به ضریب بازتاب طرح یعنی ۱/۲۶ نزدیک تر است. حداکثر نیروی ارتجاعی یک ساختمان معمولی با تناوب کمتر از ۰/۵ ثانیه (خاک نوع II) طبق ضوابط ۲۸۰۰ برابر است با:

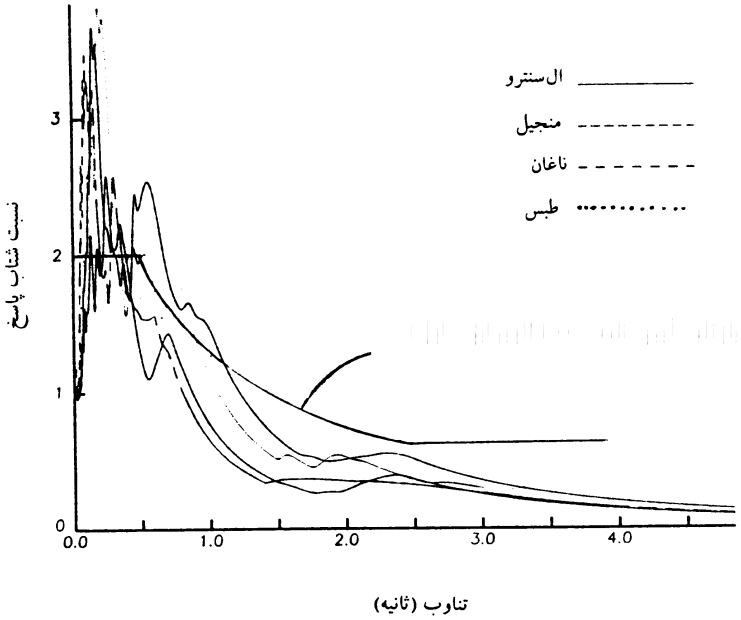
V=(0.35)(2.0)W=0.7W

این مقدار تقریباً برای ساختمانهای ۶ طبقه و کوتاهتر صادق است.

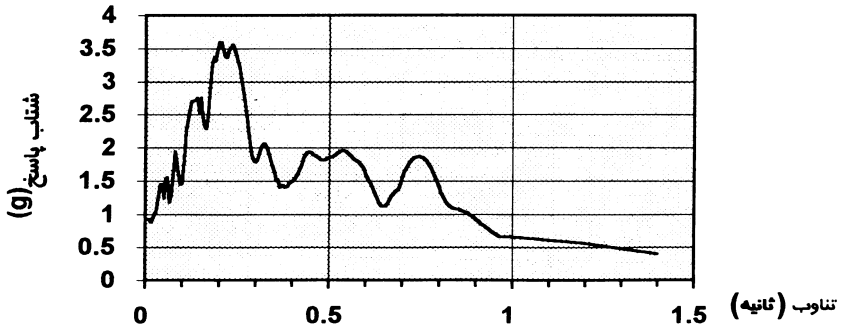
---

[۱] degradation, deterioration

[۲] cumulative damage



II



شکل ۳. ۷۴ طیف پاسخ بدون بعد زلزله طبس ۱۳۵۷ برای استهلاک ۵٪

اکنون اگر نظری به شتاب پاسخ زلزله طبس برای استهلاک ۵٪ در شکل ۳. ۷۴ و جدول ۳. ۲۴ بیاندازیم، می‌بینیم که شتاب پاسخ اغلب سازه‌ها در محدوده تناوب زیر ۰/۵ ثانیه بیشتر از ۰/۷ بوده است، مثلاً در تناوب ۰/۲ ثانیه شتاب پاسخ برابر ۳/۵۹ است که تقریباً ۵/۱ برابر

مقدار آیین‌نامه است. این بدان معناست که نیروی ارتجاعی زلزله که در زلزله طبس به یک سازه ۶ طبقه وارد می‌شود حدود ۵ برابر مقدار توصیه شده در آیین‌نامه است!

نبود پایه منطقی برای تعیین ضریب رفتار R

پس از تعیین نیروی ارتجاعی زلزله با همه تقریبها و عدم قطعیت هایش، ناگهان با یک خلأ منطقی مواجه می‌شویم و آن ورود عددی موهوم بنام ضریب رفتار است که نیروی زلزله را حدود ۷ برابر کاهش می دهد. بنظر می‌رسد این ضریب به‌طور کاملاً دلخواه و اختیاری تعیین شده است و علیرغم جستجوی فراوان، نگارنده تاکنون موفق به یافتن پایه‌ای منطقی برای تعیین ضریب رفتار نگردیده است. علیرغم این موضوع، به نظر می‌رسد که آیین‌نامه‌ها سعی نموده‌اند قضاوتشان را از عملکرد انواع مختلف سازه‌ها در زلزله‌های گذشته به‌طور نسبی در ضریب رفتار متجلی سازند. در این زمینه بنظر می‌رسد از چند پیش فرض اساسی استفاده شده باشد:

۱. حدود R طوری اختیار شود که نیروی زلزله ساختمانهای کوتاه تا متوسط (تا ۶ طبقه) با سیستم لرزه‌بر بادبند یا دیواربرشی که به‌صورت معمولی طرح شده‌اند (بدون اعمال ضوابط خاص شکل‌پذیری) برابر ۱۰٪ وزن ساختمان باشد تا بدین ترتیب سنت گذشته حفظ گردد.

۳. برای سازه‌هایی که در اثر کمبود نرمی در زلزله‌های واقعی یا تحقیقات آزمایشگاهی (میز زلزله و مانند آن) از خود ضعف نشان داده‌اند، ضریب رفتار کمتری در نظر گرفته می‌شود. این سازه‌ها عمدتاً عبارتند: از ساختمانهای آجری مسلح، قاب بتن آرمه بدون دیوار برشی یا بادبند، و سازه‌های منارگونه[۱] که در اثر حالتهای شکست نامطلوب و ترد[۲] دچار پدیده کاهندگی سختی و مقاومت می‌شوند. در مواردیکه حالت شکست سازه مطلقاً به‌صورت ترد بوده و هیچ نوع ظرفیتی برای تحمل تغییرشکل خمیری وجود ندارد، ضریب R تقریباً برابر یک اختیار می‌شود و نیروی زلزله برابر مقدار ارتجاعی منظور می‌گردد (مانند ساختمانهای آجری معمولی یا غیر مسلح که در نرپ ضریب رفتار ۱/۲۵ توصیه شده است).

---

[۱] inverted pendulum

[۲] Brittle

جدول۳. ۲۴ طیف پاسخ زلزله طبس ۱۳۵۷ برای استهلاک ۵٪

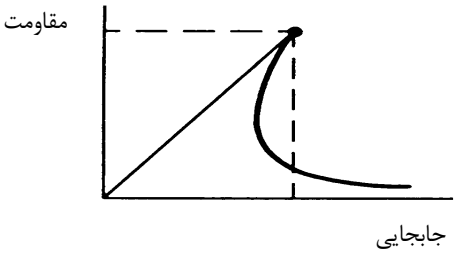
تناوب ثانیه	**شتاب g**	تناوب ثانیه	**شتاب g**	تناوب ثانیه	**شتاب g**	تناوب ثانیه	**شتاب g**	تناوب ثانیه	**شتاب g**
۰/۰۰۵	**۰/۹۳**	۰/۱۶۵	**۲/۲۹**	۰/۳۲۵	**۲/۰۶**	۰/۴۸۵	**۱/۸۲**	۰/۶۵۰	**۱/۱۲**
۰/۰۱۰	**۰/۹۳**	۰/۱۷۰	**۲/۵۴**	۰/۳۳۰	**۲**	۰/۴۹۰	**۱/۸۳**	۰/۶۶۰	**۱/۱۸**
۰/۰۱۵	**۰/۸۸**	۰/۱۷۵	**۲/۹۸**	۰/۳۳۵	**۱/۹۱**	۰/۴۹۵	**۱/۸۴**	/۶۷۰	**۱/۲۷**
۰/۰۲۰	**۰/۹۳**	۰/۱۸۰	**۳/۲۸**	۰/۳۴۰	**۱/۸۱**	۰/۵۰۰	**۱/۸۵**	۰/۶۸۰	**۱/۳۴**
۰/۰۲۵	**۱**	۰/۱۸۵	**۳/۳۷**	۰/۳۴۵	**۱/۷۱**	۰/۵۰۵	**۱/۸۶**	۰/۶۹۰	**۱/۳۹**
۰/۰۳۰	**۱/۰۶**	۰/۱۹۰	**۳/۳۱**	۰/۳۵۰	**۱/۶۴**	۰/۵۱۰	**۱/۸۷**	۰/۷۰۰	**۱/۵۵**
۰/۰۳۵	**۱/۲۵**	۰/۱۹۵	**۳/۴۷**	۰/۳۵۵	**۱/۵۰**	۰/۵۱۵	**۱/۸۹**	۰/۷۱۰	**۱/۶۹**
۰/۰۴۰	**۱/۴۵**	۰/۲۰۰	**۳/۵۹**	۰/۳۶۰	**۱/۵۲**	۰/۵۲۰	**۱/۹۱**	۰/۷۲۰	**۱/۷۸**
۰/۰۴۵	**۱/۴۵**	۰/۲۰۵	**۳/۵۹**	۰/۳۶۵	**۱/۴۰**	۰/۵۲۵	**۱/۹۳**	۰/۷۳۰	**۱/۸۴**
۰/۰۵۰	**۱/۲۴**	۰/۲۱۰	**۳/۴۷**	۰/۳۷۰	**۱/۴۴**	۰/۵۳۰	**۱/۹۵**	۰/۷۴۰	**۱/۸۶**
۰/۰۵۵	**۱/۵۲**	۰/۲۱۵	**۳/۳۸**	۰/۳۷۵	**۱/۴۲**	۰/۵۳۵	**۱/۹۶**	۰/۷۵۰	**۱/۸۶**
۰/۰۶۰	**۱/۵۵**	۰/۲۲۰	**۳/۳۶**	۰/۳۸۰	**۱/۴۰**	۰/۵۴۰	**۱/۹۶**	۰/۷۶۰	**۱/۸۳**
۰/۰۶۵	**۱/۱۸**	۰/۲۲۵	**۳/۴۷**	۰/۳۸۵	**۱/۴۲**	۰/۵۴۵	**۱/۹۵**	۰/۷۷۰	**۱/۷۷**
۰/۰۷۰	**۱/۲۹**	۰/۲۳۰	**۳/۵۱**	۰/۳۹۰	**۱/۴۶**	۰/۵۵۰	**۱/۹۲**	۰/۷۸۰	**۱/۶۷**
۰/۰۷۵	**۱/۵۹**	۰/۲۳۵	**۳/۵۶**	۰/۳۹۵	**۱/۴۸**	۰/۵۵۵	**۱/۹۰**	۰/۷۹۰	**۱/۵۴**
۰/۰۸۰	**۱/۹۴**	۰/۲۴۰	**۳/۵۱**	۰/۴۰۰	**۱/۵۰**	۰/۵۶۰	**۱/۸۷**	۰/۸۰۰	**۱/۴۰**
۰/۰۸۵	**۱/۷۷**	۰/۲۴۵	**۳/۳۹**	۰/۴۰۵	**۱/۵۳**	۰/۵۶۵	**۱/۸۴**	۰/۸۱۰	**۱/۲۷**
۰/۰۹۰	**۱/۶۰**	۰/۲۵۰	**۳/۳۰**	۰/۴۱۰	**۱/۵۷**	۰/۵۷۰	**۱/۸۲**	۰/۸۲۰	**۱/۱۷**
۰/۰۹۵	**۱/۴۵**	۰/۲۵۵	**۳/۱۸**	۰/۴۱۵	**۱/۶۳**	۰/۵۷۵	**۱/۸۰**	۰/۸۳۰	**۱/۱۲**
۰/۱۰۰	**۱/۴۷**	۰/۲۶۰	**۳/۰۳**	۰/۴۲۰	**۱/۷۰**	۰/۵۸۰	**۱/۷۸**	۰/۸۴۰	**۱/۰۹**
۰/۱۰۵	**۱/۸۲**	۰/۲۶۵	**۲/۸۷**	۰/۴۲۵	**۱/۷۷**	۰/۵۸۵	**۱/۷۵**	۰/۸۵۰	**۱/۰۷**
۰/۱۱۰	**۲/۲۷**	۰/۲۷۰	**۲/۶۷**	۰/۴۳۰	**۱/۸۴**	۰/۵۹۰	**۱/۷۱**	۰/۸۶۰	**۱/۰۶**
۰/۱۱۵	**۲/۴۳**	۰/۲۷۵	**۲/۴۳**	۰/۴۳۵	**۱/۹۰**	۰/۵۹۵	**۱/۶۶**	۰/۸۷۰	**۱/۰۴**
۰/۱۲۰	**۲/۵۵**	۰/۲۸۰	**۲/۱۸**	۰/۴۴۰	**۱/۹۳**	۰/۶۰۰	**۱/۶۰**	۰/۸۸۰	**۱/۰۱**
۰/۱۲۵	**۲/۷۰**	۰/۲۸۵	**۱/۹۷**	۰/۴۴۵	**۱/۹۴**	۰/۶۰۵	**۱/۵۳**	۰/۸۹۰	**۰/۹۸**
۰/۱۳۰	**۲/۷۱**	۰/۲۹۰	**۱/۸۸**	۰/۴۵۰	**۱/۹۳**	۰/۶۱۰	**۱/۴۹**	۰/۹۰۰	**۰/۹۳**
۰/۱۳۵	**۲/۷۱**	۰/۲۹۵	**۱/۸۰**	۰/۴۵۵	**۱/۹۰**	۰/۶۱۵	**۱/۴۴**	۰/۹۱۰	**۰/۸۹**
۰/۱۴۰	**۲/۷۵**	۰/۳۰۰	**۱/۷۸**	۰/۴۶۰	**۱/۸۹**	۰/۶۲۰	**۱/۳۷**	۰/۹۲۰	**۰/۸۴**
۰/۱۴۵	**۲/۵۳**	۰/۳۰۵	**۱/۸۴**	۰/۴۶۵	**۱/۸۷**	۰/۶۲۵	**۱/۳۰**	۰/۹۴۰	**۰/۷۶**
۰/۱۵۰	**۲/۷۵**	۰/۳۱۰	**۱/۹۴**	۰/۴۷۰	**۱/۸۵**	۰/۶۳۰	**۱/۲۴**	۰/۹۶۰	**۰/۶۸**
۰/۱۵۵	**۲/۴۸**	۰/۳۱۵	**۲/۰۳**	۰/۴۷۵	**۱/۸۳**	۰/۶۳۵	**۱/۱۸**	۰/۹۸۰	**۰/۶۶**
۰/۱۶۰	**۲/۳۳**	۰/۳۲۰	**۲/۰۶**	۰/۴۸۰	**۱/۸۱**	۰/۶۴۰	**۱/۱۴**	۱	**۰/۶۶**

۳. یافته‌های علمی و تحقیقاتی نشان داده است که با اعمال تمهیداتی می‌توان از بروز حالتهای شکست ترد و نامطلوب در اعضاء سازه و اتصالات آن جلوگیری کرد.این تمهیدات در

آیین‌نامه‌ها در قالب ضوابط شکل‌پذیری توصیه شده است. برای سازه‌هایی که این ضوابط رعایت کرده باشند بعلت عملکرد بهترشان در برابر بارهای لرزه‌ای، ضریب رفتار بیشتری در نظر گرفته می‌شود و در نتیجه نیروهای طرح کاهش می‌یابند.

۴. چنین فرض می‌شود که با افزایش مقاومت رفتار سازه بهتر می‌گردد. نگارنده کمتر به یک کار تحقیقاتی محکم و منسجم برخورده است که این فرض را به‌طور عمومی و جامع به اثبات رسانده باشد. یک مشکل ما این است که ابتدا باید بهتر شدن را تعریف کنیم. اگر بهترشدن رفتار در زلزله را با کاهش جابجایی و گریز[۱] یکسان بدانیم، ملاحظه

۲ افزایش مقاومت، جابجایی غیرارتجاعی به‌طور نظری ثابت می‌ماند، ضمن اینکه نتایج آزمایش حاکی است که حتی ممکن است جابجایی افزایش یابد. در این صورت این سؤال پیش می‌آید که آیا افزایش مقاومت این سازه‌ها سودی دارد؟



شکل۳. ۷۵ تأثیر تغییر مقاومت بر جابجایی لرزه‌ای

در گذشته مقاومت تنها ملاک معتبر برای طراحی بشمار می‌رفت و فرض می‌شد که با افـزایش آن رفتار سازه بهتر می‌گردد. در این میان نکته‌ای که از نظر دور مانـده اسـت افـزایش سـختی سازه در اثر افزایش مقاومت است. در بخـش ۳. ۱. ۱. ۳ دیـدیم کـه بـا سـخت شـدن سـازه از جابجایی کاسته می‌شود. بنابراین در سازه‌هایی که افزایش مقاومت به افزایش سختی می‌انجامد می‌توان انتظار داشت که از گریز کاسته شود (قابهای خمشی، بادبندها)، اما در مورد سـازه‌هایی که سیستم لرزه‌برشان دیوار برشی است و سختی با مقاومت متناسب نمی‌باشد این سؤال مطرح است که آیا با افزایش مقاومت رفتار بهتری بدست خواهد آمد؟

---

[۱] drift

درستی الگوی توزیع نیرو در ارتفاع

در بخش ۳. ۴. ۱. ۲. ۲ با نحوه توزیع نیروی زلزله در طبقات آشنا شدیم و دیدیم که برش پایه V به نسبت $w_j h_j^{\ k}$ توزیع می‌گردد. اکثر آیین‌نامه‌ها k را برابر ۱ در نظر گرفته‌اند. در این‌صورت، توزیع نیرو برای سازه‌ای که وزن طبقاتش یکسان است خطی می‌باشد. این نحوه توزیع بر پایه دو پیش فرض زیر بنا شده است:

۱. رفتار سازه ارتجاعی است.

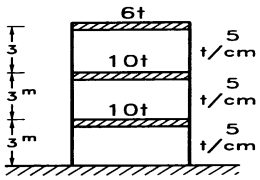
۲. توزیع نیرو عمدتاً در مد پایه صورت می‌گیرد.

در مورد نقش فرض ۱ بعداً بحث می‌کنیم. در مورد فرض ۲ باید دانست که h^k در واقع شکل مد اول را نشان می‌دهد. برای سازه‌های خمشی k بزرگتر از واحد و برای سازه‌های برشی کوچکتر از واحد است، و چنانچه رفتار سازه ترکیبی ازخمش و برش باشد k به یک نزدیک می‌شود. در هرحال، میزان تقریب در این مرحله که از تفاوت شکل واقعی مد پایه سازه با شکل مفروض حاصل می‌شود جای تأمل دارد. بررسیهای نگارنده بر روی ساختمانهای نوع برشی با تعداد طبقات ۲ تا ۱۰ نشان داده است که این تأثیر بر روی نیروی برش طبقات چندان قابل توجه نمی‌باشد. برای آشنایی بیشتر با مسأله در زیر به بحث درباره تأثیر تغییرات سختی و جرم بر توزیع نیروهای زلزله پرداخته‌ایم.

تأثیر تغییرات سختی و جرم بر توزیع نیروهای زلزله

در بخش ۳. ۴. ۱. ۲. ۲ دیدیم که آیین‌نامه‌ها سازه‌ها را به دو گروه منظم و غیر منظم تقسیم کرده‌اند و در مورد سازه‌های با توزیع جرم و سختی نامنظم توصیه کرده‌اند از روش تحلیل دینامیکی استفاده گردد. برای این منظور همان برش پایه که در روش استاتیکی محاسبه می‌شود بر پایه تحلیل دینامیکی یا مدی روی طبقات سازه توزیع می‌شود. تا آنجا که نگارنده جستجو کرده است به تحقیقات جامعی که حد بی‌نظمی را مشخص نموده باشد و در مورد میزان تأثیر بی‌نظمی بر توزیع نیروها بحثی نموده باشد برنخورده است. ازاین‌رو در زیر مثالهایی را برای روش ساختن این بحث آورده‌ایم. در هر حال مشخص نیست که ضوابط بی‌نظمی سازه در آیین‌نامه‌هایی نظیر یوبی‌سی ۸۸ (بخش ۳. ۴. ۱. ۳)، یا آیین‌نامه ۲۸۰۰ (به فصل ۴ مراجعه شود) چگونه بدست آمده است.بنظر می‌رسد این ضوابط بیش از آنکه از تحلیل نشأت گرفته باشد، نتیجه قضاوت مهندسی نگارندگان آیین‌نامه بوده است.

مثال ۳. ۵ توزیع نیرو و برش طبقات ساختمان سه طبقه را به روشهای استاتیکی و شبه دینامیکی محاسبه کنید. سختی تمام طبقات برابر ۵ t/cm و وزن طبقات اول و دوم برابر ۱۰ تن و طبقه سوم برابر ۶ تن می‌باشد. زمین از نوع II و ساختمان مسکونی با قاب فولادی در تهران ساخته شده است.



حل:

حل کامل این مثال در فصل ۹ آمده است. در اینجا صرفاً به بررسی نتایج می‌پردازیم تا تأثیر بی‌نظمی جرم در طبقه آخر معلوم گردد. شکل مدهای سه‌گانه عبارت است از :

$$\mathbf{\Phi} = \begin{bmatrix} .49 & -1 & .73 \\ .85 & .13 & -1.12 \\ 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

توزیع نیروی طبقات را پس از همپایه شدن برای چهار حالت در جدول ۳. ۲۵ آورده‌ایم.

حالت ۱. روش استاتیکی معادل

حالت ۲. روش شبه دینامیکی با ترکیب کلیه مدها (با برش پایه مساوی حالت ۱)

حالت ۳. روش شبه دینامیکی فقط مد پایه (با برش پایه مساوی حالت ۱)

حالت ۴. روش شبه دینامیکی فقط مد پایه مشابه مد پایه سازه منظم (با برش پایه مساوی حالت ۱)

$\mathbf{\Phi}_j$ ϕ_j $w_j\phi_j$

۱) می‌باشد. می‌دانیم که توزیع نیروی مدی از رابطه زیر بدست می‌آید:

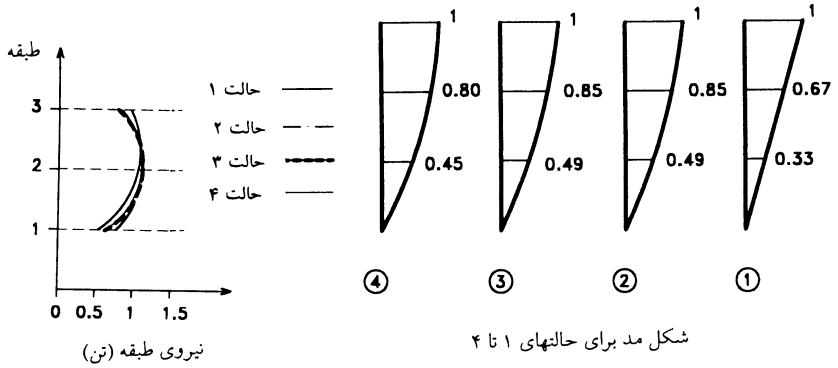
$$F_j = \frac{w_j\phi_j}{\sum w_j\phi_j} V \qquad (۷۱ .۳)$$

که در آن V همان برش پایه است که برای تمام حالتهای فوق برابر ۲/۵۵ تن فرض شده است. با استفاده از این رابطه و شکلهای مدی فوق، توزیع نیرو در طبقات در جدول ۳. ۲۵ نشان داده شده است.

جدول۳. ۲۵ توزیع نیرو در طبقات یک سازه سه طبقه نامنظم

طبقه	نیرو (تن)			
	حالت ۱ استاتیکی معادل	حالت ۲ شبه‌دینامیکی (کلیه‌مدها)	حالت ۳ شبه‌دینامیکی-مداول	حالت ۴ شبه‌دینامیکی-مداول جایگزین[1]
۱	۰/۵۳	۰/۷۷	۰/۶۴	۰/۶۲
۲	۱/۰۶	۱/۱۲	۱/۱۲	۱/۱۰
۳	۰/۹۶	۰/۸۳	۰/۷۹	۰/۸۳

(۱) در مد جایگزین بجای مد واقعی سازه، از مد اول یک سازه منظم با جرم و سختی یکسان استفاده شده است.



شکل۳. ۷۶ توزیع نیروی زلزله در حالتهای استاتیکی و شبه دینامیکی یک ساختمان سه طبقه نامنظم

از شکل ۳. ۷۶ و جدول ۳. ۲۵ نتایج زیر بدست می‌آید:

۱. علیرغم اینکه وزن طبقه سوم ۴۰٪ کمتر از طبقه دوم است، توزیع نیرو در چهار حالت مزبور خیلی نزدیک است و با توجه به اینکه در طراحی سیستم لرزه‌بر برش طبقات عامل اصلی است. می‌توان تحقیق کرد که این تأثیر باز هم کمتر می‌شود.

۲. از مقایسه حالتهای ۲ و ۳ می‌توان نتیجه گرفت که حتی برای ساختمان نامنظم هم، پاسخ مد اول با پاسخ کلیه مدها خیلی نزدیک است به‌طوریکه بجای کلیه مدها می‌توان فقط مد پایه را بکار برد.

۳. از مقایسه حالت ۳ و ۴ می‌توان نتیجه گرفت که چنانچه بجای مد پایه یک سازه نامنظم، از مد اول یک سازه منظم استفاده کنیم و توزیع نیرو را از رابطه (۳. ۷۱) بدست آوریم، خطای چندانی ایجاد نمی‌شود، شکل مد سازه‌های منظم ۲ تا ۳۰ طبقه در جدول ۳. ۲۷ارائه شده است.

٤. با توجه به اینکه توزیع نیرو در حالتهای ۲، ۳ و ۴ خیلی نزدیک است، تفاوت آنها با حالت ۱ یعنی بار استاتیکی معادل را باید در تفاوت شکل مد اول جست، زیرا در روش استاتیکی از مد اول خطی استفاده می‌شود. پس اگر برای سازه‌های منظم هم از روش شبه دینامیکی استفاده کنیم جوابی متفاوت با روش استاتیکی بدست خواهیم آورد که از تفاوت دو روش ناشی نشده بلکه بعلت تفاوت مد پایه مفروض است زیرا در روش استاتیکی از مد خطی و در روش شبه دینامیکی از مد محاسبه شده استفاده می‌شود. این را می‌توان یک تناقض در روشهای آیین‌نامه بشمار آورد.

همانطور که قبلاً بیان شد، از بررسی‌هایی که درباره سازه‌های نامنظم انجام شده است تاکنون این نتیجه که این بی‌نظمی‌ها باعث ایجاد تفاوت عمده‌ای نسبت به پاسخ مد اول شود، بدست نیامده است. بعنوان مثال یک ساختمان ۶ طبقه با جرم و سختی یکسان ۲۰۰ تن و ۴۰۰ t/cm در هر طبقه، درسه حالت تحلیل شد و نتیجه زیر بدست‌آمد.

حالت اول : سختی تمام طبقات یکسان باشد

حالت دوم: سختی از ۴۰۰t/cm در طبقه اول ۲۰۰ t/cm در طبقه آخر کاهش یابد

حالت سوم: سختی از ۲۰۰t/cmدر طبقه اول ۴۰۰ t/cmدر طبقه آخر کاهش یابد

برای بررسی مشارکت مدهای مختلف در پاسخ کل، وزن مؤثر هر مد با استفاده از رابطه ۳. ۱۱۶ و جایگزینی وزن بجای جرم برابر است با:

$$W_i = \frac{\left(\sum w_j \phi_{ji}\right)^2}{\sum w_j \phi_{ij}^2}$$

وزن مؤثر مد i ام

و درصد وزن مدی برابر است با:

$$\beta_i = \frac{W_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j} \qquad (۷۲ .۳)$$

تناوب و وزن مؤثر مدها در جدول ۳. ۲۶ آمده است. نتایج جدول حاکی است که:

۱. جمع سهم مدها در هر یک از سه حالت حدوداً برابر ۱۰۰٪ می‌شود.

$$\sum_{i=1}^{3} \beta_i \cong 1.0$$

جدول۳. ۲۶ تناوب و درصد وزن مؤثر مدها برای یک ساختمان ۶ طبقه در سه حالت سختی ثابت، کم شونده و زیاد شونده

ردیف	نحوه توزیع سختی	مد ۱		مد۲		مد ۳	
		تناوب (ثانیه)	درصد وزن مدی	تناوب (ثانیه)	درصد وزن مدی	تناوب (ثانیه)	درصد وزن مدی
۱	سختی ثابت	۰/۵۹	۸۷/۰	۰/۲۰	۸/۹	۰/۱۳	۲/۷
۲	سختی کم‌شونده	۰/۶۵	۸۲/۸	۰/۲۴	۱۰/۹	۰/۱۵	۳/۵
۳	سختی زیادشونده	۰/۷۵	۹۰/۹	۰/۲۳	۶/۸	۰/۱۵	۱/۸

۲. در حالت ۱ (سختی یکسان) سهم مدهای ۱، ۲ و ۳ بترتیب برابر ۸۷٪، ۸/۹٪ و ۲/۷٪ بوده است. واضح است که در برابر مد ۱ مدهای دیگر اثر چندانی ندارند، بویژه اینکه بعلت عدم همزمانی لحظه اوج مدها، بجای جمع جبری از جمع هندسی استفاده می‌شود که در آن اثر عناصر کوچک باز هم کوچکتر می‌شود.

۳. در حالت دوم که سختی در طبقات بالا بتدریج کم می‌شود (مشابه اغلب ساختمانهای متداول) اثر مدهای بالا قدری افزایش یافته و جمعاً به ۱۷٪ می‌رسد، اما باز هم به نظر نمی‌رسد نقش چندانی در نتیجه داشته باشد، بویژه اینکه طبق توصیه آیین‌نامه، نیروی زلزله با روش استاتیکی همپایه می‌شود و ۱۷٪ مزبور عملاً جبران می‌شود.

٤. در حالت سوم که سختی برخلاف حالت متداول، در طبقات بالا بیشتر است، نقش مد اول بیشتر می‌شود و به حدود ۹۱٪ می‌رسد. از آنچه تاکنون گفته شد بنظر می‌رسد بتوان یک نتیجه کلی گرفت:

برای بدست‌آوردن توزیع نیروی زلزله در طبقات سازه در حوزه ارتجاعی در اغلب موارد در نظر گرفتن مد پایه کفایت میکند.

تأثیر رفتار غیرارتجاعی بر توزیع نیروی زلزله

گفتیم که یک اشکال اساسی در نحوه توزیع نیروی زلزله خروج سازه از حوزه ارتجاعی، و ورود آن به حوزه غیرارتجاعی است و در نتیجه براحتی نمی‌توان از نتایج تحلیل مدی که مبنای روش توزیع نیرو است استفاده کرد.

در حوزه غیرارتجاعی، نیروهایی که در سازه بوجود می‌آید به نیروهای طراحی سازه بستگی دارند. این موضوع در بخش ۳. ۵. ۱ بحث شده است. در یک سازه n طبقه، حداکثر برش نهایی طبقه j ام برابر است با:

$$V_{yj} = \alpha V_j \qquad \text{برش تسلیم طبقه } j\text{ام} \qquad (۷۳ .۳)$$

V_j نیروی برش طرح در طبقه j ام و α ضریبی است که برابر است با:

$$\alpha = \alpha_1 \alpha_2 \qquad (۷۴ .۳)$$

α_1 بستگی به ضوابط آیین‌نامه بکار گرفته شده برای طرح سیستم لرزه‌بر دارد و α_2 ضریب مقاومت اضافی[۱] سازه است. مثلاً اگر از ضوابط اِآی‌اس‌سی[۲] برای طرح یک قاب گیردار به عنوان سیستم لرزه‌بر استفاده کرده باشیم، تنش مجاز خمشی برای بارگذاری فوق العاده (زلزله) برابر است با:

$$F_b = (1.33)(0.6F_y) = 0.8F_y$$

اگر فرض کنیم که نسبت برش نهایی به برش طرح برابر است با:

$$\frac{V_{yj}}{V_j} = \frac{M^p}{M} = \frac{Z.F_y}{S(0.8F_y)}$$

نسبت اساس مقطع خمیری به ارتجاعی $\frac{Z}{S}$ برای نیمرخ I حدوداً برابر ۱/۱۲ است ، پس:

$$\frac{V_{yj}}{V_j} = (1.12)(1.25) = 1.4$$

چنانچه از اثر مقاومت اضافی چشم پوشیم، داریم:

$$V_{yj} = 1.4V_j \qquad \text{نیروی برش نهایی طبقه } j\text{ام} \qquad (۷۵ .۳)$$

این رابطه نشان می دهد که نیروی واقعی ایجاد شده در هر طبقه یعنی V_{yj} کاملاً بستگی به نیروی طرح V_j دارد. از طرفی برش طبقه V_j بستگی به توزیع فرضی نیروی زلزله دارد. *بنابراین جستجو برای یافتن توزیع نیروهای زلزله بی معناست زیرا توزیع واقعی تابعی از نیروهایی است که به‌طور فرضی برسازه توزیع نموده‌ایم.* اکنون این سؤال مطرح است که اگر توزیع اختیاری و دلخواه است، چه توزیعی برای سازه بهتر است؟[۳] فرض کنیم که از توزیع زیر استفاده کرده باشیم:

---

[۱] overstrength

[۲] AISC

[۳] این سؤال در اوایل دهه هفتاد شمسی برای نگارنده به‌طور جدی مطرح شد و از آن زمان تا کنون تحقیقات دامنه‌داری در این زمینه آغاز شده است. برای توضیح مفصل‌تر در این مورد به بخش ۳. ۵. ۵ مراجعه کنید.

$$\overline{F} = \begin{pmatrix} F_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ F_n \end{pmatrix} \qquad (۷۶ .۳)$$

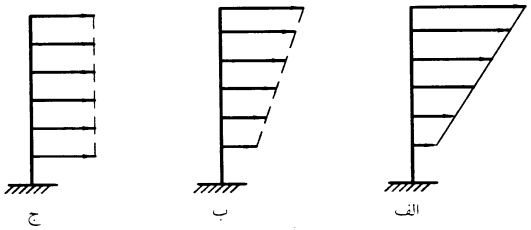
در این صورت برش طبقه j ام برابر است با:

$$V_j = \sum_{i=j}^{n} F_i \qquad (۷۷ .۳)$$

چنانچه فرض شود میزان مصالح مصرفی در سیستم لرزه‌بر در هر طبقه با مقاومت آن طبقه V_{yj} متناسب باشد، با توجه به تناسب V_{yj} و V_j، می‌توان نتیجه گرفت که مقدار کل مصالح مصرفی در سیستم لرزه‌بر برابر است با

$$f = k\sum_{j=1}^{n} V_j \qquad (۷۸ .۳)$$

که ضریب k شاخص نسبت وزن به مقاومت است. می‌دانیم که V_j به نحوه توزیع نیرو بستگی دارد و با تغییر الگوی توزیع نیرو، تغییر می‌کند. چنانچه مطابق شکل ۳. ۷۷، چند الگوی مختلف برای توزیع نیروی زلزله در نظر بگیریم می‌توان برای هر الگو مقدار f را از رابطه فوق برای برش پایه V حساب کرد. مثلاً برای یک برش پایه یکسان، واضح است که توزیع خطی (الف) در مقایسه با توزیع ثابت (ج) مصالح بیشتری لازم دارد یعنی f بزرگتری را دارد. اکنون اگر مقدار برش پایه را برای دو الگوی مختلف طوری تغییر دهیم که مقدار f یکسان گردد، شرایط هم‌ارزی از نظر مقدار مصالح مصرفی ایجاد می‌شود و می‌توان رفتار دو حالت هم ارز را تحت زلزله‌های مختلف مطالعه و مقایسه کرد تا الگوی مناسب مشخص شود.



شکل۳. ۷۷ الگوهای مختلف توزیع نیروی زلزله

در مطالعات جاری، گریز[۱] و نرمی[۲] بعنوان معیارهای کنترل کننده رفتار برگزیده شدند. نتیجه این مطالعات نشان می‌دهدکه برخلاف گمان رایج درمورد استقرار نیروهای بزرگتر در طبقات بالا، برای برخی از سازه‌ها توزیع ثابت مناسب‌تر می‌باشد زیرا موجب می‌شود تا به‌طور نسبی طبقات پایین قویتر شده و پایداری سازه افزایش یابد. بعنوان مثال، در شکل ۳. ۷۸ میانگین رفتار یک سازه ۱۰ طبقه با تناوب ۰/۴ ثانیه تحت چندین زلزله ارائه شده است. این سازه بر اساس ۸ الگوی بارگذاری مختلف با مقدار f یکسان (رابطه ۳. ۷۸) طرح شد تا مصالح مصرف شده برای همه حالتها یکسان باشد. الگوهای بارگذاری ۱، ۴ و۸ در شکل ۳. ۷۸ بترتیب نظیر حالتهای (الف)، (ب) و (ج) در شکل ۳. ۷۷ می‌باشند، و حالتهای ۲ و۳ بین (الف) و (ب) قرار می‌گیرند. به همین ترتیب حالتهای ۵ تا ۷ بین (ب) و (ج) می‌باشند. همانطور که در شکل ۳. ۷۸ می بینیم، برای الگوی بارگذاری مثلثی متداول (الف)، مقدار میانگین گریز نسبی طبقات Δ/h برابر ۱۷۸٪ بدست آمده است درحالی‌که با تغییر الگوی بارگذاری از (الف) به (ب) این مقدار به ۰/۰۱۳ کاهش یافته و حتی برای حالت ۵ تا ۰/۰۱۱ تنزل می‌کند. بنابراین با انتخاب الگوی (ب) بجای (الف) می‌توان حدود ۴۰٪ از جابجایی افقی سازه کاست. این کاهش باعث افزایش چشمگیر پایداری لرزه‌ای سازه می‌گردد. این موضوع بطور مفصل در بخش ۳. ۵. ۵ بررسی شده است.

---

[۱] drift

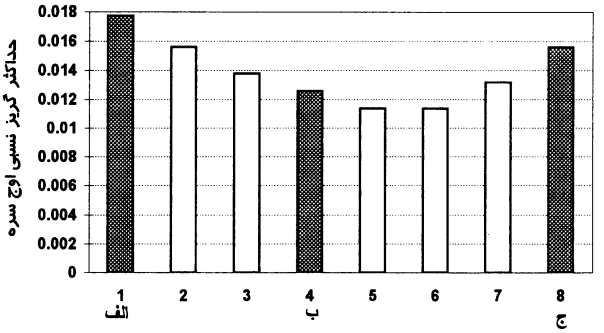
[۲] ductility

۳. ۴. ۲. تحلیل مدی[۱]

۳. ۴. ۲. ۱. تحلیل مدی دستگاه چند درجه تحت نیروهای زلزله

معادله حرکت یک دستگاه چنددرجه تحت شتاب زلزله با استفاده از رابطه (۲. ۱۰۹) بدست می‌آید. برای اینکار باید نیروی مدی P_i را محاسبه نمود. از رابطه (۲. ۱۰۵) داریم:

$$P_i = \overline{\phi}_i^{\,T}.[F]$$



شکل۳. ۷۸ مقایسه رفتار الگوهای مختلف توزیع نیرو در زلزله

هنگامی‌که سازه‌ای تحت شتاب پی $\ddot{g}(t)$ قرار گیرد می‌توان حرکت را دریک دستگاه شتابدار که با شتاب $\ddot{g}(t)$ حرکت می‌کند بررسی کرد یعنی جابجاییها را نسبت به پی بدست آورد. در این‌صورت باید روی جرم m_j نیروی دالامبر $-m_j\ddot{g}(t)$ را قرار داد پس:

$$[F] = -\begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ \cdot \\ m_m \end{bmatrix}\ddot{g}(t) \qquad P_i = -\overline{\phi_i^{\,T}}.[\overline{M}]\ddot{g}(t) \quad \therefore$$

$$P_i = -L_i\ddot{g}(t) \qquad (۷۹. ۳)$$

که در آن:

$$L_i = \sum_{j=1}^{n} m_j\phi_{ji} \qquad \text{ضریب شرکت مد } i\text{ام} \qquad (۸۰. ۳)$$

با استفاده از رابطه (۲. ۱۰۹) معادله حرکت نسبت به پی برابر است با:

---

[۱] در ویرایش اول آیین‌نامه ۲۸۰۰ این روش بنام شبه دینامیکی خوانده شده بود اما در ویرایش دوم بدرستی جزو روشهای دینامیکی قرار گرفت.

$$\ddot{y}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{y}_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = -\frac{L_i}{M_i}.\ddot{g}(t) \qquad (۸۱ .۳)$$

در این معادله $y_i(t)$ حرکت مد i ام نسبت به زمان، ω_i فرکانس زاویه‌ای مد i ام ، ξ_i استهلاک مد i ام ، M_i جرم مد i ام و $\ddot{g}(t)$ شتاب پی ناشی از زلزله است. با استفاده از رابطه (۲. ۱۰۳)

$$M_i = \overline{\phi}_i^T.[\overline{M}]\overline{\phi}_i \quad \therefore M_i = \sum_{j=1}^{n} m_j \phi_{ji}^2 \qquad (۸۲ .۳)$$

معادله (۳. ۸۱) را می‌توان به‌روشهای مختلف حل کردکه برخی از آنها در بخش ۲. ۱ آمده‌انـد. یک راه حل نسبتاً ساده این است که با استفاده از طیف پاسخ زلزله و با توجه بـه خطـی بـودن معادله دیفرانسیل فوق مقادیر $(y_i)_{\max}$ و $(\ddot{y}_i)_{\max}$ از روابط زیر محاسبه شوند:

$$(y_i)_{\max} = \frac{L_i}{M_i}.(S_d)_i \qquad \text{جابجایی اوج مد } i \text{ ام} \qquad (۸۳ .۳)$$

$$(\ddot{y}_i)_{\max} = \frac{L_i}{M_i}.(S_a)_i \qquad \text{شتاب اوج مد } i \text{ ام} \qquad (۸۴ .۳)$$

که $(S_a)_i$ و $(S_d)_i$ شتاب مطلق و جابجایی اوج دستگاه تکدرجه ω_i, ξ_i تحـت زلزلـه $\ddot{g}(t)$ ، و L_i و M_i ضریب شرکت و جـرم مـد i ام از رابطـه‌های (۳. ۸۰) و (۳. ۸۲) می‌باشـند. گفتنـی آنکه $(\ddot{y}_i)_{\max}$ شتاب مطلق است (نه نسبی) و از رابطه زیر بدست می‌آید

$$(\ddot{y}_i)_{\max} = \omega_i^2 (y_i)_{\max} \qquad (۸۵ .۳)$$

اکنون با استفاده از رابطه (۲. ۱۰۰) برای مد i ام، حرکت جرم j ام برابر است با:

$$v_{ji}(t) = \phi_{ji} y_i(t) \qquad (۸۶ .۳)$$

و

$$\ddot{v}_{ji}(t) = \phi_{ji} \ddot{y}_i(t) \qquad (۸۷ .۳)$$

پس شتاب اوج جرم m_j برابر است با

$$(\ddot{v}_{ji})_{\max} = \phi_{ji} (\ddot{y}_i)_{\max}$$

با جایگزینی $\ddot{y}_{\max}$ از (۳. ۸۴)

$$(\ddot{v}_{ji})_{\max} = (\phi_{ji}) \frac{L_i}{M_i} (S_a)_i$$

و نیروی اینرسی وارد به جرم m_j در مد i ام برابر است با

$$q_{ji} = m_j (\ddot{v}_j)_{\max}$$

$$q_{ji} = m_j \phi_{ji} \frac{L_i}{M_i} (S_a)_i \qquad (۸۸ .۳)$$

یا

$$q_{ji} = m_j \phi_{ji} \frac{\sum_{j=1}^{n} m_j \phi_{ji}}{\sum_{j=1}^{n} m_j \phi_{ji}^{\,2}} (S_a)_i \qquad (۸۹ .۳)$$

q_{ji} نیروی اینرسی وارد به جرم j ام در مد i ام است. بدین ترتیب تلاش برشی وارد بر پی در مد i ام برابر است با

$$Q_i = \sum_{j=1}^{n} q_{ji} = \frac{(\sum_{j=1}^{n} m_j \phi_{ji})^2}{\sum_{j=1}^{n} m_j \phi_{ji}^{\,2}} (S_a)_i \qquad (۹۰ .۳)$$

ویا

$$Q_i = \frac{(L_i)^2}{M_i} (S_a)_i \qquad (۹۱ .۳) \quad \text{تلاش برشی پی در مد } i \text{ ام}$$

با جایگزینی Q_i در رابطه (۳. ۸۹) داریم

$$q_{ji} = \frac{m_j \phi_{ji}}{\sum_{j=1}^{n} m_j \phi_{ji}} Q_i \qquad (۹۲ .۳)$$

۲. ϕ_{ji} Q_i

خطی بگیریم این رابطه به رابطه (۳. ۳۵) تبدیل می‌شود که همان توزیع نیرو در ارتفاع سازه است و توسط آیین‌نامه توصیه می‌شود. برای محاسبه جابجاییها با استفاده از رابطه (۳. ۸۶)

$$(v_{ji})_{\max} = \phi_{ji} (y_i)_{\max} \qquad \therefore \quad (v_{ji})_{\max} = \frac{1}{\omega_i^2} \phi_{ji} \frac{L_i}{M_i} (S_a)_i \qquad (۹۳ .۳)$$

و یا

$$(v_{ji})_{\max} = \frac{1}{\omega_i^{\,2}} \cdot \frac{q_{ji}}{m_j} \qquad (۹۴ .۳) \quad \text{جابجایی جرم } j \text{ ام در مد } i \text{ ام}$$

اکنون که نحوه محاسبه پارامترهای مورد نظر مانند جابجایی، نیروی اینرسی، شتاب و تلاش برشی پی را در مد i ام بررسی کردیم باید توجه نمود که مدهای مختلف با هم به نقطه اوج نمی‌رسند. از این رو برای ترکیب اثر مدها از روشهای تقریبی مانند جذر مجموع مربعات (رابطه ۳. ۹۵) و یا ترکیب مربعی کامل[۱] (رابطه ۳. ۹۷-۱) استفاده می‌شود.

---

[۱] complete quadratic combination

$$r = \sqrt{r_1^2 + r_2^2 + \dots}$$ (۹۵ .۳) *جذر مجموع مربعات*

r_i پارامتر مورد نظر در مد i ام است. مثلاً جابجایی جرم j ام برابر است با

$$v_j = \sqrt{v_{1j}^2 + v_{2j}^2 + \dots.}$$ (۹۶ .۳)

و یا تلاش برشی پی

$$Q = \sqrt{Q^2{}_1 + Q^2{}_2 + \dots}$$ (۹۷ .۳)

$$r = \sqrt{\sum_{n=1}^{N} r_n^2 + 2\sum_{n=1}^{N-1}\sum_{m=n+1}^{N} \rho_{nm} r_n r_m}$$ (۱-۹۷ .۳) *ترکیب مربعی کامل*

که در آن r_i پارامتر مورد نظر در مد i ام است (مثل برش پی، جابجایی طبقه، ...)، N تعداد مدهای تحت بررسی، m و n شاخص مدهای انتخاب شده است و ρ_{nm}.

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^2(1+k)k^{1.5}}{(1-k^2)^2 + 4\xi^2 k(1+k)^2} \quad ; \quad k = \frac{T_m}{T_n} \quad (T_m < T_n)$$ (۲-۹۷ .۳)

ξ استهلاک سازه است که به توصیه آیین‌نامه ۲۸۰۰ برابر ۰/۰۵ اختیار می‌شود.

ملاک انتخاب روش ترکیب مدی

اگر زمان تناوب مدهای انتخاب شده بقدر کافی ازهم دور باشند، تداخل اثر مدها کاهش یافته و رابطه ۳. ۹۵ از دقت قابل قبولی برخوردار است. بنابه توصیه آیین‌نامه ۲۸۰۰ چنانچه نسبت تناوب دو مد، $k=T_m/T_n$ از ۰/۶۷ تجاوز نکند، می‌توان از رابطه ۳. ۹۵ استفاده نمود و اگر این نسبت از ۰/۶۷ بیشتر باشد لازم است برای ترکیب مدها از رابطه ۳. ۹۷-۱ استفاده شود.

خلاصه روش مدی

۱. تناوب و اشکال مدی مطابق با بخش۲. ۶. ۱ محاسبه می‌شود. معمولاً محاسبه سه یا چهار مد اولیه کافی است.

۲. برای زلزله مورد نظر طیف شتاب را به‌صورت تابعی از تناوب و استهلاک محاسبه می‌کنیم. نحوه محاسبه طیف شتاب در بخش ۲. ۵ بیان شده است.

۳. با در نظر گرفتن یک ضریب استهلاک (مثلاً ۵٪)، برای هر مد شتاب پاسخ $(S_a)_i$ بر حسب تناوب آن مد T_i بدست خواهد آمد.

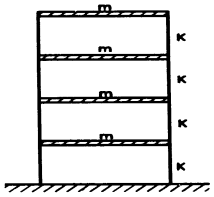
٤. تلاش برشی پی در هر مد Q_i با استفاده از رابطه (۳. ۹۰) محاسبه می‌شود.

٥. نیروی اینرسی طبقات در مد i ام q_{ji} از رابطه (۳. ۹۲) حساب می‌شود.

٦. جابجایی طبقات در هر مد از رابطه (۳. ۹۴) بدست می‌آید.

۷. برآیند اثر مدها بکمک رابطه (۳. ۹۵) تعیین می‌گردد.

مثال ۳. ۶ با استفاده از طیف طرح ارتجاعی در شکل ۳. ۴۴ نیروهای اینرسی و جابجایی اوج طبقات را برای شتاب اوج زمین ۰/۵g حساب کنید. استهلاک را ۵٪ فرض نمایید. جرم و سختی هر طبقه، m و k بترتیب برابر ۱۰ تن و ۲ تن بر سانتیمتر است.



حل:

ابتدا باید اشکال مدی و فرکانسهای مربوطه را حساب کرد. ماتریس سختی سازه برابر است با

$$\overline{K} = k_o \begin{bmatrix} 1 & -1 & 0 & 0 \\ -1 & -2 & -1 & 0 \\ 0 & -1 & 2 & -1 \\ 0 & 0 & -1 & 2 \end{bmatrix} \quad \text{و} \quad \overline{M} = m \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

که k_0 برابر ۲*۱۰^5*۹/۸ N/m و m برابر ۱۰۰۰۰ کیلوگرم است. از رابطه (۲. ۹۳) می‌توان فرکانسهای سازه را محاسبه نمود:

$$\left|\overline{K} - \omega^2 \overline{M}\right| = 0 \quad \therefore \begin{vmatrix} 1-r & -1 & 0 & 0 \\ -1 & 2-r & -1 & 0 \\ 0 & -1 & 2-r & -1 \\ 0 & 0 & -1 & 2-r \end{vmatrix} \quad ; \quad r = \frac{m\omega^2}{k_0}$$

$$\therefore f(r) = (1-r)(2-r)^3 - (2-r)^3 - 2(1-r)(2-r) + 1 = 0$$

ریشه‌های معادله فوق را می‌توان بروشهای عددی تعیین نمود که برابرند با

$$\text{r} = 0.1205,\ 1.0,\ 2.35,\ 3.53 \quad \therefore \omega = \sqrt{r \frac{k_o}{m}} = 4.85, 14.0, 21.5, 26.3$$

و تناوب های مدی:

$$T_1 = 1.30s \quad T_2 = 0.45s \quad T_3 = 0.29s \quad T_4 = .24s$$

با داشتن ω می‌توان از رابطه (۲. ۹۲) اشکال مدی را حساب کرد.

$$[\overline{K}-\omega^2\overline{M}][\phi]=0 \quad \therefore \begin{bmatrix} 1-r_i & -1 & 0 & 0 \\ -1 & 2-r_i & -1 & 0 \\ 0 & -1 & 2-r_i & -1 \\ 0 & 0 & -1 & 2-r_i \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \phi_{1i} \\ \phi_{2i} \\ \phi_{3i} \\ \phi_{4i} \end{bmatrix}=0$$

چنانچه فرض کنیم در هر مدi، $\varphi_{1i}=1$ آنگاه با نهادن مقادیر r برای مدهای مختلف در دستگاه معادلات فوق، شکلهای مدی بدست می‌آید:

$$\overline{\Phi}=\begin{bmatrix}\begin{bmatrix}1\\.88\\.65\\.35\end{bmatrix}\begin{bmatrix}1\\0\\-1\\-1\end{bmatrix}\begin{bmatrix}1\\-1.35\\-0.53\\1.5\end{bmatrix}\begin{bmatrix}1\\-2.54\\2.91\\-1.89\end{bmatrix}\end{bmatrix}$$

شتاب پاسخ هر مد با فرض استهلاک ۵٪ و با استفاده از طیف شکل ۳. ۴۴ قابل محاسبه [illegible] g [illegible] g ۰ باید مقادیر حاصل از طیف در نسبت ۲/۵ (= ۰/۲÷۰/۵) ضرب شوند.

$S_{a1}=.14\times 2.5=.35$ *شتاب پاسخ مد اول*

و به همین ترتیب

$$S_{a2}=.28\times 2.5=.70 \qquad S_{a3}=.30\times 2.5=.75 \qquad S_{a4}=.30\times 2.5=.75$$

آنگاه تلاش برشی درهر مد با استفاده از رابطه (۳. ۹۰) محاسبه می‌شود:

$$Q_1=\frac{\left(\sum_{j=1}^{4} m_j\phi_{j1}\right)^2}{\sum_{j=1}^{4} m_j\phi_{j1}^2}\times S_{a1}=\frac{(10\times 1+10\times .88+10\times .65+10\times .35)^2}{(10\times 1^2+10\times .88^2+10\times .65^2+10\times .35^2)}\times .35=12.52ton$$

و بهمین ترتیب:

$$Q_2=2.33t \qquad Q_3=.54t \qquad Q_4=0.10t$$

ونیروهای اینرسی طبقات در هر مد از رابطه (۳. ۹۲) بدست می‌آید.

$$q_{j1}=\frac{m_j\phi_{j1}}{\sum_{j=1}^{4} m_j\phi_{j1}}.Q_1$$ *نیروی اینرسی طبقه jام در مد اول*

$$q_{11}=\frac{10\times 1}{(10\times 1+10\times .88+10\times .65+10\times .35)}\times 12.52=4.3ton$$

و با استفاده از همین روش می‌توان نیروی اینرسی کلیه طبقات را در هر مد دلخواه حساب کرد. همچنین برای محاسبه جابجایی طبقات می‌توان از رابطه (۳. ۹۴) استفاده نمود:

$$v_{ji} = \frac{1}{\omega_i^2}\frac{q_{ji}}{m_j} \qquad \therefore v_{11} = \frac{1}{(4.85)^2}\cdot\frac{4.3\times10^3\times9.8}{10000} = 0.179 \;\; m$$

نتایج این محاسبات در جدول زیر گردآوری شده است.

مد	q_{1i} ton	q_{2i} ton	q_{3i} ton	q_{4i} ton	v_{1i} cm	v_{2i} cm	v_{3i} cm	v_{4i} cm
۱	۴/۳	۳/۷۸	۲/۸	۱/۵	۱۸	۱۵/۷	۱۱/۷	۶/۳
۲	۲/۳	۰	۲/۳	۲/۳	۱/۰۳	۰	۱/۰۳	۱/۰۳
۳	۰/۸۷	۱/۱۷	۰/۴۶	۱/۳	۰/۱۸	۰/۲۵	۰/۰۹۷	۰/۲۷
۴	۰/۲	۰/۵۱	۰/۵۸	۰/۳۸	۰/۰۲۸	۰/۰۷۱	۰/۰۸۱	۰/۰۵۳

اکنون با استفاده از رابطه (۳. ۹۵) می‌توان اثر ترکیبی مدها را روی هر مؤلفه دلخواه تعیین نمود. مثلاً نیروی اینرسی طبقات برابر است با:

$$q_1 = \sqrt{q_{11}^2 + q_{12}^2 + q_{13}^2 + q_{14}^2} = 4.96t \quad q_2 = \sqrt{q_{21}^2 + q_{22}^2 + q_{23}^2 + q_{24}^2} = 3.99$$
$$q_3 = 3.70t \quad q_4 = 3.06t \quad \therefore Q = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2 + \ldots} = 12.74t$$
$$v_1 = \sqrt{v_{11}^2 + v_{12}^2 + v_{13}^2 + v_{14}^2} = 18cm \quad v_2 = 15.7 \quad v_3 = 11.7 \quad v_4 = 6.38$$

در بخش ۳. ۲. ۱ دیدیم برای آنکه سازه در زلزله‌های مخرب ارتجاعی باقی بماند باید بتواند نیروهای بزرگی را تحمل کند و این نیروها بمراتب از نیروهای آیین‌نامه‌ای بزرگترند. اما اگر سازه بتواند وارد حوزه خمیری شود همانطور که در بخش ۳. ۲. ۱ آمد از نیروهای زلزله کاسته خواهد شد.

اساس روش تحلیل مدی بر رفتار ارتجاعی سازه استوار است اما نیومارک (۳) و برخی دیگر اعتقاد دارند که با استفاده از طیف طرح غیرارتجاعی بجای ارتجاعی می‌توان تأثیر خمیری شدن را در کاهش نیروهای زلزله منظور نمود. بر اساس این نظر می‌توان با تهیه طیف طرح غیرارتجاعی و جایگزینی آن بجای طیف ارتجاعی، سازه را بروش مدی تحلیل کرد. نمونه‌ای از طیف غیرارتجاعی نیومارک در بخش ۳. ۳. ۴. ۳ ارائه شد. نمونه دیگر طیف طرح غیرارتجاعی،

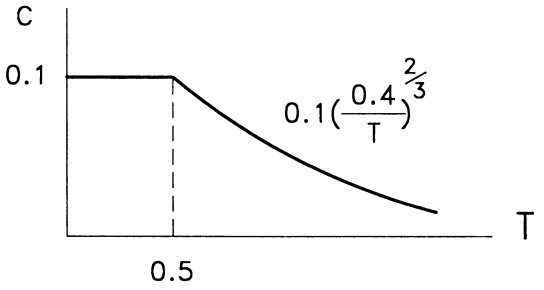
طیفهایی است که توسط آیین‌نامه‌ها برای ضریب زلزله C داده شده است. مثلاً در آیین‌نامه ۲۸۰۰ داریم

$$C = \frac{ABI}{R} \qquad (۹۸ .۳)$$

A شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب، I ضریب اهمیت، و R ضریب رفتار است. بعنوان مثال در ویرایش اول آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای ساختمان معمولی (I=1) با اسکلت فلزی بادبنددار (R=7) که در مناطق با لرزه‌خیزی بالا (A=0.35) در زمین نوع II قرار گرفته باشد داریم:

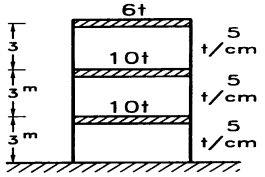
$$C = \frac{0.35\times 1.0}{7.0} B = 0.05B \qquad B = 2.0\left(\frac{0.4}{T}\right)^{2/3} \le 2.0 \quad \therefore C = 0.1\left(\frac{0.4}{T}\right)^{2/3} \le 0.1$$

این رابطه همان طیف طرح غیرارتجاعی است.



شکل ۳. ۷۹ طیف طرح آیین‌نامه

مثال ۳. ۷ تلاش برشی پی و نیروی طبقات قاب زیر را با استفاده از روشهای استاتیکی و شبه دینامیکی (مدی) آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش اول) محاسبه و با هم مقایسه کنید. زمین از نوع II و ساختمان مسکونی است. لرزه‌خیزی منطقه بالا و سیستم لرزه‌بر از نوع قاب خمشی فولادی است.



حل:

تعیین نیروها به روش استاتیکی

بر اساس فرضیاتی که در صورت مسأله آمده است از ویرایش اول آیین‌نامه داریم:

$$A=0.35 \quad I=1.0 \quad R=6 \quad B=2.0\left(\frac{0.4}{T}\right)^{2/3} \le 2.0$$

$$C=\frac{ABI}{R}=0.117\left(\frac{0.4}{T}\right)^{2/3} \le 0.117$$ *ضریب زلزله*

تناوب قاب را می‌توان با استفاده از رابطه (۲. ۵) آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش اول) و یا مستقیماً به روش دینامیکی حساب کرد. پس

$$T=0.08H^{3/4}$$ *رابطه (۲. ۵) آیین‌نامه ۲۸۰۰*

$$\therefore T=(0.08)(9)^{3/4}=0.416 \quad Sec$$

با استفاده از روش مستقیم چنانکه در زیر آمده است:

$$T=0.57$$

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ تناوب نباید از ۱/۲۵ برابر مقدار محاسبه شده از رابطه (۲. ۵) بیشتر باشد پس:

$$T=1.25\times 0.416=0.52<0.57$$

و

$$C=0.117\left(\frac{0.4}{0.52}\right)^{2/3}=0.098$$

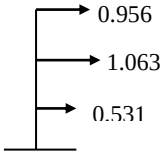
$$V=CW=0.098(26)=2.55\ t$$ *تلاش برشی پی*

توزیع نیرو در ارتفاع از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F_i=(V-F_t)\frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

چون T<۰/۷ است پس طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، $F_t=0$.

$$\therefore F_1=(2.55-0)\frac{10\times 3}{(10\times 3+10\times 6+6\times 9)}=.531t \quad F_2=1.063 \quad F_3=.956$$



شکل ۳. ۸۰ توزیع نیروهای زلزله بر اساس روش استاتیکی آیین‌نامه ۲۸۰۰

تعیین نیروها به روش شبه دینامیکی

۱. تناوب‌ها و اشکال مدی با استفاده از روش مستقیم در بخش ۳. ۶ محاسبه می‌شوند. ماتریسهای جرم و سختی سازه عبارتند از:

$$\overline{K} = (10^2 \times 9.8)(5000)\begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 \\ -1 & 2 & -1 \\ 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} N/m \quad ; \quad \overline{M} = 1000\begin{bmatrix} 10 & 0 & 0 \\ 0 & 10 & 0 \\ 0 & 0 & 6 \end{bmatrix} kg$$

تناوبها از معادله (۲. ۹۳) بدست می‌آید.

$$\left|\overline{K} - \omega^2 \overline{M}\right| = 0$$

با استفاده از معادله فوق مقادیر ω برابر است با

$\omega = 11.09, 30.3, 46.6$ و $T = 0.57, 0.21, 0.15$

برای اشکال مدی از رابطه (۲. ۹۲)

$$[\overline{K} - \omega_i{}^2 \overline{M}][\overline{\phi_i}] = 0 \quad \therefore \overline{\phi}_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1.75 \\ 2.06 \end{bmatrix}, \overline{\phi}_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ 0.13 \\ -1 \end{bmatrix}, \overline{\phi}_3 = \begin{bmatrix} 1 \\ -1.54 \\ 1.37 \end{bmatrix}$$

۲. طیف طرح در اینجا همان طیف داده شده در آیین‌نامه است که فوقاً محاسبه گردید.

$$C = \frac{ABI}{R} = 0.117\left(\frac{0.4}{T}\right)^{2/3} \le 0.117$$

۳. محاسبه شتاب پاسخ مدهای مختلف - با استفاده از رابطه بند ۲ داریم:

$$(S_a)_1 = C_1 = 0.11(0.4/0.57)^{2/3} = 0.092 < 0.117$$
$$(S_a)_2 = C_2 = 0.117(0.4/0.21)^{2/3} > 0.117 \therefore (S_a)_2 = 0.117$$
$$(S_a)_3 = C_3 = .117(0.4/0.15)^{2/3} > 0.117 \therefore (S_a)_3 = 0.117$$

٤. تلاش برشی پی در هر مد را با استفاده از رابطه (۳. ۹۰)

$$Q_i = \frac{(\sum m_j \phi_{ji})^2}{\sum m_j \phi_{ji}{}^2}(S_a)_i$$

$$Q_1 = \frac{10\times 1 + 10\times 1.75 + 6\times 2.06)^2}{(10\times 1^2 + 10\times 1.75^2 + 6\times 2.06^2)} \times 0.092 = 24.04 \times .092 = 2.21t$$

$$Q_2 = \frac{[10\times1+10\times.13+6\times(-1)]^2}{[10\times1^2+10\times.13^2+6\times(-1)^2]}\times0.117 = 1.74\times0.117 = 0.203t$$

$$Q_3 = \frac{[10\times1+10(-1.54)+6(1.37)]^2}{[10\times1^2+10(-1.54)^2+6(1.37)^2]}\times0.117 = 0.177\times0.117 = .021t$$

۵. نیروی اینرسی طبقات در هر مد از رابطه (۳. ۹۲)

$$q_{ji} = \frac{m_j\phi_{ji}}{\sum m_j\phi_{ji}}\cdot Q_i$$

نیروی طبقات در مد اول عبارتند از

$$q_{11} = \frac{10\times1}{(10\times1+10\times1.75+6\times2.06)}\times2.21 = 0.554t \quad q_{21} = 0.970t \qquad q_{31} = 0.685t$$

و بهمین ترتیب نیروی طبقات در مدهای دوم و سوم هم قابل محاسبه است:

$$q_{12} = \frac{10\times1}{[10\times1+10\times0.13+6(-1)]}\times0.203 = 0.38t \quad q_{22} = 0.05t \quad q_{32} = -0.23t$$

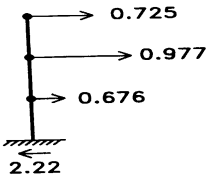
$$q_{13} = \frac{10\times1}{[10\times1+10(-1.54)+6\times1.37]}\times0.021 = 0.074t \quad q_{23} = -0.115t \quad q_{33} = 0.061t$$

۶. برآیند اثر مدها با استفاده از رابطه (۳. ۹۵)

$$r = \sqrt{r_1^2+r_2^2+\ldots}$$

$$Q = \sqrt{Q_1^2+Q_2^2+Q_3^2} = \sqrt{2.21^2+0.203^2+0.021^2} = 2.22t$$

$$q_1 = \sqrt{0.554^2+0.38^2+0.074^2} = 0.676t \quad q_2 = 0.977t \quad q_3 = 0.725t$$



شکل ۳. ۸۱ تلاش برشی پی و نیروی طبقات که با استفاده
از روش تحلیل مدی بدست آمده است

باید توجه داشت که در شکل ۳. ۸۱ جمع نیروی طبقات با تلاش برشی پی یکی نیست. دلیل این امر ترکیب مدها با استفاده از رابطه غیرخطی (۳. ۹۵) است. پس همانطور که قبلاً نیز گفتیم هر پارامتر را باید در مدهای مختلف حساب کرده و سپس طبق رابطه (۳. ۹۵) ترکیب نمود. البته باید دانست که پارامترهایی که بدین طریق حساب می‌شوند ممکن است به‌ظاهر با

هم ناسازگار باشند که مهم نیست. مثلاً در مثال فوق برای طرح کف ستون و پی بایـد از ۲/۲۲ تن بعنوان نیروی برشی استفاده کرد نه از جمع نیروی طبقات.

۳. ۴. ۲. ۲. تحلیل مدی با استفاده از روابط تقریبی و جدول

استفاده از جدول برای سازه‌های منظم

می‌توان تناوب، شکل و وزن مدی سازه‌هایی را که جرم و سختی طبقات آنها یکسان است با استفاده از جدول ۳. ۲۷ محاسبه کرد. روش محاسبه به‌صورت زیر می‌باشد:

۱. زمان تناوب ویژه T_0 را برای سازه محاسبه می‌کنیم.

$$T_o = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \qquad (۹۹ .۳)$$

m جرم، و k سختی طبقه است.

۲. تناوب مد i ام از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$T_i = T_o T_i' \qquad (۱۰۰ .۳)$$

T_i' تناوب مدi ام سازه نظیر در جدول ۳. ۲۷ است.

۳. بردار شکل مد i ام، $\overline{\phi}_i$ عیناً مانند شکل مد i ام سازه نظیر در جدول است.

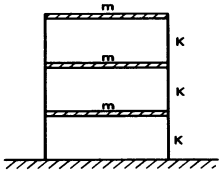
۴. وزن مد i ام W_i

$$W_i = \beta_i W_o \qquad (۱۰۱ .۳)$$

که در آن β_i درصد وزن مد i ام در جدول ۳. ۲۷ است و W_0 وزن کل سازه می‌باشد.

مثال ۳. ۸ تناوب، شکل و وزن مدهای ساختمان زیر را با استفاده از جدول بدست آورید.

m = 100 t ; k = 200 t/cm



حل. چون سازه منظم است (جرم و سختی یکنواخـت در طبقـات)، می‌تـوان از نتـایج جـدول استفاده کرد. ابتدا تناوب ویژه را حساب می‌کنیم:

$$T_o = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{100\times1000}{200\times10^6}} = 0.14 \qquad \text{ثانیه}$$

از جدول برای سازه ۳ طبقه داریم:

$$T_1 = (0.14)(2.25) = .316 \qquad \text{ثانیه} \qquad \text{تناوب مد اول}$$

$T_2 = (0.14)(.802) = .113$ *ثانیه* *تناوب مد دوم*

$T_3 = (0.14)(.555) = 0.078$ *ثانیه* *تناوب مد سوم*

شکل مدها با استفاده از جدول:

$$\bar{\phi}_1 = \begin{bmatrix} .445 \\ .802 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \bar{\phi}_2 = \begin{bmatrix} -1.25 \\ -0.555 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \bar{\phi}_3 = \begin{bmatrix} 1.802 \\ -2.25 \\ 1 \end{bmatrix}$$

و بالاخره درصد وزن مدها از جدول مشخص شده و وزن مدها تعیین میشود:

$$\beta_1 = 0.914; \beta_2 = 0.075; \beta_3 = .0195$$

$$W_1' = \beta_1 W_o = (.914)(300) = 274 \;\; ; \;\; W_2' = \beta_2 W_o = 22.5 \;\; ; \;\; W_3' = \beta_3 W_o = 5.8$$

مثال ۳. ۹ برای یک قاب شش طبقه، تلاش برشی را بر اساس روش شبه دینـامیکی آیین‌نامـه ۲۸۰۰ (ویرایش اول) بدست آورید. شتاب پایه برابر ۰/۳۵، ضریب رفتار برابر ۶ و خـاک نـوع II فرض شود. وزن هر طبقه ۲۰۰تن و سختی هر طبقه ۴۰۰ t/cm است.

حل .تناوب ویژه قاب برابر با

$$T_o = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 0.14$$

با استفاده از جدول ۳. ۲۷ برای سه مد اول ساختمان ۶ طبقه:

$$T_i' = 4.15; 1.41; 0.88$$

پس تناوب سه مد اول برابر است با

$$T_1 = (0.14)(4.15) = 0.58 \; ; \; T_2 = (0.14)(1.41) = 0.20; \; T_3 = (0.14)(0.88) = 0.12$$

جدول ۳. ۲۷ تناوب، شکل و وزن مدی ساختمانهای منظم ۲ تا ۲۵ طبقه

تعداد طبقات	مد	تناوب ثانیه	درصد وزن مدی ٪	شکل مدی Φ																					
				Φ_{1i}	Φ_{2i}	Φ_{3i}	Φ_{4i}	Φ_{5i}	Φ_{6i}	Φ_{7i}	Φ_{8i}	Φ_{9i}	Φ_{10i}	Φ_{11i}	Φ_{12i}	Φ_{13i}	Φ_{14i}	Φ_{15i}	Φ_{16i}	Φ_{17i}	Φ_{18i}	Φ_{19i}	Φ_{20i}	Φ_{21i}	Φ_{22i}	Φ_{23i}	Φ_{24i}	Φ_{25i}
۲	۱	۱/۶۲	۹۳/۷۰	۰/۶۳	۱	۰/۶۲-																					
	۲	۰/۶۲	۵۳/۰	۱	۰/۶۲-	۱																					
	۳	-	-	-	-	-																					
	۴	-	-	-	-	-																					
۳	۱	۲/۸۵	۹۱/۳۰	۰/۸۰	۰/۳۵	۱																					
	۲	۰/۸۰	۵۳/۰	۱	۰/۸۵-	۱/۲۵-																					
	۳	۰/۸۵	۱۱/۱۰	۱/۸۰	۲/۲۵-	۱																					
	۴	-	-	-	-	-																					
۴	۱	۲/۸۸	۸۲/۴۰	۰/۳۳	۰/۳۳	۰/۸۸	۱																				
	۲	۱	۸۲/۰	۰/۳۳-	۱-	۰	۱-	۱																			
	۳	۰/۶۵	۱۲/۵	۰/۵۳	۱/۵۳-	۰/۸۵-	۱	۱																			
	۴	۰/۵۴	۰/۳۷	۰/۸۸-	۲/۸۸-	۲/۸۵-	۱	۱																			
۵	۱	۲/۵۱	۸۲/۸۰	۰/۸۲	۰/۲۸	۰/۵۵	۰/۸۶	۱																			
	۲	۱/۶۰	۸۲/۰	۰/۸۲-	۱/۸۲-	۱/۰۹-	۰/۵۱-	۰/۲۱	۱																		
	۳	۰/۸۶	۲۲/۴۰	۱/۴۱	۱/۴۱-	۱/۴۰-	۰/۸۲-	۰/۸۳-	۱																		
	۴	۰/۵۱	۰/۲۵	۱/۲۸-	۱/۲۸-	۱/۴۰-	۰/۵۲-	۱/۸۳-	۱																		
۶	۱	۲/۱۵	۸۲/۸۰	۰/۸۳	۰/۲۳	۰/۳۷	۰/۳۷	۰/۸۳	۰/۸۳	۱																	
	۲	۱/۴۱	۸۲/۰	۰/۲۱	۰/۲۱-	۱/۰۶-	۱/۸۸-	۰/۲۵-	۰/۳۳	۱																	
	۳	۰/۸۸	۲۱/۶۸	۱/۱۲	۱/۱۲-	۱/۸۱-	۱/۵۶-	۱/۲۱-	۰/۳۶-	۱																	
	۴	۰/۶۷	۱	۱/۵۰-	۰/۲۶-	۰/۳۱-	۱/۴۱-	۰/۶۰-	۱/۲۲-	۱																	
	۱	۴۷۸	۸۲/۲۰	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۳۱-	۰/۵۱-	۰/۶۵-	۰/۶۵-	۰/۶۲-																	
	۲	۱/۶۲	۷۰۲	۰/۶۲-	۰/۶۲-	۱-	۱-	۰/۶۲-	۰/۶۲-	۰	۱																
۷	۳	۱	۲۱/۶	۱	۱-	۱	۰	۱-	۱-	۰	۱																
	۴	۰/۴۴	۱۱/۰	۰/۳۳	۰/۳۳-	۰/۲۸-	۱/۲۸	۱/۵۵	۱/۱۷-	۰/۲۶-	۱																
	۱	۵۴۳	۸۵/۶۰	۰/۱۸	۰/۳۵-	۰/۲۳-	۰/۵۳	۰/۳۴	۱/۸۰	۰/۸۷	۱																
	۲	۱/۸۲	۷۲۰	۰/۱۵-	۰/۱۵-	۱/۴۰-	۱/۸۲-	۰/۲۸-	۰/۱۹	۰/۸۰	۰/۸۷	۱															
۸	۳	۱/۱۲	۲	۰/۸۲	۰/۸۲-	۱/۱۶-	۰/۶۶-	۰/۳۱	۱/۱۶-	۰/۸۲-	۰/۲۲	۱															
	۴	۰/۷۸	۲	۱/۸۸-	۲/۸۸-	۰/۲۰-	۱/۸۰	۰/۸۳	۰/۸۳-	۱/۲۸-	۰/۲۲-	۱															
	۱	۶۱۰۶	۸۵/۲۰	۰/۱۷	۰/۳۴	۰/۲۳	۰/۲۸	۰/۲۶	۰/۸۴	۰/۸۳	۰/۸۷	۱															
	۲	۲/۰۲	۷۱۰	۰/۳۶	۰/۳۶-	۰/۱۶-	۱/۰۲-	۰/۶۵-	۰/۳۳-	۱/۱۷-	۰/۳۳	۰/۶۶	۱														
۹	۳	۱/۲۲	۲۱/۰۷	۰/۸۲	۰/۸۲-	۰/۱۸	۰/۳۱	۰/۳۲-	۰/۸۵-	۱/۱۸-	۰/۳۶-	۰/۲۸-	۰/۶۸	۱													
	۴	۰/۸۵	۲۲/۴۰	۰/۸۲-	۲/۸۶-	۱/۳۳	۱/۵۳	۱/۴۳	۰/۸۹	۰/۱۲-	۱/۱۳-	۱/۷۷-	۰/۸۱	۱													
	۱	۰/۸۵	۲۲/۴۰	۰/۸۲	۰/۸۲-	۰/۸۶-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۱												
	۲	۱/۲۲	۷۱۰	۰/۳۶	۰/۳۶-	۰/۱۸	۰/۳۳	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۱	۱											
۱۰	۳	۱/۶۲	۱۲/۰۷	۰/۸۲	۰/۸۲-	۰/۱۸	۰/۳۱	۰/۳۲-	۰/۸۵-	۱/۱۸-	۰/۳۶-	۰/۲۸-	۰/۶۸	۱	۱	۱										
	۴	۰/۸۵	۲۲/۴۰	۰/۸۲-	۲/۸۶-	۱/۳۳	۱/۵۳	۱/۴۳	۰/۸۹	۰/۱۲-	۱/۱۳-	۱/۷۷-	۰/۸۱	۱	۱	۱	۱									
	۱	۰/۸۵	۲۲/۴۰	۰/۸۲	۰/۸۲-	۰/۸۶-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۱	۱	۱	۱	۱								
	۲	۱/۲۲	۷۱۰	۰/۳۶	۰/۳۶-	۰/۱۸	۰/۳۳	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۱	۱	۱	۱	۱	۱							
۱۱	۳	۱/۶۲	۱۲/۰۷	۰/۸۲	۰/۸۲-	۰/۱۸	۰/۳۱	۰/۳۲-	۰/۸۵-	۱/۱۸-	۰/۳۶-	۰/۲۸-	۰/۶۸	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱						
	۴	۰/۸۵	۲۲/۴۰	۰/۸۲-	۲/۸۶-	۱/۳۳	۱/۵۳	۱/۴۳	۰/۸۹	۰/۱۲-	۱/۱۳-	۱/۷۷-	۰/۸۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱					
	۱	۰/۸۵	۲۲/۴۰	۰/۸۲	۰/۸۲-	۰/۸۶-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱				
	۲	۱/۲۲	۷۱۰	۰/۳۶	۰/۳۶-	۰/۱۸	۰/۳۳	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱			
۱۲	۳	۱/۶۲	۱۲/۰۷	۰/۸۲	۰/۸۲-	۰/۱۸	۰/۳۱	۰/۳۲-	۰/۸۵-	۱/۱۸-	۰/۳۶-	۰/۲۸-	۰/۶۸	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱		
	۴	۰/۸۵	۲۲/۴۰	۰/۸۲-	۲/۸۶-	۱/۳۳	۱/۵۳	۱/۴۳	۰/۸۹	۰/۱۲-	۱/۱۳-	۱/۷۷-	۰/۸۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱		
	۱	۰/۸۵	۲۲/۴۰	۰/۸۲	۰/۸۲-	۰/۸۶-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱		
	۲	۱/۲۲	۷۱۰	۰/۳۶	۰/۳۶-	۰/۱۸	۰/۳۳	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	
۱۳	۳	۱/۶۲	۱۲/۰۷	۰/۸۲	۰/۸۲-	۰/۱۸	۰/۳۱	۰/۳۲-	۰/۸۵-	۱/۱۸-	۰/۳۶-	۰/۲۸-	۰/۶۸	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	
	۴	۰/۸۵	۲۲/۴۰	۰/۸۲-	۲/۸۶-	۱/۳۳	۱/۵۳	۱/۴۳	۰/۸۹	۰/۱۲-	۱/۱۳-	۱/۷۷-	۰/۸۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	
	۱	۰/۸۵	۲۲/۴۰	۰/۸۲	۰/۸۲-	۰/۸۶-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	
	۲	۱/۲۲	۷۱۰	۰/۳۶	۰/۳۶-	۰/۱۸	۰/۳۳	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	
۱۴	۳	۱/۶۲	۱۲/۰۷	۰/۸۲	۰/۸۲-	۰/۱۸	۰/۳۱	۰/۳۲-	۰/۸۵-	۱/۱۸-	۰/۳۶-	۰/۲۸-	۰/۶۸	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱
	۴	۰/۸۵	۲۲/۴۰	۰/۸۲-	۲/۸۶-	۱/۳۳	۱/۵۳	۱/۴۳	۰/۸۹	۰/۱۲-	۱/۱۳-	۱/۷۷-	۰/۸۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱

جدول ۳. ۲۷ تناوب، شکل و وزن مدی ساختمانهای منظم ۲ تا ۲۵ طبقه (ادامه)

تعداد طبقات	مد	تناوب ثانیه	درصد وزن مدی ٪	شکل مدی Φ																					
				φ_{1i}	φ_{2i}	φ_{3i}	φ_{4i}	φ_{5i}	φ_{6i}	φ_{7i}	φ_{8i}	φ_{9i}	φ_{10i}	φ_{11i}	φ_{12i}	φ_{13i}	φ_{14i}	φ_{15i}	φ_{16i}	φ_{17i}	φ_{18i}	φ_{19i}	φ_{20i}	φ_{21i}	φ_{22i}	φ_{23i}	φ_{24i}	φ_{25i}
۲	۱	۰/۹۶	۸۴/۸۰	۰/۱۵	۰/۴۲	۰/۶۳	۱	۰/۶۸	۰/۸۲	۰/۸۷	۰/۹۳	۰/۹۸	۱	۱													
	۲	۰/۳۲	۱۵/۲۰	۱/۴۲	۱/۱۰	۰/۸۰	-۱	۰/۳۵	۰	-۰/۸	-۱/۱۰	-۰/۳۵	-۰/۸۰	۱												
۱۰	۳	۰/۱۷	۴/۱۰	۰/۲۵	۰/۷۰	۱/۱۶	۰/۹۰	۱/۱۳	۰/۲۸	-۰/۲۸	-۱/۱۰	-۰/۲۸	-۰/۳۳	۱												
	۴	۰/۸۲	۲/۱۰	۰/۲۸	-۱/۲۶	۰/۸۱	۱/۷۰	۰/۸۳	-۱/۵۴	-۱/۳۳	۰/۸۵	-۰/۸۵	۰/۱۷	۱												
	۱	۰/۱۳	۸۴/۵۰	۰/۱۳	۰/۳۷	-۰/۴۰	۰/۵۲	۰/۳۳	-۰/۸۱	-۱/۰۲	-۰/۳۸	-۰/۳۳	۰/۸۳	۰/۸۸	۱											
	۲	۰/۳۶	۹/۷۰	۰/۳۱	-۰/۷۵	-۰/۸۴	-۱/۰۲	-۰/۸۱	-۰/۳۳	-۰/۸۴	-۰/۸۶	-۰/۸۳	۰/۱۳	۰/۸۳	۱											
۱۱	۳	۰/۱۶	۳/۱۶	۰/۲۸	-۰/۷۱	-۰/۸۴	-۱/۰۲	-۰/۲۵	۰/۳۳	-۰/۸۴	-۱/۰۸	-۰/۴۶	-۰/۱۱	۰/۸۷	۱										
	۴	۱	۳/۶۰	۰/۳۵	-۲/۵۵	-۱/۷۱	۰/۳۱	۱/۶۱	-۰/۳۱	۱/۳۲	۰/۱۵	-۰/۸۲	-۱/۳۱	-۰/۶۳	۱	۰/۸۸										
	۱	۰/۱۳	۸۴/۴۰	۰/۷۵	-۰/۲۸	-۰/۷۰	۰/۳۷	۰/۴۸	۰/۵۹	-۰/۸۲	-۱/۰۱	-۰/۸۷	-۰/۳۸	۰/۸۵	۰/۹۱	۱										
	۲	۰/۳۶	۹/۷۰	۰/۳۸	-۰/۴۸	-۰/۷۰	۰/۴۲	۰/۴۸	۰/۵۹	-۰/۸۲	-۱/۰۱	-۰/۸۷	-۰/۳۸	۰/۸۵	۰/۹۱	۱										
۱۲	۳	۰/۱۶۳	۳/۲۰	۰/۴۲	-۰/۳۴	-۰/۷۰	۰/۳۷	۰/۴۶	۰/۶۵	-۰/۸۲	-۱/۰۱	-۰/۸۷	-۰/۳۸	۰/۸۵	۰/۹۱	۱										
	۴	۱/۰۹	۳/۲۰	۰/۴۳	-۲/۳۳	-۱/۰۷	۰/۳۷	۰/۴۶	۱/۵۸	-۰/۷۵	-۱/۱۰	-۰/۳۷	-۰/۳۸	۰/۸۵	۰/۹۱	۱										
	۱	۰/۱۲	۸۴/۸۰	۰/۴۲	-۰/۳۴	-۰/۷۰	۰/۳۳	۰/۴۵	۰/۵۵	-۰/۳۴	-۰/۸۷	-۰/۸۳	-۰/۳۸	۰/۸۶	۰/۹۲	۱										
	۲	۰/۱۸	۹/۷۶	۰/۴۵	-۲/۴۵	-۰/۶۹	۰/۴۳	-۰/۸۸	-۱	-۰/۸۳	-۰/۶۵	-۰/۴۵	۰/۸۳	۰/۸۸	۰/۹۲	۱										
۱۳	۳	۱/۴۳	۳/۸۱	۰/۵۸	-۲/۴۰	-۱/۰۲	۰/۳۳	-۰/۸۸	۱/۱۲	-۰/۸۱	۰/۸۱	-۰/۳۳	-۰/۸۰	۰/۱۵	۰/۶۵	۱										
	۴	۱/۱۷	۲/۸۷	۰/۵۳	-۲/۴۰	-۱/۰۲	۰/۳۳	-۰/۸۸	۱/۱۲	-۰/۸۱	۱/۶۲	-۰/۲۰	-۰/۸۷	-۱/۱۸	-۰/۴۳	-۰/۲۰	۰/۳۶	۱								
	۱	۰/۱۱	۸۴/۸۰	۰/۳۲	-۰/۳۲	-۰/۶۱	۰/۳۳	-۰/۸۳	۰/۵۲	-۰/۶۱	۰/۶۵	-۰/۸۳	-۰/۸۳	-۰/۵۲	-۰/۱۱	-۰/۳۲	-۰/۶۹	۱								
	۲	۰/۱۷	۹/۷۶	۰/۵۳	-۰/۸۷	-۰/۸۷	۰/۳۳	-۰/۸۸	۱/۱۲	-۰/۸۱	۱/۶۲	-۰/۲۰	-۰/۸۷	-۱/۰۵	-۰/۳۲	-۰/۲۰	-۰/۶۳	۱								
۱۴	۳	۰/۱۸	۳/۶۲	۰/۵۳	-۰/۸۷	-۱/۱۲	۰/۳۳	-۰/۸۸	۱/۱۲	-۰/۸۱	۱/۶۲	-۰/۲۰	-۰/۸۷	-۱/۰۵	-۰/۳۲	-۰/۲۰	-۰/۶۳	۱								
	۴	۱/۲۵	۲/۸۲	۰/۵۳	-۲/۲۷	-۱/۱۹	۰/۳۰	-۰/۸۹	۱/۵۲	-۰/۸۹	۱/۳۶	-۰/۲۶	-۱/۸۲	-۱/۱۷	-۰/۸۷	-۱/۱۶	-۰/۶۵	۱								
	۱	۰/۱۰	۸۴/۶۰	۰/۳۰	-۰/۳۰	-۰/۵۸	۰/۳۰	-۰/۸۵	۰/۳۹	-۰/۸۰	۰/۴۳	۰/۳۶	۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۸۳	۰/۸۳	۰/۸۷	۰/۹۱	۱							
	۲	۰/۱۵	۹۰/۱۶	۰/۳۰	-۰/۴۰	-۰/۵۸	۰/۳۰	-۰/۸۵	-۱	-۰/۸۰	-۰/۴۶	-۰/۴۰	-۰/۸۰	-۰/۷۰	-۰/۳۳	-۰/۲۰	-۰/۸۳	-۰/۹۱	۱							
۱۵	۳	۰/۱۸	۳/۲۰	۰/۵۰	-۰/۸۷	-۰/۸۱	۰/۳۱	-۰/۸۳	۱	-۰/۸۱	-۰/۴۱	-۰/۸۳	-۰/۸۱	-۰/۷۰	-۰/۳۱	-۰/۳۳	-۰/۸۳	-۰/۹۱	۱							
	۴	۱/۳۳	۱/۶۰	۰/۵۳	-۰/۷۰	-۰/۸۱	-۰/۳۲	-۰/۸۳	۱	-۰/۸۱	-۰/۴۱	-۰/۸۳	-۰/۸۱	-۰/۷۰	-۰/۳۱	-۰/۳۳	-۰/۸۳	-۰/۹۱	۱							
	۱	۰/۱۰	۸۲/۵۰	۰/۲۰	-۰/۲۶	-۰/۵۳	-۰/۴۶	-۰/۸۲	-۱	-۰/۴۶	-۰/۶۳	-۰/۵۵	-۰/۴۸	-۰/۲۸	۰/۵۸	۰/۲۸	۰/۵۵	۰/۸۲	۰/۹۶	۱						
	۲	۰/۱۰	۹۰/۱۶	۰/۲۰	-۰/۲۶	-۰/۵۳	-۰/۴۶	-۰/۸۲	-۱	-۰/۴۶	-۰/۶۳	-۰/۵۵	-۰/۴۸	-۰/۲۸	۰/۵۸	۰/۲۸	۰/۵۵	۰/۸۲	۰/۹۶	۱						
۱۶	۳	۰/۱۸	۳/۲۱	۰/۳۳	-۰/۶۵	-۱/۱۹	۰/۲۲	-۰/۸۳	۱	-۰/۱۹	-۰/۳۳	-۰/۸۳	-۰/۱۸	-۰/۱۶	۰/۳۶	-۰/۱۸	-۰/۳۸	۰/۷۸	۱						
	۴	۱/۵۳	۱/۵۸	۰/۳۳	-۰/۶۵	-۱/۱۹	۰/۲۲	-۰/۸۳	۱	-۰/۱۹	-۰/۳۳	-۰/۸۳	-۰/۱۸	-۰/۱۶	۰/۳۶	-۰/۱۸	-۰/۳۸	۰/۷۸	۱						
	۱	۰/۱۰	۸۲/۴۰	۰/۲۰	-۰/۲۶	-۰/۵۳	-۰/۴۶	-۰/۸۲	-۱	-۰/۴۶	-۰/۶۳	-۰/۵۵	-۰/۴۸	-۰/۲۸	۰/۵۸	۰/۲۸	۰/۵۵	۰/۸۲	۰/۹۶	۱						
	۲	۰/۱۰	۹۰/۱۶	۰/۲۰	-۰/۲۶	-۰/۵۳	-۰/۴۶	-۰/۸۲	-۱	-۰/۴۶	-۰/۶۳	-۰/۵۵	-۰/۴۸	-۰/۲۸	۰/۵۸	۰/۲۸	۰/۵۵	۰/۸۲	۰/۹۶	۱						
۱۷	۳	۰/۱۸	۳/۲۱	۰/۳۳	-۰/۶۵	-۱/۱۹	۰/۲۲	-۰/۸۳	۱	-۰/۱۹	-۰/۳۳	-۰/۸۳	-۰/۱۸	-۰/۱۶	۰/۳۶	-۰/۱۸	-۰/۳۸	۰/۷۸	۱						
	۴	۱/۵۳	۱/۵۸	۰/۳۳	-۰/۶۵	-۱/۱۹	۰/۲۲	-۰/۸۳	۱	-۰/۱۹	-۰/۳۳	-۰/۸۳	-۰/۱۸	-۰/۱۶	۰/۳۶	-۰/۱۸	-۰/۳۸	۰/۷۸	۱						
	۱	۰/۱۰	۸۲/۴۰	۰/۲۰	-۰/۲۶	-۰/۵۳	-۰/۴۶	-۰/۸۲	-۱	-۰/۴۶	-۰/۶۳	-۰/۵۵	-۰/۴۸	-۰/۲۸	۰/۵۸	۰/۲۸	۰/۵۵	۰/۸۲	۰/۹۶	۱						
	۲	۰/۱۰	۹۰/۱۶	۰/۲۰	-۰/۲۶	-۰/۵۳	-۰/۴۶	-۰/۸۲	-۱	-۰/۴۶	-۰/۶۳	-۰/۵۵	-۰/۴۸	-۰/۲۸	۰/۵۸	۰/۲۸	۰/۵۵	۰/۸۲	۰/۹۶	۱						
	۳	۰/۱۸	۳/۲۱	۰/۳۳	-۰/۶۵	-۱/۱۹	۰/۲۲	-۰/۸۳	۱	-۰/۱۹	-۰/۳۳	-۰/۸۳	-۰/۱۸	-۰/۱۶	۰/۳۶	-۰/۱۸	-۰/۳۸	۰/۷۸	۱						
	۴	۱/۵۳	۱/۵۸	۰/۳۳	-۰/۶۵	-۱/۱۹	۰/۲۲	-۰/۸۳	۱	-۰/۱۹	-۰/۳۳	-۰/۸۳	-۰/۱۸	-۰/۱۶	۰/۳۶	-۰/۱۸	-۰/۳۸	۰/۷۸	۱						

جدول ۳. ۲۷ تناوب، شکل و وزن مدی ساختمانهای منظم ۲ تا ۲۵ طبقه (ادامه)

تعداد طبقات	مد	تناوب ثانیه	درصد وزن مدی ٪	شکل مدی Φ																					
				Φ_{1}	Φ_{2}	Φ_{3}	Φ_{4}	Φ_{5}	Φ_{6}	Φ_{7}	Φ_{8}	Φ_{9}	Φ_{10}	Φ_{11}	Φ_{12}	Φ_{13}	Φ_{14}	Φ_{15}	Φ_{16}	Φ_{17}	Φ_{18}	Φ_{19}	Φ_{20}	Φ_{21}	Φ_{22}	Φ_{23}	Φ_{24}	Φ_{25}
۱	۱	۱۱/۸۵	۸۳/۳۰	۰/۱۰۸	۰/۱۷	۰/۲۵	۰/۳۲	۰/۳۱	۰/۳۶	۱-	۰/۷۶	۰/۶۴	۰/۸۱	۰/۸۵	۰/۸۰	۰/۸۹	۰/۸۲	۰/۸۳	۰/۸۶	۱	۰/۸۱							
۲	۲	۳۸۳	۹۱۶	۰/۲۵	۰/۳۴	۰/۴۰	۰/۴۶-	۰/۴۶-	۰/۴۰-	۰/۸۹-	۰/۲۶	۰/۴۶-	۰/۴۶-	۰/۴۶-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۳۳	۰/۳۲	۰/۳۳	۰/۳۳	۰/۸۲							
۳	۲	۳۸۲	۲۳۳	۰/۳۵-	۰/۳۳	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۸۲							
۴	۱	۱۸۱	۱۶۰	۰/۱۵۸-	۰/۳۳	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۳۸-	۰/۸۲							
۱	۱	۱۲۳۲	۸۳/۱۰	۰/۱۰۸	۰/۱۶	۰/۲۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۳۳-	۰/۸۲							
۲	۲	۳۱۵	۹۱۵	۰/۲۰	۰/۴۳	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۴۳-	۰/۸۳	۱۹						
۳	۲	۲/۵۰	۳/۳۳	۰/۲۰	۰/۴۳	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۸۳							
۴	۱	۱/۸۰	۱/۶۱	۰/۱۵۶-	۰/۵۵	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۸۴							
۱	۱	۱۲/۰۵	۸۳	۰/۱۰۸	۰/۱۵	۰/۲۰-	۰/۲۴-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۸۴							
۲	۲	۳۲۶	۹۱۵	۰/۲۰	۰/۴۳	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۴۵-	۰/۸۴							
۳	۲	۲/۶۳	۳/۳۳	۰/۲۰	۰/۴۳	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۸۴	۲۰						
۴	۱	۱/۸۱	۱/۶۱	۰/۱۵۴-	۰/۴۳	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۸۴							
۱	۱	۱۲/۱۹	۸۳/۹۰	۰/۱۰۷	۰/۱۵	۰/۲۰-	۰/۲۴-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۸۴							
۲	۲	۳۱۵۷	۹۱۳	۰/۲۰	۰/۴۳	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۸۴							
۳	۲	۲/۸۵	۲۳۶۵	۰/۲۸	۰/۴۳	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۸۴	۲۱						
۴	۲	۱/۸۸	۱/۶۳	۰/۱۵۱-	۰/۴۳	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۸۴							
۱	۱	۱۲/۴۲	۸۳/۸۰	۰/۱۰۷	۰/۱۵	۰/۲۰-	۰/۲۴-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۸۴							
۲	۲	۳۱۵۷	۹۱۳	۰/۲۰	۰/۴۳	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۸۴							
۳	۲	۲/۸۵	۲۳۶۵	۰/۲۸	۰/۴۳	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۸۴	۲۲						
۴	۲	۱/۸۸	۱/۶۳	۰/۱۵۱-	۰/۴۳	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۸۴							
۱	۱	۱۲/۴۲	۸۳/۸۰	۰/۱۰۷	۰/۱۵	۰/۲۰-	۰/۲۴-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۸۴							
۲	۲	۳۱۵۷	۹۱۳	۰/۲۰	۰/۴۳	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۸۴							
۳	۲	۲/۸۵	۲۳۶۵	۰/۲۸	۰/۴۳	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۸۴	۲۳						
۴	۲	۱/۸۸	۱/۶۳	۰/۱۵۱-	۰/۴۳	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۸۴							
۱	۱	۱۲/۴۲	۸۳/۸۰	۰/۱۰۷	۰/۱۵	۰/۲۰-	۰/۲۴-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۸۴							
۲	۲	۳۱۵۷	۹۱۳	۰/۲۰	۰/۴۳	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۸۴							
۳	۲	۲/۸۵	۲۳۶۵	۰/۲۸	۰/۴۳	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۸۴	۲۴						
۴	۲	۱/۸۸	۱/۶۳	۰/۱۵۱-	۰/۴۳	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۸۴							
۱	۱	۱۲/۴۲	۸۳/۸۰	۰/۱۰۷	۰/۱۵	۰/۲۰-	۰/۲۴-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۲۷-	۰/۸۴							
۲	۲	۳۱۵۷	۹۱۳	۰/۲۰	۰/۴۳	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۵۵-	۰/۸۴							
۳	۲	۲/۸۵	۲۳۶۵	۰/۲۸	۰/۴۳	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۵۸-	۰/۸۴	۲۵						
۴	۲	۱/۸۸	۱/۶۳	۰/۱۵۱-	۰/۴۳	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۶۱-	۰/۸۴							

و درصد وزنهای مدی برابر است با

$$\beta_i = 0.869,\ \ 0.089,\ \ 0.0269$$

و وزنهای مدی برابر است با

$$W_1 = \beta_1 w_o = (.869)(1200) = 1043t$$ *وزن مد ۱*

$$W_2 = \beta_2 W_o = 107t$$ *وزن مد ۲*

$$W_3 = \beta_3 W_o = 32t$$ *وزن مد ۳*

شتاب پاسخ مدها از رابطه زیر بدست می‌آید

$$(S_a)_i = \frac{AB_i I}{R} \quad \therefore\ 0.6 \le B_i = 2\left(\frac{0.4}{T_i}\right)^{0.666} \le 2.0$$

$$B_1 = 2.0\left(\frac{.4}{.58}\right)^{.666} = 1.56 \quad B_2 = 2.0\left(\frac{.4}{.2}\right)^{.66} = 3.17 > 2.0 \therefore B_2 = 2.0 \quad B_3 = 2.0$$

$$(S_a)_1 = \frac{(.35)(1.56)(1)}{6} = 0.091 > 0.1A = 0.035$$

$$(S_a)_2 = (S_a)_3 = \frac{(.35)(2)(1)}{6} = 0.117$$

$$Q_1 = W_1(S_a)_1 = (1043)(.091) = 95.0\,\text{t}$$ *برش پایه در مد ۱*

$$Q_2 = W_2(S_a)_2 = (107)(.117) = 12.5$$ *برش پایه در مد ۲*

$$Q_3 = W_3(S_a)_3 = (32)(.117) = 3.8$$ *برش پایه در مد ۳*

$$Q = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2 + Q_3^2} == 95.9$$ *برآیند برش پایه در مد ۳*

روابط تقریبی برای محاسبه تناوب و وزن مدی سازه‌های منظم

بر اساس مطالعات انجام شده می‌توان از روابط تقریبی زیراستفاده کرد

$$T_i = \lambda_i T_0$$ تناوب مد iام (۳. ۱۰۲)

که در آن T_o همان تناوب ویژه سازه از رابطه ۳. ۹۹ است و λ_i از روابط زیر بدست می‌آید.

$$\lambda_1 = 0.636N + 0.334 \qquad \lambda_2 = 0.211N + 0.142$$

$$\lambda_3 = 0.127N + 0.097 \qquad \lambda_4 = \begin{cases} 0.07N + 0.25 & N \le 14 \\ 0.09N + 0.09 & N > 14 \end{cases}$$

N تعداد طبقات است. بررسیها نشان میدهد که خطای این روابط در اغلب موارد کمتر از ۱٪ است. وزن مد i ام را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$W_i = \gamma_i W_0$$ (۳. ۱۰۳)

که در آن W_0 وزن کل سازه و γ_i از روابط زیر بدست می‌آید:

$$\gamma_1 = 0.255N^{-0.5} + 0.767$$
$$\gamma_2 = [9.058 + 2.476/N - 20.34/N^2]/100$$
$$\gamma_3 = [3.28 - 0.047/N - 19.9/N^2]/100$$

مثال ۳. ۱۰ تناوب و وزن سه مد اول سازه ۶ طبقه مثال پیشین را بکمک روابط فوق محاسبه کنید.

حل. داشتیم

$$T_o = 0.14 \qquad W_o = 1200t$$

N = 6، پس

$$\lambda_1 = 4.15 \qquad \lambda_2 = 1.41 \qquad \lambda_3 = 0.86$$
$$\gamma_1 = .871 \qquad \gamma_2 = 0.089 \qquad \gamma_3 = 0.0271$$

پس تناوب مدهای ۱ تا ۳ برابرند با

$$T_1 = (0.14)(4.15) = 0.58 \;;\; T_2 = (0.14)(1.41) = 0.20;$$
$$T_3 = (0.14)(0.86) = 0.12$$

و وزن مدهای ۱ تا ۳:

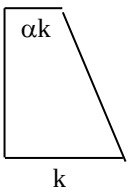
$$W_1 = (.87)(1200) = 1045t; \quad W_2 = (.089)(1200) = 107t;$$
$$W_3 = (.0271)(1200) = 32t$$

از مقایسه نتایج با مثال پیشین نتیجه می‌گیریم که این روابط از دقت خوبی برخوردارند.

روابط تقریبی برای محاسبه تناوب و وزن مدی سازه‌های نامنظم

۱. تغییرات خطی سختی

در این بخش بر اساس نتایج تحلیل سازه‌هایی که سختی آنها در ارتفاع به صورت خطی کاهش می‌یابد، روابطی برای محاسبه تناوب و وزن مدی ارائه شده است. تغییرات خطی سختی را می‌توان چنین نمایش داد:



$$k_n = \left[\alpha + (1-\alpha)(1-\frac{n}{N})\right]k \qquad \text{سختی طبقه } n\text{ام} \qquad (۱-۱۰۳.۳)$$

k سختی طبقه اول، αk سختی طبقه آخر و N تعداد طبقات است.

تناوب

تناوب مد i از رابطه‌ای مشابه رابطه ۳. ۱۰۰ بدست می‌آید:

$$T_i = T_0 \cdot T_i' \qquad \text{تناوب مد } i\text{ام سازه با تغییرات سختی خطی} \qquad (۲-۱۰۳.۳)$$

تناوب ویژه T_0 از رابطه ۳. ۹۹ بدست می‌آید و

$$T_i' = a + bN \qquad (۳-۱۰۳.۳)$$

N تعداد طبقه است و ضرایب a و b از جدول ۳. ۲۷-۱ بدست می‌آیند.

جدول ۳. ۲۷-۱ ضرایب رابطه ۳. ۱۰۳-۳

شیب	۱		۰/۸		۰/۶		۰/۴		۰/۲		۰/۱	
سختی α	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
مد ۱	.329	.636	.393	.657	.477	.681	.601	.711	.851	.751	.1.190	.774
مد ۲	.140	.211	.169	.222	.214	.236	.285	.255	.498	.282	.846	.299
مد۳	.122	.125	.143	.132	.175	.141	.221	.152	.361	.170	.518	.186

وزن مدی

وزن مد i از رابطه‌ای مشابه رابطه ۳. ۱۰۱ بدست می‌آید:

$$W_i = \beta_i W_0 \qquad \text{وزن مد } i\text{ام سازه با تغییرات سختی خطی} \qquad (۴-۱۰۳.۳)$$

W_0 وزن کل است و

$$\beta_i = a/N + b \qquad (۵-۱۰۳.۳)$$

ضرایب a و b از جدول ۳. ۲۷-۲ بدست می‌آیند.

جدول ۳. ۲۷-۲ ضرایب رابطه ۳. ۱۰۳-۳

شیب سختی α	۱		۰/۸		۰/۶		۰/۴		۰/۲		۰/۱	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
مد ۱	0.35	0.81	0.34	0.80	0.32	0.79	0.28	0.77	0.15	0.75	-0.11	0.74
مد ۲	-.01	0.09	0	0.10	0.01	0.10	.03	0.11	.08	0.12	0.22	0.12
مد۳	-.04	0.03	-.03	0.04	-.03	0.04	-.02	0.04	0.02	0.04	0.10	0.05

شکل مدی

برای یک سازه با توزیع یکنواخت جرم، شکل مدی عمدتاً تابعی از میزان کاهش سختی است. تغییرات شکل مد اول یک سازه ۱۰ طبقه نسبت به شیب کاهش سختی α در شکل ۳. ۸۱-۱ و جدول ۳. ۲۷-۳ نشان داده شده است. می‌توان نتیجه گرفت که در حالت سختی ثابت ($\alpha = 1$) شکل مد اول حالت خمره‌ای داشته و با کاهش α به خط راست نزدیک می‌گردد و بالاخره به حالت طره‌ای (خمشی) می‌رسد.

بر اساس نتایج بدست آمده می‌توان روابط تقریبی زیر را برای محاسبه شکل و وزن مد اول سازه‌های نامنظم ارائه نمود:

$$\phi_{j1} = \left(\frac{h_j}{H}\right)^k$$

(۳. ۱۰۳-۶) *شکل مد ۱ سازه با تغییرات خطی سختی*

h_j ارتفاع طبقه j ام و H ارتفاع کل سازه است و

$$k = 0.86\alpha^{-0.15}$$

(۳. ۱۰۳-۷)

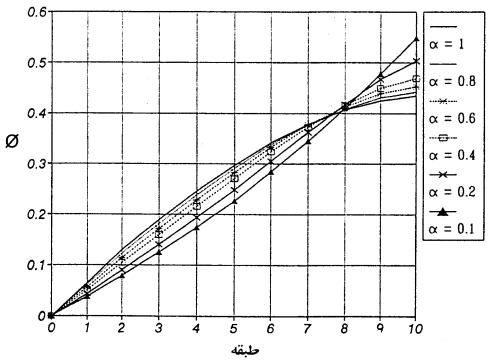
α نسبت سختی طبقه آخر به اول است.

$$W_1 = \frac{\left(\sum_{j=1}^{N} w_j \phi_{j1}\right)^2}{\sum_{j=1}^{N} w_j \phi_{j1}^2} = \frac{\left(\sum_{j=1}^{N} w_j h_j^k\right)^2}{\sum_{j=1}^{N} w_j h_j^{2k}}$$

(۳. ۱۰۳-۸) *وزن مد ۱*

w_j و h_j وزن و ارتفاع طبقه j ام می‌باشند. پس توزیع نسبی نیرو در ارتفاع (نسبت نیرو در تراز h_j به برش پایه) برابر است با

$$\frac{F_j}{V}=\frac{m_j\phi_{j1}}{\sum_{j=1}^{n}m_j\phi_{j1}}=\frac{m_j h_j^k}{\sum_{j=1}^{n}m_j h_j^k} \qquad (۳.۱۰۳-۹)$$ *نیرو در تراز* h_j



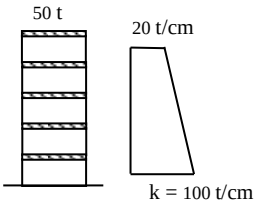
شکل ۳. ۸۱-۱ شکل مد ۱ سازه‌های ۱۰ طبقه با تغییرات خطی سختی

جدول ۳. ۲۷-۳ شکل مد ۱ سازه‌های ۱۰ طبقه با تغییرات خطی سختی

h_j/H	جابجایی مدی	شیب سختی α					
		۱	۰/۸	۰/۶	۰/۴	۰/۲	۰/۱
۰/۱	ϕ_{11}	۰/۱۵	۰/۱۴	۰/۱۲	۰/۱۱	۰/۰۸	۰/۰۷
۰/۲	ϕ_{21}	۰/۳۰	۰/۲۷	۰/۲۵	۰/۲۲	۰/۱۷	۰/۱۴
۰/۳	ϕ_{31}	۰/۴۴	۰/۴۱	۰/۳۷	۰/۳۳	۰/۲۷	۰/۲۲
۰/۴	ϕ_{41}	۰/۵۶	۰/۵۴	۰/۵۰	۰/۴۵	۰/۳۷	۰/۳۱
۰/۵	ϕ_{51}	۰/۶۸	۰/۶۵	۰/۶۲	۰/۵۷	۰/۴۸	۰/۴۰
۰/۶	ϕ_{61}	۰/۷۸	۰/۷۶	۰/۷۳	۰/۶۸	۰/۵۹	۰/۵۰
۰/۷	ϕ_{71}	۰/۸۷	۰/۸۵	۰/۸۳	۰/۷۹	۰/۷۱	۰/۶۱
۰/۸	ϕ_{81}	۰/۹۳	۰/۹۲	۰/۹۱	۰/۸۸	۰/۸۲	۰/۷۳
۰/۹	ϕ_{91}	۰/۹۸	۰/۹۷	۰/۹۷	۰/۹۶	۰/۹۲	۰/۸۶
۱	ϕ_{101}	۱	۱	۱	۱	۱	۱

مثال ۳. ۱۰- یک در یک سازه ۵ طبقه سختی به‌طور خطی از ۱۰۰ t/cm در طبقه اول به ۲۰ t/cm در طبقه پنجم کاهش می‌یابد. اگر جرم همه طبقات یکسان و برابر ۵۰ تن باشد، مطلوب است:

۱. تناوب و وزن مدهای ۱ تا ۳
۲. مقایسه شکل مدی با استفاده از جدول ۳. ۲۷-۳ و رابطه ۳. ۱۰۳-۶.
۳. محاسبه وزن مد ۱ از رابطه ۳. ۱۰۳-۸ و مقایسه با مقدار بدست آمده در بند ۱



حل. ضریب تغییر سختی α برابر است با ۰/۲ (=۱۰۰÷۲۰).
۱. برای سازه‌های با تغییرات خطی سختی، تناوب مدها از رابطه ۳. ۱۰۳-۲ برابر است با
$T_i = T_0 \cdot T_i'$
تناوب ویژه T_0 از رابطه ۳. ۹۹ و T_i' از ۳. ۱۰۳-۳ بدست می‌آید:

$$T_0 = 2\pi\sqrt{m/k} = 6.28\sqrt{50/(100\times 9.81\times 100)} = 0.14s \quad ; \quad T_i' = a + bN$$

از جدول ۳. ۲۷-۱ برای α=۰/۲ ضرایب a و b تعیین شده و تناوب ۳ مد اول:

مد	a	b	T_i'	T_i
۱	۰/۸۵	۰/۷۵	۴/۶	۰/۶۴۴
۲	۰/۵۰	۰/۲۸	۱/۹	۰/۲۶۶
۳	۰/۳۶	۰/۱۷	۱/۲۱	۰/۱۵۷

وزن مدی از رابطه ۳. ۱۰۳-۴ بدست می‌آید:
$W_i = \beta_i W_0$
W_0 وزن کل برابر ۲۵۰ تن است و $\beta_i = a/N + b$. ضرایب a و b از جدول ۳. ۲۷-۲ بدست می‌آیند. پس:

مد	a	b	β_i	تن W_i
۱	۰/۱۵	۰/۷۵	۰/۷۸	۱۹۵
۲	۰/۰۸	۰/۱۲	۰/۱۴	۳۵
۳	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۰۴۴	۱۱

۲. شکل مد ۱ از جدول ۳. ۲۷-۳ برای ضریب کاهش سختی ۰/۲ و h_i/H های ۰/۲، ۰/۴، ۰/۶، ۰/۸ و ۱ برابر با

$$\boldsymbol{\varphi} = \langle 0.17 \quad 0.37 \quad 0.59 \quad 0.82 \quad 1 \rangle$$

و برای استفاده از رابطه تقریبی ۳. ۱۰۳-۶

$$\phi_{j1} = \left(\frac{h_j}{H}\right)^k \quad ; \quad k = 0.86\alpha^{-0.15} = 0.86(0.2)^{-0.15} = 1.095$$

$$\boldsymbol{\varphi} = \langle 0.17(=0.2^{1.095}) \quad 0.37 \quad 0.57 \quad 0.78 \quad 1 \rangle$$

ملاحظه می‌شود که جوابها خیلی بهم نزدیکند.

۳. وزن مد ۱ را از رابطه ۳. ۱۰۳-۸ برابر است با

$$W_1 = \left(\sum_{j=1}^{n} w_j h_j^k\right)^2 / \sum_{j=1}^{n} w_j h_j^{2k} = \frac{50(0.17+0.37+0.57+0.78+1)^2}{0.17^2+0.37^2+0.57^2+0.78^2+1^2} = 199t$$

که در مقایسه با آنچه قبلاً بدست آمد (۱۹۵ تن) از دقت بسیار خوبی برخوردار است.

۲. *تغییر ناگهانی سختی*

در یک ساختمان با توزیع سختی یکنواخت سه حالت برای تغییر ناگهانی سختی در نظر می‌گیریم:

۱. *مدل ۱*: تغییر سختی طبقه اول به میزان ۵ برابر[۱]

۲. *مدل ۲*: تغییر سختی طبقه وسط به میزان ۵ برابر[۲]

۳. *مدل ۳*: تغییر سختی طبقات اول و وسط به میزان ۵ برابر

تناوب

تناوب مد i از رابطه‌ای مشابه رابطه ۳. ۱۰۳-۲ بدست می‌آید:

$$T_i = T_0 \cdot T_i' \qquad \text{(۳. ۱۰۳-۱۰)} \qquad \textit{تناوب مد } i\textit{ام سازه با کاهش ناگهانی سختی}$$

تناوب ویژه T_0 از رابطه ۳. ۹۹ بدست می‌آید و

$$T_i' = a + bN \qquad \text{(۳. ۱۰۳-۱۱)}$$

---

[۱] یعنی در حالت کاهش، سختی طبقه اول برابر $\frac{1}{5}$ سختی سایر طبقات، و در حالت افزایش، سختی این طبقه ۵ برابر سختی سایر طبقات است.

[۲] طبقه وسط در ساختمانهای با تعداد طبقات زوج و فرد بترتیب برابر N/2 و (N+1)/2 تعریف شد. مثلاً طبقه پنجم به عنوان طبقه وسط ساختمانهای ۱۰ طبقه، و طبقه ششم به عنوان طبقه وسط ساختمانهای ۱۱ طبقه در نظر گرفته شده است.

ضرایب a و b از جدول ۳. ۲۷-۴ بدست می‌آیند.

جدول ۳. ۲۷-۴ ضرایب رابطه ۳. ۱۰۳-۱۱

شیب سختی α	کاهش ناگهانی						افزایش ناگهانی					
	طبقه اول		طبقه وسط		طبقات اول و وسط		طبقه اول		طبقه وسط		طبقات اول و وسط	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
مد ۱	2.46	0.651	1.72	0.635	3.26	0.663	-.18	.636	.023	.638	-.03	.211
مد ۲	1.48	.191	1.37	.181	2.12	.187	-.03	.211	.102	.210	-.02	.209
مد۳							.025	.125	.030	.126	-.06	.125

وزن مدی

درصد وزن مدی β_i مدلهای فوق در جدول ۳. ۲۷-۵ نشان داده شده است.

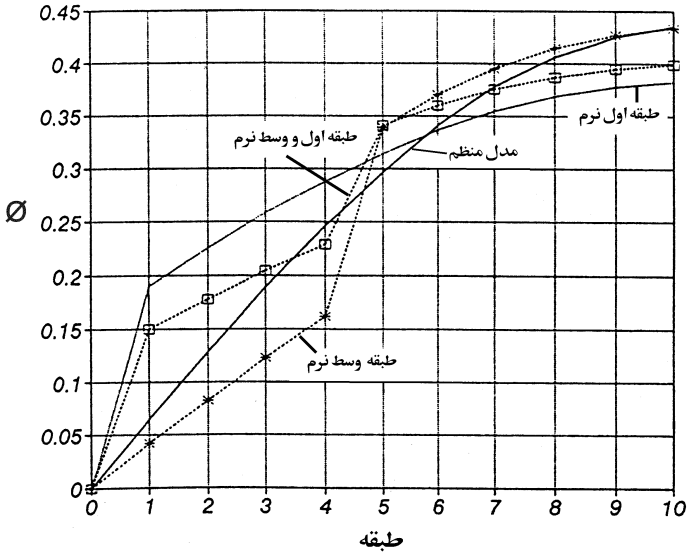
جدول ۳. ۲۷-۵ درصد وزن مدی سازه‌های با تغییر ناگهانی سختی

تعداد طبقه	مد	کاهش سختی			افزایش سختی			سازه منظم
		مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	
۵	۱	۹۸/۴	۷۵/۷	۹۲/۹	۷۶/۲[1]	۹۱/۴	۷۹	۸۸
	۲	۱/۴	۲۲	۷	۸/۳	۵/۴	۷/۲	۸/۷
	۳	۰/۱	۰/۴	۰	۲/۷	۲/۹	۰/۴	۲/۴
۱۰	۱	۹۵/۹	۷۷/۷	۹۱/۱	۷۸/۶	۸۶/۵	۸۰/۱	۸۴/۸
	۲	۳/۵	۱۶/۹	۸/۵	۸/۷	۷/۶	۷/۸	۹/۱
	۳	۰/۴	۱/۶	۰/۱	۳/۱	۳/۲	۲/۳	۳/۱
۱۵	۱	۹۳/۷	۷۷/۹	۸۹/۶	۷۹/۴	۸۴/۸	۸۰/۶	۸۳/۶
	۲	۵/۱	۵/۴	۹/۳	۸/۸	۷/۸	۷/۶	۹/۲
	۳	۰/۸	۱/۲	۰/۴	۳/۲	۳/۷	۳/۶	۳/۲
۲۰	۱	۹۲	۷۸/۷	۸۸/۵	۷۹/۸	۸۳/۹	۸۰/۷	۸۳
	۲	۶/۲	۱۳/۹	۹/۹	۸/۹	۸/۲	۸	۹/۱
	۳	۱/۲	۱/۸	۰/۶	۳/۲	۰	۳/۴	۳/۲
۲۵	۱	۹۰/۷	۷۹	۸۷/۷	۸۰/۱	۸۳/۴	۸۰/۸	۸۲/۶
	۲	۷	۱۳/۱	۱۰/۱	۸/۹	۸/۳	۸/۱	۹/۱
	۳	۱/۵	۱/۸	۱	۳/۲	۳/۶	۳/۵	۳/۳
۳۰	۱	۸۹/۶	۷۹/۴	۸۷	۸۰/۲	۸۳	۸۰/۹	۸۲/۴
	۲	۷/۵	۱۲/۴	۱۰/۳	۸/۹	۸/۴	۸/۳	۹/۱
	۳	۱/۸	۲/۱	۱/۲	۳/۲	۳/۵	۰	۳/۳

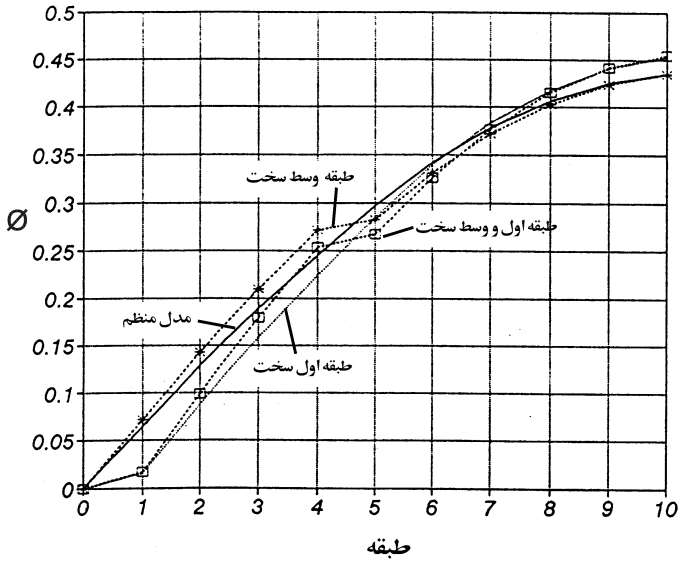
۱- درصد وزن مد پنجم این مدل برابر ۱۲٪ است. ملاحظه می‌شود که در مدلهایی که سختی زیاد می‌شود مشارکت مدهای بالاتر افزایش می‌یابد.

شکل مدی

شکل مد اول یک سازه ۱۰ طبقه با تغییر ناگهانی سختی در شکل ۳. ۸۱-۲ با سازه منظم مقایسه شده است.



الف. کاهش سختی



ب. افزایش سختی

شکل ۳. ۸۱-۲ مد اول سازه ۱۰ طبقه با تغییرات ناگهانی سختی در طبقات اول و وسط

۳. تغییر *ناگهانی* جرم

در یک ساختمان با توزیع جرم یکنواخت سه حالت برای تغییر ناگهانی جرم در نظر می‌گیریم:

٤. *مدل ۱*: تغییر جرم طبقه اول به میزان ۵ برابر[۱]

٥. *مدل ۲*: تغییر جرم طبقه وسط به میزان ۵ برابر [۲]

٦. *مدل ۳*: تغییر جرم طبقات اول و وسط به میزان ۵ برابر

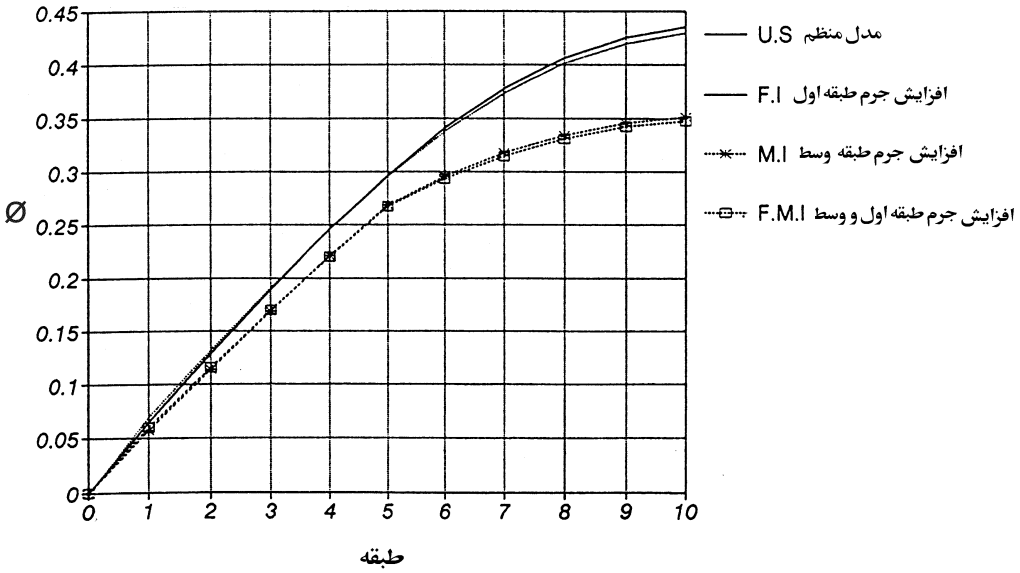
بررسیها نشان داد که تغییر جرم تغییراتی مشابه تغییر سختی ایجاد می‌کند (۱۸۶). تأثیر تغییر جرم بر تناوب، وزن و شکل مدی سازه در جداول ۳. ۲۷-۷ و ۳. ۲۷-۸ و شکل ۳. ۸۱-۳ نشان داده شده است.

جدول ۳. ۲۷-۶ تناوب سازه‌های با تغییرات ناگهانی جرم

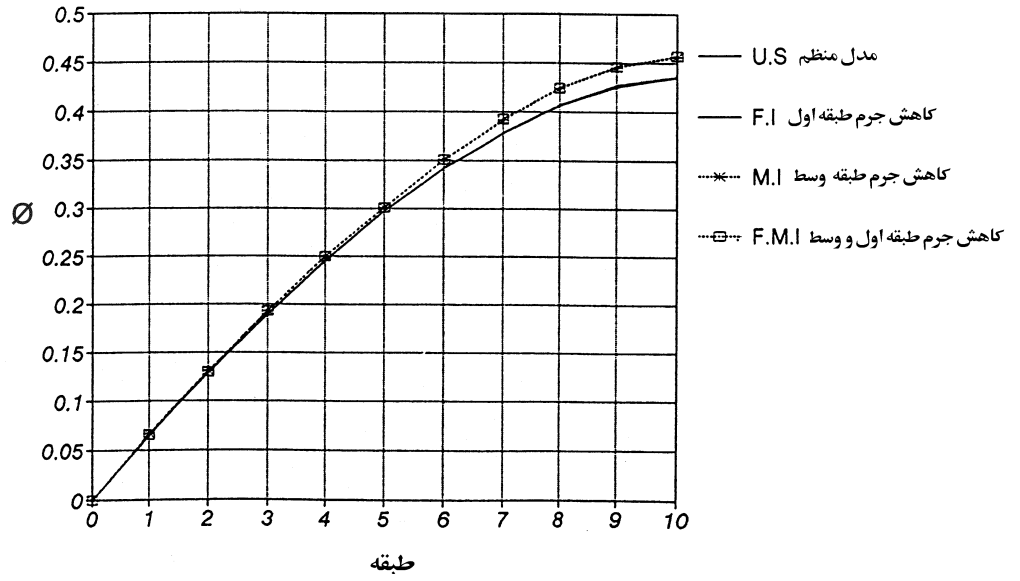
مد	تعداد طبقه	افزایش جرم			کاهش جرم			سازه منظم
		مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	
۱	۵	۰/۳۷۶	۰/۴۸۴	۰/۵۰۰	۰/۳۴۷	۰/۳۲۲	۰/۳۱۸	۰/۳۵۱
	۱۰	۰/۶۷۵	۰/۷۸۶	۰/۷۹۱	۰/۶۶۸	۰/۶۴۶	۰/۶۴۴	۰/۶۶۹
	۲۰	۱/۳۰۷	۱/۴۲۷	۱/۴۲۹	۰/۳۰۵	۱/۲۸۱	۰/۹۶۰	۱/۳۰۵
۲	۵	۰/۱۸۱	۰/۱۴۰	۰/۱۸۲	۰/۱۱۳	۰/۱۱۶	۰/۱۰۴	۰/۱۲۰
	۱۰	۰/۲۵۲	۰/۲۶۸	۰/۲۷۶	۰/۲۲۲	۰/۲۱۴	۰/۲۱۱	۰/۲۲۵
	۲۰	۰/۴۴۱	۰/۴۸۰	۰/۴۸۳	۰/۴۳۵	۰/۴۲۷	۰/۴۲۶	۰/۴۳۶
۳	۵	۰/۰۹۶	۰/۰۹۴	۰/۱۳۳	۰/۰۶۹	۰/۰۶۸	۰/۰۶۵	۰/۰۷۶
	۱۰	۰/۱۷۳	۰/۱۴۹	۰/۲۰۴	۰/۱۳۳	۰/۱۳۴	۰/۱۳۱	۰/۱۳۷
	۲۰	۰/۲۷۵	۰/۲۸۱	۰/۲۹۷	۰/۲۶۱	۰/۲۵۹	۰/۲۵۷	۰/۲۶۳

[۱] یعنی در حالت کاهش، جرم طبقه اول برابر $\frac{1}{5}$ جرم سایر طبقات، و در حالت افزایش، جرم این طبقه ۵ برابر جرم سایر طبقات است.

[۲] طبقه وسط در ساختمانهای با تعداد طبقات زوج و فرد بترتیب برابر N/2 و (N+1)/2 تعریف شد. مثلاً طبقه پنجم به عنوان طبقه وسط ساختمانهای ۱۰ طبقه، و طبقه ششم به عنوان طبقه وسط ساختمانهای ۱۱ طبقه در نظر گرفته شده است.



الف. افزایش جرم



ب. کاهش جرم

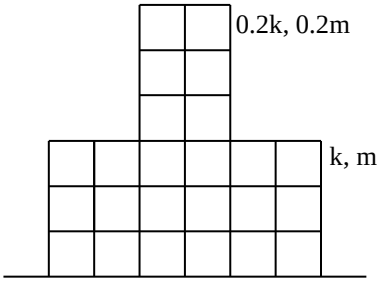
شکل ۳. ۸۱-۳ مد ۱ سازه ۱۰ طبقه با تغییرات ناگهانی جرم

جدول ۳. ۲۷-۷ درصد وزن مدی سازه‌های با تغییرات ناگهانی جرم

تعداد طبقه	مد	افزایش جرم			کاهش جرم			سازه منظم
		مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	
۵	۱	۸۳/۶	۹۴	۸۶/۳	۹۳/۴	۸۴/۹	۹۱/۳	۸۸
	۲	۱۶/۲	۱/۲	۱۳/۴	۴/۸	۱۲/۷	۷/۲	۸/۷
	۳	۰/۲	۴/۲	۰/۳	۰/۷	۱/۱	۰/۲	۲/۴
۱۰	۱	۷۱/۹	۹۰/۲	۷۹/۱	۸۹/۱	۸۳/۲	۸۷/۸	۸۴/۸
	۲	۲۲/۵	۳/۲	۸/۴	۷/۶	۱۱/۳	۹/۳	۹/۱
	۳	۵/۲	۴/۸	۱۲/۱	۱/۸	۲/۳	۱/۴	۳/۱
۲۰	۱	۷۲/۴	۸۶/۵	۷۷	۸۵/۷	۸۲/۱	۸۴/۹	۸۳
	۲	۱۱/۶۸	۵/۲	۶/۴	۸/۸	۱۰/۲	۹/۸	۹/۱
	۳	۸/۴	۴/۷	۱۰/۲	۲/۸	۲/۸	۲/۴	۳/۲

۳. سازه پس نشسته

برای بررسی اثر پس نشستگی، سختی و جرم طبقات وسط به بالا به میزان ۸۰٪ کاهش یافت (۱۸۶).



شکل ۳. ۸۱-۴ مدل سازه پس نشسته

تناوب مدهای سازه پس نشسته از رابطه‌ای مشابه رابطه ۳. ۱۰۳-۲ بدست می‌آید یعنی

$$T_i = T_0 \cdot T_i' \qquad \text{تناوب مد } i\text{ام سازه پس نشسته} \qquad (۳. ۱۰۳-۱۲)$$

تناوب ویژه T_0 از رابطه ۳. ۹۹ بدست می‌آید و

$T_1' = 0.481+0.43N$ مد ۱

$T_1' = 0.137+0.25N$ مد ۲

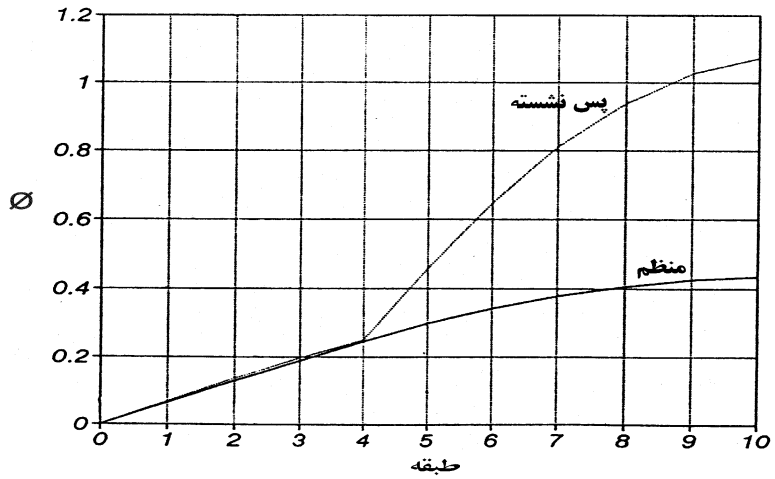
$T_1' = 0.229+0.11N$ مد ۳

درصد وزن مدی سازه‌های پس نشسته در جدول ۳. ۲۷-۸ نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که در کلیه موارد، مد دوم سهم قابل ملاحظه‌ای را دارد و بر خلاف سازه منظم، نمی‌توان تنها به مد اول اکتفا نمود.

جدول ۳. ۲۷-۸ درصد مدی سازه پس نشسته

مد	۵ طبقه		۱۰ طبقه		۲۰ طبقه		۳۰ طبقه	
	پس نشسته	منظم	پس نشسته	منظم	پس نشسته	منظم	پس نشسته	منظم
۱	۵۶	۸۸	۵۲	۸۵	۵۷	۸۳	۵۹	۸۳
۲	۳۹	۸	۳۹	۹	۳۱	۹	۲۸	۹
۳	۱	۲	۲	۳	۲	۳	۳	۳
۴	۳	۱	۵	۱	۵	۲	۵	۲
۵	۰	۰	۱	۱	۱	۱	۱	۱

شکل مد اول سازه‌های پس نشسته و منظم در شکل ۳. ۸۱-۵ مقایسه شده است. ملاحظه می‌شود که پس نشستگی تأثیر محسوسی بر شکل مدی سازه اصلی (نیمه پایینی) نداشته است اما شکل مدی نیمه فوقانی تفاوت قابل توجهی با سازه منظم دارد.



شکل ۳. ۸۱-۵ مقایسه اشکال مد اول سازه‌های پس نشسته و منظم

۳. ۴. ۳. تحلیل دینامیکی زمانی

در این روش رفتار دینامیکی سازه تحت شتابنگاشت زلزله تحلیل شده و مقادیر نیرو، لنگر، تنش و جابجایی سازه بدست می‌آیند. تحلیل دینامیکی می‌تواند در حوزه ارتجاعی و یا غیرارتجاعی صورت گیرد.

۳. ۴. ۳. ۱. تحلیل ارتجاعی

معادله حرکت مد i ام تحت شتابنگاشت $\ddot{g}(t)$ با استفاده از رابطه (۳. ۸۱) عبارت است از

$$\ddot{y}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{y}_i(t) + \omega_i{}^2 y_i(t) = -\frac{L_i}{M_i}\ddot{g}(t) \qquad (۱۰۴ .۳)$$

$$L_i = \sum_{j=1}^{n} m_j\phi_{ji} \qquad \text{ضریب مشارکت مدی} \qquad (۱۰۵ .۳)$$

بعلت خطی بودن این معادله می‌توان معادله نظیر را حل کرد و پاسخ را در $\frac{L_i}{M_i}$ ضرب نمود.

$$\ddot{z}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{z}_i + \omega_i^2 z_i = -\ddot{g}(t) \qquad (۱۰۶ .۳)$$

این همان معادله حرکت دستگاه تکدرجه نسبت به پی تحت زلزله است با استفاده از اصل خطی بودن دستگاه:

$$y_i = \frac{L_i}{M_i} z_i \qquad (۱۰۷ .۳)$$

نیروی مقاوم سازه که به طبقه j ام وارد می‌شود برابر است با

$$(f_s)_j = \sum_{m=1}^{n} k_{mj} v_m(t) \qquad \text{نیروی مقاوم سازه در طبقه } j\text{ام} \qquad (۱۰۸ .۳)$$

$v_m(t)$ جابجایی طبقه m ام نسبت به پی می‌باشد. به این ترتیب نیروی مقاوم سازه در مد i ام برابر است با

$$(f_s)_{ji} = \sum_{m=1}^{n} K_{mj}[\phi_{mj} y_i(t)] = \left(\sum_{m=1}^{n} k_{mj}\phi_{mi}\right) y_i(t) \qquad (۱۰۹ .۳)$$

با استفاده از خاصیت تعامد مدها در بخش ۲. ۶. ۳ . ۱:

$$\overline{K}.\overline{\phi_i} = \omega_i{}^2 \overline{M}.\overline{\phi_i} \qquad (۱۱۰ .۳)$$

پس برای جرم m_j در ردیف j ام ماتریس سمت راست رابطه فوق داریم:

$$\sum_{m=1}^{n} k_{mj}\phi_{mi} = \omega_i^2 m_j \phi_{ji} \qquad (۱۱۱ .۳)$$

از جایگزینی این رابطه در (۳. ۱۰۹)

$$(f_s)_{ji} = \omega_i^2 m_j \phi_{ji} y_i(t) \qquad (۱۱۲ .۳)$$

و از رابطه (۳. ۱۰۷) بجای $y_i(t)$

$$(f_s)_{ji} = \omega_i^2 m_j \phi_{ji} \left[\frac{L_i}{M_i} z_i(t) \right] \qquad (۱۱۳ .۳)$$

این نیرو با یک نیروی زلزله مجازی بنام q_{ji} در تعادل است، پس با جایگزینی مقدار L_i و M_i داریم:

$$q_{ji} = \omega_i^{\,2} m_j \phi_{ji} \frac{\sum_{j=1}^{n} m_j \phi_{ji}}{\sum_{j=1}^{n} m_j \phi_{ji}^{\,2}} z_i(t) \qquad (۱۱۴ .۳)$$

نیروی برش پایه در مد i ام برابر است با:

$$Q_i = \sum_{j=1}^{n} q_{ji} = \omega_i^{\,2} \frac{\left(\sum_{j=1}^{n} m_j \phi_{ji} \right)^2}{\sum_{j=1}^{n} m_j \phi_{ji}^{\,2}} z_i(t) \qquad (۱۱۵ .۳)$$

اگر جرم مؤثر مد i ام را چنین تعریف کنیم:

$$M_i^* = \frac{\left(\sum m_j \phi_{ji} \right)^2}{\sum m_j \phi_{ji}^{\,2}} \qquad (۱۱۶ .۳)$$

آنگاه

$$Q_i(t) = \omega^2{}_i M_i^* . z_i(t) \qquad (۱۱۷ .۳)$$

و سرانجام برای ترکیب اثر مدها در هر لحظه، مقادیر متناظر را جمع جبری می‌کنیم. مثلاً برای برش پایه:

$$Q(t) = \sum_{i=1}^{n} Q_i(t) = M_1^* \omega_1^2 z_1(t) + M_2^* \omega_2^2 z_2(t) + \cdots \qquad (۱۱۸ .۳)$$

از آنجا که

$$M_1^* >> M_2^* >> M_3^* \cdots$$

اثر مدهای بالا بسرعت کم اثر و بیرنگ می‌شود. باید توجه داشت که لحظه اوج عوامل مختلف یکسان نیست زیرا دو عامل مختلف را می‌توان به‌صورت زیر نوشت:

$$r(t) = \sum a_i z_i(t) = a_1 z_1(t) + a_2 z_2(t) + \dots$$
$$S(t) = \sum b_i z_i(t) = b_1 z_1(t) + b_2 z_2(t) + \dots$$

بدیهی است فقط در صورتی لحظه اوج $r(t)$ و $s(t)$ یکی است که کلیه ضرایب a_i و b_i متناسب باشند، یعنی:

$$b_i = k a_i$$

در غیر این‌صورت لحظه اوج یکی نیست و چنانچه مثلاً r(t) در لحظه t_1 به اوج برسد، مقدار اوج s الزاماً $s(t_1)$ نمی‌باشد. بنابراین لازم است نقطه اوج هر عامل جداگانه حساب شود. پس از محاسبه $Q_i(t)$ برای تعیین نیرو و جابجایی طبقات، داریم:

$$q_{ji}(t) = \frac{m_j \phi_{ji}}{\sum_{j=1}^{n} m_j \phi_{ji}} Q_i(t) \qquad (۱۱۹.۳)$$

$$q_j(t) = \sum q_{ji}(t) = q_{j1}(t) + q_{j2}(t) + \dots \quad \text{نیروی زلزله در طبقه } j\text{ام} \qquad (۱۲۰.۳)$$

$$v_{ji} = \frac{q_{ji}(t)}{m_j \omega_i^2} \quad \text{جابجایی طبقه } j \text{ در مد } i\text{ام} \qquad (۱۲۱.۳)$$

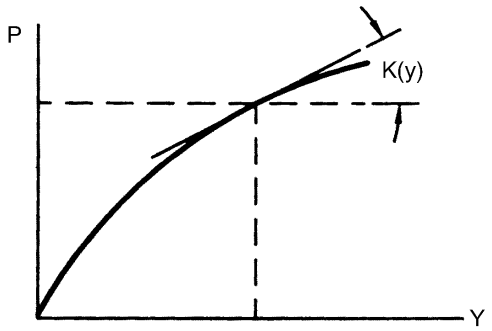
و بالاخره جابجایی طبقه j ام

$$v_j(t) = \sum \frac{q_{ji}(t)}{m_j \omega_i^2} = \frac{1}{m_j}\left[\frac{1}{\omega_1^2} q_{j1}(t) + \frac{1}{\omega_2^2} q_{j2}(t) + \cdots\right] \qquad (۱۲۲.۳)$$

۳. ۴. ۳. ۲ تحلیل غیر ارتجاعی

روش مدی

با استفاده از روش مدی در بخش پیشین، می‌توان سازه‌های غیرخطی را نیز تحلیل کرد. روش کار بدین صورت است که چنانچه سرعت و جابجایی سازه در لحظه t_0 را بدانیم، یعنی بردارهای $\bar{v}(t_o)$ و $\dot{\bar{v}}(t_o)$ معلوم باشند، می‌توان آنها را بعنوان شرایط اولیه حرکت برای تحلیل پاسخ یک دستگاه خطی در فاصله t_o و $t_o + \Delta t$ بکار گرفت. بدین ترتیب، فرض اساسی این روش این است که در فاصله بسیار کوتاه Δt سختی سازه تغییری نمی‌کند و می‌توان سازه را به‌صورت خطی تحلیل کرد. پس لازم است کل زمان تحلیل را به گامهای کوچکی تقسیم کرد و در هرگام ماتریس سختی را محاسبه نمود. برای تعیین ماتریس سختی در هر گام، باید تاریخچه جابجایی را در نظر گرفت و با مقایسه با رفتار اعضاء مقدار سختی لحظه‌ای $k(y)$ را برای عضو محاسبه و ماتریس سختی کل را اصلاح کرد.



شکل ۳. ۸۲ تعیین سختی عضو در هرگام

روش گام به گام با گام تعمیم یافته ویلسون

در بخش ۲. ۳ با روش گام به گام برای تحلیل دینامیکی دستگاههای غیرخطی تکدرجه آشنا شدیم. این روش را می‌توان به آسانی برای تحلیل دستگاههای چند درجه نیز بکار برد. مطالعات ویلسون و فرهومند[۱] نشان داد که برای بدست آوردن پایداری باید زمان گام Δt به‌اندازه کافی کوچک اختیار شود. اینکار در مورد سازه‌های چند درجه محاسبات را طولانی و غیر عملی می‌سازد. بهمین جهت ویلسون روشی را برای افزایش پایداری و دقت و کاهش زمان محاسبات ارائه نمود که به *روش ویلسون*[۲] معروف است و در اینجا تشریح می‌گردد[۳]. فرض اصلی این روش این است که تغییرات شتاب در فاصله زمانی t و $t+\theta\Delta t$ خطی است. ویلسون ثابت کرد که برای $\theta \le 1.38$ این روش همواره و به‌طور نامشروط پایدار است. می‌توان دستگاه معادلات نموی حرکت را با استفاده از رابطه تعادل نموی (۲. ۵۱) به‌صورت زیر نوشت:

$$\mathbf{M}\hat{\Delta}\ddot{\mathbf{v}}_i + \mathbf{C}(\dot{\mathbf{v}})\hat{\Delta}\dot{\mathbf{v}}_i + \mathbf{K}(\mathbf{v})\hat{\Delta}\mathbf{v}_i = \hat{\Delta}\mathbf{F}_i \qquad (۱۲۳ .۳)$$

$\mathbf{M}$ ماتریس جرم، و $\mathbf{C}$ و $\mathbf{K}$ ماتریسهای استهلاک و سختی سازه هستند که تابعی از سرعت و جابجایی می‌باشند. $\mathbf{v}$ ، $\dot{\mathbf{v}}$ و $\ddot{\mathbf{v}}$ بردارهای جابجایی، سرعت و شتاب‌اند. در این رابطه علامت $\hat{}$ بیانگر مقادیر نمو مربوط به گام تعمیم یافته ویلسون یعنی $\tau = \theta\Delta t$ است که در مقایسه با گام Δt به‌اندازه θ افزایش یافته است (θ عددی بزرگتر از یک است).

---

[۱] Wilson,. E.L., Farhoomand, I., Bath, K.J., nonlinear dynamic analysis of complex structures, Intnl J., Earthquake Eng. and Struc Dyn, Vol 1, PP 241-252,1973.

[۲] Wilson - method

[۳] مراجعه شود به: ماریو پاز، دینامیک سازه، ترجمه دکتر حسن مقدم و مهندس خواجه کرم الدینی.

$$\hat{\Delta}\mathbf{v}_i = \mathbf{v}(t_i+\tau) - \mathbf{v}(t_i) \qquad (۱۲۴.۳)$$

$$\hat{\Delta}\dot{\mathbf{v}}_i = \dot{\mathbf{v}}(t_i+\tau) - \dot{\mathbf{v}}(t_i) \qquad (۱۲۵.۳)$$

$$\hat{\Delta}\ddot{\mathbf{v}}_i = \ddot{\mathbf{v}}(t_i+\tau) - \ddot{\mathbf{v}}(t_i) \qquad (۱۲۶.۳)$$

$$\hat{\Delta}\mathbf{F}_i = \mathbf{F}(t_i+\tau) - \mathbf{F}(t_i) \qquad (۱۲۷.۳)$$

در نوشتن این معادلات همانطور که در بخش ۲. ۳ گفتیم در هرگام از سختی و استهلاک مماسی (و نه سکانت) در روابط (۲. ۵۹) و (۲. ۶۰) استفاده می‌شود. اکنون می‌توان با جایگزینی τ بجای Δt در روابط (۲. ۶۲) تا (۲. ۷۱) روابط زیر را بدست آورد.

$$\dot{\mathbf{v}}(t) = \dot{\mathbf{v}}_i + \ddot{\mathbf{v}}_i(t-t_i) + \frac{1}{2}\frac{\hat{\Delta}\ddot{\mathbf{v}}_i}{\tau}(t-t_i)^2 \qquad (۱۲۸.۳)$$

$$\mathbf{v}(t) = \mathbf{v}_i + \dot{\mathbf{v}}_i(t-t_i) + \frac{1}{2}\ddot{\mathbf{v}}_i(t-t_i)^2 + \frac{1}{6}\frac{\hat{\Delta}\ddot{\mathbf{v}}_i}{\tau}(t-t_i)^3 \qquad (۱۲۹.۳)$$

$$\hat{\Delta}\dot{\mathbf{v}}_i = \ddot{\mathbf{v}}_i\tau + \frac{1}{2}\Delta\ddot{\mathbf{v}}_i\tau \qquad (۱۳۰.۳)$$

$$\hat{\Delta}\mathbf{v}_i = \dot{\mathbf{v}}_i\tau + \frac{1}{2}\ddot{\mathbf{v}}_i\tau^2 + \frac{1}{6}\hat{\Delta}\ddot{\mathbf{v}}_i\tau^2 \qquad (۱۳۱.۳)$$

$$\hat{\Delta}\ddot{\mathbf{v}}_i = \frac{6}{\tau^2}\hat{\Delta}\mathbf{v}_i - \frac{6}{\tau}\dot{\mathbf{v}}_i - 3\ddot{\mathbf{v}}_i \qquad (۱۳۲.۳)$$

$$\hat{\Delta}\dot{\mathbf{v}}_i = \frac{3}{\tau}\hat{\Delta}\mathbf{v}_i - 3\dot{\mathbf{v}}_i - \frac{\tau}{2}\ddot{\mathbf{v}}_i \qquad (۱۳۳.۳)$$

$$\widehat{\mathbf{K}}_i\hat{\Delta}\overline{\mathbf{v}_i} = \hat{\Delta}\widehat{\mathbf{F}}_i \qquad (۱۳۴.۳)$$

$$\widehat{\mathbf{K}}_i = \mathbf{K}_i + \frac{6}{\tau^2}\mathbf{M} + \frac{3}{\tau}\mathbf{C}_i \qquad (۱۳۵.۳)$$

$$\hat{\Delta}\widehat{\mathbf{F}}_i = \hat{\Delta}\mathbf{F}_i + \mathbf{M}(\frac{6}{\tau}\dot{\mathbf{v}}_i + 3\ddot{\mathbf{v}}_i) + \mathbf{C}_i(3\dot{\mathbf{v}}_i + \frac{\tau}{2}\ddot{\mathbf{v}}_i) \qquad (۱۳۶.۳)$$

رابطه (۳. ۱۳۶) مشابه دستگاه معادلات تعادل استاتیکی است و با داشتن ماتریسهای $\widehat{\mathbf{K}}_i$ و $\hat{\Delta}\widehat{\mathbf{F}}_i$ می‌توان بردار نمو جابجایی $\hat{\Delta}\mathbf{v}_i$ را از حل این دستگاه معادلات خطی بدست آورد. برای تعیین نموهای شتاب در گام تعمیم یافته، مقادیر $\hat{\Delta}\mathbf{v}_i$ را در رابطه (۳. ۱۳۲) می‌گذاریم تا $\hat{\Delta}\ddot{\mathbf{v}}_i$ بدست آید، آنگاه نمو شتاب $\Delta\ddot{\mathbf{v}}_i$ در گام معمولی Δt از رابطه درون یابی خطی زیر حاصل می‌شود.

$$\Delta\ddot{\mathbf{v}}_i = \frac{\hat{\Delta}\ddot{\mathbf{v}}_i}{\theta} \qquad (۱۳۷.۳)$$

و نموهای سرعت و جابجایی در گام معمولی Δt برابر خواهند بود با:

$$\Delta\dot{\mathbf{v}}_i = \ddot{\mathbf{v}}_i \Delta t + \frac{1}{2}\Delta\ddot{\mathbf{v}}_i \Delta t \qquad (۱۳۸ .۳)$$

$$\Delta\mathbf{v}_i = \dot{\mathbf{v}}_i \Delta t + \frac{1}{2}\ddot{\mathbf{v}}_i \Delta t^2 + \frac{1}{6}\Delta\ddot{\mathbf{v}}_i \Delta t^2 \qquad (۱۳۹ .۳)$$

و بالاخره بردارهای جابجایی و سرعت در پایان گام معمولی از روابط زیر بدست می آیند:

$$\mathbf{v}_{i+1} = \mathbf{v}_i + \Delta\mathbf{v}_i \qquad (۱۴۰ .۳)$$

$$\dot{\mathbf{v}}_{i+1} = \dot{\mathbf{v}}_i + \Delta\dot{\mathbf{v}}_i \qquad (۱۴۱ .۳)$$

اکنون شتاب اولیه برای گام بعدی از شرایط تعادل دینامیکی در زمان $t + \Delta t$ محاسبه می‌شود.

$$\ddot{\mathbf{v}}_{i+1} = \mathbf{M}^{-1}\left(\mathbf{F}_{i+1} - \mathbf{C}_{i+1}\dot{\mathbf{v}}_{i+1} - \mathbf{K}_{i+1}\mathbf{v}_{i+1}\right) \qquad (۱۴۲ .۳)$$

حاصلضربهای $\mathbf{C}_{i+1}\dot{\mathbf{v}}_{i+1}$ و $\mathbf{K}_{i+1}\mathbf{v}_{i+1}$ بردارهای نیروی حاصل از استهلاک و سختی در پایان گام $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ می‌باشند. پس از تعیین بردارهای جابجایی، سرعت و شتاب در لحظه t_{i+1} مراحل فوق برای گامهای بعدی تکرارمی‌شود. بنابراین به‌طورخلاصه، روش گام‌به‌گام برای دستگاههای غیرخطی بشرح زیر است:

الف) در شروع

۱. تعیین ماتریسهای سختی، جرم و استهلاک

۲. تعیین مقادیر اولیه بردارهای جابجایی، سرعت و نیرو: $\mathbf{v}_o$، $\dot{\mathbf{v}}_o$ و $\mathbf{F}_o$.

۳. بردار شتاب اولیه $\ddot{\mathbf{v}}_o$ از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\ddot{\mathbf{v}}_0 = \mathbf{M}^{-1}\left(\mathbf{F}_0 - \mathbf{C}\ \dot{\mathbf{v}}_0 - \mathbf{K}\ \mathbf{v}_0\right) \qquad (۱۴۳ .۳)$$

٤. با انتخاب گام زمانی Δt و ضریب θ (معمولاً برابر ۱/۴) ثابتهای τ، و a_4, a_3, a_2, a_1 حساب می شوند.

$$\tau = \theta\Delta t; \qquad a_1 = \frac{3}{\tau},\ \ a_2 = \frac{6}{\tau},\ \ a_3 = \frac{\tau}{3},\ \ a_4 = \frac{6}{\tau^2}$$

۵. تشکیل ماتریس سختی مؤثر $\widehat{\mathbf{K}}$

$$\widehat{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + a_4\mathbf{M} + a_1\mathbf{C} \qquad (۱۴۴ .۳)$$

ب) در هرگام

۱. محاسبه نمو بردار نیرو $\hat{\Delta}\mathbf{F}_i$ در گام تعمیم یافته $t_i + \tau$

$$\hat{\Delta}\mathbf{F}_i = \mathbf{F}_{i+1} + (\mathbf{F}_{i+2} - \mathbf{F}_{i+1})(\theta - 1) - \mathbf{F}_i \qquad (۱۴۵ .۳)$$

۲. محاسبه بردار نیروی مؤثر $\hat{\Delta}\widehat{\mathbf{F}}_i$ در گام تعمیم یافته

$$\hat{\Delta}\widehat{\mathbf{F}}_i = \hat{\Delta}\mathbf{F}_i + (a_2\mathbf{M} + 3\mathbf{C})\dot{\mathbf{v}}_i + (3\mathbf{M} + a_3\mathbf{C})\ddot{\mathbf{v}}_i \qquad (۱۴۶ .۳)$$

۳. محاسبه نمو بردار جابجایی

$$\widehat{\mathbf{K}}\hat{\Delta}\mathbf{v}_i = \hat{\Delta}\mathbf{F}_i$$

٤. محاسبه نمو بردار شتاب در گام تعمیم یافته

$$\hat{\Delta}\ddot{\mathbf{v}}_i = a_4\hat{\Delta}\mathbf{v}_i - a_2\dot{\mathbf{v}}_i - 3\ddot{\mathbf{v}}_i \qquad (۱۴۷ .۳)$$

٥. محاسبه نمو بردار شتاب در گام معمولی Δt

$$\Delta\ddot{\mathbf{v}} = \frac{\hat{\Delta}\ddot{\mathbf{v}}}{\theta}$$

٦. محاسبه نمو بردارهای سرعت و جابجایی در گام معمولی

$$\Delta\dot{\mathbf{v}}_i = \ddot{\mathbf{v}}_i\Delta t + \frac{1}{2}\Delta\ddot{\mathbf{v}}_i\Delta t$$

$$\Delta\mathbf{v}_i = \dot{\mathbf{v}}_i\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{\mathbf{v}}_i\Delta t^2 + \frac{1}{6}\Delta\ddot{\mathbf{v}}_i\Delta t^2$$

۷. محاسبه بردارهای سرعت و جابجایی در آغاز گام بعدی یعنی $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

$$\mathbf{v}_{i+1} = \mathbf{v}_i + \Delta\mathbf{v}_i$$
$$\dot{\mathbf{v}}_{i+1} = \dot{\mathbf{v}}_i + \Delta\dot{\mathbf{v}}_i$$

۸. بردار شتاب در آغاز گام بعدی مستقیماً ازرابطه حرکت بدست می‌آید.

$$\ddot{\mathbf{v}}_{i+1} = \mathbf{M}^{-1}\left(\mathbf{F}_{i+1} - \mathbf{C}\ \dot{\mathbf{v}}_{i+1} - \mathbf{K}\ \mathbf{v}_{i+1}\right) \qquad (۱۴۸ .۳)$$

پاز[۱] با استفاده از این روش یک برنامه رایانه‌ای بنام SRSB[۲] برای تحلیل دینامیکی دستگاههای چند درجه غیرخطی ارائه کرده که به زبان فرترن تهیه شده است.

۳. ۴. ۳. ۳. مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی

برای مقایسه نتایج دو روش استاتیکی و دینامیکی، سه نمونه ساختمان ۳، ۷ و۱۰ طبقه با سیستم سازه‌ای قاب بتنی در نظر گرفته شد. زمین نوع IV با لرزه‌خیزی شدید فرض گردید[۳].

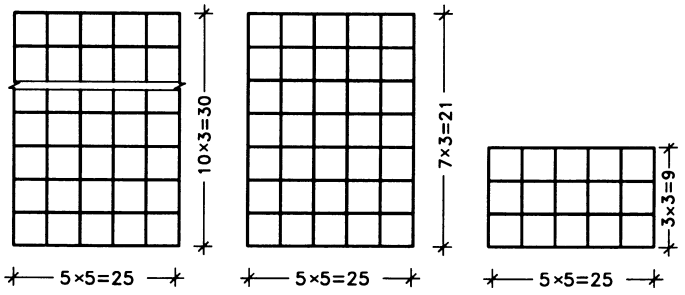
---

[۱] پاز، م، دینامیک سازه، ترجمه دکتر حسن مقدم و مهندس عباس خواجه کرم الدینی.

[۲] مرجع قبلی ، صفحه ۴۱۱.

[۳] در این مثال از ضوابط ویرایش اول آیین‌نامه ۲۸۰۰ استفاده شده است.

قابهای منظم بتنی با پنج دهانه به طول ۵ متر و ارتفاع ۳ متر می‌باشند. جرم هر طبقه با احتساب ۲۰٪ بار زنده طبق محاسبات زیر برابر ۱۰۵ تن در نظر گرفته شده است.



شکل ۳. ۸۳ قابهای بتن آرمه ۳، ۷ و ۱۰ طبقه

وزن ۳۰ سانتیمتر سقف بتنی	(25x5)(0.3x2.4) = 90 t
وزن تیغه‌ها	(25x5)(0.080) = 10 t
۲۰٪ بار زنده طبقات	(25x5)(0.2x200) = 5 t

پس وزن هر طبقه جمعاً ۱۰۵ تن می‌باشد. اگر ستونهای قابهای ۱ تا ۳ را بترتیب ۴۰*۴۰، ۴۵*۴۵ و ۵۰*۵۰ سانتیمتر فرض کنیم آنگاه مجموع اینرسی شش ستون موجود در یک طبقه برای این قابها بترتیب برابر ۰/۰۱۱۲، ۰/۰۲ و ۰/۰۲۵ (m^4) خواهد شد و سختی هر طبقه با فرض صلب بودن طبقات از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$k = \frac{12E_cI}{h^3}; \qquad E_c = 240000 \qquad kg/cm^2$$

پس سختی هر طبقه برای قابهای ۱ تا ۳ بترتیب برابر با ۱۱۹، ۲۱۳، ۲۶۶ تن بر سانتیمتر است.

محاسبه نیروهای زلزله به روش استاتیکی:

الف) محاسبه تناوب

چون این قابهای بتنی در برابر حرکت جانبی مهار نشده‌اند، با استفاده از رابطه (۲. ۶) در آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش اول) داریم:

تناوب پایه قاب $T = 0.07H^{1/4} = 0.07(9)^{3/4} = 0.36$

بهمین ترتیب تناوب قابهای ۲ و۳ را محاسبه می‌کنیم که برابر با ۰/۶۹ و ۰/۹۰ ثانیه خواهند شد.

ب) محاسبه ضریب بازتاب

$$B = 2.0(\frac{T_o}{T})^{2/3} \le 2.0$$

T_0 برای زمینهای نوع IV برابر ۰/۷ می‌باشد پس برای قاب ۱ تا ۳ بترتیب

$B = 2.0(0.7/0.36)^{2/3} > 2 \therefore B = 2.0$ *ضریب بازتاب قاب ۱*

$B = 2.0(0.7/0.69)^{2/3} > 2 \therefore B = 2.0$ *ضریب بازتاب قاب ۲*

$B = 2.0(0.7/0.90)^{2/3} = 1.69$ *ضریب بازتاب قاب ۳*

ج) نیروی برشی پایه برابر است با C=ABI/R. شتاب مبنای طرح A برای کلیه قابها برابر ۰/۳۵ و ضریب اهمیت برای ساختمانهای مسکونی برابر ۱ و ضریب رفتار R با فرض اینکه ضوابط شکل‌پذیری متوسط مندرج در پیوست شماره ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش اول) رعایت شده باشد برابر ۶ در نظر گرفته شده است از این رو ضریب زلزله برابر است با:

$$C = \frac{(0.35)(2.0)(1)}{6} = 0.117$$ *قاب ۱*

و بهمین ترتیب ضریب زلزله قابهای ۲ و۳ بترتیب باربر ۰/۱۱۷ و ۰/۰۹۹ خواهد شد. برای محاسبه نیروی برشی پایه داریم: V=CW. نتایج حاصل در جدول ۳. ۲۸ نشان داده شده است.

جدول ۳. ۲۸ نیروی برشی پایه قابهای ۱، ۲ و ۳

قاب	تعدادطبقات	ارتفاع (m)H	تناوب T ثانیه	ضریب بازتاب B	ضریب زلزله C	وزن W (تن)	نیروی برشی پایه V (تن)
۱	۳	۹	۰/۳۶	۲	۰/۱۱۷	۳۱۵	۳۶/۹
۲	۷	۲۱	۰/۶۹	۲	۰/۱۱۷	۷۳۵	۸۶/۰
۳	۱۰	۳۰	۰/۹۰	۱/۶۹	۰/۰۹۹	۱۰۵۰	۱۰۴/۰

د) توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان

مطابق رابطه (۲-۷) آیین‌نامه ۲۸۰۰ داریم:

$$F_i = (V - F_t)\frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_i h_i}$$ *نیروی طبقه iام*

$$F_t = 0.07TV$$ *نیروی رأس ساختمان*

طبق آیین‌نامه برای تناوب های کمتر از ۰/۷ ثانیه نیروی رأس برابر صفر است. پس فقط بـرای قاب شماره ۳ نیروی رأس وجود دارد.

$F_t = o$ *برای قابهای ۱و۲*

$F_t = (0.07)(0.9)(104) = 6.5\text{t}$ *نیروی رأس قاب ۳*

بدین ترتیب نیروی هر طبقه محاسبه می‌شود. نتـایج ایـن محاسـبات در جـدول ۳. ۲۹ آمـده است.

جدول ۳. ۲۹ نیروی جانبی ناشی از زلزله در هر طبقه بر حسب تن

قاب	نیروی رأس F_t (تن)	شماره‌طبقات ۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰
۱	–	۶/۱	۱۲/۳	۱۸/۴							
۲	–	۳/۱	۶/۱	۹/۲	۱۲/۳	۱۵/۴	۱۸/۴	۲۱/۵			
۳	۶/۵	۱/۸	۳/۵	۵/۳	۷/۱	۸/۹	۱۰/۶	۱۲/۴	۱۴/۲	۱۵/۹	۱۷/۷

محاسبه نیروهای زلزله به‌روش دینامیکی (حالت ارتجاعی):

به کمک برنامه رایانه‌ای ژاکوبی که در پیوست ۳ آمده است می‌توان تناوب و اشکال مدی را محاسبه نمود و سازه را در حوزه ارتجاعی تحت هر زلزله دلخواه تحلیل دینامیکی کرد. بکمک این برنامه و مشخصات سازه‌ای قابهای ۱ تا ۳ که قبلاً تعیین شد، اشکال مدی و تناوب این قابها محاسبه گردید. نتایج این محاسبات در زیر آمده است.

قاب ۱ (سه طبقه)

تناوب مدهای اول تا سوم و بردار اشکال مدی برابر است با:

$$T = 10.42,\ 0.15,\ 0.10\,\mathrm{s}\ ; \qquad \overline{\Phi} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.44 \\ 0.80 \\ 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1.24 \\ 0.55 \\ -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1.78 \\ -2.25 \\ 1 \end{bmatrix} \end{bmatrix}$$

قاب ۲ (هفت طبقه)

تناوب مدهای اول تا سوم و بردار اشکال مدی برابر است با:

$$T = 0.68,0.23,0.14,0.11,0.087,0.077,0.072s; \qquad \overline{\Phi} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.21 \\ 0.41 \\ 0.59 \\ 0.74 \\ 0.87 \\ 0.96 \\ 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.62 \\ 1 \\ 1 \\ 0.62 \\ 0 \\ -0.62 \\ -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ -1 \\ -1 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} . \\ . \\ . \\ . \\ . \\ . \\ . \end{bmatrix} .... \end{bmatrix}$$

قاب ۳ (۱۰ طبقه)

و تناوب مدهای اول تا سوم و بردار اشکال مدی برابر است با

$$T = 0.84,0.28,0.17,0.13,0.10,0.086,0.077,0.070,0.066,0.064$$

$$\overline{\Phi} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.15 \\ 0.30 \\ 0.44 \\ 0.57 \\ 0.68 \\ 0.78 \\ 0.87 \\ 0.93 \\ 0.98 \\ 1 \end{bmatrix} \cdots \end{bmatrix}$$

طبق توصیه آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش اول) قابهای ۱ تا ۳ تحت زلزله‌های طبس و ناغان تحلیل دینامیکی شدند. نتایج این تحلیل در جدول ۳. ۳۰ آمده است. در این جدول نیروی وارد به ستونهای هر طبقه در لحظه اوج مشخص گردیده و بامقدار نظیر حاصل از روش استاتیکی مقایسه شده است.

جدول ۳. ۳۰ مقایسه نیروی برشی وارد به طبقات مختلف حاصل از روش استاتیکی و دینامیکی (زلزله طبس)

طبقه	قاب ۱ (سه طبقه)			قاب ۲ (۷ طبقه)			قاب ۳ (۱۰ طبقه)		
	روش‌استاتیکی	روش دینامیکی		روش‌استاتیکی	روش دینامیکی		روش‌استاتیکی	روش دینامیکی	
	نیرو(تن)	نیرو(تن)	لحظه‌اوج	نیرو(تن)	نیرو(تن)	لحظه‌اوج	نیرو(تن)	نیرو(تن)	لحظه‌اوج
۱	۳۶/۹	۵۴۹	۱۱/۳۲	۸۶	۹۹۸	۱۱/۲	۱۰۴	۹۵۸	۱۴/۰۲
۲	۳۰/۷	۴۰۳	۱۱/۳۲	۸۲/۹	۸۶۶	۱۱/۲	۱۰۲/۱	۹۳۳	۱۴/۰۲
۳	۱۸/۵	۲۰۳	۱۰/۸۴	۷۶/۸	۷۶۴	۱۰/۵۴	۹۸/۳	۸۹۷	۱۴/۰۶
۴				۶۷/۶	۷۰۱	۱۰/۵۴	۹۲/۷	۸۳۹	۱۴/۰۶
۵				۵۵/۳	۵۷۰	۱۰/۵۶	۸۵/۱	۷۷۸	۱۴/۰۶
۶				۳۹/۹	۳۹۷	۱۰/۵۸	۷۵/۶	۶۶۲	۱۴/۰۸
۷				۲۱/۵	۲۳۲	۱۱/۰۸	۶۴/۳	۵۵۱	۱۴/۰۶
۸							۵۱/۱	۴۴۶	۱۴/۱۰
۹							۳۵/۹	۲۹۸	۱۴/۱۰
۱۰							۱۸/۹	۱۵۶	۱۴/۰۸

مقایسه نتایج حاصل از روشهای استاتیکی و دینامیکی بیانگر این واقعیت است که روش دینامیکی نیروهایی بمراتب بزرگتر از روش استاتیکی میدهد. بعنوان مثال نیروی برشی پایه قاب ۱ در روش دینامیکی تحت زلزله طبس حدود ۱۵ برابر روش استاتیکی است. این نسبت برای قاب ۲ و۳ بترتیب برابر ۱۱/۶ و ۹/۲ می‌باشد. همین تفاوت چشمگیر در طبقات دیگر نیز دیده می‌شود. مثلاً در جدول ۳. ۳۰ نیروهای دینامیکی و استاتیکی طبقه ۵ از قاب ۳ برابر است با ۷۷۸ و ۸۵/۱ تن که نسبت آنها برابر ۹/۱ می‌باشد.

همچنین در جدول ۳. ۳۱ نیروی برش پایه حاصل از روش استاتیکی با مقادیر نظیر از روش دینامیکی برای زلزله‌های طبس و ناغان مقایسه گردیده است.

جدول ۳. ۳۱ مقایسه نیروی برش پایه قابهای ۱، ۲ و ۳ حاصل از روش استاتیکی با روش دینامیکی تحت زلزله‌های طبس و ناغان

قاب	نیروی برشی پایه (تن)		
	روش استاتیکی	روش دینامیکی	
		زلزله طبس	زلزله ناغان
۱	۳۶/۹	۵۴۹	۳۴۸
۲	۸۶	۹۹۸	۴۸۵
۳	۱۰۴	۹۵۸	۵۸۰

تحلیل غیرخطی تحت زلزله‌های طبس و ناغان

برای اینکه تأثیر رفتار غیرخطی بر کاهش نیروی زلزله روشن گردد قابهای فوق تحت نیروهای حاصل از روش استاتیکی طرح شدند و آنگاه در معرض زلزله‌های طبس و ناغان قرار گرفتند تا میزان ورودشان به حوزه خمیری معلوم گردد و نرمی مورد نیاز هر قاب بدست آید.

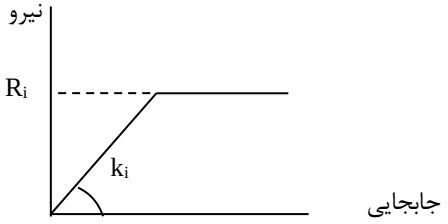
محاسبه نیروی برشی تسلیم در هر طبقه

طبق ضوابط اِسی‌آی[۱] ضریب نیروی زلزله برابر ۱/۴ است. بنابراین ظرفیت خمشی نهایی ستونها باید بگونه‌ای باشد که ظرفیت هر طبقه ۱/۴ برابر نیروی زلزله آن طبقه گردد.

---

[۱] ACI

بدین طریق با دردست داشتن نیروی طبقات (جدول ۳. ۳۰) می‌توان نیروی تسلیم هر طبقه را محاسبه و آنرا وارد برنامه رایانه‌ای نمود و آنگاه رفتار چنین سازه‌ای را که مطابق شکل ۳. ۸۴ از مدل فرضی ارتجاعی - خمیری کامل پیروی می‌کند تحلیل دینامیکی نمود.



شکل ۳. ۸۴ رفتار سازه‌ای طبقه i ام

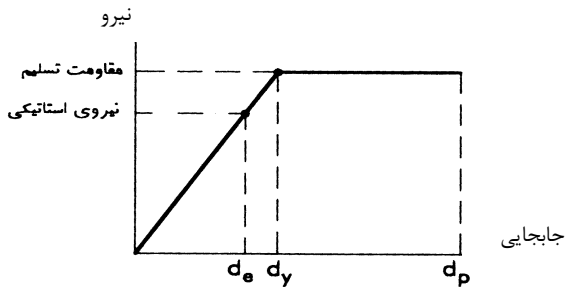
در این شکل k_i مجموع سختی ستونهای طبقه i ام و R_i نیروی برشی تسلیم برای این طبقه است که از رابطه زیرحساب شده است.

$$R_i = 1.4V_i$$

V_i نیروی برشی طبقه i ام حاصل از تحلیل استاتیکی است. نتایج تحلیل دینامیکی – غیرخطی درجدول ۳. ۳۲ آمده است.

جدول ۳. ۳۲ جابجایی خمیری طبقه اول قابهای ۱، ۲ و ۳ در زلزله‌های ناغان و طبس

قاب	جابجایی خمیری طبقه اول d_p (سانتیمتر)		جابجائی ارتجاعی در روش استاتیکی d_e (سانتیمتر)	حد جابجائی ارتجاعی طبقه اول d_y (سانتیمتر)	ضریب نرمی طبقه اول μ	
	طبس	ناغان			طبس	ناغان
۱	۲۰/۳	۴/۱	۰/۳۲	۰/۴۳	۴۶	۹/۳
۲	۱۳/۶	۳/۳	۰/۴۲	۰/۵۸	۲۳	۵/۶
۳	۱۵/۶	۵/۶	۰/۳۶	۰/۵۰	۳۱	۱۱/۲



شکل ۳. ۸۵ جابجاییهای ارتجاعی، تسلیم و خمیری

جابجاییهای خمیری، ارتجاعی و حدارتجاعی درشکل ۳. ۸۵ با d_p، d_e و d_y مشخص شده‌اند. در این نمودار نیروی تسلیم ۱/۴ برابر نیروی استاتیکی است، پس $d_y=1/4d_e$. ضمناً ضریب نرمی مطابق زیر محاسبه می‌شود:

$$\mu = d_p / d_y$$

ملاحظه می‌شودکه سازه‌هایی که مطابق آیین‌نامه و به روش استاتیکی محاسبه وطرح شوند ناگزیرند جابجایی خمیری بزرگی را در زلزله‌های مخربی همچون طبس تحمل کنند که بهیچوجه با آنچه از روش استاتیکی بدست می‌آید برابر نیست.

۳. ۴. ۳. ۴. معیارهای طرح برای تحلیل دینامیکی

همپایه کردن برش پایه

در ویرایش اول آیین‌نامه ۲۸۰۰ هیچگونه معیاری برای طراحی بروش دینامیکی ارائه نشده بود و این باعث سردرگمی مهندسان محاسب می‌گردید، زیرا همانطور که در بخش پیشین دیدیم، نیروی دینامیکی بسیار بیشتر از نیروی استاتیکی معادل است. علت این تفاوت درنظرگرفتن اثر کاهش دهنده رفتار غیرخطی در روش استاتیکی معادل است.

در چنین وضعیتی مهندس محاسب نمی‌داند با آن نیروهای بزرگی که از طریق تحلیل دینامیکی (ارتجاعی) بدست آمده چه باید کرد. از طرفی اگر تحلیل دینامیکی به‌روش غیرخطی انجام شود، باید معلوم گردد که حد مجاز جابجاییهای غیرارتجاعی چقدر است. از این رو ضوابط ویرایش اول آیین‌نامه ۲۸۰۰ در زمینه تحلیل دینامیکی نیاز به اصلاح داشت. آیین‌نامه یوبی‌سی ۸۸ معیار طرح برای بار دینامیکی را بدین شکل ارائه می‌کند که: *نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی خطی باید بگونه‌ای همپایه شوند تا نیروی برش پایه با مقدارحاصل از بار استاتیکی معادل یکسان گردد.*

ملاحظه می‌شود که دراین معیار رفتار واقعی سازه در زلزله اصلاً در نظر گرفته نمی‌شود بلکه از تحلیل دینامیکی صرفاً برای یافتن توزیع نسبی نیروها در سازه استفاده می‌گردد.

ضریب *رفتار* R

در بخش ۳. ۴. ۱ دیدیم که آیین‌نامه‌ها بکمک یک ضریب رفتار فرضی R، نیروی ارتجاعی زلزله را کاهش داده و نیروی زلزله طرح را بدست می آورند. ازاین‌رو بنظر می‌رسد بتوان نیروی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی را با تقسیم بر ضریب R بدست آورد. مطالعات نشان داده است که اگر بخواهیم نتیجه چنین تحلیلی با آنچه از روش تحلیل استاتیکی معادل بدست می‌آید مشابه باشد، ضرایب رفتار مزبور باید دارای ویژگیهای زیر باشند:

۱. مقادیرشان بیش از آنچه در تحلیل استاتیکی معادل توصیه شده، باشد
۲. این ضرایب تابعی از تناوب سازه باشند و با افزایش تناوب، کاهش یابند

محدودیت تغییرشکل و جابجایی سازه

یک تحلیل دینامیکی واقعی باید ماهیت اصلی سازه یعنی توانایی ورود به حوزه غیرارتجاعی را مورد توجه قرار دهد. این موضوع به تفصیل در بخش ۳. ۲ بحث گردید و دیدیم که با ورود به حوزه تسلیم، نیروی سازه عملاً با مقاومت سازه برابر می‌شود. پس این سؤال مطرح می‌شود که اگرنیروی زلزله را پیشاپیش می‌دانیم، از انجام تحلیل چه منظوری داریم؟ پاسخی که می‌توان داد این است که معمولاً با کاهش مقاومت، جابجایی غیرارتجاعی‌افزایش می‌یابد تا آنکه به حد غیرقابل‌قبول می‌رسد[۱]. بدین ترتیب، در تحلیل دینامیکی غیرخطی که رفتار واقعی سازه را تبیین می‌سازد، تغییرشکل و جابجایی معیار وکنترل کننده اصلی است که به دو صورت امکان پذیر می‌باشد:

- *محدودیت نرمی کلی و موضعی*[۲]
- *محدودیت گریز*[۳] *(جابجایی جانبی)*

بنظر نمی‌رسد معیار منطقی و جامعی برای تعیین محدودیتهای نرمی کلی و موضعی انواع مختلف سازه‌ها ارائه شده باشد. البته در چند دهه اخیر تحقیقات بسیار زیادی برای مقایسه

---

[۱] حدجابجایی می‌تواند ناظر به عملکرد نامطلوب سازه‌ای باشد (گسیختگی اتصالات، خستگی و ناپایداریهای موضعی و کلی)، یا تضمین کننده عدم اختلال در عملکرد مجموعه مورد نظر باشد و یا به منظور جلوگیری از خرابیهایی که معماری ساختمان را تهدید میکند، تعیین شده باشد.

[۲] global ductility, local ductility

[۳] sway

خواص نرمی سازه‌ها و اتصالات مختلف انجام شده است، اما این مقایسه یک معیار نسبی را بدست می‌دهد و پاسخ به این پرسش که حداکثر نرمی قابل تحمل (مجاز) برای یک سازه چقدر است، کاری بس دشوار می نماید. البته باید توجه داشت که گاهی به روش معکوس عمل می‌کنند، یعنی آنچنانکه در بخش ۳. ۲. ۱. ۱ آمد، نیروی زلزله را برای نسبتهای نرمی مختلف بدست می آورند و آن مقدار از نرمی که نیروی زلزله را در حد نیروی آیین‌نامه پایین می‌آورد بعنوان ظرفیت نرمی سازه معرفی می‌کنند. بدیهی است که این نتیجه‌گیری خطاست و نرمی بدست آمده ربطی به نرمی واقعی سازه ندارد. در مورد حدمجاز گریز که بیشتر به محدودیتهای معماری مرتبط است، در آیین‌نامه‌ها ضوابطی ارائه شده است. مثلاً در اِتی‌سی و نِرپ حداکثر گریز طبقه برای ساختمانهای معمولی به h ۰/۰۱۵ و برای ساختمانهای حاوی تجهیزات اضطراری به h ۰/۰۱ محدود شده است.

چنانچه بخواهیم با استفاده از این ضوابط تحلیل غیرارتجاعی‌انجام دهیم، بنظر می‌رسد که می‌توان به روش زیر عمل کرد:

۱.طرح اولیه سازه بر اساس تحلیل استاتیکی معادل و مشخص نمودن مشخصات سازه
۲.تحلیل دینامیکی سازه در حوزه غیرارتجاعی‌تحت شتابنگاشتهای تعیین شده
۳.محاسبه گریزها و نرمیها و مقایسه آن با مقادیر مجاز

در صورتی‌که گریز و نرمی از مقادیر مجاز بیشتر شده باشد لازم است طرح اصلاح شود و مراحل ۲ و۳ تکرار گردد. تجربه نشان داده است که با افزایش سختی راحت‌تر می‌توان برگریز غالب شد (در مقایسه با افزایش مقاومت). بطورکلی بنظر میرسد که معیارهای متکی به گریز معنی‌دارتر و قابل اتکاتر از معیارهای متکی بر نرمی‌اند.

۳. ۵. افقهای نو در بارگذاری لرزه‌ای

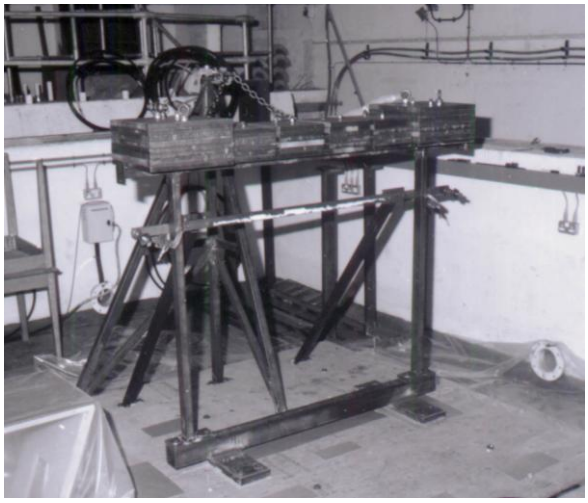
۳. ۵. ۱. نقدی بر روشهای جاری بارگذاری لرزه‌ای

در بخشهای گذشته از سه روش استاتیکی، شبه دینامیکی و دینامیکی برای محاسبه اثر زلزله سخن به میان رفت. هر یک از این روشها با تقریبها، فرضیات ساده کننده و دور از واقعیت، و خطاهای فراوانی همراه است که در بعضی از موارد ممکن است به نتایجی کاملاً مغایر با واقعیت منتهی شود. مهمترین اشکالی که در این روشها بنظر می‌رسد القاء این تلقی است که نیروی زلزله همانند بارهای مرده، زنده، باد، ... واقعاً نیرو است. درحالی‌که چنین نیست و آنچنانکه خواهیم دید بارهای لرزه‌ای ماهیتی قراردادی و اعتباری دارند و بیشتر از جنس تغییرمکان هستند، و چندان تفاوت نمی‌کند که یک سازه را تحت نیروی زلزله‌ای برابر یکدهم وزن سازه طرح کنیم یا ۰/۲ وزن و یا ۰/۳ آن. نه دست بالا گرفتن نیرو همیشه موجب بالا رفتن ضریب

اطمینان در برابر تسلیم می‌شود (چه ضریب اطمینان بهرحال کوچکتر از یک خواهد بود) و نـه دست پایین گرفتن نیروی زلزله الزماً موجب انهدام سازه می‌گردد. برخی بنا به عـادت، بمحـض مشاهده ساختمانی که در اثر زلزله فرو ریختـه اسـت آنـرا بـه کمبـود مقاومـت نسـبت داده و اصطلاحاً بیان می دارند که آن ساختمان در برابر زلزله محاسـبه نشـده اسـت. بررسـیها نشـان می‌دهد که این درست نیست زیرا پایداری یا ناپایداری لرزه‌ای صرفاً تابع مقاومت سازه نیست و بستگی زیادی به توانایی سازه برای تحمل جابجایی دارد.

تفاوتهای بنیادی بارهای لرزه‌ای و بار استاتیکی معادل

پذیرش چارچوب تحلیل استاتیکی معادل توسط جامعه مهندسی طی هشتاد سال گذشته ابـداً بدین معنا نیست که بارهای اسـتاتیکی بـرآورد دقیـق و نزدیکـی از نیروهـای زلزلـه را بدسـت می‌دهند. بعکس نتایج اندازه‌گیری‌ها و تحقیقات علمی مؤید آن است که نیروهای زلزلـه بسـیار بزرگتر از نیروهای استاتیکی معادل می‌باشند.



شکل ۳. ۸۶ قاب فولادی که روی میز زلزله نصب شده و تحت شتاب زلزله‌های مختلف قرار می‌گیرد (میز زلزله دانشگاه امپریال انگلیس).

برای روشن شدن مطلب نتایج برخی از آزمایشهای نگارنده روی میز زلزله در جـدول ۳. ۳۳ آمده و مورد بحث قرار می‌گیرد. در این آزمایشها یک قاب فلزی با سـربار kg ۹۰۰، و سـختی و مقاومت متغیر تحت اثر زلزله‌های مختلف قرار گرفت و شتاب پاسخ در رأس قـاب انـدازه‌گیری شد. با ضرب این شتاب در وزن سربار، نیروی اینرسی حاصل از زلزله بدست می‌آید.

جدول ۳. ۳۳ مشخصات قابهای آزمایش شده

قاب	وزن کیلوگرم kg	سختی کیلوگرم میلیمتر kg/mm	تناوب طبیعی (ثانیه)	مقاومت تسلیم (کیلوگرم) kg	حد تغییرمکان ارتجاعی میلیمتر mm	نیروی زلزله (استاتیکی)معادل کیلوگرم kg
F_1	۹۰۰	۱۷	۰/۴۶	۶۰۰	۳۵	۹۰
F_2	۹۰۰	۴۲	۰/۳۹	۲۲۰۰	۵۲	۹۰
F_3	۹۰۰	۷۰۰	۰/۰۷۲	۲۸۰۰	۴	۹۰

حداکثر نیروی زلزله که اغلب آیین‌نامه‌ها برای قابهای فوق بدست می‌دهند حدود یکدهم وزن یعنی ۹۰ کیلوگرم است. بنابراین طبق نظر متعارف چنانچه مقاومت افقی این قابها حدود ۱۲۶ کیلوگرم (۹۰*۱/۴) باشد مقاومت سازه بیش از نیروی پیش‌بینی شده در آیین‌نامه است و سازه باید تاب زلزله‌های مخرب را داشته باشد. حال نظری به رفتار قابهای فوق تحت چند زلزله مخرب با بزرگی بالای ۷ ریشتر بیفکنیم. نتایج این آزمایشها در جدول ۳. ۳۴ آمده است.

جدول ۳. ۳۴ مقایسه پاسخ لرزه‌های قابهای F_1، F_2 و F_3 با سختیها و مقاومتهای مختلف[1]

زلزله	شتاب اوج زلزله g	پاسخ ارتجاعی قاب F_1		پاسخ ارتجاعی قاب F_2		پاسخ ارتجاعی قاب F_3	
		شتاب پاسخ g	نیروی زلزله kg	شتاب پاسخ g	نیروی زلزله kg	شتاب پاسخ g	نیروی زلزله kg
مونتنگرو[1]	۰/۴۶	۲/۹۲	۲۶۲۸	۱/۶۰	۱۴۴۴	۰/۴۲	۳۷۶
طبس[2]	۰/۹۳	۲/۰۸	۱۸۷۲	۲/۴۸	۲۲۳۳	۰/۸۴	۷۵۳
پارک‌فیلد[3]	۰/۵۲	۱/۴۸	۱۳۳۲	۱/۱۲	۱۰۲۰	۰/۵۷	۵۱۲
گازلی[4]	۰/۷۶	۱/۱۲	۱۰۰۸	۲/۲۰	۱۹۸۸	–	–
ال‌سنترو[5]	۰/۳۴	۱/۴۰	۱۲۶۰	۰/۷۲	۶۶۰	–	–

۱. زلزله مونتنگرو در سال ۱۹۷۹ در یوگوسلاوی سابق، ۲. زلزله طبس در سال ۱۳۵۷، ۳. زلزله پارک‌فیلد در سال ۱۹۶۶ در امریکا، ۴. زلزله گازلی در سال ۱۹۷۶ در یوگوسلاوی سابق، ۵. زلزله ال‌سنترو در سال ۱۹۴۰ در امریکا

[1] در جدول ۳. ۳۴ نیروی زلزله از ضرب شتاب پاسخ در وزن سر بار قاب (۹۰۰ کیلوگرم) بدست آمده است. از آنجا که اعمال زلزله با شدت ۱۰۰٪ می‌توانست قابها را از حدود ارتجاعی خارج کند، این قابها ابتدا تحت شدتهای کم (مثلا ۲۵٪) قرار گرفتند تا پاسخ ارتجاعی بدست آید. آنگاه برای تخمین پاسخ قاب به شدت ۱۰۰٪، پاسخ در نسبت ۴ (= ۲۵٪÷۱۰۰٪) ضرب شد. ذکر این نکته ضروریست که درمواردی مشاهده می‌گردد که نیروی زلزله قابهای F_1, F_2 از حد مقاومت ارتجاعی این قابها تجاوز نموده است در عمل چنین چیزی ممکن نیست و این صرفاً پدیده ایست عددی که از تعمیم رفتار خطی در شدتهای بالا حاصل گشته است.

از جدول ۳. ۳۴ این نتایج بدست می‌آید:

۱. فزونی چشمگیر نیروهای زلزله بر مقادیر آیین‌نامه‌ای
دیدیم که نیروی طراحی زلزله برای قابهای مورد آزمایش ۹۰ کیلوگرم است درحالی‌که نیرویی که زلزله‌های مورد بررسی ایجاد می‌کنند خیلی بیشتر می‌باشد. مثلاً زلزله مونتنگرو در قاب F_1 نیرویی برابر ۲۶۲۸ کیلوگرم را بوجود می آورد که حدود۲۹ برابر نیروی آیین‌نامه است. در میان پنج زلزله منتخب، کمترین نیرو را زلزله مونتنگرو در قاب F_3 ایجاد می‌کند که برابر ۳۷۶ کیلوگرم است و حدود ۴ برابر نیروی آیین‌نامه می‌باشد.

۲. عدم قطعیت در نیروهای زلزله
در آیین‌نامه معمولاً یک چارچوب جزمی برای بارگذاری لرزه‌ای در نظر گرفته شده است. این چارچوب جزمی موجب القا ء این شبهه به مهندسان طراح است که نیروی زلزله واقعاً کمیت مشخصی است و آنها با دقت و وسواس تمام تنشها و تغییرشکلهای ناشی از این نیروی خیالی را محاسبه نموده و به محض اینکه این مقادیر در محدوده مجاز قرار گرفت خیالشان از جانب ایستایی لرزه‌ای سازه آسوده می‌گردد و چنانچه این تنشها از مقادیر مجاز فراتر رفت گمان می‌کنند که سازه اصطلاحاً غیر مهندسی بوده و در زلزله‌های شدید باید فرو ریزد درحالی‌که نیروهای زلزله ابداً در یک چارچوب جزمی نمی‌گنجند. پنج زلزله جدول ۳. ۴۳ کم و بیش بزرگی یکسانی داشته‌اند اما تفاوتهای متعددی دارند که در زیر خلاصه شده است:

الف) شتاب اوج این زلزله‌ها بسیار متغیر است. کمترین آن ۰/۳۴g (اِل‌سنترو) و بیشترین آن ۰/۹۳g (طبس) می‌باشد. این نشان می‌دهد که روابط ارائه شده بین بزرگی و شتاب زلزله نظیر رابطه (۱. ۱۴) تا چه حد تقریبی‌اند.

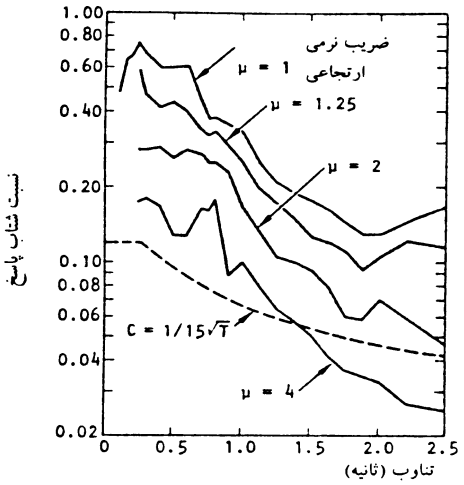
ب) نیروی وارد به یک سازه در زلزله‌های مختلف با بزرگی یکسان متفاوت است. مثلاً نیروی وارد به قاب F_1 از۱۰۰۸ کیلوگرم در زلزله گازلی تا ۲۶۲۸ کیلوگرم در زلزله مونتنگرو در تغییر است. این تغییر، ارتباط مستقیمی با شتاب اوج زلزله ندارد زیرا شتاب اوج گازلی ۰/۷۶g و شتاب اوج مونتنگرو برابر ۰/۴۶g است. علاوه بر این تأثیر زلزله‌ها بر سازه‌های مختلف یکسان نیست زیرا مثلاً بیشترین تأثیر بر قاب F_1 با تناوب ۰/۴۶ ثانیه (فرکانس ۲/۲ هرتز) از زلزله مونتنگرو حاصل شده است (۲۶۲۸ کیلوگرم). درحالی‌که قاب F_2 با تناوب ۰/۲۹ ثانیه (فرکانس ۳/۴ هرتز) بیشترین تأثیررا از زلزله طبس با نیروی ۲۲۳۳ کیلوگرم پذیرفته است و تأثیر زلزله پارک‌فیلد بر قاب F_2 کمتر از مونتنگرو بوده درحالی‌که در مورد قاب F_3 جریان برعکس است.

پایداری لرزه‌ای سازه

عدم قطعیت نیروهای زلزله از یکسو و فزونی چشمگیر آنها بر مقادیر آیین‌نامه‌ای از سوی دیگر این سؤال را مطرح می‌سازد که سازه‌های موجود چگونه قادرند نیروهای بزرگتر از توان و مقاومت خود را تحمل نمایند و اساساً با این همه پراکندگی و عدم قطعیت چگونه می‌توان برآورد دقیقی از بارگذاری لرزه‌ای داشت. پاسخ این سؤال بسیار مهم را باید درطبیعت لحظه‌ای و آنی نیروی زلزله و توانایی سازه برای پذیرش تغییرشکلهای خمیری و رفتار غلتکی جست.

در بخش ۳. ۲ دیدیم اگر مقاومت سازه دربرابر یک زلزله از نیروی ارتجاعی آن زلزله کمتر باشد سازه وارد حوزه خمیری می‌شود، و میزان ورود به این حوزه که با ضریب نرمی μ مشخص می‌شود به نسبت مقاومت سازه به نیروی ارتجاعی زلزله بستگی دارد.

اولین بار که محققان به این واقعیت برخورد کردند به این سؤال پرداختند که به ازاء چه مقدار نرمی، نیروهای زلزله با نیروهای آیین‌نامه‌ای برابر می‌شود. آنها طیف غیرارتجاعی زلزله را برای ضرایب نرمی مختلف حساب کرده و با طیف طراحی آیین‌نامه مقایسه نمودند که یک نمونه آن در شکل ۳. ۸۷ آمده است.

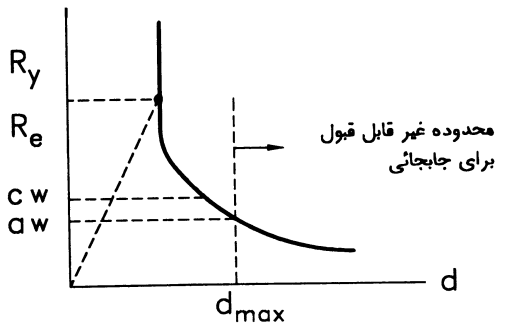


شکل ۳. ۸۷ مقایسه طیفهای غیرارتجاعی‌زلزله ال‌سنترو با ضریب زلزله آیین نامه یوبی‌سی

ملاحظه می‌شود که چنانچه ضریب نرمی سازه‌های با تناوب بیش از ۱/۵ ثانیه بیش از ۴ باشد نیروی وارد در زلزله اِل‌سنترو از نیروهای آیین‌نامه امریکا کمتر است درحالی‌که برای سازه‌های سخت‌تر این مقدار نرمی کافی نبوده و ضریب نرمی بزرگتری لازم است، که گاهی به ۷ یا بیشتر می‌رسد.

مقاومت یک معیار ناکافی

پس از آنکه به نقش نرمی در کاهش نیروهای زلزله پی برده شد، برای توجیه ضوابط آیین‌نامه چنین عنوان می‌شود که در تعیین نیروهای زلزله مقدار معینی نرمی در نظرگرفته شده است و برای سازه‌هایی که فاقد نرمی لازم باشند باید نیروی بیشتری منظور شود و ازاین‌رو با اعمال ضریب k در رابطه (۳. ۳۶) تفاوت نرمی سازه‌های مختلف لحاظ شده است. البته هنوز هم به‌صراحت مشخص نشده که دقیقاً تخفیف در نیروی زلزله به ازاء چه مقدار نرمی صورت گرفته است. قبلاً در بخش ۳. ۲ برای تعیین رابطه نرمی و نیروی زلزله از شکل ۳ . ۸۸ استفاده کردیم. با توجه به این نمودار نتایج زیر بدست می‌آید:



شکل ۳. ۸۸ تغییرات جابجایی لرزه‌ای نسبت به مقاومت

۱. اگر مقاومت تسلیم سازه R_y بیش از نیروی ارتجاعی زلزله یعنی R_e باشد، تسلیم رخ نمیدهد و سازه در حوزه ارتجاعی عمل خواهد کرد.

۲. اگر مقاومت تسلیم سازه برابر aw و کمتر از R_e باشد تسلیم رخ می‌دهد و سازه وارد حوزه خمیری می‌شود.

۳. a می‌تواند کمتر یا بیشتر از C باشد یعنی مقاومت سازه می‌تواند کمتر و یا بیشتر از نیروی آیین‌نامه شود بشرط آنکه جابجایی بدست‌آمده قابل‌قبول باشد و از حدود مجاز فراتر نرود.

۴. بنابراین طراحی لرزه‌ای برای یک نیروی معین بی‌معناست و حدود طراحی صرفاً با مقاومت مشخص نمی‌شود بلکه با دو پارامتر R_y و d_{max} تعیین می‌گردد و با ارضاء رابطه $d=d_{max}$ می‌توان R_y را از روی نمودار مزبور بدست آورد. در این صورت نیروی زلزله ممکن است کمتر از CW و یا بیشتر از آن باشد.

۵. پس تعیین نیروی زلزله در اختیار طراح است زیرا به هر میزان که توانایی طرح را برای پذیرش جابجاییهای جانبی فراهم آورد می‌تواند از نیروی زلزله بکاهد و برعکس.
۶. آنچه در بندهای فوق نیروی زلزله نامیده می‌شود، در واقع نیروی زلزله نبوده و ربطی به زلزله ندارد زیرا در حوزه خمیری حداکثر نیروی وارد با مقاومت تسلیم سازه برابر است، و ازاین‌رو این نیرو تابعی از خواص سازه است نه زلزله. پس نیروی زلزله برای هر سازه‌ای که مطابق آیین‌نامه طرح شود با مقاومت تسلیم آن سازه برابر است. چنین نیرویی را می‌توان *نیروی اسمی زلزله* نامید.
۷. برای سازه‌های با ظرفیت جابجایی خمیری پایین لازم است نیروی طراحی بیشتری درنظر گرفته شود. مثلاً برای ساختمانهای آجری که کلاً ترد بوده و فاقد نرمی‌اند باید نیروی طرح زلزله بیش از نیروی واقعی زلزله باشد تا سازه وارد حوزه غیرارتجاعی نشود.

۳. ۵. ۲. روشهای نو در آیین‌نامه‌ها

با انتشار گزارش اِتی‌سی (۱۶) در سال ۱۹۷۸ گرایشی نوین در آیین‌نامه‌های زلزله در سطح جهان بوجود آمد و ایده‌هایی مطرح شد که تا آن زمان بیسابقه بود. اهم این ایده‌ها عبارتند از: نیروی ارتجاعی زلزله، محاسبه جابجاییهای خمیری و استفاده از نسبت نرمی برای محاسبه نیروی زلزله.

نیروی ارتجاعی زلزله

در بخش ۳. ۳. ۲ دیدیم که بکمک روشهای احتمالی می‌توان شتاب اوج زمین در یک منطقه را برای احتمال وقوع مشخصی محاسبه کرد. از سوی دیگر، در بخش ۳. ۳. ۴ با چگونگی تهیه طیف طرح آشنا شدیم. دیدیم که سید (۳۹) طیف پاسخ بدون بعد را برای شتاب بر روی انواع زمینها بدست آورد (ضریب بازتاب) و این اعتقاد بوجود آمد که با داشتن شتاب زمین وضریب بازتاب می‌توان نیروی ارتجاعی زلزله را محاسبه کرد. این موضوع در بخش ۳. ۴. ۱. ۲ تشریح شد. باید توجه داشت که از سال ۱۹۰۸ که اولین ضوابط محاسبه نیروی زلزله مطرح شد تا انتشار گزارش اِتی‌سی(۱۶) در سال ۱۹۷۸، این برای اولین بار بود که ایده محاسبه نیروی ارتجاعی زلزله مطرح می‌شد[۱].

[۱] درمورد اشکالات و نقاط ضعف روش محاسبه نیروی ارتجاعی به بخش ۳. ۴. ۱. ۴ مراجعه شود.

محاسبه جابجایی خمیری

در گزارش اِتی‌سی (۱۶) برای اولین بار روش محاسبه جابجایی خمیری به‌صورت زیر پیشنهاد شده بود:

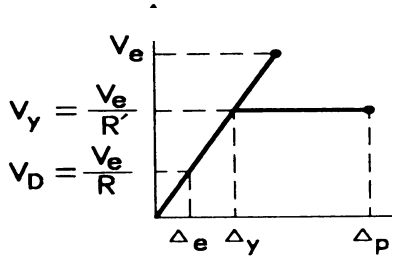
$$\Delta_p = C_d \Delta_e \qquad (۱۴۹ .۳)$$

در بخش ۳. ۲. ۱. ۲ دیدیم که نرمی و مقاومت با هم ارتباط دارند و با داشتن رابطه $R-\mu$ می‌توان μ را برای یک ضریب رفتار معین بدست آورد. با توجه به شکل ۳. ۸۹، اگر مقاومت تسلیم سازه را α برابر نیروی طراحی بدانیم ، داریم:

$$V_D = \frac{V_e}{R} \qquad \text{نیروی طرح} \qquad (۱۵۰ .۳)$$

$$V_y = \alpha V_D \qquad \text{مقاومت تسلیم سازه} \qquad (۱۵۱ .۳)$$

$$\Delta_p = \mu \Delta_y = \alpha \mu \Delta_e \qquad (۱۵۲ .۳)$$



شکل ۳. ۸۹ رابطه جابجایی خمیری و ضریب رفتار

$$R/R' = \alpha \therefore R' = \frac{R}{\alpha} \qquad (۱۵۳ .۳)$$

اگر فرض کنیم که

$$\mu = f(R') \qquad (۱۵۴ .۳)$$

$$\therefore \mu = f\left(\frac{R}{a}\right) \qquad \therefore \Delta_p = af\left(\frac{R}{a}\right)\Delta_e \qquad (۱۵۵ .۳)$$

بعنوان مثال اگر از رابطه ۳. ۱۰ برای سازه‌های با تناوب بیش از ۲ هرتز استفاده کنیم:

$$\mu = \frac{1}{2}\left[\left(\frac{R_e}{R_y}\right)^2 + 1\right] = \frac{1}{2}(R'^2 + 1) \qquad \therefore \mu = \frac{1}{2}\left[\left(\frac{R}{\alpha}\right)^2 + 1\right]$$

$$\Delta_p = \alpha\left[\frac{1}{2}\left(\frac{R^2}{a^2}+1\right)\right]\Delta_e \qquad (۱۵۶ .۳)$$

مقدار α بستگی به آیین‌نامه طراحی دارد و در اغلب موارد می‌توان آنرا حدوداً برابر ۱/۵ فرض کرد، پس:

$$\Delta_p = 1.5\left[\frac{1}{2}\left(\frac{R^2}{2.25}+1\right)\right]\Delta_e$$

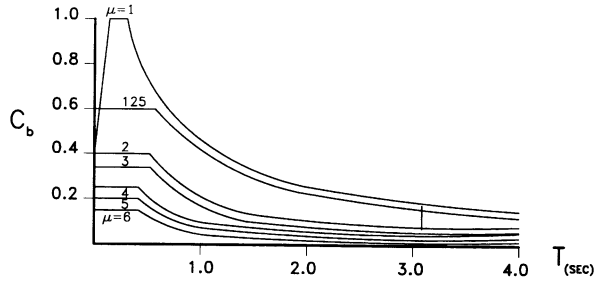
مثلاً چنانچه ضریب رفتار برابر ۶ باشد

$$\Delta_p = 12.75\Delta_e$$

می‌بینیم که این خیلی بیش از مقداری است که اِتی‌سی و نِرپ طبق بخش ۳. ۴. ۱. ۲. ۳ توصیه می‌کنند (C_d معمولاً حدود ۴ است پس $\Delta_p = 4\Delta_e$).

استفاده از نرمی برای محاسبه نیروی زلزله

در بخش ۳. ۲. ۱. ۱ دیدیم که مقدار نیروی زلزله را می‌توان به‌صورت تابعی از نسبت نرمی سازه بیان کرد. آیین‌نامه زلاندنو[۱] برای اولین بار ضریب زلزله C را به شکل تابعی از نسبت نرمی μ بیان کرده است. همانطور که در شکل ۳. ۹۰ می بینیم، با افزایش نسبت نرمی مقدار ضریب زلزله کاهش می‌یابد.



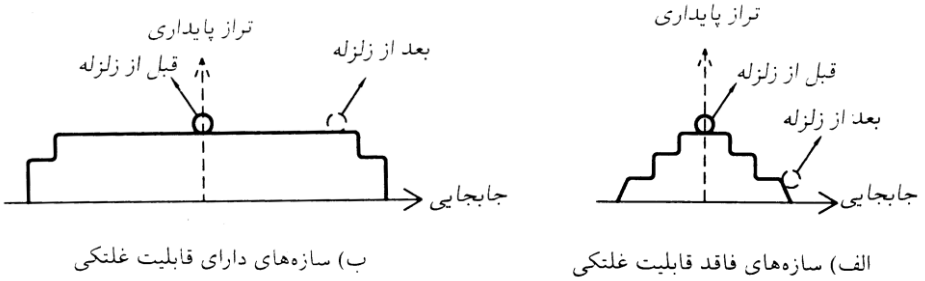
شکل ۳. ۹۰ ضریب زلزله C تابعی از نسبت نرمی μ (ضوابط آیین‌نامه زلزله زلاند نو)

۳. ۵. ۳. ایده غلتک ایمن

علیرغم اینکه آیین‌نامه‌ها نیروی زلزله را خیلی دست پایین گرفته‌اند سازه‌هایی که براساس ضوابط آیین‌نامه طراحی شده‌اند طی چند دهه گذشته عملکرد نسبتاً خوبی داشته‌اند و به

[۱] Code of Practice For General Strutural Design and Design Loadings for Buildings, New Zearnad standard NZS 4203, 1992.

نسبت گذشته (قبل از پیدایش این ضوابط) خطرپذیری بسیارکمتری از خود نشان داده‌اند. برای توجیه این استقامت غیر منتظره، گروهی معتقدند خاصیت اتلاف انرژی ناشی از رفتار خمیری در یک سازه موجب پایداری لرزه‌ای آن می‌گردد. با نگاهی به طیفهای ارتجاعی زلزله معلوم می‌شود هر قدر استهلاک بالا رود نیروی زلزله کاهش می‌یابد. استهلاک اولیه سازه چندان بزرگ نیست اما با ورود به حوزه تسلیم و رفتار خمیری انرژی تلف شده در هر دور می‌تواند معادل نوعی استهلاک لزج تلقی شده و بدین ترتیب با افزایش استهلاک موجب کاهش نیرو شود. نگارنده در این باره نظری متفاوت دارد. ضمن قبول تأثیر مثبت خاصیت اتلاف انرژی بر کاهش نیروهای زلزله، این پایداری گسترده سازه‌هایی که بر اساس آیین‌نامه طرح شده‌اند را ناشی از قابلیت رفتار غلتکی این سازه‌ها می‌داند. تفاوت اصلی میان ساختمانهای قرن نوزدهم و ساختمانهایی که از اوایل قرن بیستم به بعد با منظور نمودن نیروی زلزله ساخته شده‌اند در شکل ۳. ۹۱ به‌طور نمایشی تبیین شده است.



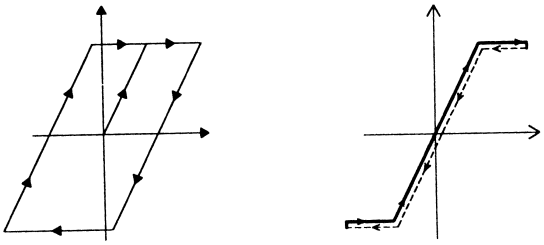
الف) سازه‌های فاقد قابلیت غلتکی ب) سازه‌های دارای قابلیت غلتکی

شکل ۳. ۹۱ تأثیر رفتار غلتکی بر پایداری لرزه‌ای

در شکل ۳. ۹۱، سازه نوع (الف) ممکن است حتی از مقاومت بیشتری نسبت به (ب) برخوردار باشد اما به علت فقدان قابلیت غلتکی، با جابجایی مختصری در سراشیبی ناپایداری افتاده و بسته به شدت زلزله دره‌های سقوط را یکی پس از دیگری طی می‌کند تا آنکه کاملاً فرو ریزد. ساختمانهای سنگی، آجری و خشتی قرون گذشته مثال بارزی از چنین سیستمی هستند. در مقابل چنانچه سازه از چنان ساختاری برخوردار باشد که در اثر جابجایی و حرکات رفت و برگشتی از هم نگسلد (چه اعضا و چه اتصالات)، همانند غلتکی است که تحت حرکات زمین به چپ و راست حرکت می‌کند و پس از ایستادن زمین یک جابجایی پسماند حاصل می‌شود. چنین غلتکی می‌تواند ایستایی کلی خود را حفظ کند. باید توجه داشت که اگر همین غلتک تحت شتاب ثابتی قرار گیرد با گذشت زمان بالاخره به دره‌های سقوط سراشیب می‌شود اما نکته جالب اینجاست که حرکات زلزله آنی و رفت و برگشتی‌اند. ازاین‌رو حتی غلتکهای با مقاومت افقی کم نهایتاً می‌ایستند و فقط جابجایی پسماندشان ممکن است بیش از حد مجاز شود. پس باید یک مقاومت حداقل برای حفظ این حد مجاز در نظر گرفت.

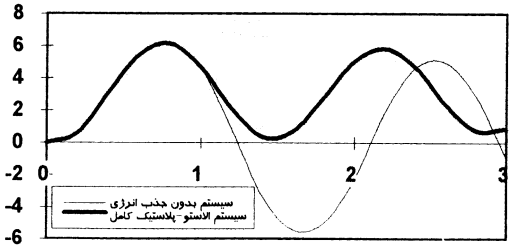
در شکل های ۳. ۹۲ و ۳. ۹۳ رفتار یک سیستم غلتکی بدون قابلیت اتلاف انرژی با سیستم ارتجاعی خمیری کامل مقایسه شده است. همانطور که در شکل ۳. ۹۲ می‌بینیم، هر دو سیستم دارای مقاومت یکسانند اما سیستم I درهنگام باربرداری روی شیب ارتجاعی بازگشت می‌کند درحالی‌که سیستم II روی شیب صفر (یعنی سکوی خمیری) باز می‌گردد. در نتیجه انرژی تلف شده در یکدور بارگذاری سیستم I برابر سطح داخل منحنی پسماند است که مقدار قابل توجهی می‌باشد و بهمین دلیل رفتار پسماند سیستمهای ارتجاعی- خمیری مطلوب به حساب می آید (ظرفیت اتلاف انرژی بالا).برعکس در یکدور بارگذاری سیستم II سطح منحنی پسماند برابر صفر است و بنابراین هیچ انرژی تلف نمی‌شود و قاعدتاً چنین سیستمی‌باید رفتار بسیار نامطلوبی داشته باشد. پاسخ این دو سیستم به زلزله در شکل ۳. ۹۳ آمده است. در این شکل ملاحظه می‌شود که سیستم ارتجاعی- خمیری در اثر ضربه ناشی از زلزله حدود ۶ سانتیمتر جابجا شده و سپس دامنه آن به حدود صفر رسیده و حول یک جابجایی پسماند برابر ۳ سانتیمتر نوسان نموده است. در سیستم بدون اتلاف انرژی (II) همان دامنه ۶ سانتیمتر ایجاد شده اما بر خلاف سیستم I حول محور صفر نوسان کرده است. پس نوسانات I نسبت به II حالت میراتری دارد اما مقدار جابجایی اوج در هر دو سیستم یکسان است و این به سختی و مقاومت یکسان دو سیستم مربوط می‌شود. پس از حیث مقدار جابجایی اوج، رفتار سیستم بدون اتلاف انرژی بر خلاف انتظار تفاوت چندانی با سیستم خمیری کامل نداشته است. از اینجا می‌توان نتیجه گیری پیشین را تکرار کرد که برای تأمین ایستایی لرزه‌ای، اهمیت توانایی سازه در بروز رفتار غلتکی بیش از قابلیت اتلاف انرژی آن می‌باشد.

بدین ترتیب روشن می‌شود که چرا این همه نامعینی و عدم قطعیت که خصیصه ذاتی نیروهای زلزله است مشکلی در کار ایستایی لرزه‌ای سازه‌ها پدید نمی‌آورد، چه بکمک مدل غلتکی نتیجه می‌گیریم که اولاً همه سازه‌ها وارد ناحیه تسلیم می‌شوند و ثانیاً مقداری جابجایی پسماند خواهند داشت. پس همینکه سازه‌ای دارای سیستم لرزه‌بر باشد و اتصالات و اعضاء بگونه‌ای طرح و اجرا شوند که معیار غلتکی بودن را ارضا کنند (عدم گسیختگی در اثرحرکات رفت و برگشتی مفرط) می‌تواند زلزله را بسلامت از سر بگذراند هرچند ممکن است جابجاییهای پسماند نسبتاً بزرگی برجای بماند.



حالت I ارتجاعی - خمیری　　حالت II بدون جذب انرژی

شکل ۳. ۹۲ رفتار پسماند سیستمهای غلتکی و ارتجاعی-خمیری



شکل ۳. ۹۳ مقایسه پاسخ لرزه‌ای سیستمهای غلتکی و ارتجاعی خمیری کامل

محدودیتهای رفتار غلتکی

اگر برای جابجایی لرزه‌ای محدودیتی وجود نمی‌داشت از حیث نظری یک مدل غلتکی ابداً نیاز به مقاومت نداشت، زیرا حتی یک سازه با مقاومت نزدیک به صفر هم قادر است زلزله را از سر بگذراند اما اشکال کار این است که دامنه جابجایی ممکن است خیلی زیاد شود وساختمان را غیرقابل استفاده سازد یعنی حتی در صورت عدم انهدام، آنچنان تغییرشکلهایی را در سازه بوجود آورد که چاره‌ای جز تخریب و باز سازی نباشد، و یا صدمات زیادی به معماری و نماها وارد سازد. همچنین در ساختمانهای بلند اثر وزن[۱] ناشی از جابجاییهای مفرط می‌تواند لنگر ثانویه بزرگی را ایجاد کند که باعث واژگونی ساختمان گردد. درهرحال قدر مسلم این است که جابجایی لرزه‌ای باید در اغلب موارد محدود گردد. با توجه به بحث بخش ۳. ۲. ۱. ۳، کاهندگی سختی و مقاومت موجب افزایش جابجایی لرزه‌ای است و اگر قرار باشد جابجایی از حد معینی نگذرد لازم است سازه کاهنده به نسبت کاهندگی‌اش از مقاومت بیشتری برخوردار باشد. بنابراین کوشش ما باید از یک سو صرف ایجاد یک سیستم غلتکی و لرزه‌بر شود و از سوی دیگر بکوشیم تا از کاهندگی جلوگیری گردد. با جلوگیری از رفتار ترد و کاهنده می‌توان سازه را تقویت کرد و از حیث اقتصادی از حجم سیستم لرزه‌بر کاست. با توجه به مطالبی که بیان شد می‌توان چنین نتیجه گرفت:

۱. نیروهای آیین‌نامه‌ای بسیار کمتر از نیروهای واقعی زلزله‌های مخرب هستند.
۲. پیش بینی دقیق نیروی واقعی زلزله بسیار مشکل بلکه تقریباً محال است.
۳. سازه‌هایی که بر اساس نیروهای آیین‌نامه‌ای طرح می‌شوند در زلزله‌های مخرب وارد حوزه تسلیم و خمیری می‌شوند و بنابراین نیروی زلزله با مقاومت سازه برابر می‌شود.

---

۱ P-Δ

٤. طرح لرزه‌ای بهتر است بر یک معیار دوگانه استوار باشد: مقاومت و جابجایی. زیرا مقاومت بتنهایی برای تعریف مسأله کافی نیست، و هر قدر محدوده جابجایی بیشتر شود می‌توان از مقاومت کاست.
٥. رمز فائق شدن به عدم قطعیت و بزرگی نیروهای زلزله در رفتار غلتکی سازه‌ها نهفته است.
٦. تجربه نشان میدهد که گاهی مهندسان طراح بجای توجه و دقت در درک و شناسایی نقش واقعی سیستمهای لرزه‌بر تمام تلاش خویش را وقف فرا گرفتن ریزه‌کاریهای تحلیل لرزه‌ای و دینامیک سازه می‌کنند در حالی‌که اهمیت آشنایی با روشهای صحیح اجرای سیستم لرزه‌بر کمتر از تحلیل و محاسبه نیست.
۷. سازه‌هایی‌که فاقد قابلیت غلتکی هستند و همچون ساختمانهای آجری رفتاری ترد دارند باید برای نیروهای بسیار بزرگتری طرح شوند.
۸. جلوگیری از بروز کاهندگی در سطح مصالح، اتصالات و کل سازه حائز نهایت اهمیت است و اجرای آن بستگی به بینش و تجربه مهندسان طراح و مجری دارد.

اندیس پایداری لرزه‌ای

با توجه به مطالب بیان شده، چنین بنظر می‌رسد که گرایشهای نوین در بارگذاری لرزه‌ای به سمت تعیین یک معیار عمومی‌تر و کلی‌تر پیش خواهد رفت. در این معیار که اندیس پایداری لرزه‌ای نامیده می‌شود، وجوه و عوامل مختلف مؤثر بر رفتار لرزه‌ای و پایداری سازه نقش خواهند داشت.

$$SSI = f(x_1, x_2, x_3, x_4, ...) \qquad \text{اندیس پایداری لرزه‌ای} \qquad (۳.۱۵۷)$$

x_1 نیروی ارتجاعی زلزله که خود تابعی از لرزه‌خیزی محلی، جنس خاک، تناوب سازه و ... است. x_2 شاخص مقاومت سازه، x_3 شاخص جابجاییها و تغییرشکلهای سازه نظیر نرمی موضعی و کلی، گریز کلی و نسبی طبقات، تعداد دورهای تغییرشکل و سوابق حلقه‌های پسماند، و x_4 بیانگر عوامل ناپایدار کننده نظیر کاهندگی سختی و مقاومت، اثر وزن[۱] و گسیختگی پیشرونده[۲] است.

با تعریف تابع f و با حفظ قیود مختلفی که در طراحی معماری و سازه‌ای باید رعایت شود (نظیر حداکثر گریز مجاز طبقات برای حفظ تیغه‌ها و دیوارها یا حداقل مقاومت برای پرهیز از ورود به حوزه غیرارتجاعی‌در زلزله‌های متوسط)، دست طراح باز خواهد بود تا برای رسیدن به حد معینی از پایداری، بجای افزایش مقاومت مثلاً کیفیت اتصالات را بهبود بخشد تا با افزایش

---

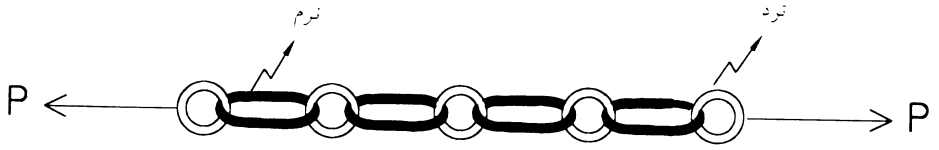
[۱] P-Δ effect

[۲] progressive failure

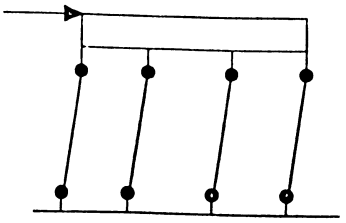
نرمی اندیس پایداری را بالا ببرد و بدین ترتیب کمبود مقاومت را جبران نماید، و یا با آرایش بهتر میلگردها در اتصالات از درجه کاهندگی کاسته و اندیس پایداری را افزایش دهد (این ایده هم اکنون هم به‌طور تلویحی توسط آیین‌نامه‌ها پذیرفته شده است به‌طوریکه برای سازه‌هایی که ضوابط شکل‌پذیری رعایت شده باشد از ضرایب رفتار بزرگتری استفاده می‌شود).

۳. ۵. ۴. ایده زنجیر ایمن (تسلیم هدایت شده)

در این روش سازه به یک زنجیر تشبیه می‌گردد که دارای دو نوع حلقه است: حلقه‌های ترد ارتجاعی و حلقه های نرم که می‌توانند تسلیم شوند[۱]. حلقه‌های ترد باید طوری طرح شوند که تحت بار زلزله از حوزه ارتجاعی خارج نشوند. برای این منظور لازم است مقاومت حلقه‌های نرم کمتر باشد تا فرآیند تسلیم به‌طور هدایت شده در این حلقه‌ها متمرکز گردد و حلقه‌های ترد از گزند زلزله آسیب نبینند. این ایده هم اکنون در ضوابط زلزله آشتو برای طرح پل جای خود را باز کرده است. در ضوابط آشتو برای پرهیز از حالتهای شکست ترد نظیر شکست محوری و برشی ستون و اتصالات، و به منظور هدایت تسلیم به سمت تشکیل لولای خمیری در ستونها، ضریب رفتار برای محاسبه نیروی اتصالات و نیروهای محوری و برشی در ستون برابر یک در نظر گرفته می‌شود درحالی‌که برای محاسبه لنگر خمشی ستونها ضریب رفتار ۵ پیشنهاد می‌شود. بدین ترتیب می‌توان تضمین کرد که در هنگام زلزله با وقوع سازکار خمشی، از وقوع حالتهای شکست نامطلوب در اتصالات و اعضاء جلوگیری خواهد شد.



شکل ۳. ۹۴ زنجیر ایمن پاولی



شکل ۳. ۹۵ حالت تسلیم هدایت شده در پل بر اساس ضوابط آشتو

[۱] خوانندگان محترم می‌توانند نظرات پاولی را در مورد ایده زنجیر ایمن در مقاله زیر مطالعه کنند:

Paulay, T, 1995, The philosophy and applications of capacity design, 2nd Intnl Conf. On Seismology and Earthquake Eng., May 15-17, Tehran.

۳. ۵. ۵. بارگذاری لرزه‌ای بهینه

در بخشهای پیشین به تفصیل در مورد اشکالات اساسی روشهای متداول تحلیل و بارگذاری لرزه‌ای سخن گفتیم. همانطور که در بخش ۳. ۵. ۱ آمد، مقاومت یک معیار ناکافی برای طراحی لرزه‌ای است زیرا اغلب سازه‌ها در زلزله‌های قوی تسلیم شده و وارد ناحیه خمیری می‌گردند. بنابراین طراحی برای یک نیروی معین بی‌معناست زیرا در حوزه خمیری حداکثر نیروی وارد بر سازه با مقاومت تسلیم آن برابر است، و در نتیجه نیروی زلزله طرح عملاً تابعی از خواص سازه است و نه زلزله. ازاین‌رو نیروی زلزله برای سازه‌هایی که مطابق آیین‌نامه طرح شده باشند با مقاومت تسلیم آنها برابر است. چنین نیرویی را می‌توان *نیروی اسمی زلزله* نامید. بدین ترتیب اولاً ضریب اطمینان طراحی برابر یک خواهد بود و مطابق تعاریف متداول، سازه فاقد حاشیه ایمنی (ضریب اطمینان بالاتر از یک) است؛ و ثانیاً مشخص نیست که معیار واقعی برای تعیین نیروهای طراحی در اصل چه بوده است.

در دودهه آخر قرن بیستم تلاش گسترده‌ای توسط محققان به منظور یافتن معیارهای منطقی‌تر برای بارگذاری لرزه‌ای آغاز گردید که تا این زمان ادامه یافته است. در این تلاشها سعی شده است که مقاومت و تغییرشکل سازه باهم و بصورت توأمان در معیار بارگذاری گنجانده شوند. مثلاً در بخش ۳. ۵. ۲ دیدیم چگونه در آیین‌نامه زلزله زلاندنو، نیروی زلزله بصورت تابعی از ظرفیت نرمی سازه در نظر گرفته می‌شود. در واقع، طراحی بر اساس ضوابط آیین‌نامه مزبور به‌طور صریح تضمین می‌کند که تغییرشکل یک سازه در زلزله از حد مشخصی تجاوز ننماید. همچنین در بخشهای ۳. ۲. ۳ و ۳. ۲. ۴ با تلاش محققان برای تبیین یک رابطه کمی میان نیروی زلزله و خواص مکانیکی سازه مانند مقاومت، نرمی، زمان تناوب، میرایی و رفتار پسماند آشنا شدیم. از سوی دیگر، در بخش ۳. ۴. ۱. ۴ مشخص گردید که نحوه توزیع نیروی زلزله در سازه متأثر از رفتار غیرارتجاعی سازه است و ضوابط جاری در آیین‌نامه‌ها الزاماً پاسخ بهینه نمی‌باشند.

معیار طراحی برای بارهای استاتیکی

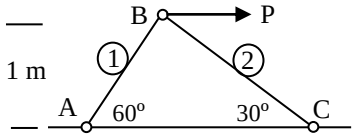
از زمان پیدایش علم تحلیل سازه و محاسبات سازه‌ای در اواخر قرن هجدهم همواره به نیرو و تغییرشکل بعنوان دو روی یک سکه نگریسته شده است و در نظریه رفتار ارتجاعی سازه‌ها، هر جابجایی قابل تبدیل به نیرو می‌باشد. از این رو، در طول دو قرن گذشته معیارهای طراحی سازه‌ای بر پایه نیرو شکل گرفت و بکار رفت. حتی برای پدیده‌ای مانند تغییر دما که ماهیت آن اصالتاً مبتنی بر تغییرشکل است قالبی نیروگونه ساخته شده است (نیروهای حرارتی). این شیوه

نگرش، اگر چه در موارد بسیاری کارا و سودمند بوده است اما در برخی از زمینه‌ها فاقد توجیه علمی و کارایی مهندسی است از جمله در مهندسی زلزله و طراحی لرزه‌ای سازه‌ها.

معیار نیرو بر اصل زیر استوار است:

نیروهای ایجاد شده هیچ نقطه سازه نباید از حد مقاومت تجاوز نماید. نسبت مقاومت به نیرو باید عددی بزرگتر از یک بنام ضریب اطمینان باشد.

فرض کنیم بخواهیم سازه شکل ۳. ۹۶ را بروش متعارف طرح نماییم. در این صورت داریم:



شکل ۳. ۹۶ سازه زیر بار استاتیکی

$P_{AB} = P/\cos 60 = 2P$; $P_{BC} = -P/\cos 30 = -1.15P$

حال اگر به‌طور ساده فرض شود که مقاومت اعضای ۱ و ۲ برابر است با

$$P_{AB}^{f} = A_1 F_{y1} \quad ; \quad P_{BC}^{f} = A_2 F_{y2}$$

A_1 و A_2 سطح مقطع، و F_{y1} و F_{y2} تنش تسلیم اعضا هستند. برای این سازه دو حالت شکست وجود دارد: تسلیم عضو ۱ و تسلیم عضو ۲. ضریب اطمینان طراحی در برابر این حالات شکست برابر است با

$$F_{s1} = \frac{P_{AB}^{f}}{P_{AB}} = \frac{F_{y1}}{P_{AB}/A_1} = \frac{F_{y1}}{\sigma_{AB}} \quad ; \quad F_{s2} = \frac{P_{BC}^{f}}{P_{BC}} = \frac{F_{y2}}{\sigma_{BC}}$$

در یک طرح *ایمن*، هردو ضریب اطمینان فوق از یک بزرگترند، و در یک طرح *بهینه* هردو ضریب باهم برابرند، پس برای طراحی ایمن و بهینه سازه مزبور باید

$$\frac{F_{y1}}{\sigma_{AB}} = \frac{F_{y2}}{\sigma_{BC}} > 1$$

و در حالت کلی،

$$F_s = \frac{F_{c1}}{\sigma_1} = \frac{F_{c2}}{\sigma_2} = \cdots = \frac{F_{cn}}{\sigma_n} > 1 \qquad \text{معیار طراحی ایمن و بهینه} \qquad (۳. ۱۵۸)$$

F_{c1}، F_{c2} و ... تنش شکست اعضا، و σ_1، σ_2 و ... تنش ایجاد شده در اعضا در اثر بارهای وارد بر سازه‌اند[۱].

اکنون فرض کنیم نیروی وارد به سازه به آهستگی افزایش یابد تا آنکه تنش در اعضا به تنش شکست و ضریب اطمینان F_s به یک نزدیک شود. در لحظه‌ای که F_s مساوی یک شود سازه اصطلاحاً ناپایدار می‌گردد. هرقدر درجه نامعینی سازه کمتر باشد، تعداد اعضایی که می‌توانند ضریب اطمینان واحد داشته باشند (بدون آنکه سازه ناپایدار شود) کمتر است و در یک سازه معین به محض اینکه ضریب اطمینان هریک از اعضا مساوی یک شود، سازه ناپایدار خواهد شد. زیرا در اثر نیروی ثابت P، تنش ایجاد شده با تنش شکست (و یا تسلیم) مساوی خواهد شد و سازه شروع به حرکت خواهد نمود و هر لحظه سرعت آن افزایش می‌یابد تا آنکه فرو ریزد. به همین دلیل، در بارهای استاتیکی بهیچوجه نمی‌توان اجازه داد پس از رسیدن سازه به آستانه سازکار تسلیم[۲] ضریب اطمینان برابر یک شود چه در این صورت سازه به‌طور کامل خراب خواهد شد.

رابطه ۳. ۱۵۸ بر حسب نیرو بیان شده است (در اینجا تنش) درحالی‌که می‌توان آن را بر حسب تغییرشکل بیان نمود:

$$F_s = \frac{F_{c1}/E_1}{\sigma_1/E_1} = \frac{F_{c2}/E_2}{\sigma_2/E_2} = \cdots = \frac{F_{cn}/E_n}{\sigma_n/E_n}$$

و یا

$$\mu = \frac{1}{F_s} = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{c1}} = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c2}} = \cdots = \frac{\varepsilon_n}{\varepsilon_{cn}} < 1 \qquad (۳.\ ۱۵۹)$$ *معیار طراحی ایمن و بهینه (معیار تغییرشکل)*

ε_{c1}، ε_{c2} و ... کرنش شکست اعضا، و ε_1، ε_2 و ... کرنش ایجاد شده در اعضا می‌باشند. ملاحظه می‌شود که برای رسیدن به یک طرح ایمن و بهینه باید نسبت تغییرشکل اعضا از μ برابر تغییرشکل شکست بیشتر نباشد و برای بارگذاری استاتیکی ضریب تغییرشکل μ باید کوچکتر از واحد باشد. در یک سازه معین، چنانچه μ برابر یک شود سازه ناپایدار خواهد شد.

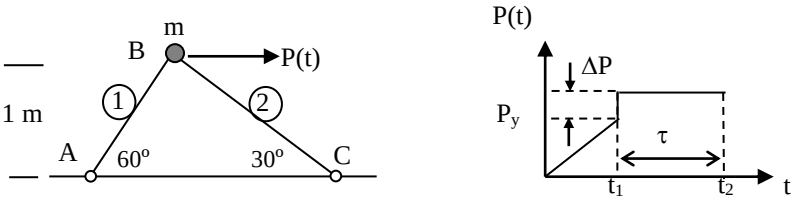
---

[۱] البته باید دانست که این معیار به‌طور فزاینده‌ای در معرض تغییر و اصلاح قرار گرفته است. از یکسو، فرض استفاده از ضریب اطمینان یکنواخت دیگر مورد پذیرش مهندسان نیست زیرا اهمیت بخشهای مختلف سازه و وخامت ناشی از شکست در آنها یکسان نیست، و از سوی دیگر در سازه‌های نامعین رسیدن به حد شکست در برخی از موارد می‌تواند سودمند باشد و باعث بازپخش تنشها گردد. از این رو، امروزه در آیین‌نامه‌های طراحی هم ضرایب اطمینان متفاوتی برای طرح بخشهای مختلف سازه ارائه شده است و هم رسیدن به تسلیم و ایجاد سازکار خمیری در مواردی که ایمنی کلی سازه بخطر نیفتد مجاز دانسته شده است (مانند ضوابط LRFD در طراحی سازه‌های فولادی).

[۲] یک سازه معین از همان ابتدا در آستانه سازکار تسلیم قرار دارد و با تسلیم هریک از اعضا وارد سازکار تسلیم می‌شود اما یک سازه نامعین پس از تسلیم یک یا چند عضو به آستانه سازکار تسلیم می‌رسد.

معیار طراحی برای بارهای دینامیکی

برای روشن شدن تفاوت بنیادی عملکرد سازه زیر اثر بار دینامیکی، سازه شکل ۳. ۹۶ را مجدداً بررسی می‌کنیم. در شکل ۳. ۹۷ این سازه با یک جرم متمرکز در نقطه B زیر اثر بار دینامیکی P(t) قرار گرفته است.

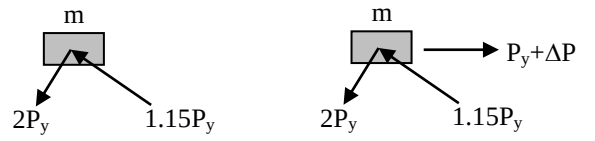


شکل ۳. ۹۷ سازه زیر بار دینامیکی

فرض کنیم زمان t_1 بقدر کافی طولانی باشد تا سازه بتواند تغییرشکل متناسب با نیرو را تقریباً همزمان با تغییرات نیرو انجام دهد و در نتیجه در فاصله زمانی ۰ تا t_1 نیروها و تغییرشکلهای سازه در تعادل استاتیکی قرار داشته باشند. اگر فرض شود که ضریب اطمینان هردو عضو سازه در نیروی P_y به یک میرسند، در لحظه t_1 کرنش در هر دو عضو سازه به حد کرنش تسلیم می‌رسند و بدین ترتیب سازکار تسلیم ایجاد می‌شود. از این لحظه به بعد هردو عضو وارد حوزه رفتار خمیری می‌گردند. با فرض رفتار ارتجاعی خمیری کامل برای هردو عضو، وضعیت نیروهای وارد به جرم m به صورت زیر در می‌آید (برای ساده‌تر شدن مطلب در اینجا از اثر نیروی استهلاک چشم پوشی شده که در واقع اصل موضوع را تغییر نمی‌دهد)

با استفاده از رابطه دوم نیوتن رابطه حرکت جسم در فاصله $t_2 \geq t \geq t_1$ عبارت است از:

$$-(2P_y)Cos60-(1.15P_y)Cos30+P_y+\Delta P=ma \quad \text{و یا} \quad m\ddot{v}=\Delta P$$



ب. در فاصله $t \geq t_2$ الف. در فاصله $t_2 \geq t \geq t_1$

شکل ۳. ۹۸ وضعیت نیروها پس از ایجاد سازکار تسلیم

$$\therefore \dot{v} = (\Delta P / m)t + \dot{v}_{t_1}$$

چون سازه تا لحظه t_1 در حال تعادل استاتیکی بوده است پس $\dot{v}_{t_1}$=۰. همچنین جابجایی در لحظه t_1 برابر جابجایی تسلیم سازه v_y است، بنابراین جابجایی سازه در جهت افقی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$v = \frac{\Delta P}{2m}(t - t_1)^2 + v_y \qquad \text{جابجایی افقی نقطه B پس از رسیدن به تسلیم} \qquad (۳. ۱۶۰)$$

پس سرعت و جابجایی در لحظه t_2 برابر است با

$$\dot{v}_{t_2} = \frac{\Delta P}{m}\tau \qquad ; \qquad v_{t_2} = \frac{\Delta P}{2m}\tau^2 + v_y$$

در لحظه t_2 نیروی خارجی $P(t)$ صفر می‌شود و رابطه دوم نیوتن بصورت زیر در می‌آید.

$$-(2P_y)Cos60 - (1.15P_y)Cos30 = ma$$

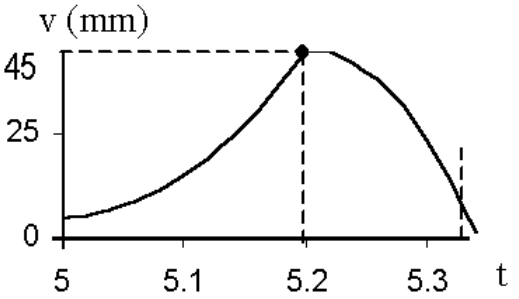
$$\therefore \dot{v} = -\frac{P_y}{m}(t - t_2) + \dot{v}_{t_2} \qquad ; \qquad v = -\frac{P_y}{2m}(t - t_2)^2 + \dot{v}_{t_2}(t - t_2) + v_{t_2}$$

و یا

$$\dot{v} = -\frac{P_y}{m}(t - t_2) + \frac{\Delta P}{m}\tau$$

$$v = -\frac{P_y}{2m}(t - t_2)^2 + \frac{\Delta P}{m}\tau(t - t_2) + \frac{\Delta P}{2m}\tau^2 + v_y \qquad (۳. ۱۶۱)$$

اگر فرض کنیم m، P_y و ΔP بترتیب برابر ۱۰، ۵ و ۲ تن باشند، و t_1 و t_2 برابر ۵ و ۵/۲ ثانیه، و جابجایی تسلیم v_y برابر ۵ میلیمتر باشد، آنگاه از رابطه ۳. ۱۶۱ جابجایی خمیری سازه زیر اثر نیروی دینامیکی به ۴۵ میلیمتر می‌رسد. سرعت جرم m در این لحظه (t_2 =۵/۲) برابر ۴۰۰ میلیمتر بر ثانیه و دارای انرژی جنبشی ۸۰۰ ژول است. در این لحظه نیروی دینامیکی صفر شده و نیروی مقاومت سازه شروع به جذب انرژی جنبشی می‌کند تا آنکه مطابق شکل ۳. ۹۹ در لحظه t = ۵/۳۳ جابجایی سازه تا حد جابجایی تسلیم (۵ میلیمتر) کاهش یافته و سازه دوباره وارد حوزه رفتار ارتجاعی می‌شود.



شکل ۳. ۹۹ جابجایی افقی B زیر اثر بار دینامیکی

اکنون اگر بخواهیم وضعیت سازه مزبور را با معیار طراحی بارهای استاتیکی بسنجیم از آنجا که نیروی وارد به سازه از حد مقاومت آن تجاوز نموده سازه معیار ایمنی را ارضا نمی‌کند و باید تقویت شود، درحالی‌که مثال فوق بخوبی نشان داد که سازه پایداری خود را از دست نداده است و فقط برای مدت کوتاهی در حوزه غیرارتجاعی تغییرشکل داده و سپس به حالت ارتجاعی خود بازگشته است. در این صورت، چنانچه مقدار جابجایی ایجاد شده در سازه در اثنای بارگذاری بر روی عملکرد سازه اثر شدیدی نگذارد دلیلی وجود ندارد که در چارچوب معیار بارگذاری استاتیکی باقی بمانیم. در این صورت این سؤال پیش می‌آید که:

۱. برای طراحی ایمن چه معیاری را باید جایگزین رابطه ۳. ۱۵۸ و یا ۳. ۱۵۹ نمود؟
۲. برای ضریب اطمینان چه تعریف جدیدی می‌توان ارائه نمود؟

با توجه به مباحث بخشهای پیشین به نظر می‌رسد برای بارهای دینامیکی باید معیارهای مبتنی بر تغییرشکل را جایگزین معیارهای مبتنی بر نیرو نمود. پس باید بجای استفاده از رابطه ۳. ۱۵۸، از رابطه ۳. ۱۵۹ استفاده کرد با این تفاوت که برای بارهای استاتیکی، پس از رسیدن سازه به آستانه سازکار تسلیم، لازم است *ضریب تغییرشکل* μ در این رابطه حتماً از یک کمتر باشد و گرنه سازه ناپایدار خواهد شد. این در حالی است که برای بارهای دینامیکی می‌توان ضرایب تغییرشکل بزرگتر از یک را پذیرفت؛ و در این صورت μ *ضریب نرمی*[۱] نامیده می‌شود. پس روشن می‌گردد که مزیت رابطه ۳. ۱۵۹ نسبت به ۳. ۱۵۸ این است که می‌تواند برای بارهای استاتیکی و دینامیکی بکار گرفته شود.

تعریف جدیدی که می‌توان برای ضریب اطمینان در بارگذاری دینامیکی ارائه نمود عبارت است از نسبت ظرفیت تغییرشکل سازه به تغییرشکل ایجاد شده در حین بارگذاری. بدین

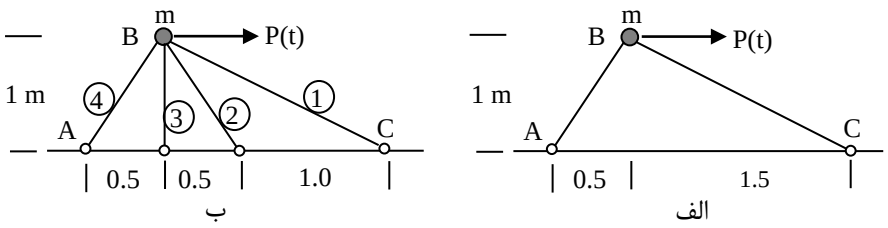
[۱] ductility ratio

ترتیب، چنانچه از معیار ۳. ۱۵۹ استفاده کنیم، تعریف ضریب اطمینان برای بارگذاریهای استاتیکی و دینامیکی در واقع یکی خواهند بود یعنی

$$F_{si} = \frac{\varepsilon_{ui}}{\varepsilon_i} > 1 \qquad \text{ضریب اطمینان عضو } i \text{ ام} \qquad (۳. ۱۶۲)$$

که در آن ε_{ui} و ε_i بترتیب ظرفیت تغییرشکل عضو i ام و تغییرشکل ایجاد شده در این عضو در اثر بارگذاری می‌باشند. در بارگذاری استاتیکی ε_{ui} تغییرشکل تسلیم (یا شکست) است و در بارگذاری دینامیکی تغییرشکل انهدام[۱].

مثال ۳. ۱۱ یک جرم ۵۰ تنی باید در ارتفاع ۱ متر از سطح زمین نگهداشته شود و برای اینکار مجازیم از یک سازه خرپا مانند استفاده کنیم که حداقل دو پایه آن مطابق شکل ۳. ۱۰۰-الف در نقاط A و C قرار گرفته باشد. جرم مزبور زیر اثر یک نیروی دینامیکی $P(t) = m\ddot{g}(t)$ قرار دارد که $\ddot{g}(t)$ شتابنگاشت زلزله ال‌سنترو ۱۹۴۰ با شتاب اوج ۱g است. اعضای فولادی دارای رفتار پسماند ارتجاعی خمیری کامل با تنش تسلیم ۲۴۰۰ kg/cm^2 می‌باشند. ظرفیت تغییرشکل انهدام اعضا ۳ برابر تغییرشکل تسلیم است. ضریب اطمینان طراحی را برابر ۱/۵ فرض و سازه را طرح نمایید. از اثر استهلاک صرف نظر شود.



شکل ۳. ۱۰۰ سازه نگهدارنده جرم ۵۰ تنی

[۱] تغییر شکل انهدام الزاماً به معنی انهدام سازه‌ای نیست. در بسیاری از موارد، سازه می‌تواند تغییر شکلهای بزرگتری را نیز تحمل نماید اما در اثر این تغییرشکلها قابلیت بهره‌برداری مجموعه و تأسیسات آن کاهش می‌یابد. دیوارها و تیغه‌های داخلی و نما شدیداً آسیب می‌بینند و بالاخره اثر وزن (p-Δ) ممکن است باعث ناپایداری شود و یا عملکرد مجموعه یا تأسیسات آن دچار اختلال شود، و نتیجتاً همه اینها می‌توانند به عنوان عوامل مؤثر بر تعیین ظرفیت تغییر شکل سازه بشمار آیند.

حل. از آنجا که مجازیم در فاصله AC پایه‌های دیگری را در صورت لزوم قرار دهیم، دو پایه دیگر مطابق شکل ۳. ۱۰۰-ب به صورت آزمایشی قرار می‌دهیم و طراحی بهینه را با این خرپای چهار عضوی آغاز می‌کنیم. ابتدا از رابطه ۳. ۱۶۲ ضریب نرمی هدف μ_{tg} را محاسبه می‌کنیم.

$$F_{si} = \frac{\varepsilon_{ui}}{\varepsilon_i} \qquad \therefore \varepsilon_i = \frac{\varepsilon_{ui}}{F_{si}} = \frac{3\varepsilon_y}{1.5} = 2\varepsilon_y \qquad \therefore \mu_{tg} = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_y} = 2$$

برای رعایت ضوابط ایمنی مذکور در رابطه۳. ۱۶۲ باید ضریب نرمی همه اعضا از μ_{tg} کمتر باشد. چون پیشاپیش جواب مسأله معلوم نیست، از نقطه زیر آغاز می‌کنیم:

$A_1 = A_2 = A_3 = A_4 = 1\ cm^2$

A_1 و ... سطح مقطع اعضا می‌باشند. سازه شکل ۳. ۱۰۰ به صورت دینامیکی تحلیل زمانی[۱] گردید (با فرض استهلاک صفر) و تغییر طول و کرنش حداکثر، و ضریب نرمی هر عضو محاسبه شد.

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta L_i}{L_i} \quad ; \quad \mu_i = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_y} \quad ; \quad \varepsilon_y = \frac{F_y}{E_y} = \frac{2400}{2\times10^6} = 1200\times10^{-6}$$

با توجه با بزرگی نیروی دینامیکی و کوچک بودن مقاطع اولیه، همانطور که پیش‌بینی می‌شد، ضریب نرمی بدست آمده برای اعضا بسیار بزرگتر از ضریب نرمی هدف بود. در نتیجه سطح مقطع اعضا به یک نسبت افزایش یافت تا ضریب نرمی کاهش یابد و در محدوده مجاز قرار گیرد. پس از چند دور تحلیل، بالاخره نتایج جدول زیر بدست آمد.

جدول ۳. ۳۵ سطح مقطع و ضریب نرمی اعضا

عضو	۱	۲	۳	۴
مساحت cm^2	۱۰۱/۲	۱۰۱/۲	۱۰۱/۲	۱۰۱/۲
ضریب نرمی	۱/۳۳	۱/۰۳	۰/۹۴	۱/۹۹
وزن سازه (kg)	۴۰۰			

[۱] time history

می‌بینیم که همه اعضا ضابطه ایمنی ۳. ۱۶۲ را ارضا کرده‌اند زیرا ضریب نرمی آنها کمتر از μ_{tg} است اما معلوم نیست طرح بدست آمده بهینه باشد.

بهینه سازی به‌روش شبکه

در مثال ۳. ۱۱ دیدیم که چگونه می‌توان در برابر بارهای دینامیکی با استفاده از ضابطه ۳. ۱۶۲ به یک طرح ایمن رسید اما چنین طرحی الزاماً بهینه نیست. در این مثال وزن سازه برابر ۴۰۰ کیلوگرم بدست آمد. اگر هدف بهینه سازی وزن سازه باشد این سؤال مطرح می‌گردد که آیا می‌توان کاری کرد که ضمن رعایت ضابطه ایمنی ۳. ۱۶۲ وزن سازه مثال ۳. ۱۱ از ۴۰۰ کیلوگرم کمتر شود؟

فرض شود عواملی مانند سختی، جرم، استهلاک و خواص پسماند که روی پاسخ دینامیکی سازه تأثیر می‌گذارند عوامل سازه‌ای نامیده شوند. سؤال اساسی این است که آیا می‌توان نحوه توزیع این عوامل در سازه را طوری تنظیم نمود که پاسخ سازه بهتر شود. به عبارت دیگر، آیا توزیع خاصی از این عوامل وجود دارد که به بهترین پاسخ منتهی شود؟ و در این صورت چگونه می‌توان این توزیع را بدست آورد؟

در مثال ۳. ۱۱ توزیع جرم و نوع رفتار پسماند مشخص است و جزو متغیرها نیست و استهلاک نیز برابر صفر در نظر گرفته شده است. بنابراین تنها عامل تنظیم کننده رفتار دینامیکی سازه سختی اعضای ۱ تا ۴ می‌باشد. چون طول اعضا ثابت است سختی این اعضا را فقط با تغییر سطح مقطع آنها می‌توان تغییر داد. فرض کنیم بخواهیم طرح را بر اساس وزن سازه نگهدارنده بهینه کنیم. وزن سازه برابر است با

$$W = \gamma \sum A_i L_i \qquad \text{الف}$$

A_i و L_i سطح مقطع و طول عضو، و γ وزن مخصوص فولاد است. اگر داشته باشیم

$$A_i = \alpha_i A_0 \qquad \text{ب}$$

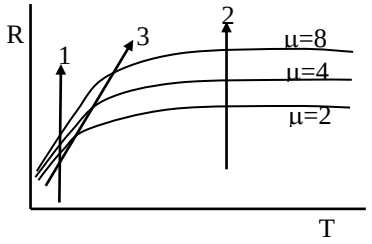
آنگاه برای هر ترکیبی از ضرایب α_1، α_2 و ... ، می‌توان A_0 را آنقدر تغییر داد تا ضابطه ایمنی ۳. ۱۶۲ ارضا شود و بانهادن A_0 در رابطه ب سطح مقطع اعضا بدست می‌آید. بدیهی است برای هر مقدار انتخاب شده A_0 لازم است یک تحلیل دینامیکی زمانی کامل انجام شود و برای رسیدن به ضریب نرمی هدف و ارضاء رابطه ۳. ۱۶۲ گاهی انجام دهها دور تحلیل کامل اجتناب ناپذیر است. طرح بدست آمده یک طرح قابل قبول است زیرا ضابطه ایمنی را ارضاء می‌کند. در پایان، از رابطه الف وزن سازه محاسبه می‌گردد. بدین ترتیب با انتخاب ترکیب جدیدی از ضرایب، و تکرار مراحل فوق طرح قابل قبول دیگری بدست می‌آید و در میان همه این طرحها، آنکه کمترین وزن را داراست به طرح بهینه نزدیکتر است.

در حال حاضر اطلاعی از یک روش منطقی برای برآورد بازه (محدوده تغییرات) α_i سراغ نداریم. فرض کنیم برای بدست آوردن جواب بهینه، برای هر یک از ضرایب α_i یک بازه را انتخاب کرده و در آن ۱۰۰۰ عدد را برگزینیم. در این صورت تعداد کل ترکیبهایی که بدست می‌آید برابر 10^{12} خواهد بود. اگر در هر ترکیب، برای ارضاء ضابطه ایمنی فقط ۱۰ دور تحلیل دینامیکی زمانی کامل نیاز باشد تعداد کل تحلیلهای دینامیکی برابر 10^{13} خواهد بود. می‌دانیم که در حال حاضر یک تحلیل دینامیکی غیرارتجاعی زمانی با رایانه‌های موجود از چند دقیقه تا چند ساعت طول می‌کشد. در این صورت واضح است که بدست آوردن پاسخ نسبتاً بهینه با استفاده از روش فوق تا چه حد غیر عملی است. ضمناً بهیچوجه معلوم نیست که جواب بدست آمده تا چه حد به جواب بهینه واقعی نزدیک است.

بهینه سازی بروش توزیع یکنواخت تغییرشکلها

تحقیقاتی که در چنددهه گذشته روی رفتار غیرارتجاعی سازه‌ها در زلزله انجام شده است نشان میدهد که در حوزه غیرارتجاعی، کاهش مقاومت عموماً موجب افزایش جابجایی سازه می‌گردد. این موضوع در شکلهای ۳. ۱۷، ۳. ۱۸، ۳. ۱۹ و ۳. ۲۳ نشان داده شده است. البته در مواردی‌که زمان تناوب سازه از زمان تناوب غالب زمین T_0 بیشتر باشد، بهنگام عبور از مرز ارتجاعی به غیرارتجاعی ممکن است این روند معکوس شود و همانطور که در شکل ۳. ۲۰ می‌بینیم، با کاهش مقاومت از حد نیروی ارتجاعی زلزله R_e جابجایی بجای افزایش کم شده است (نقاط زیر A) اما پس از طی فاصله AB، این روند تغییر کرده و به حالت طبیعی بازگشته است و با کاهش مقاومت، جابجایی افزایش یافته است. باید توجه داشت که در این شکل‌ها علیرغم کاهش مقاومت، سختی ثابت مانده است درحالی‌که در سازه واقعی کاهش مقاومت معمولاً با کاهش سختی همراه است.

در بخش ۳. ۲. ۳. ۱ دیدیم که در روابط ضریب رفتار، عموماً در یک مقاومت ثابت با افزایش زمان تناوب، ضریب نرمی افزایش می‌یابد. شکل ۳. ۲۷-۱ ضریب رفتار یک سازه تکدرجه را برای زلزله‌های با نوع زمین (خاک) مختلف نشان میدهد. می‌توان نتیجه گرفت که کاهش تناوب (که نشانه کاهش سختی است) همواره با افزایش ضریب نرمی μ همراه است. در شکل ۳. ۱۰۱ نمایش نمادینی از تغییر ضریب رفتار برحسب ضریب نرمی و زمان تناوب نشان داده شده است. می‌بینیم که برای سازه‌های نسبتاً سخت، کاهش مقاومت بدون تغییر سختی (پیکان ۱) همواره باعث افزایش ضریب نرمی است. همین روند برای سازه‌های نرم (پیکان ۲) نیز برقرار است. اما در مواردی که کاهش مقاومت با کاهش سختی همراه است (پیکان ۳) بازهم ضریب نرمی افزایش یافته است.



شکل ۳. ۱۰۱ نمایش تغییرات ضریب رفتار نسبت به تناوب و ضریب نرمی

پس می‌توان به یک اصل کلی رسید که آنرا اصل تلازم معکوس مقاومت و تسلیم می‌نامیم:

اصل تلازم معکوس مقاومت و تسلیم: **کاهش مقاومت و سختی در سازه موجب افزایش تغییرشکل غیر ارتجاعی اوج در سازه و در نتیجه ازدیاد ضریب نرمی اوج در زلزله است.**

در مثال ۳. ۱۱ با فرض $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4$ به یک طرح ایمن رسیدیم که در آن نسبت نرمی اعضای ۱ تا ۴ بترتیب برابر ۱/۳۳، ۱/۰۳، ۰/۹۴ و ۱/۹۹ بدست آمد. می‌بینیم که عضو ۴ به حد تغییرشکل مجاز رسیده است اما تغییرشکل بقیه اعضا کمتر از حد مجاز است. با استفاده از اصل تلازم معکوس مقاومت و تسلیم می‌توان نتیجه گرفت که اگر سختی و مقاومت این اعضا کاسته شود ضرایب نرمی افزایش یافته و سازه به سمت توزیع یکنواخت ضریب نرمی پیش رود. از سوی دیگر، کاهش مقاومت و سختی اعضا با کاهش سطح مقطع آنها امکان پذیر است، از این رو می‌توان فرضیه زیر را پیشنهاد نمود:

در شرایط یکسان، سازه‌ای که ضرایب نرمی در سطح آن به‌طور یکنواخت توزیع شده و تغییرشکل همه اعضا به حد مجاز خود (ضریب نرمی هدف) رسیده باشد سبکتر از سازه‌ای است که ضریب نرمی به صورت غیر یکنواخت پخش شده است و فقط بعضی از اعضا به حد ضریب نرمی هدف رسیده‌اند.

این را *فرضیه تغییرشکلهای یکنواخت* می‌خوانیم.

مثال ۳. ۱۲ با استفاده از فرضیه تغییر شکلهای یکنواخت، طرح سازه مثال ۳. ۱۱ را بهینه نمایید.

حل. بر اساس آنچه بیان شد، باید توزیع سختی و مقاومت در سازه را بگونه‌ای اختیار کرد که توزیع تغییرشکل یکنواخت‌تر شود. به عبارت دیگر، با توجه به اینکه ضریب نرمی حداکثر نباید از ۲ تجاوز کند، باید کاری کرد که ضریب نرمی همه اعضاء به ۲ نزدیک شود. در این صورت انتظار می‌رود که چنین سازه‌ای سبکترین باشد. همانطور که در مثال ۳. ۱۱ دیدیم در گام نخست سطح مقطع کلیه اعضا برابر فرض شد و با استفاده از رابطه ب، سطح مقطع اعضا طوری تعیین می‌شود که ضریب نرمی به مرز محدوده مجاز برسد. اکنون برای یکنواخت نمودن توزیع نرمی در سطح سازه، سطح مقطع اعضایی که به مرز نرمی مجاز نرسیده‌اند را بشیوه زیر کاهش می‌دهیم:

$A_i = \alpha_i A_0$ ب

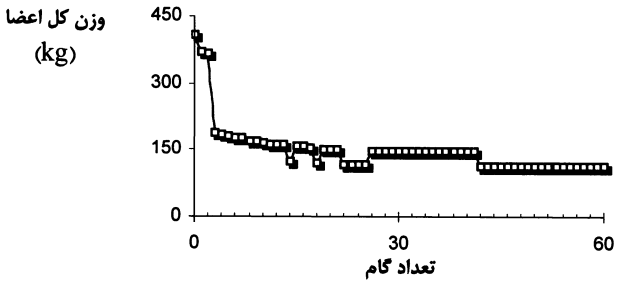
$$(\alpha_j)_{i+1} = (\alpha_j)_i \cdot \left(\frac{\mu_j}{\mu_{tg}}\right)^{\beta} \qquad \text{اصلاح ضرایب توزیع مقاومت در گام } i \text{ ام} \qquad (۱۶۳ .۳)$$

α_i و α_{i+1} ضرایب توزیع مقاومت در گامهای i و i+1 اند، و μ_i و μ_{tg} ضریب نرمی عضو iام و ضریب نرمی هدف می‌باشند. β عددی کوچکتر از واحد است وتنظیم کننده سرعت همگرایی است. در مثال ۳. ۱۱ با فرض $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4$ به یک طرح ایمن رسیدیم که در آن نسبت نرمی اعضای ۱ تا ۴ بترتیب برابر ۱/۳۳، ۱/۰۳، ۰/۹۴ و ۱/۹۹ بدست آمد. حال با فرض β=۰/۱، ضرایب توزیع مقاومت در گام دوم بشکل زیر اصلاح می‌شوند:

$$(\alpha_1)_2 = 1\times(1.33/2)^{0.1} = 0.96 \qquad (\alpha_2)_2 = 1\times(1.03/2)^{0.1} = 0.94$$

$$(\alpha_3)_2 = 1\times(0.94/2)^{0.1} = 0.93 \qquad (\alpha_4)_2 = 1$$

با نهادن این ضرایب در رابطه ب، سطح مقطع اعضا محاسبه می‌شود و سازه در معرض زلزله ال‌سنترو قرار می‌گیرد و به‌طور غیرارتجاعی تحلیل زمانی می‌شود و ضریب نرمی اعضا محاسبه تعیین می‌گردد. آنگاه ضریب نرمی حداکثر با مقدار مجاز ۲ مقایسه می‌شود و در صورت لزوم A_0 در رابطه ب طوری اصلاح می‌شود که ضریب نرمی حداکثر برابر ۲ گردد و بدین ترتیب گام ۲ به پایان رسد. در پایان گام، وزن سازه محاسبه می‌شود و گامهای بعدی اجرا می‌گردند. شکل ۳. ۱۰۲ تغییرات وزن سازه را در گامهای متوالی نشان میدهد.



شکل ۳. ۱۰۲ تغییرات وزن سازه مثال ۳. ۱۲ در گامهای متوالی

همانطور که در شکل دیده می‌شود وزن سازه در گام ۲ به ۳۶۲ کیلوگرم کاهش می‌یابد و در گام ۳ نیز اندکی کاهش یافته اما در گام ۴ ناگهان به ۱۸۵ کیلوگرم می‌رسد. از این به بعد نیز وزن سازه به‌طور منظم در هر گام کاهش یافته تا آنکه نهایتاً در گام ۴۲ به ۱۰۴ کیلوگرم رسیده و ثابت می‌ماند. اجرای گامهای بعدی تأثیری در کاهش وزن سازه ندارد. نتایج طراحی سازه در این مرحله، در جدول ۳. ۳۶ ارائه شده است.

جدول ۳. ۳۶ سطح مقطع و ضریب نرمی اعضا در حالت بهینه

عضو	۱	۲	۳	۴
مساحت cm^2	۵۲/۱	۰	۰	۳۴/۷
ضریب نرمی	۱/۹۹۴۸	-	-	۱/۹۹۱۸
وزن سازه (kg)	۱۰۴			

اکنون می‌توان این حالت را بهینه دانست زیرا کمترین وزن با یکنواخت‌ترین توزیع تغییرشکل مقارن گردیده است. از حل این مسأله نتایج بسیار مهم زیر بدست می‌آید:

۱. قدرت و سرعت همگرایی روش بکار گرفته شده بسیار زیاد است. قبلاً دیدیم که چنانچه بخواهیم از روش شبکه و به صورت معمولی پاسخ بهینه را بدست آوریم باید هزاران میلیارد فقره تحلیل دینامیکی غیرارتجاعی صورت گیرد در حالی‌که در اینجا با برداشتن فقط ۳ گام به نزدیکی پاسخ بهینه رسیده‌ایم.

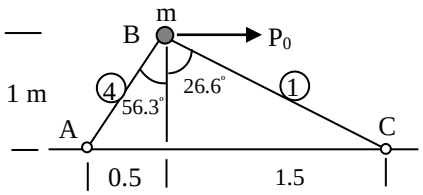
۲. یکی دیگر از نشانه‌های قدرتمندی و کارایی این روش حذف اعضای ۲ و ۳ است. در واقع این روش بهینه سازی برای دو عضو مزبور سطح مقطع صفر را پیشنهاد می‌کند که به

معنی حذف این اعضا است. برای اطمینان از نتیجه، یکبار هم سازه از ابتدا بدون اعضای ۲ و ۳ بهینه سازی شد و دقیقاً به همین نتیجه انجامید.

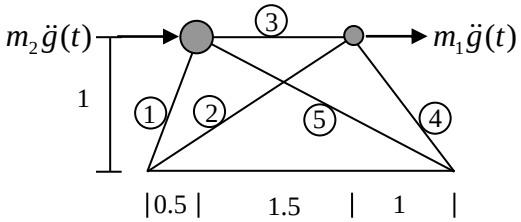
۳. اگر سازه را بدون اعضای ۲ و ۳ زیر یک بار استاتیکی افقی قرار دهیم، چون سازه معین است، برای رسیدن به یک طرح ایمن و بهینه باید از ضابطه ۳. ۱۵۹ استفاده نمود. پس

$$\frac{A_4}{A_1}=\frac{P_{AB}}{P_{BC}}=\frac{\cos 26.6}{\cos 56.3}=0.62$$

که با نسبت سطح مقطع این دو عضو در جدول فوق یعنی ۰/۶۶ (= ۵۲/۱÷۳۴/۷) بسیار نزدیک است. البته اگر سازه اولیه با چهار عضو بشکل استاتیکی تحلیل می‌شد دیگر این نتیجه بدست نمی‌آمد بنابراین می‌توان گفت که روش بهینه سازی فوق نه تنها برای بدست آوردن طرح بهینه سازه زیر اثر بارهای دینامیکی بسیار کاراست، بلکه برای طراحی بهینه سازه‌های نامعین زیر اثر بارهای استاتیکی نیز توانایی خوبی نشان میدهد و می‌تواند اعضای غیر مفید را بخوبی تشخیص داده و حذف نماید.



مثال ۳. ۱۳ دو جرم ۵۰ تنی و ۲۰۰ تنی باید مطابق شکل در ارتفاع ۱ متر از سطح زمین نگهداشته شود. همچون مثال ۳. ۱۱جرمهای مزبور زیر اثر یک نیروی دینامیکی $P(t)=m\ddot{g}(t)$ قرار دارد که $\ddot{g}(t)$ شتابنگاشت زلزله ال‌سنترو ۱۹۴۰ با شتاب اوج ۱g است؛ اعضای فولادی دارای رفتار پسماند ارتجاعی خمیری کامل با تنش تسلیم ۲۴۰۰ kg/cm^2 می‌باشند؛ ظرفیت تغییرشکل انهدام اعضا ۳ برابر تغییرشکل تسلیم است. ضریب اطمینان طراحی را برابر ۱/۵ فرض و سازه را بصورت بهینه طرح نمایید. از اثر استهلاک صرف نظر شود.



شکل ۳. ۱۰۳ طراحی بهینه سازه‌ای با دوجرم زیر بارهای دینامیکی

حل. همچون مثال ۳. ۱۱ ابتدا از رابطه ۳. ۱۶۲ ضریب نرمی هدف μ_{tg} را محاسبه می‌کنیم.

$$F_{si} = \frac{\varepsilon_{ui}}{\varepsilon_i} \qquad \therefore \varepsilon_i = \frac{\varepsilon_{ui}}{F_{si}} = \frac{3\varepsilon_y}{1.5} = 2\varepsilon_y \qquad \therefore \mu_{tg} = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_y} = 2$$

برای رعایت ضوابط ایمنی مذکور در رابطه۳. ۱۶۲ باید ضریب نرمی همه اعضا از μ_{tg} کمتر باشد. چون پیشاپیش جواب مسأله را نمی‌دانیم، از نقطه زیر آغاز می‌کنیم:

$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_4 = \alpha_5$ و $A_i = \alpha_i A_0$

A_1 و ... سطح مقطع اعضا می‌باشند. سازه شکل ۳. ۱۰۳ به صورت دینامیکی تحلیل زمانی گردید (با فرض استهلاک صفر) و تغییر طول و کرنش حداکثر، و ضریب نرمی هر عضو محاسبه شد.

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta L_i}{L_i} \quad ; \quad \mu_i = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_y} \quad ; \quad \varepsilon_y = \frac{F_y}{E_y} = \frac{2400}{2\times10^6} = 1200\times10^{-6}$$

با توجه به بزرگی نیروی دینامیکی و کوچک بودن مقاطع اولیه، همانطور که پیش‌بینی می‌شد، ضریب نرمی بدست آمده برای اعضا بسیار بزرگتر از ضریب نرمی هدف بود. در نتیجه سطح مقطع اعضا به یک نسبت افزایش یافت تا ضریب نرمی کاهش یابد و در محدوده مجاز قرار گیرد. پس از چند دور تحلیل، بالاخره نتایج جدول ۳. ۳۷ بدست آمد.

جدول ۳. ۳۷ سطح مقطع و ضریب نرمی اعضا

عضو	۱	۲	۳	۴	۵
مساحت cm^2	۱۹۱/۸	۱۹۱/۸	۱۹۱/۸	۱۹۱/۸	۱۹۱/۸
ضریب نرمی	۱/۹۹۸	۱/۸۱۳	۱/۳۶۶	۱/۱۸۳	۱/۶۸۴
وزن سازه (kg)	۱۲۱۵				

می‌بینیم که ضریب نرمی برخی از اعضا کمتر از μ_{tg} است. اکنون با اصلاح ضرایب توزیع مقاومت α_i از رابطه ۳. ۱۶۳ و تکرار تحلیل بتدریج توزیع یکنواخت‌تری از نرمی بدست می‌آید و وزن سازه کاهش می‌یابد تا آنکه در گام ۵۰ نتایج زیر حاصل می‌گردد. ملاحظه می‌شود که با بهینه سازی وزن سازه کاهش چشمگیری یافته و از ۱۲۱۵ به ۸۴۱ رسیده است.

جدول ۳. ۳۸ سطح مقطع و ضریب نرمی اعضا در حالت بهینه

عضو	۱	۲	۳	۴	۵
مساحت cm^2	۲۰۱/۷	۱۰۵/۲	۱۰۲/۷	۶۴	۲۰۱/۴
ضریب نرمی	۱/۹۹۲	۱/۹۸۷	۱/۹۹۶	۱/۹۸۱	۱/۹۹۶
وزن سازه (kg)	۸۴۱				

بارگذاری بهینه برای طراحی لرزه‌ای ساختمان

در بخشهای پیشین دیدیم که می‌توان عوامل مقاوم در یک سازه نظیر سختی و مقاومت را بگونه‌ای توزیع کرد که وقتی یک سازه زیر اثر بارهای دینامیکی و زلزله قرار می‌گیرد با کمترین مقدار مصالح بکار رفته در سازه (سبکترین سازه) بتوان ضابطه ایمنی را ارضا نمود و از چارچوب محدوده مجاز تغییرشکلها تجاوز نکرد.

در بخش ۳. ۴. ۱. ۴ دیدیم که الگوی بارگذاری لرزه‌ای در واقع تعیین کننده نحوه توزیع مقاومت و سختی در ساختمان است (رابطه ۳. ۷۷). بنابراین برای دستیابی به طرح بهینه ساختمان لازم است الگوی بارگذاری آن طوری تعیین شود که طراحی انجام شده بر اساس آن بهینه باشد[۱].

تأثیر الگوی بارگذاری بر وزن سیستم لرزه‌بر

وزن سیستم لرزه‌بر تابعی از الگوی بارگذاری انتخاب شده $\mathbf{\Phi}_1$ است. اگر نیروی برش پایه مطابق این الگو توزیع شود، نیروی وارد به طبقه j ام برابر است با

$$F_j = \phi_{1j} V \qquad (۱۶۴ .۳)$$

و مقاومت تسلیم طبقه j ام از رابطه زیر بدست می‌آید

$$V_j = \sum_{i=j}^{n} F_i = \left(\sum_{i=j}^{n} \phi_{1i} \right) V \qquad (۱۶۵ .۳)$$

نیروی برشی طبقه j ام

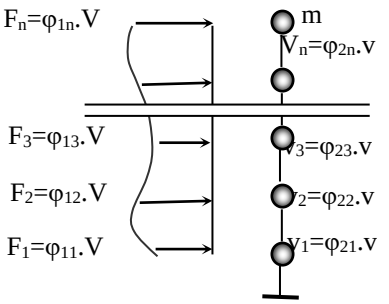
و یا

[۱] این فکر در سالهای ۱۳۷۰ به ذهن نگارنده خطور کرد و بعداً به عنوان پروژه کارشناسی ارشد به یکی از دانشجویان دانشگاه صنعتی شریف واگذار شد. نتایج کارهای اولیه در این زمینه رضایتبخش بود. در دنباله کار، موضوع در قالب تعدادی تز دکتری دنبال شد و به نتایج بسیار جالب و امیداوار کننده‌ای منجر گردید که از آن جمله می‌توان به مرجع ۱۷۶ مراجعه نمود.

$$V_j = \phi_{2j} V \quad ; \quad \phi_{2j} = \sum_{i=j}^{n} \phi_{1i} \qquad (۱۶۶ .۳)$$

بدین ترتیب بردار نیروی برشی طبقات از ضرب بردار $\mathbf{\Phi_2}$ در برش پایه V بدست می‌آید

$$\mathbf{\Phi_2} = \langle \phi_{21} \quad \phi_{22} \quad \cdots \quad \phi_{2n} \rangle \qquad \textit{بردار توزیع نیروی برشی در طبقات} \qquad (۱۶۷ .۳)$$



شکل ۳. ۱۰۴ الگوی توزیع نیرو، مقاومت و سختی

اگر وزن سیستم لرزه‌بر در هر طبقه متناسب با مقاومت برشی آن طبقه فرض شود، آنگاه وزن کل سیستم لرزه‌بر W_R متناسب است با مجموع مقاومت برشی طبقات، یعنی

$$W_R = \alpha \sum_{j=1}^{n} V_j = \alpha \sum_{j=1}^{n} \phi_{2j} V = \alpha \sum_{j=1}^{n} \sum_{i=j}^{n} \phi_{1i} V$$

برش پایه برابر است با

$$V = CW$$

Cضریب زلزله و W وزن ساختمان است. پس *عامل وزن* G چنین تعریف و محاسبه می‌گردد

$$W_R = GCW \quad ; \quad G = \alpha \sum_{j=1}^{n} \sum_{i=j}^{n} \phi_{1i} \qquad \textit{عامل وزن} \qquad (۱۶۸ .۳)$$

بدین ترتیب ملاحظه می‌شود که با انتخاب الگوی توزیع نیروی $\mathbf{\Phi_1}$ می‌توان *عامل وزن* را حساب کرد و سپس وزن سیستم لرزه‌بر را بر حسب ضریب زلزله و وزن ساختمان بدست آورد.

برای روشن شدن تأثیر الگوی بارگذاری بر رفتار لرزه‌ای ساختمان به مثال زیر توجه کنید.

مثال ۳. ۱۴ یک ساختمان برشی[۱] ۵ طبقه با رفتار ارتجاعی خمیری کامل را در نظر بگیرید.

۱. اگر این ساختمان طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ طرح شود، مقاومت سیستم لرزه‌بر را طوری تعیین کنید که حداکثر ضریب نرمی سازه در زلزله ال‌سنترو از ۲ تجاوز نکند (سازه الف).

۲. اگر بجای استفاده از الگوی بارگذاری مثلثی (ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰) از الگوی بارگذاری مستطیلی استفاده شود (سازه ب) ضریب نرمی سازه در زلزله ال‌سنترو چقدر خواهد بود؟

وزن همه طبقات یکسان و برابر ۱۰۰ تن می‌باشد. تناوب اصلی سازه را ۰/۵ ثانیه و ضریب استهلاک آن برابر ۵٪ است. وزن سیستم لرزه‌بر در دو حالت فوق برابر فرض شود. همچنین فرض کنید که در سیستم لرزه‌بر مورد استفاده، سختی و مقاومت متناسبند.

حل. در حالت کلی اگر توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان با بردار $\mathbf{\Phi}_1$ نشان داده شود برای دو الگوی بارگذاری مثلثی و مستطیلی داریم

$$\mathbf{\Phi}_1 = \langle 0.067 \quad 0.133 \quad 0.200 \quad 0.267 \quad 0.333 \rangle \qquad \textit{الگوی توزیع مثلثی}$$

$$\mathbf{\Phi}_1 = \langle 0.200 \quad 0.200 \quad 0.200 \quad 0.200 \quad 0.200 \rangle \qquad \textit{الگوی توزیع مستطیلی}$$

پس توزیع برش طبقات برای دو الگوی مثلثی و مستطیلی با استفاده از ۳. ۱۶۶:

$$\mathbf{\Phi_2} = \begin{cases} \langle 1.000 \quad 0.933 \quad 0.800 \quad 0.600 \quad 0.333 \rangle & \textit{الگوی توزیع مقاومت مثلثی} \\ \langle 1.000 \quad 0.800 \quad 0.600 \quad 0.400 \quad 0.200 \rangle & \textit{الگوی توزیع مقاومت مستطیلی} \end{cases}$$

با استفاده از ۳. ۱۶۶ مقاومت سیستم لرزه‌بر در طبقه j ام برابر است با

$$V_j = \phi_{2j} V \quad ; \quad V = CW$$

و با توجه به تناسب سختی و مقاومت در هر طبقه

$$k_j = \phi_{2j} k_0$$

k_0

با انتخاب یک مقدار دلخواه برای ضریب برش پایه C، برش پایه سازه الف محاسبه و طبق رابطه فوق توزیع گردید. آنگاه سازه الف زیر اثر زلزله ال‌سنترو قرار گرفت و نرمی ایجاد شده در طبقات محاسبه و با ضریب نرمی مجاز ۲ مقایسه شد. سپس ضریب زلزله متناسباً اصلاح گردید و محاسبات تکرار شد تا آنجا که به ازاء ضریب زلزله C=۰/۵۵۱ حداکثر ضریب نرمی ایجاد شده در زلزله ال‌سنترو در طبقه اول سازه الف به ۲ رسید. اکنون برای محاسبه ضریب نرمی سازه ب،

---

[۱] shear building

ابتدا باید نیروی برش پایه سازه را طوری تعیین نمود تا وزن سیستم لرزه‌بر آن با سازه الف برابر شود. با توجه به رابطه ۳. ۱۶۸ نسبت وزن سیستم لرزه‌بر دو سازه برابر است با

$$\frac{W_{R_1}}{W_{R_2}} = \frac{G_1 C_1}{G_2 C_2}$$

پس

$$G_1 C_1 = G_2 C_2$$

عامل وزن G برای دو سازه از رابطه ۳. ۱۶۸ بترتیب برابر ۳/۶۷ و ۳ بدست آمد. پس

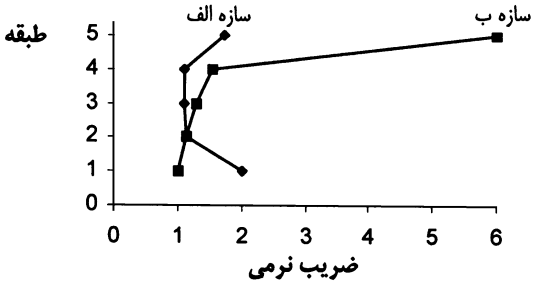
$$C_2 = G_1 C_1 / G_2 = 3.67 \times 0.551/3 = 0.674$$

بدین ترتیب برش پایه و مقاومت طبقات سازه ب حساب می‌شود و سختی طبقات نیز متناسب با مقاومت در نظر گرفته شده و طوری تنظیم می‌گردد که تناوب سازه ب برابر ۰/۵ ثانیه باشد. سختی و مقاومت طبقات دو سازه در جدول ۳. ۳۹ ارائه شده است.

جدول ۳. ۳۹ مشخصات بدست آمده برای سازه‌های الف و ب

سازه	الف					ب				
طبقه	۱	۲	۳	۴	۵	۱	۲	۳	۴	۵
وزن (تن)	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
نیروی طبقه (t)	۱۸/۳	۳۶/۷	۵۵	۷۳/۴	۹۱/۷	۶۷/۴	۶۷/۴	۶۷/۴	۶۷/۴	۶۷/۴
مقاومت برشی (t)	۲۷۵	۲۵۷	۲۲۰	۱۶۵	۹۲	۳۳۷	۲۶۹	۲۰۲	۱۳۵	۶۷
سختی KN/cm	۲۴۱	۲۲۵	۱۹۳	۱۴۵	۸۰	۳۰۵	۲۴۴	۱۸۳	۱۲۲	۶۱

سازه ب با مقاومت و سختی مندرج در جدول ۳. ۳۹ زیر اثر زلزله ال‌سنترو قرار گرفت. نرمی حداکثر بدست آمده در طبقات سازه‌های الف و ب در شکل ۳. ۱۰۵ مقایسه شده است. می‌بینیم که بکارگیری توزیع نیروی مستطیلی در سازه ب موجب افزایش ضریب نرمی آن گردیده است. علاوه بر این توزیع نرمی در سازه ب بسیار ناهموارتر از سازه الف است و به نظر می‌رسد انرژی زلزله عمدتاً موجب تخریب طبقات فوقانی بویژه طبقه آخر شده است. برعکس، در سازه الف طبقات اول و آخر به یک میزان و بیش از سایر طبقات آسیب دیده‌اند.



شکل ۳. ۱۰۵ توزیع ضریب نرمی سازه‌های الف و ب زیر اثر زلزله ال‌سنترو

الگوهای بارگذاری مناسب

در مثال ۳. ۱۴ دیدیم که انتخاب یک الگوی نامناسب چگونه باعث افزایش شدید تغییرشکل سازه شد. پس می‌توان نتیجه گرفت که اگر الگوهای مناسب‌تری برای طراحی لرزه‌ای بکار گرفته شود می‌تو ن از تغییرشکل و نرمی تحمیل شده در زلزله کاست. الگوی توزیع استاندارد در اکثر آیین‌نامه ا (از جمله آیین‌نامه ۲۸۰۰) عبارت است از

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{N} w_i h_i^k} \cdot V \qquad \text{الگوی توزیع نیرو (نیروی طبقه } i \text{ام)} \qquad (۱۶۹ .۳)$$

که در آن ضریب k معمولاً برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود. h_i و w_i ارتفاع و وزن طبقه i ام اند و V برش پایه می‌باشد. با تغییر k در رابطه فوق ۹ مدل مختلف زیر بدست می‌آید:

۱. الگوی بارگذاری مستطیلی($k=0$)
۲. الگوی بارگذاری مثلثی($k=1$)
۳. الگوی بارگذاری مثلثی-مستطیلی ($k=0.5+0.2T$)[۱]
۴. الگوی بارگذاری شلاقی ($k \to \infty$)
۵. الگوهای بارگذاری سهموی یک ($k = 1+0.4T$)
۶. الگوهای بارگذاری سهموی دو ($k = 1+0.8T$)
۷. الگوی بارگذاری آیین‌نامه ۲۸۰۰[۲]

---

[۱] T تناوب مد اول سازه است. این الگوی بارگذاری تقریبا شبیه الگویی است که از میانگین‌گیری بین بار هر طبقه در الگوهای مثلثی و مستطیلی بدست آید.

[۲] بار مثلثی بعلاوه بار شلاقی برابر 0.07TV در سازه‌های با تناوب بزرگتر یا مساوی با ۰/۷ ثانیه (رابطه ۴. ۷)

۸. الگوی بارگذاری آیین نامه نرپ-۹۴

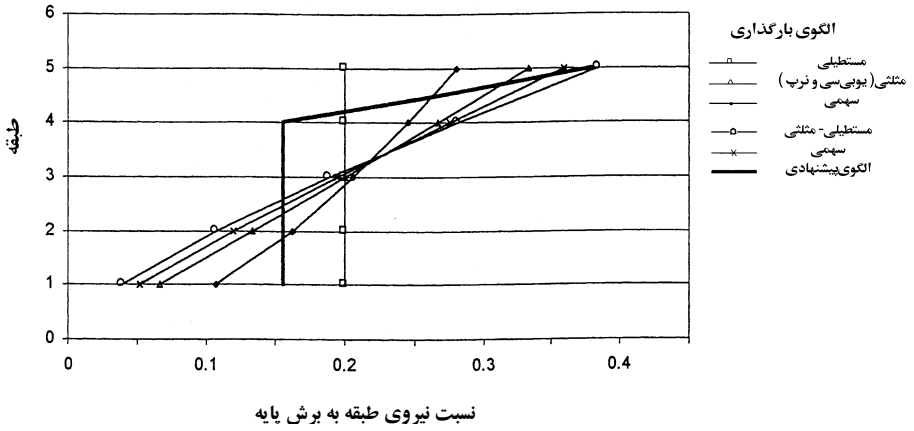
این الگو از نوع الگوهای سهموی است که با قرار دادن k از رابطه زیر در رابطه ۳. ۱۶۹ بدست می‌آید.

$$k=\begin{cases}1 & T\le 0.5\\ 0.75+0.5T & 0.5<T<2.5\\ 2 & T\ge 2.5\end{cases}$$

۹. الگوی بارگذاری مستطیلی اصلاح شده[۱]

در این الگو یک بار متمرکز برابر 0.5TV در تراز بام و بقیه بار یعنی (1-0.5T)V با توزیع مستطیلی در ارتفاع سازه توزیع می‌شود.

این الگوهای بارگذاری برای یک ساختمان ۵ طبقه در شکل ۳. ۱۰۶ نشان داده شده‌اند.



شکل ۳. ۱۰۶ الگوهای بارگذاری

ساختمانهای ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه بر اساس الگوهای فوق طرح شدند. فرضیات طراحی مشابه مثال ۳. ۱۴ اختیار شد[۲]. برای هریک از مدلها، ضرایب زلزله مختلفی اختیار شد تا مقاومت

---

[۱] Modified Rectangular Load Pattern پس از بررسیهای مفصلی که بر روی نتایج حاصل از اعمال الگوهای بارگذاری فوق (و تعداد دیگری الگو که در اینجا ذکر نشده اند) صورت گرفت و طی یک فرآیند بهینه یابی، الگوی دیگری بدست آمد که در میان الگوهای دیگر بهترین الگو شناخته شد (۱۷۶).

[۲] وزن همه طبقات یکسان و برابر ۱۰۰ تن، ارتفاع طبقات مساوی ۳ متر، و ضریب استهلاک برابر ۵٪ فرض شد. همچنین فرض گردید که سختی و مقاومت طبقات متناسبند و رفتار سیستم لرزه‌بر ارتجاعی خمیری کامل و مانند مدل ساختمان برشی است.

سازه بصورت متغیر در نظر گرفته شده و بتوان تغییرات ضریب نرمی بر حسب مقاومت را بررسی نمود. همچنین سختی طبقات از رابطه $k_j = \phi_{2j} k_0$ حساب شد که ضمن در نظر گرفتن فرض تناسب سختی و مقاومت هر طبقه (با توجه به رابطه ۳. ۱۶۶مقاومت هر طبقه با ϕ_{2j} متناسب است)، با تغییر دادن k_0 تناوب مد اول مدل با اعداد از پیش تعیین شده برابر شد). این مدلها زیر اثر ۲۱ زلزله قوی (همگی در ناحیه مرکزی زلزله‌هایی با بزرگی بیش از ۷ ثبت شده بودند) قرار گرفته و تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شد. آنگاه برای هریک از مدلها با تناوب ثابت مقاومت لازم برای عدم تجاوز از ضریب نرمی هدف (ضرایب نرمی ۲، ۴، ۶ و ۸) مشخص و وزن سیستم لرزه‌بر محاسبه شد و با تقسیم بر وزن مدل، بدون بعد گردید و طبق رابطه ۳. ۱۶۸، GC بدست آمد.

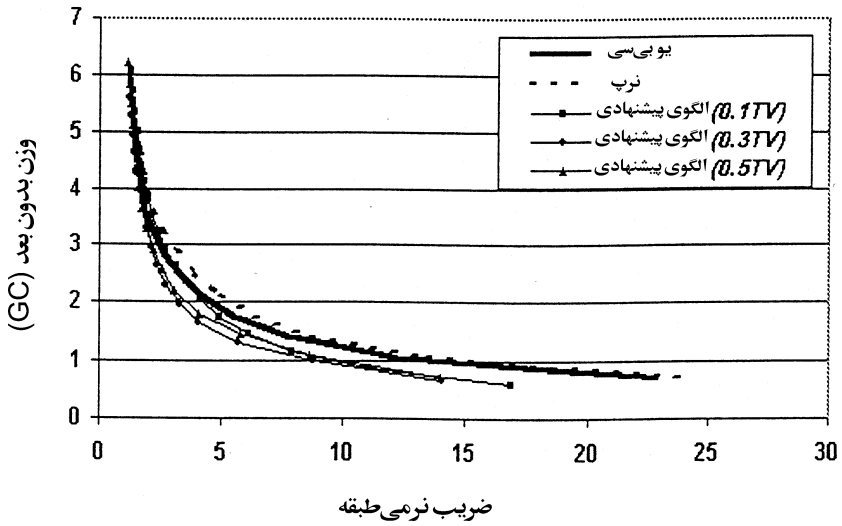
$$GC = W_R/W \qquad \text{وزن بی بعد سیستم لرزه‌بر} \qquad (۳. ۱۷۰)$$

که W و W_R بترتیب وزن سازه و سیستم لرزه‌برند. بدین ترتیب مقایسه GC برای دو الگوی مختلف در شرایط مساوی (از نظر حداکثر ضریب نرمی ایجاد شده) بیانگر کارایی نسبی آنهاست و هرقدر GC کمتر باشد، می‌توان نتیجه گرفت که الگوی بکار گرفته شده در طراحی سیستم لرزه‌بر مناسب‌تر بوده است. در شکل ۳. ۱۰۷ وزن بدون بعد GC مدل ساختمانهای ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه برای الگوها و تناوبهای مختلف در محدوده ضریب نرمی حداکثر ۶ با میانگین‌گیری پاسخ مدلها در ۲۱ زلزله نمایش داده شده است. نتایج بخوبی نشان میدهد که الگوی مستطیلی اصلاح شده[۱] بهترین پاسخ را داراست و تقریباً در تمام محدوده تغییرات تناوب از همه الگوهای دیگر وزن کمتری دارد.

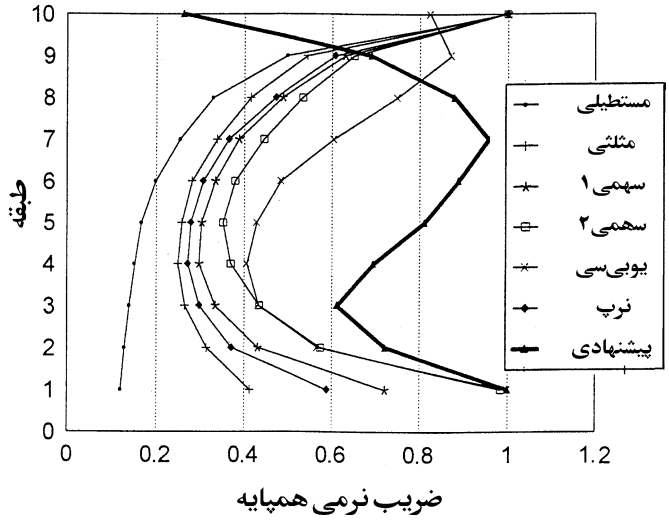
شکل ۳. ۱۰۷ همچنین حاکی است که الگوهای آیین‌نامه نیز وضع بدی ندارند. نامناسب‌ترین عملکرد متعلق به الگوی مستطیلی است که در ساختمانهای مرتفع (۱۰ و ۱۵ طبقه) به وزن خیلی بیشتری از سایر الگوها نیاز دارد. نحوه توزیع ضرایب نرمی در طبقات برای یک ساختمان ۱۰ طبقه با تناوب ۱ ثانیه و حداکثر ضریب نرمی ۶ در شکل ۳. ۱۰۸ نمایش داده شده است. ملاحظه می‌شود که ناهموارترین (غیریکنواخت‌ترین) توزیع نرمی از آن الگوی مستطیلی است و هموارترین آن متعلق به الگوی مستطیلی اصلاح شده است. به نظر می‌رسد که ارتباطی میان میزان یکنواختی در توزیع ضریب نرمی و تناسب الگو برقرار است به‌طوریکه همانطور که دیدیم الگوی مستطیلی نامناسبت‌ترین و مستطیلی اصلاح شده مناسب‌ترین الگو بود. از این موضوع برای بدست آوردن الگوی بهینه استفاده شد. این موضوع در بخش بعدی تشریح شده است.

---

[۱] یا الگوی پیشنهادی (proposed)



شکل ۳. ۱۰۷ وزن بدون بعد سیستم لرزه‌بر GC برای ساختمانهای ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه که با الگوهای مختلف طراحی شده و میانگین حداکثر ضریب نرمی پاسخ آنها در ۲۱ زلزله برابر ۶ بوده است.



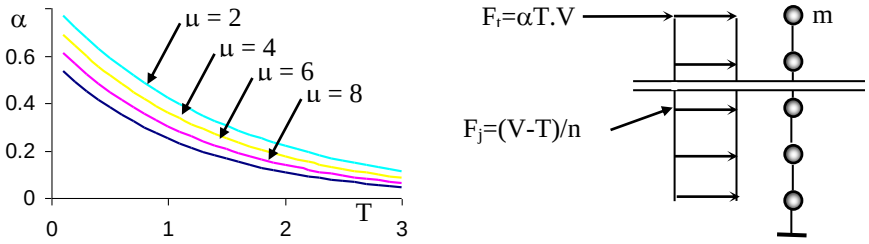
شکل ۳. ۱۰۸ توزیع ضریب نرمی در طبقات برای مدل ساختمان ۱۰ طبقه
با تناوب ۱ ثانیه و حداکثر میانگین ضریب نرمی ۶

پس از بررسیهای بیشتر روی مدل مستطیلی اصلاح شده، مشخص گردیدکه برای رسیدن به تناسب بهتر باید نیروی رأس را به صورت تابعی از ضریب نرمی هدف (حداکثر ضریب نرمی مجاز) و زمان تناوب سازه درنظر گرفت و بدنبال تحلیلهای بیشمار، الگوی زیر ارائه گردید:

$$F_j = \frac{1}{n}(V - F_t) \quad ; \quad F_t = \alpha TV \quad \text{الگوی بارگذاری لرزه‌ای پیشنهادی} \qquad (۳.۱۷۱)$$

$$\alpha = (0.9 - 0.04\mu)e^{-(0.6+0.03\mu)T} \qquad (۳.۱۷۲)$$

T تناوب، n تعداد طبقات و μ ضریب نرمی هدف می‌باشد.



شکل ۳. ۱۰۹ الگوی مستطیلی اصلاح شده- الگوی پیشنهادی برای بارگذاری لرزه‌ای ساختمانهای با جرم یکنواخت

یافته بخش پیشین در مورد ارتباط میان الگوی بارگذاری مناسب و یکنواخت بودن توزیع ضریب نرمی، فرضیات اساسی را که در بخشهای پیشین منجر به ارائه *فرضیه تغییرشکل های یکنواخت* گردید، تأیید می‌کند. در مثال ۳. ۱۲ دیدیم که برای رسیدن به یک طرح بهینه می‌توان کار را با یک طرح اولیه آغاز کرد و پس از بدست آوردن تغییرشکل اعضا، مقاومت اعضایی را که تغییرشکل کمتری دارند کاهش داد تا سازه بسمت تغییرشکل یکنواخت نزدیک شود.

این روش برای یافتن پاسخ بهینه ساختمانهای چند طبقه مورد آزمایش قرار گرفت. شیوه کار بدین ترتیب است که پس از اعمال یک الگوی انتخابی $\mathbf{\Phi_1}$برای طراحی اولیه، و محاسبه الگوی توزیع مقاومت $\mathbf{\Phi_2}$ از رابطه ۳. ۱۶۶ سازه در معرض زلزله قرار می‌گیرد و با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی ضریب نرمی طبقات محاسبه می‌شود. آنگاه از مقاومت طبقه‌ای که کمترین ضریب نرمی را دارد کاسته می‌شود تا ضریب نرمی آن افزایش یابد. این روند آنقدر ادامه می‌یابد تا ضریب نرمی همه طبقات تقریباً یکسان شوند. در هر مرحله ضریب تغییرات[۱] نرمی طبقات

[۱] coeffecient of variation این ضریب از رابطه زیر حساب می‌شود که در آن $\bar{x}$ میانگین است:

cov و وزن بی بعد سیستم لرزه‌بر GC از رابطه ۳. ۱۷۰ تعیین می‌گردند. نمونه این محاسبات برای یک ساختمان ۵ طبقه با تناوب اصلی ۰/۴ ثانیه و ضریب نرمی هدف ۸ زیر اثر زلزله پارک‌فیلد در جدول ۳. ۴۰ نشان داده شده است.

جدول ۳. ۴۰ اصلاح توزیع ضریب نرمی بکمک تغییر الگوی توزیع مقاومت $\mathbf{\Phi_2}$ در هر گام

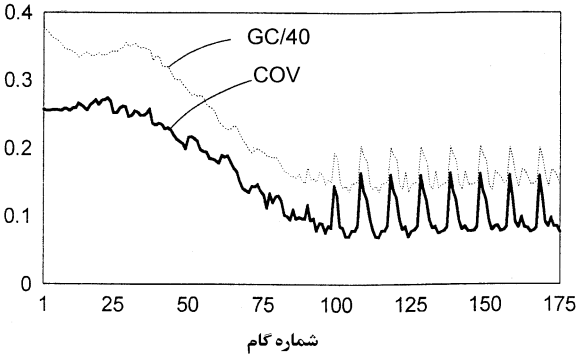
طبقه	گام ۱		گام ۲		گام ۳	
	$\mathbf{\Phi_2}$	ضریب نرمی μ	$\mathbf{\Phi_2}$	ضریب نرمی μ	$\mathbf{\Phi_2}$	ضریب نرمی μ
۵	۰/۲۴۹	۴/۲۹	۰/۲۴۹	۳/۳۱	۰/۲۳۶	۵/۰۶
۴	۰/۴۶۳	۳/۶۳	۰/۴۴۰	۶/۸۸	۰/۴۴۰	۶/۴۰
۳	۰/۶۵۰	۴/۸۱	۰/۶۵۰	۳/۶۴	۰/۶۵۰	۳/۵۰
۲	۰/۸۳۰	۵/۹۶	۰/۸۳۰	۵/۶۷	۰/۸۳۰	۵/۶۳
۱	۱	۸	۱	۸/۰۱	۱	۸/۰۱
GC	۱۲/۶۳		۱۲/۵۴		۱۲/۴۸	
cov	۰/۲۸۷		۰/۳۳۰		۰/۲۶۰	

همانطور که در جدول دیده می‌شود در گام نخست کمترین تغییرشکل (ضریب نرمی) از آن طبقه ۴ است به‌طوریکه ضریب نرمی این طبقه کمتر از نصف ضریب نرمی هدف (۸) می‌باشد. بنابراین در گام دوم مقاومت کمتری برای طبقه ۴ در نظر گرفته شده و ضریب توزیع مقاومت آن از ۰/۴۶۳ به ۰/۴۴۰ کاهش یافته است. ضریب مقاومت بقیه طبقات بدون تغییر مانده‌اند. درنتیجه وزن بی‌بعد از ۱۲/۶۳ به ۱۲/۵۴ تغییر می‌یابد. این بار کمترین تغییرشکل در طبقه ۵ رخ داده است. پس از کاستن ضریب مقاومت این طبقه از ۰/۲۴۹ به ۰/۲۳۶ و اجرای گام ۳، وزن بی بعد GC به ۱۲/۴۸ کاهش می‌یابد. در این مرحله مشاهده می‌شود که چگونه ضریب نرمی μ توزیع یکنواخت‌تری یافته است و ضریب تغییرات cov از ۰/۲۸۷ در گام نخست به ۰/۲۶۰ کاهش یافته است.

می‌بینیم که باز ارتباط مستقیمی میان بهینه بودن الگو و یکنواخت بودن توزیع ضریب نرمی وجود دارد که تأییدی بر درستی *فرضیه تغییرشکل های یکنواخت* است. این ارتباط در شکل ۳. ۱۱۰ نیز بخوبی دیده می‌شود. در این شکل تغییرات وزن بی‌بعد GC و ضریب تغییرات cov یک ساختمان ۱۰ طبقه با تناوب ۰/۸ ثانیه و الگوی اولیه مستطیلی زیر اثر زلزله ال‌سنترو نمایش داده شده است. این شکل نشان میدهد که الگوی اولیه پس از طی نزدیک ۱۰۰ گام به

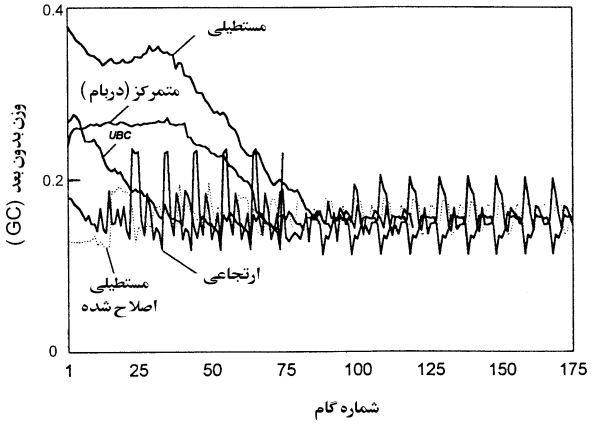
$$\mathrm{cov} = \frac{1}{\bar{x}}\sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2}$$

الگوی بهینه نزدیک می‌شود و وزن بدون بعد سازه از ۰/۳۸ به ۰/۱۴ کاهش می‌یابد. ضریب تغییرات نیز از مقدار اولیه ۰/۲۶ به ۰/۰۷ می‌رسد.



شکل ۳. ۱۱۰ تغییرات ضریب تغییرات cov و وزن بی بعد سیستم لرزه‌بر (GC) در هر گام (ساختمان ۱۰ طبقه با تناوب ۰/۸ ثانیه و الگوی اولیه مستطیلی زیر اثر زلزله ال‌سنترو با ضریب نرمی هدف ۸)

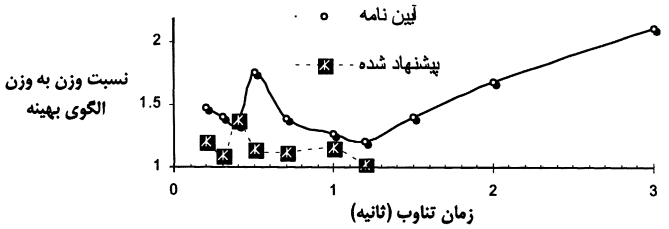
در شکل ۳. ۱۱۱ تغییرات GC برای الگوهای مختلف نمایش داده شده است. ملاحظه می‌شود که چگونه الگوهای مختلف همگی به سوی مقدار یکسانی میل می‌کنند. بنابراین فرق نمی‌کند که از چه الگوی اولیه‌ای برای توزیع مقاومت استفاده شود زیرا در هر حال پس از طی چندین گام، توزیع مقاومت به حالت بهینه نزدیک شده و وزن سیستم لرزه‌بر به حداقل خود می‌رسد.



شکل ۳. ۱۱۱ تغییرات وزن بی بعد سیستم لرزه‌بر در هر گام (ساختمان ۱۰ طبقه با تناوب ۰/۸ ثانیه و الگوی اولیه مختلف زیر اثر زلزله ال‌سنترو با ضریب نرمی هدف ۸)

این مطالعه در مورد سایر زلزله‌ها نیز انجام شد و نتایج نشان میدهد که در همه زلزله‌های تحت مطالعه همواره می‌توان یک الگوی بهینه بدست آورد. این الگو کمترین وزن و یکنواخت‌ترین توزیع تغییرشکل را دارد. یکی از الگوهای شکل ۳. ۱۱۱، الگوی ارتجاعی است. برای تعیین این الگو، ابتدا سازه مطابق ضوابط آیین‌نامه بارگذاری شد و سختی هر طبقه متناسب با برش طبقه بدست آمد. آنگاه با فرض ارتجاعی ماندن سازه در تمام طبقات، زیر اثر زلزله ال‌سنترو قرار گرفت و برش حداکثر طبقات بدست آمد. الگوی توزیع مقاومت $\mathbf{\Phi_2}$ متناسب با برش ارتجاعی طبقات فرض شد. شکل ۳. ۱۱۱ حاکی است که الگوی ارتجاعی از همان ابتدا پاسخ خوبی نشان داده است و خیلی زود به توزیع بهینه نهایی میل کرده است.

الف. الگوهای بارگذاری طبقات



ب. مقایسه نسبت وزن الگوها به الگوی بهینه

شکل ۳. ۱۱۲ مقایسه الگوی پیشنهادی (رابطه ۳. ۱۷۱) و الگوی آیین‌نامه با الگوی بهینه بدست آمده در زلزله ال‌سنترو برای یک ساختمان ۵ طبقه با تناوب ۰/۷ ثانیه و ضریب نرمی هدف ۶

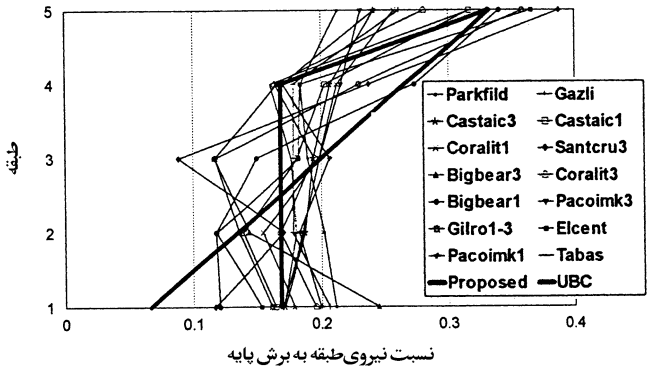
بررسیهای جاری نشان میدهد که الگوی بهینه در زلزله‌های مختلف تغییر می‌کند، درحالی‌که بررسیهای فوق نشان میدهد الگویی پیشنهادی در رابطه ۳. ۱۷۱ در تمام زلزله‌ها از کارایی خوبی برخوردار است و از دیدگاه کاربردی نیز بقدر کافی ساده و اجرایی است. درشکل ۳. ۱۱۲

الگوی پیشنهادی (رابطه ۳. ۱۷۱) و الگوی آیین‌نامه با الگوی بهینه بدست آمده در زلزله ال‌سنترو برای یک ساختمان ۵ طبقه با تناوب ۰/۷ ثانیه و ضریب نرمی هدف ۶ مقایسه شده‌اند. می‌توان نتیجه گرفت که الگوی پیشنهادی به الگوی بهینه خیلی نزدیک است و وزن سیستم لرزه‌بری که بر اساس آن طرح شده باشد در اغلب موارد کمتر از ۱/۲ برابر وزن الگوی بهینه است درحالی‌که الگوی آیین‌نامه در برخی از موارد بیش از ۷۰٪ سنگین‌تر از الگوی بهینه می‌باشد (زمان تناوب ۰/۵ ثانیه).

تاثیر عوامل مختلف بر الگوی بارگذاری بهینه

نوع زلزله

در شکل ۳. ۱۱۳ الگوی بهینه بدست آمده برای یک ساختمان ۵ طبقه با تناوب ۰/۴ ثانیه و ضریب نرمی هدف ۸ در زلزله‌های مختلف با الگوی پیشنهادی (رابطه ۳. ۱۷۱) و الگوی آیین‌نامه مقایسه شده است. اگر چه برای هر زلزله یک الگوی متفاوت بدست آمده است، اما این تفاوت چندان بزرگ نیست و میانگین این الگوها به الگوی پیشنهادی نزدیک است.



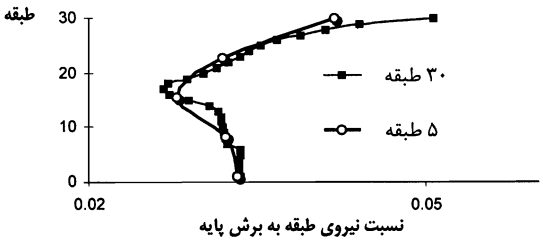
شکل ۳. ۱۱۳ مقایسه الگوی پیشنهادی (رابطه ۳. ۱۷۱) و الگوی آیین‌نامه با الگوی بهینه بدست آمده در زلزله‌های مختلف برای یک ساختمان ۵ طبقه با تناوب ۰/۴ ثانیه و ضریب نرمی هدف ۸

زمان تناوب و تعداد طبقات

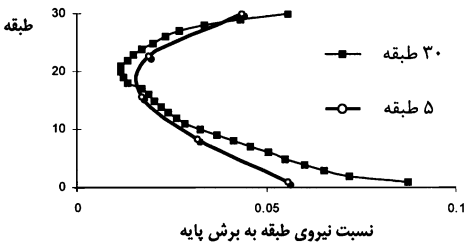
به نظر می‌رسد تأثیر تناوب بر الگوی توزیع بهینه بیش از تعداد طبقات است. در شکل ۳. ۱۱۴ الگوی بهینه دو سازه ۵ و ۳۰ طبقه هم تناوب باهم مقایسه شده اند. در شکل ۳. ۱۱۴-الف که تناوب هردو سازه برابر ۰/۴ ثانیه است، شکل کلی الگو تقریباً مثل الگوی پیشنهادی (مستطیل اصلاح شده رابطه ۳. ۱۷۱) است اما درشکل ۳. ۱۱۴-ب که تناوب هردو سازه به ۳ ثانیه افزایش یافته بازهم الگوی هردو سازه ۵ طبقه و ۳۰ طبقه شبیه یکدیگر است اما کلاً الگو به

شکل سهمی در آمده و نشان میدهد که در چنین ساختمانهای پرتناوبی (تناوب زیاد) لازم است که طبقات پایین به‌طور ویژه مورد تقویت قرار گیرند. این درحالی است‌که ضوابط جاری آیین‌نامه‌ها عکس این را تجویز می‌کنند و برای ساختمانهای بلند با اعمال نیروی شلاقی، عملاً باعث تقویت نسبی طبقات بالاتر می‌شوند. از این رو، بنظر می‌رسد که باید در این زمینه تحقیقات بیشتری بعمل آید و در صورت لزوم ضوابط آیین‌نامه اصلاح گردد.

نکته جالب دیگر که از نتایج شکل ۳. ۱۱۴ بدست می‌آید این است که چنانچه زمان تناوب دو سازه یکسان باشد، شکل کلی الگوی بهینه برای هردو یکسان است (البته پس از مقیاس کردن الگو نسبت به ارتفاع سازه).



الف. زمان تناوب هردو سازه ۰/۴ ثانیه

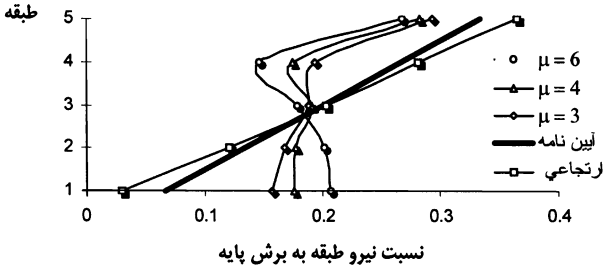


ب. زمان تناوب هردو سازه ۳ ثانیه

شکل ۳. ۱۱۴ مقایسه الگوی بهینه دو سازه ۵ طبقه و ۳۰ طبقه هم تناوب
با نرمی هدف ۶ در زلزله ال‌سنترو

میزان تغییرشکل غیرارتجاعی

اثر میزان تغییرشکل غیرارتجاعی بر الگوی بارگذاری بهینه را می‌توان در شکل ۳. ۱۱۵ دید. در این شکل، الگوی بارگذاری بهینه یک ساختمان ۵ طبقه با تناوب ۰/۵ ثانیه و ضرایب نرمی هدف ۱ (ارتجاعی) تا ۶ در زلزله ال‌سنترو ارائه شده است. دیده می‌شود که وقتی سازه به صورت ارتجاعی عمل می‌کند (یعنی ضریب نرمی هم طبقات آن برابر ۱ است) شکل توزیع بهینه خطی و مشابه ضوابط بارگذاری آیین‌نامه است.



شکل ۳. ۱۱۵ الگوهای بارگذاری بهینه یک ساختمان ۵ طبقه با تناوب ۰/۵ ثانیه
و ضرایب نرمی هدف متفاوت در زلزله ال‌سنترو

با ورود به حوزه غیرارتجاعی، نیروی طبقات پایین افزایش و نیروی طبقات فوقانی کاهش یافته و همسان می‌شوند (بجز بام)؛ و با افزایش ضریب نرمی هدف به جایی می‌رسیم که نیروی طبقات زیرین از طبقات میانی فزونی می‌گیرد و الگوی بارگذاری به شکل سهمی در می‌آید.

توزیع نامنظم جرم

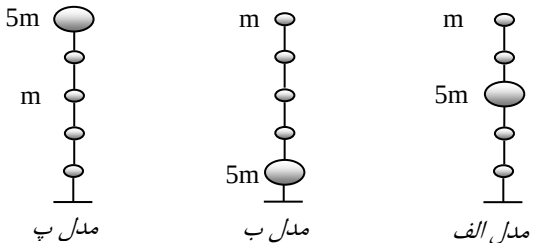
آنچه تا کنون در مورد طراحی بهینه سازه‌ها در برابر زلزله بیان شد، مبتنی بر تحقیقاتی بود که روی ساختمانهای چند طبقه با توزیع جرم یکنواخت صورت گرفته بود. اکنون می‌خواهیم تأثیر توزیع نامنظم جرم را بررسی کنیم. یک سؤال مهم این است که آیا در سازه‌های با توزیع جرم نامنظم هم می‌توان یک الگوی بارگذاری بهینه داشت؟ و در این صورت چگونه می‌توان این الگو را بدست آورد؟

در مثال ۳. ۱۳ دیدیم که پاسخ هر دو سؤال فوق مثبت است و با استفاده از روش بهینه سازی پیشنهادی براحتی می‌توان توزیع بهینه مقاومت در سازه را محاسبه نمود. برای تعمیم این موضوع به ساختمانهای متعارف، سه مدل ساختمان ۵ طبقه با توزیع نامنظم جرم مطابق شکل ۳. ۱۱۶ در نظر گرفته شد. در مدل الف جرم طبقه سوم پنج برابر جرم بقیه طبقات است. در مدلهای ب و پ جرم طبقات پنجم و اول پنج برابر جرم بقیه طبقات می‌باشند. زمان تناوب

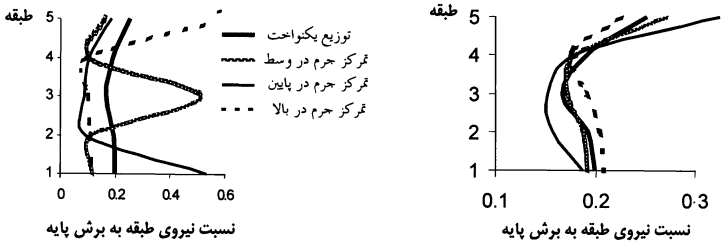
همه مدلها برابر ۰/۵ ثانیه و ضریب نرمی هدف برابر ۶ در نظر گرفته شد. علاوه بر این یک مدل دیگر با جرم یکسان در طبقات نیز در نظر گرفته شد تا بتوان پاسخ سازه‌های نامنظم را با آن به عنوان مبنا مقایسه نمود. این مدلها در معرض زلزله ال‌سنترو قرار گرفتند و الگوی توزیع نیروی بهینه محاسبه شد. نتیجه این محاسبات در شکل ۳. ۱۱۷ ارائه شده است. شکل ۳. ۱۱۷-الف نشان میدهد که الگوهای بارگذاری مدلهای مزبور باهم تفاوت زیادی دارند اما با توجه به اینکه الگوی بارگذاری $\mathbf{\Phi_1}$ در رابطه ۳. ۱۶۴ در واقع تغییرات جرم در ارتفاع سازه را منظور نمی‌کند بهتر است از الگوی $\mathbf{\Phi'_1}$ استفاده کنیم:

$$F_j = \phi'_{1j} m_j V \qquad (۱۷۳ .۳)$$

با استفاده از رابطه فوق و تقسیم الگوی $\mathbf{\Phi_1}$ در شکل ۳. ۱۱۷-الف بر جرم طبقات، $\mathbf{\Phi'_1}$ بدست می‌آید که در شکل ۳. ۱۱۷-ب نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که توزیع نامنظم جرم تأثیر چندانی بر الگوی بارگذاری بهینه نگذاشته است و الگوی بهینه هر سه مدل نامنظم الف، ب و پ تقریباً با مدل سازه نامنظم یکی است. البته رسیدن به یک نتیجه قطعی در این زمینه مستلزم انجام تحقیقات بیشتری است.



شکل ۳. ۱۱۶ مدل ساختمانهای ۵ طبقه با توزیع نامنظم جرم



ب. الگوی $\mathbf{\Phi'_1}$ (رابطه ۳. ۱۷۳) *الف. الگو $\mathbf{\Phi_1}$ (رابطه ۳. ۱۶۴)*

شکل ۳. ۱۱۷ الگوی بهینه ساختمانهای ۵ طبقه با توزیع نامنظم جرم

الگوی بارگذاری بهینه سازه ارتجاعی

می‌دانیم که با تأمین مقاومت کافی در یک سازه می‌توان آن را در محدوده ارتجاعی نگاه داشت. اکنون این سؤال پیش می‌آید که آیا برای چنین سازه‌ای، نسبت مقاومت طبقات از یک الگوی خطی مشابه الگوی آیین‌نامه بدست می‌آید؟ در پاسخ باید گفت که بررسیهای انجام شده نشان میدهد که استفاده از الگوی آیین‌نامه برای طراحی ارتجاعی سازه در خیلی از موارد به بروز ضرایب نرمی کوچکتر از یک در تعدادی از طبقات منجر می‌گردد که به معنی بهینه نبودن الگوی بارگذاری است. در واقع، در یک الگوی بارگذاری بهینه، ضریب نرمی همه طبقات برابر یک خواهد بود. در شکل ۳. ۱۱۸ الگوهای بارگذاری ارتجاعی بهینه در زلزله ال‌سنترو برای یک ساختمان ۵ طبقه با تناوبهای مختلف رسم شده است. مشاهده می‌شود که الگوی بهینه در تناوبهای کمتر از ۰/۵ ثانیه تقریباً با الگوی بارگذاری آیین‌نامه همخوانی دارند اما با افزایش تناوب، این همخوانی بتدریج کم می‌شود به‌طوریکه در تناوب ۱ ثانیه و بیشتر از آن شکل الگو کاملاًغیرخطی شده و بیشتر نیرو در طبقات بالا تمرکز می‌یابد و در طبقه اول نیروی خیلی کمتری قرار می گیرد. این نوع توزیع نیرو در تضاد شدیدی با الگوی توزیع غیرارتجاعی است که در تناوبهای بالا، سهم نیروی طبقات پایین‌تر را به‌طور نسبی زیادتر در نظر می گیرد. از این موضوع می‌توان نتیجه گرفت که *استفاده از الگوهای ارتجاعی برای طراحی سازه‌های با تناوب بالا درست نمی‌باشد.*

الف. تناوبهای کوچک

ب. تناوبهای بزرگ

شکل ۳. ۱۱۸ الگوی بارگذاری بهینه ارتجاعی برای سازه‌های ۵ طبقه با تناوبهای مختلف زیر اثر زلزله ال‌سنترو (ضریب نرمی هم طبقات برابر ۱)

۴

ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش اول مصوب ۱۳۶۶)

در سال ۱۳۶۶ برای اولین بار در ایران آیین‌نامه مستقلی برای طرح ساختمانها در برابر زلزله تدوین و ابلاغ شد و تحت شماره استاندارد ۲۸۰۰ ثبت گردید که به آیین‌نامه ۲۸۰۰ معروف شده است. این آیین‌نامه نسبتاً مفصل جایگزین ضوابط مجمل بند ۸ آیین‌نامه ۵۱۹ درمورد تعیین نیروهای حاصل از زلزله گردید. درواقع با توجه به گذشت زمانی نسبتاً طولانی از تهیه ضوابط آیین‌نامه ۵۱۹ و پیشرفتهای علمی چشمگیری که در این فاصله در زمینه مهندسی زلزله حاصل شده بود نیاز مبرمی برای تغییر این ضوابط احساس می‌شد که خوشبختانه با تدوین و ارائه آیین‌نامه ۲۸۰۰ تا حدود زیادی مرتفع گردید. آیین‌نامه ۲۸۰۰ چارچوب اصلی خود را از ضوابط اِتی‌سی(۱۶) گرفته است که برای اولین بار چند تغییر اساسی نسبت به روشهای سنتی را مطرح ساخته است:

الف) پیشنهاد روش تحلیل دینامیکی درکنار روش استاتیکی

ب) جایگزینی ضریب رفتار R بجای ضریب انعطاف پذیری K و معرفی نیروی ارتجاعی زلزله

علاوه بر این، در آیین‌نامه ۲۸۰۰ بخش مستقلی در مورد ساختمانهای آجری ارائه شده است که از اهمیت ویژه ای برخوردار می‌باشد و درجای خود از آن سخن گفته خواهد شد. ویژگی دیگر آیین‌نامه ۲۸۰۰ مشخص نمودن عددی بعنوان شتاب پایه برای شهرها و نقاط مختلف

ایران است. با توجه به این ویژگیهاست که آیین‌نامه ۲۸۰۰ به ابـزار نیرومنـدی بـرای تحلیـل و طراحی لرزه‌ای ساختمانها تبدیل شده و سزاوار است که با بکارگیری ضوابط آن کیفیت طراحی و اجرای ساختمانها بهبود یابد.

در هر صورت باید دانست که این آیین‌نامه از کاستی بری نبوده و نیازمنـد تـرمیم و اصـلاح است. ازاین‌رو در این فصل برخی از این کاستی‌ها مورد بحث قرار می‌گیرد. البته این بررسـی و نقد بهیچ روی بقصد نفی و تضعیف آیین‌نامه نیست بلکه به نیت تسهیل زمینه اصلاح آن بیـان می‌گردد و هدف اصلی آن روشن ساختن دیـد اسـتفاده کننـدگان از آیین‌نامـه ۲۸۰۰ و آشـنا نمودن ایشان با روح آیین‌نامه است.

در فاصله بین چاپهای اول و دوم این کتاب، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه ۲۸۰۰ تشـکیل شد و کار بررسی اشکالات ویرایش اول آیین‌نامه را آغاز کرد و پس از بحثهای مفصل و فشـرده پیرامون ایرادهای مطرح شده و در نظـر گـرفتن تغییـرات و تحـولات جدیـد در آیین‌نامـه‌های معتبر، ویرایش دوم این آیین‌نامه تدوین شد. این ویرایش جدید در آذر ۱۳۷۸ با عنوان ویرایش ۲ انتشار یافت. ویرایش دوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ در فصل ۵ تشریح خواهد شد و خوانندگان گرامی برای آشنایی با تغییرات ایجاد شده می‌توانند آن را مطالعه نمایند. در این فصـل صـرفاً ضـوابط ویرایش اول آیین‌نامه ارائه شده است.

۱.۴. روشهای تحلیل استاتیکی، شبه دینامیکی و دینامیکی

در آیین‌نامه ۲۸۰۰ سه روش استاتیکی، شبه‌دینامیکی و دینامیکی برای تحلیل سـاختمانها در نظر گرفته شده است. مبانی نظری این روشها در بخـش ۳. ۴ مـورد بحـث قـرار گرفـت. نحـوه انتخاب روش تحلیل بستگی به نحوه توزیع سختی وجرم در ارتفاع و پلان دارد. به‌طورکلی اگـر توزیع جرم و سختی در ارتفاع ساختمان روند یکنواختی داشته باشد و درپلان هم مراکز جرم و سختی فاصله چندانی نداشته باشـند روش اسـتاتیکی مـورد اسـتفاده قـرار مـی‌گیـرد. چنـین ساختمانی *منظم* نامیده می‌شود. برعکس برای سـاختمانهایی کـه در *ارتفـاع نـامنظم* باشـند از روش شبه دینامیکی و آنها که در *پلان نامنظم* باشند از روش دینامیکی استفاده می‌شود. طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ نظم در ارتفاع و پلان چنین تعریف می‌شود:

نظم در ارتفاع (بند ۱. ۶ . ۲. ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰) - در دو طبقه متوالی کاهش جـرم از ۵۰٪ و کاهش سختی از ۳۰٪ بیشتر نباشد. ضمناً سختی هر طبقه نسبت به سه طبقه زیرین کمتـر از ۵۰٪ نباشد.

نظم در پلان (بند ۱ .۶ .۲ . ۱ آیین‌نامه ۲۸۰۰)- ساختمانی منظم محسوب می‌شود که دارای شرایط زیر باشد. پلان ساختمان دارای شکل کلی متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان باشد. در صورت وجود فرورفتگی، اندازه در هر امتداد از ۲۵٪ بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید. همچنین در هر طبقه فاصله بین مراکز جرم و صلبیت در هر یک از دو امتداد متعامد از ۲۰٪ بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

همانطور که گفتیم ساختمانهایی که در پلان و ارتفاع منظم باشند بروش استاتیکی و آنها که فقط در ارتفاع نامنظم باشند بروش شبه دینامیکی و آنها که در پلان نامنظم باشند بروش دینامیکی طرح می‌شوند، با این استثنا که اگر ارتفاع ساختمان نامنظم از ۱۸ متر و تعداد طبقات از ۵ بیشتر نباشد می‌توان از روش استاتیکی استفاده نمود. استثنای دیگر در مورد ساختمانهای منظمی است که ارتفاع آنها از تراز پایه بیش از ۸۰ متر است زیرا نمی‌توان آنها را بروش استاتیکی تحلیل نمود و باید حتماً از روش شبه دینامیکی استفاده گردد. ضمناً باید توجه داشت آیین‌نامه ۲۸۰۰ مجاز می‌داند که کلیه ساختمانها، از جمله نوع منظم بروش دینامیکی تحلیل شوند اما استفاده از روش دینامیکی دارای اشکالاتی است که بعداً مورد بحث قرار خواهد گرفت.

۴. ۲. روش استاتیکی

دیدیم که ساختمانهای منظم (ویا نامنظم با ارتفاع کمتر از ۱۸ متر) می‌توانند بروش استاتیکی تحلیل شوند. این روش را می‌توان در گامهای زیر خلا صه نمود:

- برای ساختمان در هر دو جهت سیستم لرزه‌بر اختیار می‌شود.
- وزن ساختمان به تفکیک طبقات تعیین و وزن کل آن (W) محاسبه می‌شود. در محاسبه وزن درصدی از بار زنده نیز منظور می‌شود (مثلاً برای ساختمانهای مسکونی، اداری و بامهای مسطح ۲۰٪).
- شتاب مبنای طرح (A)، ضریب اهمیت ساختمان (I)، و ضریب رفتار (R) تعیین می‌شوند.
- زمان تناوب ساختمان محاسبه می‌گردد(T).
- ضریب بازتاب (B) را می‌توان برحسب نوع زمین و زمان تناوب ساختمان محاسبه کرد.
- ضریب زلزله (C) و نیروی برشی پایه (V) در هر دو امتداد ساختمان محاسبه می‌شوند.
- نیروی برشی پایه میان طبقات تقسیم می‌گردد.
- نیروی برشی در هر طبقه بین عناصر مقاوم به نسبت سختی تقسیم می‌شود.
- اثر لنگر پیچشی نیز لحاظ می‌شود.
- عناصر مقاوم لرزه‌بر به‌گونه ای طرح می‌شوند تا توان تحمل نیروهای طرح را داشته باشند.

- ساختمان در برابر واژگونی کنترل می‌شود.
- جابجایی نسبی طبقات محاسبه و با مقادیر مجاز مقایسه می‌شوند.
- بالکن‌ها و پیش آمدگیهای طره‌ای در برابر افزایش وزن ناشی از مؤلفه قائم زلزله محاسبه می‌شوند.
- نیروی وارده به قطعات الحاقی محاسبه و در طرح آنها مورد استفاده قرار می گیرد.

جزئیات این مراحل در زیر تشریح شده است.

۴. ۲. ۱. سیستمهای لرزه‌بر

منظور از سیستم لرزه‌بر یک سیستم سازه‌ای است که در برابر نیروهای افقی توان مقاومت داشته باشد. از آنجا که جهت نیروهای زلزله را نمی‌توان از قبل تعیین نمود هر ساختمان بناچار باید در دو جهت متعامد مجهز به سیستم لرزه‌بر باشد تا بتواند نیروهای احتمالی را در هر دو جهت تحمل نماید. انواع متداول سیستمهای لرزه‌بر به قرار زیرند:

دیوار برشی بتن آرمه

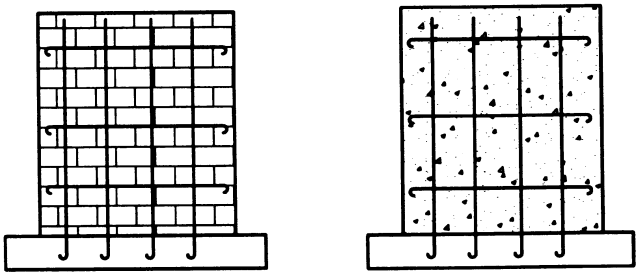
این نوع دیوار معمولاً به‌صورت یکپارچه از روی پی تا ارتفا ع مورد نظر ساخته می‌شود. در داخل بتن شبکه‌ای از میلگردهای افقی و قائم قرار می‌گیرد و میلگردهای قائم تا درون پی امتداد می‌یابند. دیوارهای برشی در ساختمانهای بتنی، فولادی و آجری قابل استفاده هستند. در ساختمانهای فولادی دیوار برشی بتنی می‌تواند مانند میانقاب در داخل قاب قرار گیرد که در این صورت نحوه محاسبه خاصی را خواهد داشت[1]. دیوار برشی بتن آرمه هم از صلبیت زیادی برخوردار است و هم دارای نرمی و مقاومت چشمگیری می‌باشد. از محاسن دیگر آن انعطاف برای تغییرات مربوط به معماری است مثلاً براحتی می‌توان در میان آن بازشو (در و پنجره) تعبیه کرد و یا از ضخامتش کاست.

دیوار برشی آجری مسلح

با استقرار میلگردهای افقی و قائم در داخل دیوار آجری و مهار میلگردهای قائم در شناژ زیرین، می‌توان دیوار آجری را مسلح کرد. چنین دیواری می‌تواند مانند دیوار بتن آرمه در برابر نیروی جانبی زلزله بایستد. وجود میلگرد علاوه بر افزایش مقاومت موجب افزایش چشمگیر نرمی نیز می‌شود و ازاین‌رو این نوع دیوار در زمره سیستمهای لرزه‌بر قرار می‌گیرد.

---

[1] برای آشنایی با نحوه محاسبه مقاومت میانقابهای بتنی به مرجع زیر مراجعه شود:
حسن مقدم ، ۱۳۷۳، طرح لرزه‌ای ساختمانهای آجری، انتشارات دانشگاه صنعتی شریف.

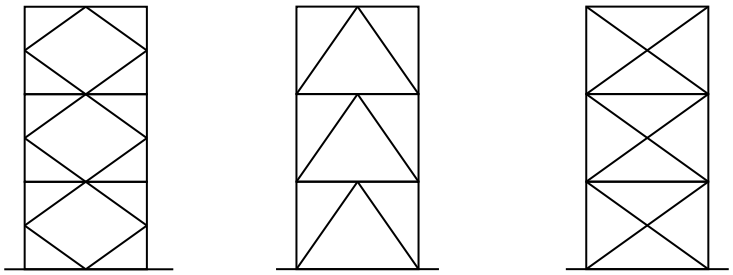


الف) بتنی ب) آجری

شکل ۴. ۱ دیوارهای برشی مسلح

بادبند

الف. ساختمانی در تهران

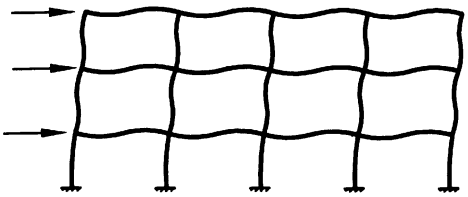


ب. بادبند ضربدری *پ. بادبند جناغی* *ت. بادبند لوزی*

شکل ۴. ۲ ساختمانهای بادبندی شده

قاب خمشی

در یک قاب چنانچه اتصالات تیر به ستون گیردار باشد قاب خمشی نامیده می‌شود. این چنین قابی می‌تواند نیروهای جانبی را بکمک کنش خمشی تحمل کند و بزمین منتقل سازد، و بهمین خاطر جزو سیستمهای لرزه‌بر شناخته می‌شود. در قابهای بتنی اتصالات به‌طور طبیعی گیردارند و ازاین‌رو کلیه قابهای بتنی از نوع خشمی‌اند بجز در ساختمانهای پیش ساخته که ممکن است میزان گیرداری اتصالات چندان مشخص نباشد. در ساختمانهای فولادی طرح اتصال گیردار دارای ضوابط خاصی است و معمولاً اجرای آن پرهزینه‌تر و مشکل‌تر از اتصالات مفصلی است. از این گذشته سیستم قاب خمشی در مقا یسه با قاب بادبندی شده اصولاً از توان و کارایی کمتری برخوردار است زیرا بجای کنش خرپایی (که موجب ایجاد نیروی محوری در اعضا می‌شود) نیروها را با کنش خمشی تحمل می‌کند و این باعث می‌شود که اعضاء تحت خمش قرار گیرند.



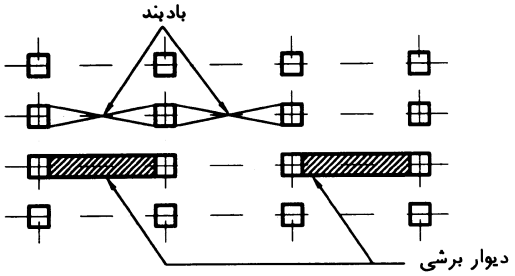
شکل ۴. ۳ در سیستم قاب خمشی نیروهای جانبی موجب کنش خمشی در قاب می‌شوند

سیستمهای مختلط(دوگانه)

می‌توان ترکیبی از سیستمهای فوق را بکار گرفت. این ترکیب می‌تواند روی یک محور و یا چند محور موازی انجام شود. در ترکیب سیستمهای لرزه‌بر باید توجه داشت که دیوارهـای برشـی و

قابهای بادبندی شده از سختی مشابهی برخوردارند و هنگامی‌که تحت جابجایی یکسانی قرار گیرند نیروی واکنش آنها مشابه است، در حالیکه سختی دیوار برشی و قاب خمشی (ویا قاب بادبندی شده و قاب خمشی) تفاوت بسیاری دارد و وقتی این دو تحت جابجایی یکسانی قرار گیرند بخش بزرگتری از نیرو متوجه سیستم سخت یعنی دیوار برشی (و یا بادبند) شده و در قاب خمشی نیروی کمتری ایجاد می‌گردد.

البته طبق بند ۲. ۱. ۷ آیین‌نامه ۲۸۰۰ در ساختمانهای بلندتر از ۱۵ طبقه یا ۵۰ متر احداث قاب با اتصالات مقاوم خمشی که حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی را داشته باشد اجباری است و برای مقابله با نیروهای جانبی نباید منحصراً به دیوارهای برشی یا بادبند اکتفا نمود.



شکل ۴. ۴ اختلاط سیستمهای لرزه‌بر

۴. ۲. ۲. محاسبه وزن ساختمان

وزن طبقات به تفکیک تعیین گردیده و وزن کل ساختمان (W) شامل کلیه طبقات بعلاوه تیغه‌ها و دیوارها محاسبه می‌شود. وزن ساختمان شامل تمام بار مرده و وزن تأسیسات بعلاوه درصدی از بار زنده است که در جدول ۴. ۱ مشخص شده است.

جدول ۴ . ۱ درصد میزان بار زنده که در محاسبه نیروی جانبی زلزله در نظر گرفته می‌شود

محل بارزنده	درصدمیزان‌بارزنده
بامهای شیب داربا شیب ۲۰٪ وبیشتر	۰
بامهای مسطح یا با شیب کمتر از ۲۰٪	۲۰
ساختمانهای مسکونی، اداری وهتلها	۲۰
بیمارستانها، مدارس، فروشگاهها، ساختمانهای محل اجتماع یا ازدحام	۴۰
انبارها و کتابخانه‌ها	۶۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

۴. ۲. ۳. شتاب مبنا (A)، ضریب اهمیت ساختمان (I)، ضریب رفتار (R)

شتاب مبنای طرح (A)

آیین‌نامه ۲۸۰۰ یک شتاب مبنای طرح (A) تعریف کرده است که مقدار آن بستگی به میزان لرزه‌خیزی محل دارد. در ویرایش اول آیین‌نامه کلاً ایران به سه منطقه تقسیم شده است و شتاب مبنای هر یک از مناطق از جدول زیر بدست می‌آید.

منطقه	لرزه‌خیزی	شتاب مبنای طرح برحسب شتاب ثقل g
۱	شدید	۰/۳۵
۲	متوسط	۰/۲۵
۳	کم	۰/۲

تقریباً اکثر نقاط ایران بویژه نواحی مجاور رشته کوههای البرز و زاگرس جزو مناطق شدیداً لرزه‌خیز می‌باشند و شتاب مبنا برای شهرهای بزرگ ایران چون تهران، مشهد، تبریز، شیراز و رشت برابر ۰/۳۵ در نظر گرفته شده است. استانهای گیلان، مازندران، خراسان، بخش عمده آذربایجان غربی و شرقی، استان مرکزی، استانهای باختران، فارس.کرمان و سمنان و نیز بخش عمده استانهای بوشهر، هرمزگان و بلوچستان جزو مناطق با لرزه‌خیزی شدید هستند. در این میان بخشهای کویری ایران و قسمتهایی از استانهای اصفهان، خوزستان، بوشهر و کردستان و نیز نقاط مرزی ایران و افغانستان از لرزه‌خیزی متوسط یا کم برخوردارند و شتاب مبنای طرح برای شهرهایی چون اصفهان، اهواز، بوشهر، زابل، زاهدان، سنندج، همدان و یزد برابر ۰/۲۵ و برای آبادان و خرمشهر برابر ۰/۲ توصیه شده است.

ضریب اهمیت ساختمان (I)

آیین‌نامه ۲۸۰۰ ساختمانها را به سه گروه با اهمیت زیاد، متوسط و کم تقسیم نموده است و ضریب اهمیت (I) برای این سه گروه بترتیب برابر ۱/۲ ، ۱ و ۰/۸ در نظر گرفته شده است. گروه بندی ساختمانها در بند ۱. ۵ آیین‌نامه به ترتیب زیر ارائه شده است:

گروه ۱. ساختمانهای با اهمیت زیاد

این گروه شامل چهار دسته زیر است:

الف) ساختمانهایی که خرابی آنها موجب تلفا ت زیاد می‌شود مانند مدرسه، مسجد، استادیوم،سینما و تآتر، فروشگاه بزرگ، ترمینال مسافری و به‌طور کلی هر فضای سربسته که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر باشد.

ب) ساختمانهایی که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره برداری از آنها به‌طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات در نواحی زلزله زده می‌شود مانند بیمارستانها و درمانگاهها، مراکز آتش نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، نیروگاهها و تأسیسات برق رسانی، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات انتظامی و مراکز کمک رسانی و به‌طور کلی تمام ساختمانهایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد.
پ) ساختمانهایی که خرابی آنها سبب ازدست رفتن ثروت ملی می‌گردد مانند موزه، کتابخانه و به‌طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش نگهداری می‌شود.
ت) ساختمانها و تأسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی هوا و یاآتش سوزی وسیع می‌شود مانند پالایشگاه، انبار سوخت و مرکز گازرسانی.

گروه ۲. ساختمانهای با اهمیت متوسط

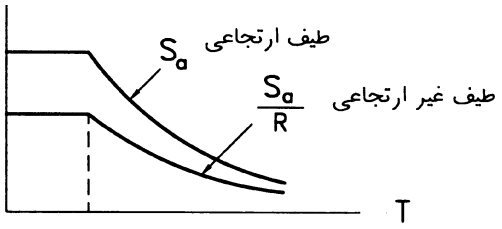
در این گروه ساختمانهایی قرار دارند که خرابی آنها تلفات و خسارات قابل توجه به وجود می‌آورد مانند ساختمانهای مسکونی، اداری و تجاری، هتل، انبار، پارکینگ چند طبقه و آن دسته از ساختمانهای صنعتی که جزو گروه ۱ نمی‌باشند.

گروه ۳. ساختمانهای با اهمیت کم

این گروه شامل دو دسته زیر می‌باشد:
الف) ساختمانهایی که خسارات نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات در آنها بسیار کم است مانند انبارهای علوفه.
ب) ساختمانهای موقت که مدت بهره برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.

ضریب رفتار (R)

در مباحث نظری فصل ۳ دریافتیم که چگونه در یک سازه بکمک جابجاییهای خمیری و غیرارتجاعی از نیروی زلزله کاسته می‌شود، و اینکه میزان کاهش نیروهای زلزله بستگی به ظرفیت تغییر شکل‌پذیری سازه از یکسو و درجه کاهندگی آن سوی دیگر دارد. یکی از روشهایی که برای بیان این تأثیر بکار می‌گیرند تبدیل طیف پاسخ ارتجاعی به غیرارتجاعی بکمک ضریب رفتار R است.



شکل ۴. ۵ تبدیل طیف ارتجاعی به غیرارتجاعی بکمک ضریب رفتار R

اگر S_a طیف شتاب زلزله باشد با تقسیم آن بر ضریب رفتار R، طیف غیرارتجاعی بدست می‌آید. در آیین‌نامه ۲۸۰۰، بر حسب نوع سازه R بین ۴ تا ۸ قرار دارد. این ضرایب رفتار با تغیرات مختصری از ضوابط اِتی‌سی (۱۶) اخذ شده‌اند و بر حسب نوع مصالح سازه (فولادی، بتنی، آجری) و نوع سیستم سازه برای تحمل بارهای قائم و جانبی در جدول ۴. ۲ داده شده است. ذکر چند نکته در مورد این جدول ضروری است: در ردیف ۴ صحبت از سیستم مختلط قاب خمشی و بادبند شده است. زمانی می‌توان مجموعه ای از قابهای بادبنددار و بدون بادبند را مختلط خواند که مقاومت قابهای خمشی بدون بادبند حداقل برابر ۲۵٪ نیروی جانبی زلزله باشد و گرنه می‌باید آنرا مانند سیستم ردیف ۲ یعنی قاب فضایی ساده طرح نمود و ضریب رفتار را برابر ۷ گرفت. بهرحال اگر شرط ۲۵٪ ظرفیت ارضاء شود ضریب رفتار برابر ۸ خواهد بود اما باید توجه داشت که این بدان معنا نیست که ۲۵٪ نیروی زلزله به قابهای خمشی و بقیه به قابهای بادبندی شده اعمال شوند بلکه باید نیروها را به نسبت صلبیت قابها تقسیم نمود.

نکته دیگر این است که ضریب R تا حدودی مشابه ضریب نرمی μ عمل می‌کند که در فصل ۳ مورد بحث قرار گرفت. هرقدر قابلیت تحمل تغییرشکل خمیری بیشتر و درجه کاهندگی سازه کمتر باشد μ وR بیشتر می‌شوند و برعکس. بنابراین با انجام تمهیداتی می‌توان نرمی سازه را افزایش داد و در نتیجه ضریب رفتار بزرگتری را در تعیین نیروهای زلزله بکار گرفت. ازاین‌رو آیین‌نامه ۲۸۰۰ اجازه می‌دهد که ضریب رفتار برای قابهای خمشی ردیف ۳ برابر ۸ و برای سیستم مختلط ردیف ۴ برابر ۱۰ اختیار گردد بشرطی که ضوابط شکل‌پذیری زیاد از آیین‌نامه معتبری اخذ شده باشد.

جدول ۴. ۲ ضریب رفتار ساختمان R (بنقل از آیین‌نامه ۲۸۰۰-ویرایش اول)

ردیف	سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی	R
۱	سیستم دیوارهای باربر که در آن دیوارها تمام و یا قسمت اعظم بارهای قائم را تحمل میکنند و مقابله با نیروی جانبی زلزله بوسیله دیوارهای برشی تأمین میشود.	الف) دیوارهای برشی‌بتن‌آرمه ب) دیوارهای‌برشی بامصالح بنائی مسلح	۵ ۴
۲	سیستم قاب فضائی ساده که در آن تمام بارهای قائم توسط قاب فضائی با اتصالات ساده تحمل میشود و مقابله با نیروی جانبی زلزله بوسیله دیوارهای برشی یا بادبندیها تأمین میشود.	الف) دیوارهای برشی بتن‌آرمه ب) بادبندیها پ) دیوارهای‌برشی بامصالح بنائی مسلح	۷ ۷ ۵
۳	سیستم قاب فضائی خمشی که در آن تمام بارهای قائم و همچنین نیروی جانبی زلزله تنها بوسیله قابهای خمشی (بدون دیوارهای برشی یا بادبندیها) تحمل میشود	الف) قاب فضائی خمشی فولادی ب) قاب فضائی خمشی بتن آرمه	۶ ۵*
۴	سیستم مختلف قاب فضائی خمشی و دیوارهای برشی یا بادبندیها که در این سیستم بارهای قائم توسط قاب خمشی و نیروی جانبی زلزله تواماً توسط قاب خمشی و دیوارهای برشی و یا توسط قاب خمشی و بادبندیها تحمل میشود. نیروی جانبی زلزله بین قاب خمشی و دیوارهبرشی پایین قاب خمشی وبادبندیها به‌نسبت صلبیت آنهاتوزیع میگردد ولی در هرحال قاب به تنهائی باید ظرفیت تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی زلزله را داشته باشد.**	الف) قاب خمشی+دیوارهای برشی بتن‌آرمه ب) قاب خمشی + بادبندیها	۸ ۸

** - در صورتیکه ضوابط شکل‌پذیری متوسط مندرج در پیوست شماره (۲) آئین‌نامه ۲۸۰۰ رعایت گردند، می‌توان این ضریب را برابر ۶ اختیار نمود.*

*** - برای ساختمانهای تا ۸ طبقه و یا کوتاهتر از ۳۰ متر می‌توان تحمل ۱۰۰ درصد نیروی جانبی زلزله را به دیوارهای برشی و یا بادبندیها اعمال نمود و از مقایسه صلبیت عناصر مقاوم صرفنظر کرد مشروط بر آنکه قابها ظرفیت تحمل حداقل ۳۰ درصد نیروی جانبی را داشته باشند.*

۴. ۲. ۴. زمان تناوب ساختمان (T)

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، زمان تناوب اصلی ساختمان که مربوط به مد اول ارتعاشی است از روابط تجربی زیر محاسبه می‌شود:

الف) به‌طور کلی برای تمام ساختمانها بجز موارد مذکور در بند ب

$$T = 0.09\frac{H}{\sqrt{D}} \qquad (۱ .۴)$$

چنانچه مقداری که از رابطه فوق بدست می‌آید بیشتر از مقدار $0.06H^{3/4}$ باشد مقدار اخیر بعنوان زمان تناوب اصلی نوسان انتخاب می‌گردد.

ب) برای ساختمانهای با اتصالات مقاوم خمشی چنانچه اجزاء دیگر ساختمان مانعی در برابر حرکت قاب ساختمان ایجاد نکنند:

$$T = 0.08H^{3/4} \qquad \text{قابهای فولادی} \qquad (۲.۴)$$

$$T = 0.07H^{3/4} \qquad \text{قابهای بتنی مسلح} \qquad (۳.۴)$$

در روابط فوق H ارتفاع ساختمان از تراز پایه و D بعد ساختمان در امتداد مورد نظر برحسب متر می‌باشند.

آیین‌نامه ۲۸۰۰ همچنین توصیه می‌کند که بجای استفاده از روابط تجربی می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان را با استفاده از روشهای تحلیل دینامیکی بر مبنای مشخصات سازه و خصوصیات تغییر شکل عناصر مقاوم آن محاسبه نمود ولی به هر حال زمان تناوب اصلی نبا ید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب بدست آمده از رابطه تجربی مربوط بیشتر اختیار گردد. باید توجه داشت که گر چه روابط تحلیلی ممکن است زمان تناوب سازه را بسیار بزرگتر از روابط فوق بدست دهد اما چون تأثیر تعیین کننده میانقابها و سایر اجزاء به ظاهر غیر سازه‌ای نادیده گرفته شده است هنگامی که با نتایج آزمایشهایی که روی ابنیه موجود صورت گرفته است مقایسه شود می بینیم که مقادیر محاسبه شده غالباً بسیار بزرگتر از واقع است. مثلاً پولیاکف با مقایسه نتایج اندازه گیری‌های خود روی ساختمانهای مرتفع مسکو با آنچه از طریق تحلیل روی اسکلت این ساختمانها (بدون منظور نمودن اثر میانقابها) بدست آمده بود، دریافت که این ساختمانها تا ۲۰ برابر سخت‌تر از آنند که محاسبات نشان می‌دهد[1].

یک نکته ساده اینکه زمان تناوب اصلی T را برای محاسبه ضریب بازتاب لازم داریم و چون برای زمینهای معمولی (آنطور که بعداً خواهیم دید) برای کلیه مقا دیر T که کوچکتر از ۰/۴ ثانیه باشند ضریب بازتاب برابر ۲ است. پس برای اکثر ساختمانهای کمتر از ۶ طبقه عملاً نیاز به محاسبه T نیست و می‌توان ضریب بازتاب B را در جهت اطمینان برابر ۲ انتخاب نمود.

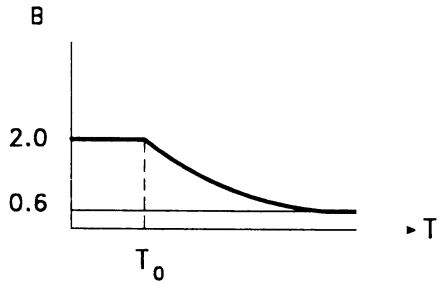
۴. ۲. ۵. ضریب بازتاب (B)

ضریب بازتاب B در آیین‌نامه ۲۸۰۰ درواقع بیانگر طیف طراحی است و تابعی از زمان تناوب اصلی ساختمان و جنس زمین است:

[1] حسن مقدم، ۱۳۷۳، طرح لرزه‌ای ساختمانهای آجری، انتشارات دانشگاه صنعتی شریف.

$$0.6 \le B = 2.0\left(\frac{T_o}{T}\right)^{2/3} \le 2.0 \qquad (۴ .۴)$$

حداکثر B برابر ۲ و حداقل آن برابر ۰/۶ اختیار می‌گردد. T زمان اصلی نوسان ساختمان به ثانیه و T_0 اتناوب اسمی زمین است که بر حسب نوع زمین طبق جدول زیر تعیین می‌شود.



همانطور که قبلاً بیان شد برای اغلب ساختمانهای کمتر از ۶ طبقه که روی زمینهای با مقاومت متوسط بنا شوند (زمینهای نوع II) ضریب بازتاب در جهت اطمینان می‌تواند برابر ۲ اختیار گردد.

طبقه‌بندی نوع زمین (از جدول ۴. ۳)	T_0
I	۰/۳
II	۰/۴
III	۰/۵
IV	۰/۷

۴. ۲. ۶. نیروی برشی پایه (V)

نیروی برشی پایه از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$V=C.W \qquad (۵ .۴)$$

W وزن کل ساختمان است که قبلاً در بند ۴. ۲. ۲ محاسبه گردیده است. C ضریب زلزله است و از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$C = \frac{ABI}{R} \ge 0.1A \qquad (۶ .۴)$$

A شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب، I ضریب اهمیت و R ضریب رفتار ساختمان است که دربندهای قبلی محاسبه شده‌اند. همانطور که در رابطه فوق می‌بینیم مقدار C تحت هیچ شرایطی نبایدکمتر از ۱۰ درصد شتاب مبنای طرح شود. طبقه بندی نوع زمین از جدول ۴. ۳ بدست می‌آید.

جدول ۴. ۳ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف مواد متشکله
I	الف) سنگهای آذرین (دارای بافت درشت و ریزدانه). سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده‌ای (گنایسها، سنگهای متبلور سیلیکاته) ب) طبقات کنگلومرایی، شن وماسه متراکم و رس متراکم شده(آرژیلیت)تا ضخامت ۶۰ متر روی بستر سنگی.
II	الف) سنگهای آذرین سست (مانند توف):سنگهای سست رسوبی، سنگهای دگرگونی‌متورق وبطور کلی سنگهایی که در اثر هوازدگی (تجزیه و تخریب) سست شده‌اند. ب) طبقات کنگلومرایی، شن و ماسه متراکم و رس متراکم شده(آرژیلیت)با ضخامت بیش از ۶۰ متر روی بستر سنگی.
III	الف) سنگهای متلاشی شده در اثر هوازدگی. ب) طبقات شن و ماسه با پیوند ضعیف بین دانه‌ای و یا منفصل، رس متراکم نشده(گل سنگ)تا ضخامت ۱۰ متر روی بستر سنگی.
IV	الف) نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد در اثر بالا بودن سطح آب زیرزمینی. ب) طبقات شن و ماسه با پیوند ضعیف بین دانه‌ای و یا منفصل، رس متراکم نشده(گل سنگ)با ضخامت بیش از ۱۰ متر روی بستر سنگی.

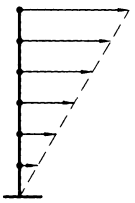
۴. ۲. ۷. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان

پیرامون توزیع نیروی زلزله بین طبقات قبلاً در بخشهای ۳. ۴. ۱. ۲. ۲ و ۳. ۴ .۱. ۳ توضیحاتی داده شد. طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ نیروی جانبی تراز i برابر است با:

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j}(V - F_t) \qquad (۷ .۴)$$

w_i وزن تراز i شامل وزن سقف و سربار آن طبق جدول ۴. ۱ و نصف وزن دیوارها و ستونهایی است که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند. h_i ارتفاع تراز i (ارتفا ع سقف طبقه i) از تراز پایه، n تعداد طبقات ساختمان و F_t نیروی جانبی اضافی در رأس ساختمان که به نام نیروی شلاقی معروف است و از رابطه زیر بدست می‌آید:

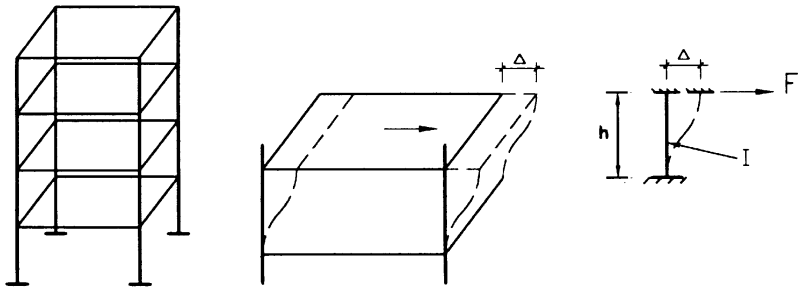
$$F_t = 0.07T.V \qquad (۸ .۴)$$



حداکثر نیروی F_t برابر ۰/۲۵V در نظر گرفته می‌شود و چنانچه T برابر ۰/۷ ثانیه و یا کوچکتر باشد می‌توان F_t را برابر صفر اختیار نمود. در این حالت، در غیاب نیروی شلاقی F_t، چنانچه وزن طبقات یکسان باشد نیروی جانبی هر طبقه با ارتفاع تراز آن طبقه متناسب می‌شود. بنابراین توزیع نیرو در ارتفاع شکلی مثلثی خواهد داشت.

۴. ۲. ۸. توزیع افقی نیروی زلزله

پس از طی مراحل پیشین نیروی وارد به طبقات بدست می‌آید و می‌توان نیرویی که به‌طور افقی به مجموع عناصر مقاوم در هر طبقه وارد می‌شود محاسبه کرد. توزیع این نیرو بین این عناصر به نسبت سختی آنها صورت می‌گیرد زیرا سقفها صلب فرض می‌شوند و ازاین‌رو جابجایی افقی تمام عناصر مقاوم یکسان است (اگر سقف پیچش نداشته باشد) بنابراین عناصر سخت‌تر بخش بزرگتری از نیرو را دریافت می‌دارند.



شکل ۴. ۶ توزیع نیروی افقی زلزله بین عناصر لرزه‌بر در هر طبقه

برای ستونها با اتصالات گیردار چنانچه از چرخش دو انتها صرف نظر کنیم، نیروی افقی برابر است با:

$$F = 12\frac{EI}{h^3}.\Delta \qquad (۹.۴)$$

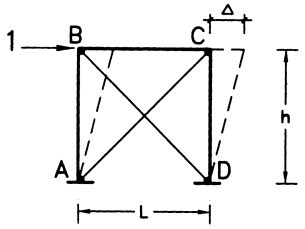
و بنابراین سختی افقی ستون برابر است با:

$$K = \frac{F}{\Delta} = 12\frac{EI}{h^3} \qquad (۱۰.۴)$$

و برای سختی قابهای بادبندی شده کافی است جابجایی نیروی واحد را حساب کنیم. با استفاده از روش کار مجازی:

$$\Delta = \sum \frac{P_i^2 L_i}{A_i E_i} \qquad (۱۱.۴)$$

در این رابطه E_i, A_i, L_i, P_i بترتیب نیرو، طول، سطح مقطع و ضریب ارتجاعی عضو i ام هستند. اگر از سختی بادبند BD بعلت ضریب لاغری زیاد و مقاومت فشاری کم صرف نظر شود، داریم:



$P_{BD} = 0 \quad P_{AB} = 0 \quad P_{BC} = -1 \quad P_{CD} = \frac{h}{L} \quad P_{AC} = \sqrt{1+\left(\frac{h}{L}\right)^2} = \frac{d}{L}$

در این رابطه d قطر قاب است. پس از نهادن این مقادیر در رابطه فوق

$$\Delta = \frac{1}{E}\left[\frac{1\times L}{A_g} + \frac{\frac{h^2}{L^2}\cdot h}{A_c} + \frac{\frac{d^2}{L^2}\cdot d}{A_b}\right]$$

A_b, A_c, A_g بترتیب سطح مقطع تیر، ستون و بادبند است. سختی برابر است با:

$$K = \frac{F}{\Delta} = \frac{1}{\Delta}$$

$$\therefore K = \left[E/\left(\frac{L}{A_g} + \frac{h^3}{L^2 A_c} + \frac{d^3}{L^2 A_b}\right)\right] \qquad \textit{سختی نسبی قاب بادبندی شده} \qquad (۱۲.۴)$$

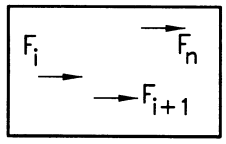
معمولاً سطح مقطع ستونها و تیرها بسیار بزرگتر از بادبند است و بنابراین از جملات اول و دوم مخرج کسر فوق می‌توان در برابر جمله سوم صرف نظر نمود. این بدین معناست که جابجایی افقی قاب عمدتاً ناشی از تغییر شکل بادبند است و نه اعضاء قاب. در این صورت رابطه ساده زیر بدست می‌آید که عملاً در بیشتر موارد معمول قابل استفاده است.

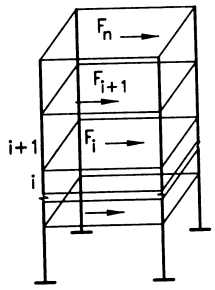
$$K = \frac{EL^2 A_b}{d^3} \qquad \textit{سختی نسبی قابهای بادبندی شده}[1] \qquad (۱۳.۴)$$

E ضریب ارتجاعی، L و d طول و قطر قاب و A_b سطح مقطع بادبند است (در این رابطه از اثر بادبند فشاری صرف نظر شده است).

۴. ۲. ۹. لنگر پیچشی

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ باید اثر ناشی از لنگر پیچشی را نیز محاسبه نمود. این لنگر ناشی از فاصله میان مراکز جرم و صلبیت ساختمان می‌باشد. برای اینکه بهتر مشخص شود که این لنگر چگونه بوجود می‌آید به شکل ۴. ۷ توجه کنید.





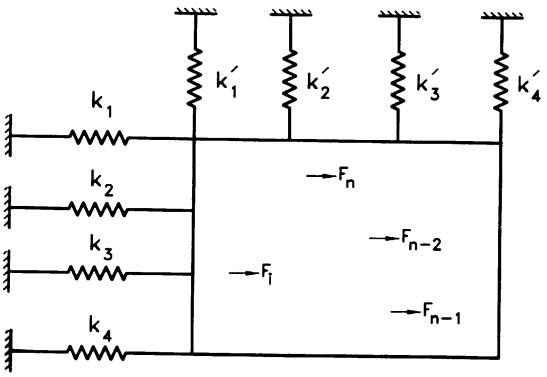
ب) تصویر نیروی طبقات بالاتر روی طبقه i ام الف) نیروهای زلزله به مرکز جرم طبقات اثر می‌کنند

شکل ۴. ۷ نیروهای زلزله که به طبقه i ام منتقل می‌شوند در حالت کلی برهم منطبق نیستند

[1] برای حالتی که سطح مقطع اعضاء قاب خیلی بزرگتر از بادبند باشد.

اگر فرض شود که نیروی زلزله در هر طبقه به مرکز جرم آن طبقه وارد می‌شود در این‌صورت برای نشان دادن نیروهای وارد به طبقه iام باید نیروی طبقات بالای این طبقه را محاسبه و در امتداد مرکز جرم طبقه مربوط، روی طبقه iام تصویر کنیم. در حالت کلی فرض می‌کنیم مرکز جرم طبقات مختلف بر هم منطبق نباشند.

تحلیل دقیق چنین سازه‌ای مستلزم بکارگیری یک مدل کامل سه بعدی است و فقط با رایانه امکان پذیر است اما به‌طور ساده می‌توان روش تقریبی زیر را بکار گرفت که از دقت قابل قبولی برخوردار بوده و بدون استفاده از رایانه هم قابل اجرا است. اگر طبقه i ام را به‌صورت یک کف صلب و عناصر لرزه‌بری که بین این طبقه و طبقه پایین‌تر قرار دارند به‌صورت فنرهایی با سختی معین در نظر گیریم شکل ۴. ۸ بدست می‌آید.



شکل ۴. ۸ مدل فیزیکی طبقه iام برای محاسبه لنگر پیچشی

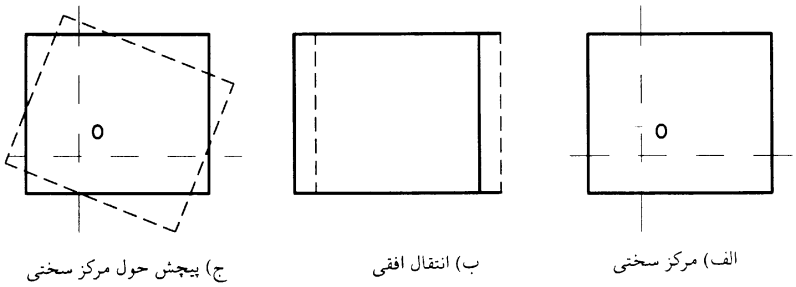
حال اگر مرکز سختی طبقه i ام را بدست آوریم، می‌توان فرض کرد که جابجایی این طبقه مرکب از یک انتقال افقی و یک پیچش حول مرکز سختی است. می‌بینیم که اگر برآیند نیروها از مرکز سختی o بگذرد پیچش اتفاق نمی‌افتد و فقط جابجایی افقی بوجود می‌آید. برعکس اگر برآیند نیروها از مرکز سختی نگذرد علاوه بر جابجایی افقی، یک لنگر پیچشی هم خواهیم داشت که از رابطه زیر بدست می‌آید

$$M_i = \sum_{j=i}^{n} e_{ij} F_j \qquad \text{لنگر پیچشی طبقه } i\text{ام ناشی از نیروی زلزله طبقات فوقانی} \qquad (۱۴.۴)$$

F_j نیروی زلزله طبقه j ام و e_{ij} فاصله این نیـرو از مرکـز سـختی طبقـه i ام یعنـی O اسـت. آیین‌نامه ۲۸۰۰ علاوه بر لنگر پیچشی فوق، یک لنگر پیچشی تصادفی T_a هم در نظر می‌گیرد یعنی:

$$M_i = \sum_{j=i}^{n} e_{ij} F_j + T_a \qquad (۱۵ . ۴)$$

T_a لنگر پیچشی تصادفی است که برای به حساب آوردن تغییرات اتفاقی توزیع جرم در نظر گرفته می‌شود. این لنگر باید در هر جهت برابر حاصلضرب نیروی برشی طبقه i ام در ۵ درصد بعد ساختمان در همان طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. باید توجه داشت که در انتقا ل افقی فقط عناصر لرزه‌بری که در جهت زلزله قرار دارند نیرو دریافت می‌دارند در حالیکه به هنگام پیچش حول مرکز سختی،کلیه عناصر لرزه‌بر مقاومت کرده و نیرو دریافت می‌نمایند (حتی عناصری که در جهت عمود بر زلزله قرار گرفته اند).



شکل ۴. ۹ حرکت کلی هر طبقه به صورت ترکیبی از یک جابجایی افقی و یک پیچش حول مرکز سختی آن طبقه قابل بیان است.

۴. ۲. ۹. ۱. تعیین مرکز سختی (صلبیت) طبقات

با توجه به شکل ۴. ۸ اگر طبقه i ام به اندازه θ بپیچد، کلیه فنرها تغییر طول داده و کشیده و یا فشرده می‌شوند. اگر این پیچش حول یک نقطه فرضی o بنام مرکز سختی (یا صلبیت) انجام می‌شود می‌توان تغییر طول همه فنرها را بر حسب θ محاسبه نمود سختی فنرها در جهات x و y را با K_{x_i} و K_{y_i} نشان می‌دهیم. فاصله K_{x_i} با محور افقی ماربر o برابر y_i و فاصله K_{y_i} با محور قائم ماربر o برابر x_i می‌باشد. تغییر طول فنر K_{x_i} برابر است با $y_i\,\theta$ و تغییر طول فنر K_{y_i} برابر است با $x_i\theta$ ، پس نیروی این دو فنر برابر است با $K_{xi}y_i\theta$ و $K_{yi}x_i\theta$. چون صفحه فقط تحت لنگر پیچشی T واقع است جمع نیرو در جهات x و y صفر است. پس

$$\sum K_{xi}y_i\theta = 0 \quad ; \quad \sum K_{yi}x_i\theta = 0$$

و چو ن θ ثابت است:

$$\sum K_{xi} y_i = 0 \qquad (۱۶.۴)$$

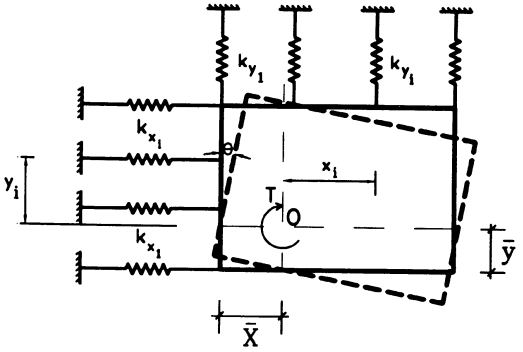
$$\sum K_{yi} y_i = 0 \qquad (۱۷.۴)$$

با حل معادلات فوق مختصات مرکز سختی بدست می‌آید. برای سهولت محاسبات می‌توان دستگاه مختصات را منطبق بر دو لبه صفحه انتخاب کرد. اگر مختصات نقاط را در دستگاه yx با (x,y) نشان دهیم، داریم:

$$x = X - \overline{X} \qquad y = Y - \overline{Y}$$

و با جایگزینی در معادلات (۴. ۱۶) و (۴. ۱۷)

$$\sum K_{xi} (Y_i - \overline{Y}) = 0 \qquad \sum K_{yi} (X_i - \overline{X}) = 0$$

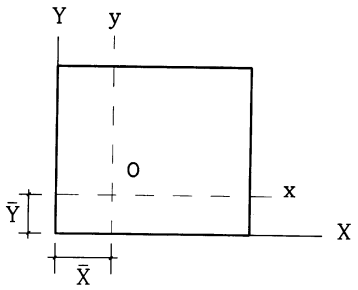


شکل ۴. ۱۰ پیچش یک طبقه حول مرکز سختی‌اش

و در نتیجه مختصات مرکز سختی برابر است با:

$$\overline{X} = \frac{\sum K_{yi} X_i}{\sum K_{yi}} \qquad (۱۸.۴)$$

$$\overline{X} = \frac{\sum K_{yi} X_i}{\sum K_{yi}} \qquad (۱۹.۴)$$

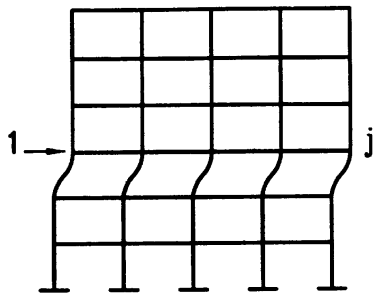


۴. ۲. ۹. ۲. محاسبه سختی عناصر لرزه‌بر

قابهای خمشی

برای محاسبه سختی قاب خمشی در طبقه jام فرض می‌کنیم نیرویی برابر واحد در این طبقه به قاب خمشی اثر کند و جابجایی نسبی این طبقه نسبت به طبقه پایین‌تر Δ_j را محاسبه می‌کنیم. برای ساده شدن محاسبات از چرخش گره‌ها صرف نظر می‌شود. نیروی برشی هر ستون با استفاده از رابطه (۴. ۹) برابر است با:

$$F = 12\frac{Ei}{h_j^{\,3}}\Delta_j$$



جمع نیروی برشی ستونها برابر است با یک، پس:

$$\sum 12\frac{EI}{h_j^{\,3}}\Delta_j = 1 \qquad \therefore \frac{12E\Delta_i}{h_j^{\,3}}\sum I = I$$

$$k_j = \frac{1}{\Delta_j} \therefore K_j = \frac{12EI_j}{h_j^{\,3}} \qquad \text{سختی قاب خمشی در طبقه } j\text{ام} \qquad (۲۰ .۴)$$

I_j مجموع اینرسی ستونهای طبقه jام و E ضریب ارتجاعی می‌باشد.

قابهای بادبندی شده

برای محاسبه سختی طبقه j ام اگر نیروی واحد را اعمال کنیم مشابه بخش قبلی جابجایی طبقه j ام، (Δ_j) با استفاده از رابطه (۴. ۱۳) قابل محاسبه خواهد بود.

نیروی برشی هر دهانه بادبندی شده برابر است با:

$$F = \left(\frac{EL^2 A_b}{d^3} \right) \Delta_j$$

مجموع نیروی برشی کلیه دهانه‌های بادبندی شده برابر با یک است، پس:

$$\sum \left(\frac{EL^2 A_b}{d^3} \right) \Delta_j = 1$$

سختی طبقه j ام برابر است با:

$$K_j = \frac{1}{\Delta_j} = \sum \frac{EL^2 A_b}{d^3} \qquad (۲۱ .۴)$$

E ضریب ارتجاعی، L طول قاب، d قطر قاب و A_b سطح مقطع بادبند کششی است. چنانچه بادبند فشاری بگونه‌ای طرح شود که تسلیم قبل از کمانش رخ دهد می‌توان A_b را برابر مجموع سطح مقطع بادبندهای کششی و فشاری در نظر گرفت.

قابهای مختلط

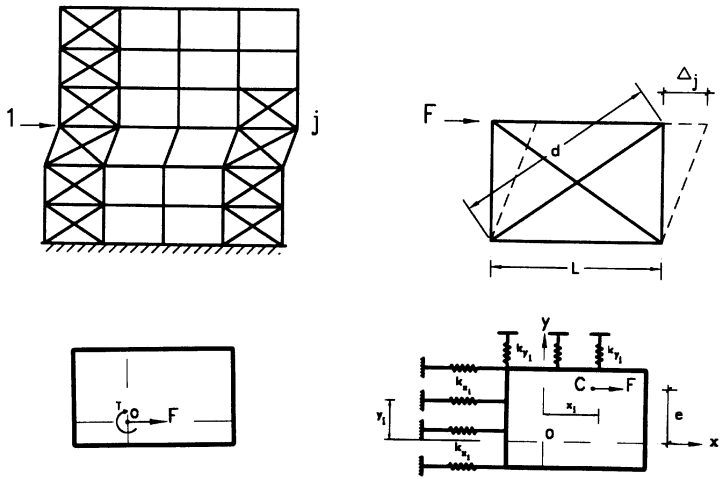
اگر بعضی از دهانه‌های یک قاب خمشی بادبندی شود، سختی را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد.

$$K_j = \frac{12EI_j}{h_j^3} + \sum \frac{EL^2 A_b}{d^3} \qquad (۲۲ .۴)$$

برای تعریف پارامترهای رابطه فوق به روابط (۴. ۲۰) و (۴. ۲۱) مراجعه کنید.

۴. ۲. ۹. ۳. محاسبه ترکیب نیروی جانبی زلزله و لنگر پیچشی آن

اگر برآیند نیروهای جانبی زلزله در طبقه j ام و طبقات بالاتر از نقطه c بفاصله e از مرکز سختی o بگذرد داریم: $T = F.e$



بنابراین می‌توان F را به مرکز سختی o منتقل، و اثر این انتقال یعنی لنگر پیچشی T را نیز به سازه اعمال نمود. نیرویی که به فنر K_{xi} در اثر نیروی F وارد می‌شود برابر است با:

$$P_{xi} = \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} \qquad (۲۳.۴)$$

لنگر پیچشی T موجب پیچش طبقه j ام شده و همانطور که در بخش ۴. ۲. ۹. ۱ دیدیم در فنرهای K_{xi} نیرویی برابر $K_{xi}y_i\theta$ و در فنرهای K_{yi} نیرویی برابر $K_{yi}x_i\theta$ ایجاد می‌کند. لنگر حاصل از این دو نیرو بترتیب برابر $(K_{xi}y_i\theta)y_i$ و $(K_{yi}x_i\theta)x_i$ می‌باشد. بنابراین داریم:

$$T = \left(\sum K_{xi}{y_i}^2\right)\theta + (\sum K_{yi}{x_i}^2)\theta$$

بدین ترتیب اینرسی پیچشی طبقه j ام از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$I_p = \sum K_{xi}{y_i}^2 + \sum K_{yi}{x_i}^2 \qquad \text{اینرسی پیچشی طبقه } j\text{ام} \qquad (۲۴.۴)$$

K_{yi}, K_{xi} سختی افقی عناصر لرزه‌بر بین طبقات $(j\text{-}1)$ و j در جهات x و y می‌باشند و y,x فاصله عناصر K_{yi}, K_{xi} از مرکز سختی طبقه j ام می‌باشند. پس:

$$T = I_p.\theta \qquad (۲۵.۴)$$

$$\theta = \frac{T}{I_p} \qquad (۲۶.۴)$$

با جایگزینی θ، نیرو در فنرهای K_{yi}, K_{xi} برابر است با:

$$P'_{xi} = k_{xi}y_i\theta = \frac{k_{xi}y_i}{I_p}.T \qquad \text{نیروی فنر } K_{xi} \text{ در اثر لنگر پیچشی } T$$

$$P'_{yi} = k_{yi} x_i \theta = \frac{k_{yi} x_i}{I_p} .T \qquad \text{نیروی فنر } K_{yi} \text{ در اثر لنگر پیچشی } T \qquad (۴. ۲۷)$$

و چون در فنرهای K_{xi} تحت اثر نیروی افقی F نیروی P_{xi} نیز ایجاد می‌شود کل نیروی این فنر برابر است با:

$$P''_{xi} = P_{xi} + P'_{xi}$$

و بالاخره اگر لنگر پیچشی طبقه j ام از رابطه (۴. ۱۵) برابر M_j، و I_p از رابطه (۴. ۲۴) جایگزین شوند، نیروی کل وارد به عنصر لرزه‌بر K_{xi} در طبقه j ام برابر است با

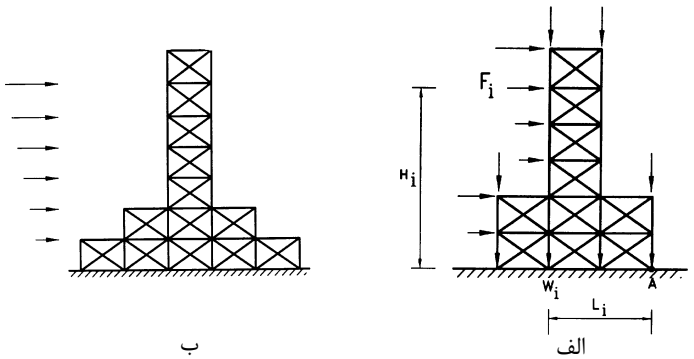
$$P''_{xi} = \frac{k_{xi}}{\sum k_{xi}} \cdot F + \frac{k_{xi} y_i}{\sum k_{xi} y_i^2 + \sum k_{yi} x_i^2} \cdot M_j \qquad (۴. ۲۸)$$

F جمع نیروهای زلزله در طبقات j ام به بالا و M_j لنگر پیچشی این نیروها نسبت به مرکز سختی طبقه j ام بعلاوه یک لنگر پیچشی تصادفی است که از رابطه (۴. ۱۵) بدست می‌آید. نیروی عنصر K_{yi} فقط ناشی از لنگر پیچشی است پس نیروی کل وارد به عنصر لرزه‌بر K_{xi} در طبقه j ام برابر است با:

$$P''_{yi} = \frac{K_{yi} x_i}{\sum K_{xi} {y_i}^2 + \sum K_{yi} {x_i}^2} \cdot M_j \qquad (۴. ۲۹)$$

۴. ۲. ۱۰. وارسی واژگونی

پس از محاسبه نیرو افقی عناصر لرزه‌بر باید واژگونی کنترل شود. لنگر واژگونی در تراز پی ناشی از نیروهای جانبی زلزله برابر است با مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن تراز نسبت به پی ساختمان. با توجه به شکل الف:



ب الف

$$M_o = \sum_{i=1}^{n} F_i H_i \qquad \text{لنگر واژگونی} \qquad (۳۰ .۴)$$

لنگر مقاوم عبارتست از مجموع حاصلضرب نیروهای قائم در فاصله‌شان نسبت به پنجه عنصر لرزه‌بر (نقطه A در شکل).

$$M_R = \sum W_i . L_i \qquad \text{لنگر مقاوم} \qquad (۳۱ .۴)$$

در محاسبه لنگر مقاوم، وزن شالوده و خاک نیز باید به نیروهای قائم افزوده گردد. طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ ضریب اطمینان در برابر واژگونی باید بزرگتر یا مساوی ۱/۷۵ باشد:

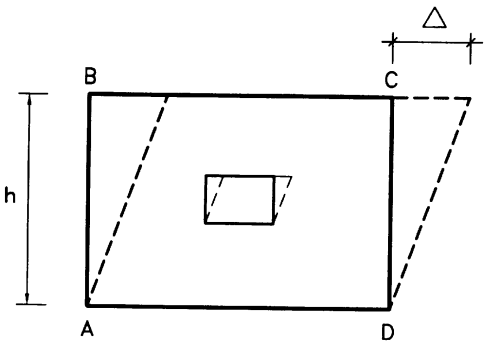
$$F_s = \frac{M_R}{M_o} \geq 1.75 \qquad (۳۲ .۴)$$

توجه به یک نکته ضروریست که دیوارهای برشی و قابهای بادبندی شده بعلت سختی زیاد بخش اعظم نیروی زلزله را جذب می‌کنند در حالی‌که متناسب با آن از نیروی قائم وزن برخوردار نیستند و ازاین‌رو پایداریشان در برابر واژگونی کمتر از قابهای خمشی است. برای رفع این ضعف می‌توان در طبقات پایین مطابق شکل ب لنگر واژگونی را بین شالوده‌های بیشتری تقسیم کرده و بازو را برای لنگر مقاوم افزایش داد.

۴. ۲. ۱۱. محاسبه جابجایی

طبق بند ۲. ۴. ۱۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰، جابجایی جانبی در هر تراز ساختمان نسبت به تراز بالا یا پایین خود که با در نظر گرفتن نیروهای جانبی توأم با لنگر پیچشی حساب می‌شود نباید از ۰/۰۰۵ ارتفاع طبقه تجاوز نماید. باید توجه داشت که این جابجایی در محدوده ارتجاعی قرار دارد و جابجاییهای واقعی بمراتب از این بزرگتر هستند. اِتی‌سی (۱۶) که مرجع اصلی آیین‌نامه ۲۸۰۰ بوده است مبنا را بر محاسبه جابجاییهای خمیری گذارده و در مقابل حد فوق را تا ۰/۰۱۵ افزایش داده است. علت اینکه جابجایی نسبی طبقات مبنا قرار گرفته است و نه جابجایی نسبت به پی این است که عناصر غیر سازه‌ای نظیر تیغه، در و پنجره، نماسازی و مانند آن عمدتاً متأثر از جابجایی نسبی دو طبقه می‌باشند و هر گاه نسبت Δ/h در شکل زیر از حد معینی در گذرد، کرنش عناصری که داخل محدوده ABCD قرار دارند از حد شکست گذشته و خرد می‌شوند. هر قدر Δ/h بیشتر شود میزان خرابی دیوارها، نماسازی و در و پنجره‌ها بیشتر می‌شود. در هر حال بکارگیری ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰ در مورد جابجایی بهیچوجه به این معنا

نیست که ساختمان در زلزله‌های مخرب از محدوده جابجایی نسبی ۰/۰۰۵ نمی‌گذرد بلکه عملاً دچار جابجاییهایی بمراتب بزرگتر از این مقدار می‌شود.



۴. ۲. ۱۲. مؤلفه قائم نیروی زلزله

آیین‌نامه ۲۸۰۰ توصیه می‌کند که برای بالکنها و پیش آمدگی‌هایی که به‌صورت طره ساخته می‌شوند مؤلفه قائم نیروی زلزله نیز از رابطه زیر باید در نظر گرفته شود.

$$F_v = \frac{2AI}{R_v} W_p \qquad \text{مؤلفه قائم نیروی زلزله} \qquad (۴. ۳۳)$$

I و A شتاب پایه طرح و ضریب اهمیت ساختمان هستند که در بخش ۴. ۲. ۳ تعریف شدند. W_pبار مرده به اضافه کل سربار آن و R_v ضریب رفتار است که برای طره‌های فولادی برابر ۲/۴ و برای عناصر بتن آرمه برابر ۲ توصیه شده است. یک محاسبه سرانگشتی نشان می‌دهد برای طره‌های فولادی که در مناطق شدیداً لرزه‌خیز قرار گفته باشند نیروی قائم برابر است با:

$$R_v = \frac{(2)(0.35)(1)}{2.4} W_p \cong 0.3 W_p$$

بنابراین طره را باید برای ۳۰٪ وزن اضافی طرح نمود اما اغلب آیین‌نامه‌ها از جمله آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای ترکیب بارهای سرویس و زلزله تنشهای مجاز را بمیزان ۳۳٪ افزایش می‌دهند. بنابراین بنظر می‌رسد که حتی در بدترین شرایط هم بار زلزله کنترل کننده نیست و چندان مشخص نیست که فلسفه مطرح ساختن این بخش در آیین‌نامه ۲۸۰۰ به چه منظور بوده است زیرا ظاهراً تأثیری بر طرح نمی‌گذارد.

۴. ۲. ۱۳. قطعات الحاقی

آیین‌نامه ۲۸۰۰ توصیه می‌کند که اجزاء ساختمان و قطعات الحاقی به ساختمان در برابر نیروی جانبی زلزله که از رابطه زیر بدست می‌آید محاسبه شوند.

$$F_p = AB_pIW_P \qquad (۳۴.۴)$$

که در آن A و I بترتیب شتاب پایه طرح و ضریب ساختمان هستند که در بخش ۴ .۲. ۳ تشریح شد. W_p وزن قطعه الحاقی است. در مخازن و قفسه بندی انبار و کتابخانه W_p علاوه بر بار مرده شامل وزن محتویات آنها در حالت کاملاً پر می‌باشد. B_p ضریبی است که از جدول ۴. ۴ بدست می‌آید.

جدول ۴. ۴ ضریب بازتاب قطعات الحاقی B_p

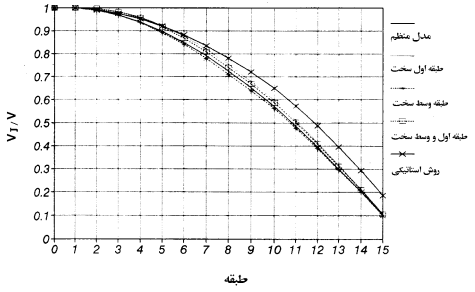
اجزاء ساختمان یا قطعات الحاقی	جهت نیروی افقی	B_p
دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان و تیغه‌های جداکننده	درامتدادعمودبرسطح‌دیوار	۰/۷
جان‌پناهها و دیوارهای طره‌ای	درامتدادعمودبرسطح‌دیوار	۲/۰
اجزاء تزئینی خارجی و داخلی و یا قسمتهای الحاقی به ساختمان	در هر امتداد	۲/۰
مخازن، برجها، دودکشها، وسائل و ماشین‌آلات در صورتیکه متصل به ساختمان و یا جزئی از آن باشند و سقفهای کاذب	در هر امتداد	۱/۰
اتصالات عناصر سازه‌ای پیش‌ساخته	در هر امتداد	۱/۰

در محاسبه ایستایی دیوار، تیغه، جان‌پناه و سایر اجزایی که با مصالح بنایی و ملات سیمان ساخته می‌شوند نیروی زلزله موجب ایجاد لنگر خمشی و تنش کششی می‌شود. آیین‌نامه ۲۸۰۰ تنش کششی مجاز را برابر ۱۵٪ مقاومت فشاری مندرج دربند ۱۰. ۵. ۱ استاندارد شماره ۵۱۹ ایران توصیه می‌کند.

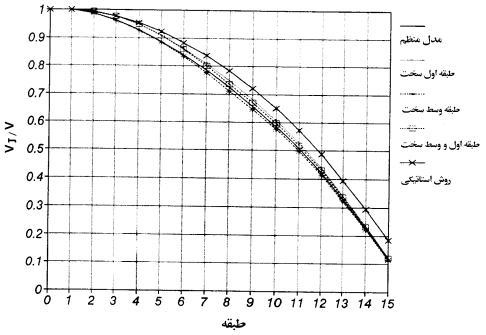
در رابطه (۴. ۳۴) ضریب رفتار R وجود ندارد و در واقع برابر یک فرض شده است. این بدان معناست که بدلیل تردی قطعات الحاقی ظرفیت پذیرش تغییرشکل خمیری در نظر گرفته نشده است و بهمین دلیل نیرویی که از این رابطه بدست می‌آید بسیار بزرگتر از نیروی زلزله یک سازه تغییرشکل پذیر می‌باشد.

۴. ۳. روش شبه دینامیکی

در فصل ۳ با مبانی روش شبه‌دینامیکی آشنا شدیم. باید دانست که تفاوت اصلی تحلیل استاتیکی و شبه دینامیکی در توزیع نیروهای جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان است. در بخش ۳. ۴. ۱. ۲. ۲. دیدیم که در روش استاتیکی توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان مشابه حالتی در نظر گرفته می‌شود که مد اصلی ارتعاش خطی است و مدهای بالاتر نیز از اثر قابل ملاحظه ای برخوردار نیستند. در هر حال در آیین‌نامه‌ها و از جمله آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای منظور نمودن اثر مدهای بالاتر، اعمال نیروی شلاقی رابطه (۴. ۸) در رأس ساختمانهای بلند توصیه شده است.



الف. فقط مد اول در نظر گرفته شد



ب. همه مدها (۱۵ مد) در نظر گرفته شد

شکل ۴. ۱۱ مقایسه نسبت نیروی برشی طبقات به برش پایه برای ساختمانهای ۱۵ طبقه منظم و نامنظم[1] بروشهای استاتیکی و شبه دینامیکی (۱۸۶)

[1] ساختمانهای نامنظم با تغییر ناگهانی سختی (۵ برابر) در طبقه اول، طبقه وسط، و یا طبقات اول و وسط.

در بخش ۳. ۴. ۱. ۲. ۳ دیدیم که تغییرات جرم و سختی در ارتفاع ساختمان معمولاً تـأثیر زیادی روی توزیع نیرو در دو روش استاتیکی و شبه دینامیکی ندارنـد[۱]. در شـکلهای ۴. ۱۱ و ۴. ۱۲ نسبت برش طبقات به برش پی برای تعـدادی سـاختمان ۱۵ طبقـه مـنظم و نـامنظم[۲] مقایسه شده است. در شکل ۴. ۱۱-الف، محاسبه شبه دینامیکی بـا اسـتفاده از مـد اول انجـام شده و در شکل ۴. ۱۱-ب، محاسبه با استفاده از کلیه مدها صورت پذیرفتـه اسـت. از مقایسـه نتایج ساختمانهای منظم و نامنظم و روشهای استاتیکی و دینامیکی می‌توان نتیجه گرفت که:

۱. نتایج روش استاتیکی همواره در جهت اطمینان بوده است.

۲. استفاده از همه مدها بجای یک مد، تأثیر مختصری داشـته و بـرش طبقـات را انـدکی افزایش می‌دهد و به پاسخ روش استاتیکی نزدیکتر می‌سازد.

۳. وجود طبقه سخت در سازه تأثیر چندانی بر تغییر الگوی توزیع بـرش طبقـات نگذاشـته است.

در شکل ۴. ۱۲- الف، محاسبه برش نسبی طبقات (نسبت برش طبقات به برش پایه) بروش شبه دینامیکی با استفاده از تعداد مدهای مختلف برای یک ساختمان پـس نشسـته ۲۵ طبقـه انجام شده است. در شکل ۴. ۱۲- ب برش نسبی طبقات بروشهای استاتیکی و دینامیکی بـرای یک ساختمان ۲۵ طبقه منظم و یک ساختمان پس نشسته مقایسه گردیـده اسـت. از مقایسـه این نتایج می‌توان نتیجه گرفت که:

۱. روش استاتیکی برش همه طبقات را بیش از روش شبه دینامیکی برآورد می‌کند و از این رو، در جهت اطمینان است.

۲. بکارگیری یک مد به جای همه مدها در روش شبه دینامیکی برش طبقات سازه اصـلی (نیمه پایینی ساختمان پس نشسته) را کمی بیش از واقع پیش‌بینی نموده و عملاً در جهت اطمینان است.

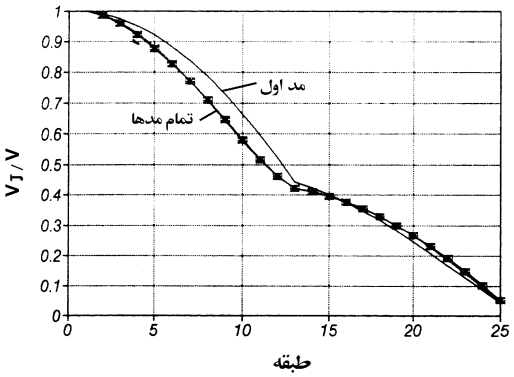
۳. برش طبقات ساختمان منظم تقریباً همواره بیش از ساختمان پس نشسته است و وجود پس نشستگی باعث تغییر زیادی در الگوی توزیع برش طبقات شده است.

---

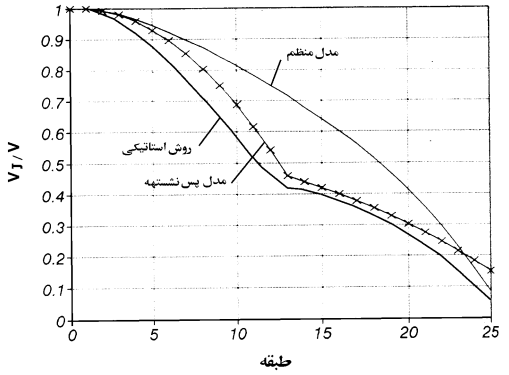
[۱] در این مورد بحث مفصلی نیز در بخش ۳. ۴. ۲. ۲ تحت عنوان *روابط تقریبی برای محاسبه تناوب و وزن مدی سازه‌های نامنظم* ارائه گردید.

[۲] در اینجا بی‌نظمی در ارتفاع به دو صورت در نظر گرفته شده است: یکی تغییرات ناگهانی سختی در یکی از طبقات ساختمان (طبقه اول ، طبقه وسط ، و طبقات اول و وسط). در هریک از این حالتها، سختی طبقه مورد نظر ۵ برابر بقیه طبقات می‌باشد. دیگری کاهش جرم و سختی تا حد $\frac{1}{5}$، از طبقه وسط به بعد (مدل پس نشسته)

۴. استفاده از همه مدها بجای یک مد، تأثیر مختصری داشته و برش طبقات را اندکی افزایش می‌دهد و به پاسخ روش استاتیکی نزدیکتر می‌سازد.



الف. مقایسه پاسخ مد اول با ترکیب کامل مدها



ب. مقایسه پاسخ روشهای استاتیکی و شبه دینامیکی برای سازه‌های منظم و پس نشسته

شکل ۴. ۱۲ مقایسه نسبت نیروی برشی طبقات به برش پایه برای ساختمانهای ۲۵ طبقه منظم و پس نشسته[1] بروشهای استاتیکی و شبه دینامیکی (۱۸۶)

در آیین‌نامه ۲۸۰۰ استفاده از روش تحلیل مدی در مورد ساختمانهایی مجاز شناخته می‌شود که در دو امتداد متعامد دارای مدهای نسبتاً مستقل هستند و یا آنها که در پلان منظم ولی در ارتفاع نامنظم می‌باشند. اینگونه ساختمانها در هر یک از امتدادهای متعامد به‌طور جداگانه با درنظر گرفتن مدهای نوسان در آن امتداد محاسبه می‌شوند. طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰

در هر یک از دو امتداد بایدحداقل سه مد اول نوسان و یا تمام مدهای نوسان با زمان تناوب بیشتر از ۰/۴ ثانیه (تعداد هر کدام که بیشتر است) در نظر گرفته شود .خلاصه روش شبه دینامیکی به شرح زیر است:

۱. محاسبه زمان تناوب (پریود) و اشکال سه مد اولیه

۲. محاسبه شتاب پاسخ مدی

$$C_m = \frac{AB_m I}{R} \qquad \text{شتاب پاسخ مد } m\text{ام} \qquad (۳۵ .۴)$$

$$B_m = 2\left(\frac{T_o}{T_m}\right)^{2/3} \le 2.0 \qquad (۳۶ .۴)$$

۳. برآورد وزن مؤثر مدها

$$W_m = \frac{\left[\sum_{j=1}^{n} w_j \phi_{mj}\right]^2}{\sum_{j=1}^{n} w_j \phi_{mj}^{\ 2}} \qquad (۳۷ .۴)$$

٤. تعیین نیروی برش پایه در هر مد

$$V_m = C_m W_n \qquad \text{نیروی برش پایه مد } m\text{ام} \qquad (۳۸ .۴)$$

در روابط فوق A شتاب پایه طرح و I ضریب اهمیت ساختمان است که در بخش ۴. ۲. ۳ تشریح شد. T_m زمان تناوب مد m ام ، ϕ_{jm} مؤلفه مد m ام در تراز طبقه j ام و T_o تناوب اسمی زمین است که در بخش ۴. ۲. ۵ آمد. w_j وزن طبقه j ام می‌باشد. پس از بدست آوردن برش پایه در هر مد می‌توان آنرا با استفاده از رابطه زیر در ارتفاع توزیع کرد.

$$F_{jm} = \frac{w_j \phi_{jm}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{im}} . V_m \qquad \text{نیروی جانبی در تراز } j \text{ و در مد } m\text{ام} \qquad (۳۹ .۴)$$

ترکیب مدها

به‌کمک نیروی برشی پایه و نیروی جانبی طبقات، بازتابهای مورد نظر در هر مد (از قبیل برش، لنگر، جابجایی و غیره) محاسبه می‌شوند. مقدار هر بازتاب در مدهای مختلف باید با یکدیگر ترکیب و ساختمان در برابر اثر توأم مدها طراحی شود. در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ترکیب اثر توأم مدها مطابق رابطه (۳. ۹۵) برابر جذر مجموع مربعات بیشینه اثر هر یک از مدها توصیه شده است.

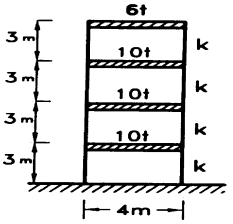
تذکر مهم

چنانچه کل نیروی برشی پایه که از ترکیب مدها بدست آمده است از آنچه بروش استاتیکی از رابطه (۴. ۵) حاصل شود کمتر باشد، مقدار اخیر بعنوان کل نیروی برشی پایه انتخاب می‌گردد و سایر بازتابهایی که در هر مد محاسبه شده‌اند نیز باید بهمین نسبت افزایش داده شوند.

پیچش، واژگونی، جابجایی نسبی طبقات

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی، لنگر واژگونی و کنترل جابجایی نسبی طبقات باید مطابق آنچه قبلاً در مورد روش استاتیکی در بخش ۴. ۲ گفته شد انجام گیرد. همچنین نیروی جانبی زلزله برای اجزاء ساختمان و قطعات الحاقی مطابق بخشهای ۴. ۲. ۱۲ و ۴. ۲. ۱۳ باید در نظر گرفته شود.

مثال ۴. ۱ با استفاده از روش شبه دینامیکی آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش اول) نیروی زلزله را برای قاب فولادی زیر بدست آورید. محل قاب در تهران و زمین نوع III می‌باشد. وزن و سختی کلیه طبقات برابر ۱۰ تن و ۲ تن بر سانتیمتر است.

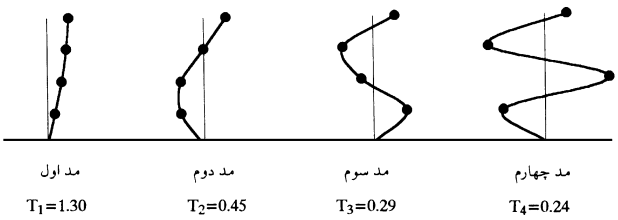


حل

۱. زمان تناوب و اشکال مدی این قاب قبلاً در بخش ۳. ۴. ۲ بدست آورده شد.

$$\varphi = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ .88 \\ .65 \\ .35 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ -1 \\ -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ -1.35 \\ -.53 \\ 1.5 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ -2.54 \\ 2.91 \\ -1.89 \end{bmatrix} \end{bmatrix}$$

$T_1 = 1.30$ *ثانیه* $\quad T_2 = 0.45$ *ثانیه* $\quad T_3 = 0.29$ *ثانیه* $\quad T_4 = 0.24$ *ثانیه*



۲. شتاب پاسخ مدها C_m با استفاده از روابط (۴. ۳۵) و (۴. ۳۶) محاسبه می‌شود. T_o برابر ۰/۵ است پس:

$$B_1 = 2\left(\frac{0.5}{1.3}\right)^{0.67} = 1.06 \qquad B_2 = 2\left(\frac{0.5}{0.45}\right)^{0.67} > 2 \qquad \therefore B_2 = B_3 = B_4 = 2.0$$

A برابر ۰/۳۵ ، I برابر ۱ و ضریب رفتار R برابر ۶ فرض می‌شود. از رابطه (۴. ۳۵)

$$C_1 = \frac{(0.35)(1.06)(1.0)}{6} = 0.062 \quad ; \quad C_2 = C_3 = C_4 = 0.117$$

۳. وزن مؤثر مدها از رابطه (۴. ۳۷) بدست می‌آید.

$$W_1 = \frac{(10\times1+10\times0.88+10\times0.65+10\times0.35)^2}{(10\times1^2+10\times0.88^2+10\times0.65^2+10\times0.35^2)} = 35.76t$$ *وزن مؤثر مد اول*

$$W_2 = \frac{(10\times1+10\times0+10(-1)+10(-1)]^2}{[10\times1^2+10\times0^2+10\times(-1)^2+10\times(-1)^2]} = 3.33t$$ *وزن مؤثر دوم*

و بهمین ترتیب وزن مؤثر مدهای سوم و چهارم محاسبه شده و برابر ۰/۷۲ و ۰/۱۳ تن بدست می‌آیند. ملاحظه می‌شود که وزن مؤثر مد چهارم کمتر از یک درصد وزن مؤثر مد اول است.

۴. نیروی برش پایه مدها از رابطه (۳. ۳۸) بدست می‌آید.

$V_1 = (0.062)(35.76) = 2.22$ *نیروی برشی پایه در مد اول تن*

$V_2 = (0.117)(3.33) = 0.39$ *نیروی برشی پایه در مد دوم تن*

$V_3 = (0.117)(0.72) = 0.084$ *نیروی برشی پایه در مد سوم تن*

$V_4 = (0.117)(0.13) = 0.015$ *نیروی برشی پایه در مد چهارم*

آنگاه بکمک رابطه (۴. ۳۹) نیروی برشی پایه در هر مد در ارتفاع توزیع می‌شود. نیروی جانبی طبقه چهارم در مد اول برابر است با:

$$F_{14} = \frac{10\times1}{10\times1+10\times0.88+10\times0.65+10\times0.35}\times2.22 = \frac{10}{28.8}\times2.22 = 0.770t$$

و نیروی جانبی سایر طبقات در مد اول به همین ترتیب بدست می‌آید.

$$F_{13}=\frac{10\times 0.88}{28.8}\times 2.22=0.679\ ;\ F_{12}=\frac{10\times 0.65}{28.8}\times 2.22=0.502\ ;\ F_{11}=\frac{10\times 0.35}{28.8}\times 2.22=0.271$$

:

$$F_{24}=\frac{10\times 1}{10\times 1+10\times 10+10(-1)+10(-1)}\times 0.39=-0.39\quad ;\quad F_{23}=0, F_{22}=0.39, F_{21}=0.39$$

و در مدهای سوم و چهارم

$$F_{34}=0.13, F_{33}=-0.18, F_{32}=-0.07, F_{31}=0.203$$

$$F_{44}=-0.029, F_{43}=0.073, F_{42}=-0.084, F_{41}=0.054$$

اکنون می‌توان آثار مدها را با هم ترکیب کرد. مثلا نیروی برشی پایه برابر است با:

$$V=\sqrt{{v_1}^2+{v_2}^3+{v_3}^2+{v_4}^2}=\sqrt{2.22^2+.39^2+....}=2.254t$$

و یا نیروی برشی طبقه سوم برابر است با:

$$P_3=\sqrt{(F_{14}+F_{13})^2+(F_{24}+F_{23})^2+(F_{34}+F_{43})^2+(F_{44}+F_{43})^2}$$
$$=\sqrt{(.77+679)^2+(-.39+0)^2+(.13-.18)^2+(-.29+.073)^2}=1.517t$$

۴. ۴. روش دینامیکی

هنگامی‌که میان مراکز سختی و جرم طبقات فاصله افتد نیروهای جانبی زلزله لنگری پیچشی ایجاد می‌کنند و عناصر لرزه‌بر علاوه بر نیروهای جانبی زلزله باید اثر این لنگر پیچشی را نیز تحمل نمایند. معمولاً چنین فرض می‌شود که اگر مقدار این لنگر نسبتاً کوچک باشد می‌تواند همانند یک نیروی استاتیکی تلقی شود و با استفاده از اصل جمع آثار قوا (انطباق)، می‌توان اثر آنرا جداگانه محاسبه و با اثر نیروهای جانبی جمع کرد. اما هنگامی‌که فاصله مراکز سختی و جرم زیاد باشد حرکت پیچشی ساختمان دارای شدت بالایی است و مدهای انتقالی (حرکت افقی ساختمان) و پیچشی شدیداً درگیر می‌شوند و نمی‌توانند بسادگی تجزیه شده و هریک به‌طور جداگانه مطالعه شوند. بهمین دلیل در این حالت دیگر اصل جمع آثار قوا قابل استفاده نبوده و باید مدل سه بعدی سازه را تحت شتاب پی قرار داده و پاسخ دینامیکی سازه را بدست آورد.

آیین‌نامه ۲۸۰۰ در شرایطی که ساختمان در پلان منظم نباشد (به بخش ۴. ۱ مراجعه شود) لازم می‌داند که از روش دینامیکی استفاده کنیم اما در عین حال استفاده از این روش را حتی برای ساختمانهای منظم نیز مجاز می‌داند.

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ روش تحلیل دینامیکی (که عبارتست از محاسبه لحظه به لحظه بازتابهای ساختمان تحت تأثیر شتابنگاشتهای واقعی زلزله) را می‌توان برای کلیه ساختمانها بکار برد. در مورد ساختمان کاملاً منظم و یا ساختمانی که فقط در ارتفاع نامنظم است چنانچه از این روش استفاده شود می‌توان آنرا در دو امتداد متعامد ساختمان به‌طور جداگانه انجام داد ولی در مورد ساختمانهایی که در پلان نامنظم هستند چون نوسان در بعضی یا تمام مدها عمدتاً به‌طور توأم در دو امتداد متعامد انجام می‌پذیرد برای ملحوظ نمودن اثرات این حرکات توأم، ساختمان باید به‌وسیله روش تحلیل دینامیکی و با استفاده از یک مدل سه بعدی محاسبه گردد.

استفاده از شتابنگاشت

بنابر آیین‌نامه ۲۸۰۰، در روش تحلیل دینامیکی ساختمان باید تحت تأثیر مستقیم مؤلفه‌های افقی شتابنگاشتهای هر یک از دو زلزله طبس ۱۳۵۷ و ناغان ۱۳۵۶، که به عنوان زلزله‌های مبنا انتخاب شده‌اند، قرار داده شود و در مورد هر بازتاب اثر هر یک از این دو زلزله که بیشتر باشد باید مبنای محاسبه قرار گیرد. ضمناً در آیین‌نامه ۲۸۰۰ توصیه شده که اگر در آینده زلزله‌ای با شتاب بیشینه بیش از ۵۰٪ شتاب ثقل روی دهد و از طرف مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن به عنوان زلزله مبنا اعلام و ارقام اصلاح شده شتابنگاشت آن منتشر گردد، زلزله مذکور نیز باید به ساختمان اثر داده شود. بنابراین زلزله مخرب منجیل (۱۳۶۹) با شتاب بیشینه ۶۵ درصد شتاب ثقل در ایستگاه آب بر مشمول این توصیه می‌شود.

نحوه تحلیل دینامیکی

تحلیل دینامیکی به دو روش ارتجاعی و غیرارتجاعی قبلاً در بخش ۳. ۴. ۳ تشریح شد و نشان دادیم که از روش ارتجاعی نیروهایی بمراتب بزرگتر از مقادیر متعارف آیین‌نامه‌ای بدست می‌آید (گاهی ۲۰ تا ۳۰ برابر) و لازم است که با منظور کردن رفتار غیرارتجاعی، از شدت این نیروها کاسته شود. متأسفانه در ویرایش اول آیین‌نامه ۲۸۰۰ نحوه منظور کردن رفتار غیرارتجاعی و خواص تغییرشکل پذیری سازه در کاهش نیروهای زلزله روشن نشده است[1]. برای آشنایی بیشتر توصیه می‌شود بخش ۳. ۴. ۳ و بویژه مثال حل شده در بخش ۳. ۴. ۳. ۳ مطالعه گردد.

البته آنچنانکه در بخش ۳. ۴. ۳. ۴ بیان شد، برخی از آیین‌نامه‌ها روش همپایه کردن برش پایه بر مبنای روش استاتیکی معادل را توصیه می‌کنند که در این صورت نقش تحلیل

[1] در این بخش، ضوابط ویرایش اول آیین‌نامه ۲۸۰۰ مورد نظر است. همانطور که در فصل ۵ خواهیم دید، بخشی از ابهامات روش تحلیل دینامیکی در ویرایش ۲ آیین‌نامه برطرف شده است.

دینامیکی فقط در توزیع نیروها ظاهر می‌شود و نه در مقدار مطلق نیروها و جابجاییهای سازه. روش کار به این صورت است که سازه را تحت شتابنگاشت مورد نظر در حوزه ارتجاعی تحلیل می‌کنیم و نیروی برش پایه را بدست می‌آوریم. از سوی دیگر برش پایه را از روش استاتیکی نیز محاسبه نموده و کلیه نیروها و جابجاییهای حاصل از تحلیل دینامیکی را در نسبت برش پایه استاتیکی به دینامیکی ضرب می‌کنیم (این نسبت ممکن است عددی به کوچکی 1/20 یا 1/30 باشد).

۴. ۵. مخازن هوایی، سیلوها، دودکشها و سایر ساختمانهای مشابه

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ این نوع ساختمانها اگر دارای سیستم سازه‌ای مشابه سیستمهای مندرج در جدول ۴. ۲ باشند مشمول ضوابط مذکور در بخش ۴. ۲ می‌شوند و در غیر این صورت بروش زیر محاسبه می‌گردند.

نیروی جانبی زلزله مؤثر در اینگونه ساختمانها (بجز مخازن زمینی یا زیرزمینی که با روش دیگری محاسبه می‌شوند) با استفاده از یکی از سه روش استاتیکی، شبه دینامیکی و دینامیکی و با رعایت ضوابط زیر تعیین می‌گردد:

۱. زمان تناوب این سازه‌ها باید با استفاده از روشهای تحلیل دینامیکی تعیین گردد. زمان تناوب اصلی نوسان آونگ وارونه، برج و دودکش را می‌توان با استفاده از روابط مندرج در بخش ۴ . ۱۰ بدست آورد.

۲. چنانچه زمان تناوب اصلی این نوع سازه‌ها از ۰/۵ ثانیه تجاوز نماید اعمال روش شبه دینامیکی الزامی است.

۳. ضریب رفتار R برای این سازه‌ها طبق جدول ۴. ۵ تعیین می‌گردد و مقدار $\frac{B}{R}$ در هر حال نباید کمتر از ۰/۵ در نظر گرفته شود.

٤. سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی آنها کمتر از ۰/۰۶ ثانیه است صلب تلقی شده و مقدار $\frac{B}{R}$ برای آنها ۰/۵ در نظر گرفته شود.

٥. توزیع نیروی جانبی در ارتفاع بر حسب مورد از روش مندرج در بخش ۴. ۲. ۷ و یا بخش ۴. ۳ بعمل آید.

٦. محدودیت جابجایی جانبی موضوع بخش ۴. ۲. ۱۱ در مورد این سازه‌ها اعمال نمی‌شود مگر آنکه خرابی سازه و یا عوامل غیر سازه‌ای تلفات جانبی به بار آورد.

۴. ۶. مخازن زمینی و زیرزمینی

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ نیروی جانبی مؤثر بر مخازن زمینی یا زیرزمینی با استفاده از یکی از روشهای زیر تعیین می‌شود.

جدول ۴. ۵ ضریب رفتار مخازن هوایی، سیلوها، دودکشها و سایر سازه‌های مشابه

ردیف	نوع سازه	R
۱	سازه‌هایی که رفتارشان مشابه آونگ وارونه است یا مخازن هوائی که بر روی پایه‌های بادبندی شده یا نشده قرار دارند	۲/۵
۲	سیلوها، دودکشها، برجهای خنک‌کننده و بطور کلی سازه‌هایی که داری جرم گسترده بوده و رفتارشان مشابه ستون طره‌ای است	۴/۰
۳	قیفها و کندوهای متکی بر روی پایه‌های بادبندی شده یا نشده	۳/۵
۴	برجها و دکلهای مشبک (آزاد یا مهار شده)	۳/۵
۵	علائم، تابلوها، تأسیسات تفریحی و بازی کودکان و برجهای یادبود	۴/۰
۶	سایر سازه‌ها	۳/۰

۱. سازه صلب تلقی شده و مقدار B/R برابر ۰/۵ فرض می‌شود. در محاسبه نیروی جانبی زلزله مجموع وزن سیال و وزن مخزن درنظر گرفته می‌شود.

۲. رفتار سازه با استفاده از یک روش دینامیکی و با در نظرگرفتن حرکت سیال داخل مخزن در هنگام زلزله تحلیل می‌شود و نیروی جانبی زلزله بامنظور نمودن طیف بازتاب طرح و شتاب مبنای زلزله مندرج در بخشهای ۴. ۲. ۳ و ۴. ۲. ۵ مشخص می‌گردد.

۴. ۷. ساختمانهای آجری (مصالح بنایی)

۴. ۷. ۱. طراحی بر اساس ضابطه

در آیین‌نامه ۲۸۰۰ استفاده از ساختمانهای آجری مسلح و غیرمسلح مجاز شناخته شده است مشروط به اینکه ضوابط این آیین‌نامه رعایت شود. متأسفانه در این آیین‌نامه روش اجرا و نحوه محاسبه ساختمانهای آجری مسلح مورد بحث قرار نگرفته است و فقط در مورد این ساختمانها، آیین‌نامه ضریب رفتار را مشخص نموده است. ضریب رفتار ساختمانهایی که از دیوارهای آجری مسلح هم برای تحمل بارهای قائم و هم نیروی افقی زلزله استفاده می‌کنند برابر ۴ است و

چنانچه برای تحمل بارهای قائم از اسکلت بتنی یا فولادی استفاده شود می‌توان ضرایب رفتار را برابر ۵ فرض کرد. در هر حال با در دست داشتن ضریب رفتار می‌توان نیروی زلزله را محاسبه نموده و سپس ساختمان را بر اساس روشهایی که در مراجع مربوطه آمده طرح کرد.

در مورد ساختمانهای آجری غیرمسلح، در آیین‌نامه ۲۸۰۰ نیروی زلزله و روش تحلیل مشخص نگردیده وبه ارائه مجموعه‌ای از ضوابط بسنده شده است که رعایت آن برای سازندگان ساختمانهای آجری الزامی است. بنابراین روش آیین‌نامه ۲۸۰۰ درمورد ساختمانهای آجری بر تحلیل استوار نیست بلکه بر اساس تجربیات حاصل از زلزله‌های گذشته سعی شده است با رعایت نکاتی خطر انهدام و فروریزی ساختمان بهنگام زلزله به حداقل برسد که در زیر برخی از رئوس مهم آن مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۴. ۷. ۲. ضوابط و محدودیتهای مهم

۱. محدودیت تعداد طبقات و ارتفاع

آیین‌نامه ۲۸۰۰ حداکثر تعداد طبقات را بشرط آنکه از کلافهای افقی و قائم استفاده شود به ۲ و بدون کلاف قائم به ۱ محدود نموده است (بدون احتساب زیرزمین). حداکثر ارتفاع هر طبقه برابر ۴ متر و ارتفاع کل ساختمان از زمین مجاور برابر ۸ متر می‌باشد. باید توجه داشت که اگر در ساختمانی از کلافهای افقی و قائم استفاده شده باشد ساختمان مسلح بشمار رفته و می‌توان آنرا در برابر نیروهای زلزله طرح نمود[۱].

۲. استفاده از کلافهای افقی و قائم

در بندهای ۳. ۹. ۱ و ۳. ۹. ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰ به کلافهای افقی و قائم اشاره شده است. استفاده از حداقل دو کلاف افقی برای کلیه ساختمانهای آجری الزامی است: یکی در تراز زیر دیوارها و دیگری در تراز سقف روی دیوارهای باربر.

استفاده از کلافهای قائم برای ساختمانهای بیش از یک طبقه (بدون احتساب زیرزمین) الزامی است و حداکثر فاصله کلافهای قائم ۵ متر می‌باشد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که در ساختمانهای دو طبقه آجری که مطابق ضوابط این آیین‌نامه اجرا شوند وجود کلافهای افقی و قائم موجب قاب‌بندی دیوارها شده و آنها را به قابهای مرکب تبدیل می‌کند. پس عملاً این

---

[۱] بنابراین چنین ساختمانی اگر بروش ارائه شده توسط نگارنده (۴۱) محاسبه شده باشد دیگر ساختمان آجری غیرمسلح بشمار نمی‌رود. برای آشنایی با این موضوع بخش ۳. ۷ را ببینید.

ساختمانها مسلح محسوب شده و می‌توانند بر این مبنا تحلیل و طرح شوند[1]. مشخصات میلگرد گذاری و ابعاد مقاطع کلافهای افقی و قائم در بخش ۳. ۹ آیین‌نامه داده شده است.

۳. تأمین حداقل مقدار دیوار برشی

چون در یک ساختمان آجری غیرمسلح دیوار برشی تنها عنصر لرزه‌بر بشمار می‌آید، برای تأمین ایستایی ساختمان در برابر زلزله لازم است در هر دو جهت بقدر کافی دیوار برشی در نظر گرفته شود. در جدول ۶ (صفحه ۳۱ آیین‌نامه ۲۸۰۰-ویرایش ۱) حداقل مقدار دیوار در طبقات مختلف برای ساختمانهای آجری، سنگی و بلوک سیمانی مشخص شده است. بیشترین نیروی برشی در طبقه زیرین ایجاد می‌شود و در طبقات بالاتر از آن کاسته می‌شود. مثلاً برای ساختمانهای آجری دو طبقه، حداقل سطح مقطع افقی دیوار مورد نیاز نسبت به سطح زیر بنای طبقه، در زیر زمین ۸٪ ، طبقه اول ۶٪ و طبقه دوم ۴٪ می‌باشد. این بدان معناست که در زیرزمین ساختمانی یک طبقه به مساحت ۱۵۰ متر مربع در هر جهت حداقل به ۹ متر مربع دیوار به کلفتی ۲۰ سانتیمتر یا بیشتر نیاز داریم (بر اساس بند ۳. ۶. ۱آیین‌نامه ۲۸۰۰ دیوارهای نازکتر از ۲۰ سانتیمتر به حساب نمی‌آیند). اگرهمه دیوارها به کلفتی ۲۰ سانتمیتر باشند حداقل طول دیوار مورد نیاز در هر جهت ۴۵ متر می‌باشد. توجه داریم که تأمین این مقدار دیوار چندان هم آسان نیست. باید توجه داشت که اگر ساختمان دارای کلاف‌بندی باشد مسلح محسوب شده و روش مذکور در بخش ۳. ۷ محاسبه و طرح می‌شود و نیازی به رعایت ضابطه فوق برای تأمین حداقل دیوارهای برشی نمی‌باشد.

۴. نظم در پلان

آیین‌نامه ۲۸۰۰ در بخش ۳. ۳ با ارائه ضوابطی توصیه کرده است که ساختمان به‌صورت منظم و متقارن ساخته شود تا پیچش ناشی از نیروی افقی زلزله به حداقل رسد.

۵. یکپارچگی سقف و تکیه گاهها

در بخش ۳. ۱۱ آیین‌نامه۲۸۰۰ ضوابطی‌برای حفظ انسجام و یکپارچگی سقف و تکیه‌گاه‌ها توصیه شده است.مثلاً بهتر است سر تیرها (فولادی یا بتنی) در کلاف افقی مهار شود و تیرهای فولادی به‌وسیله میلگرد یا تسمه به‌صورت ضربدری بهم بسته شوند.

---

[1] برای آشنایی با این موضوع بخش ۳. ۷ را ببینید.

۶. بازشوها

چنانچه بخواهیم وجود بازشو به مقاومت برشی دیوار لطمه مهمی وارد نسازد باید اندازه و محل استقرار بازشو از محدودیتهای مذکور در بند ۳. ۵ آیین‌نامه تجاوز ننماید وگرنه نمی‌توان دیـوار را جزء دیوارهای برشی به حساب آورد.

۴. ۸. موضوعات کلی

۴. ۸ . ۱. ترکیب نیروی زلزله با سایر نیروها

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ در صورتی‌که محاسبه سازه به روش تنشهای مجاز[۱] انجـام شـود ضـوابط استاندارد ۵۱۹ ملاک عمل است. بنابراین ضوابط در ترکیب نیروی زلزله و بارهـای بهره‌بـرداری (زنده و مرده) کلیه تنشهای مجاز به میزان ⅓ افزایش می‌یابد. در صورتی‌که محاسـبه سـازه‌ها بروش مقاومت نهایی[۲] و یا در حالات حدی[۳] انجام پذیرد ترکیب نیروی زلزله با سایر نیروها باید با رعایت ضوابط مندرج در آیین‌نامه مورد اسـتفاده در محاسـبات طراحـی انجـام گیـرد. طبـق ضوابط انستیتوی بتن امریکا (اسی‌آی)[۴] برای طرح سازه‌های بتنی بروش مقاومت نهایی ترکیب زیر برای بارهای بهره‌برداری و زلزله بکار می‌رود.

$$U=0.75(1.4D+1.7L+1.87E) \qquad (۴۰ .۴)$$

و در صورتی‌که با حذف بار زنده حالت بحرانی‌تری ایجاد گردد:

$$U=0.75(1.4D+1.87E) \qquad (۴۱ .۴)$$

و در مواردی‌که بار مرده موجب افزایش ایستایی شود ترکیب نیز باید وارسی شود.

$$U=0.9D+1.43E \qquad (۴۲ .۴)$$

---

۱ working stress design

۲ ultimate srength design

۳ limit state design

۴ ACI

در این روابط D، L و E بترتیب بارهای مرده، زنده و زلزله می‌باشند. آیین‌نامه طرح ساختمانهای فولادی که توسط انجمن ساختمانهای فولادی امریکا منتشر شده است برای طراحی ساختمانهای فولادی بروش خمیری ترکیب زیر را پیشنهاد می‌کند:

$$U=1.3(D+L+E) \qquad (۴۳ .۴)$$

ضوابط این انجمن برای طراحی بروش ضریب بار و مقاومت[۱] ترکیبهای زیر را پیشنهاد می‌کند:

$$U=1.2D+0.5L+1.5E \qquad (۴۴ .۴)$$

$$U=0.9D+1.5E \qquad (۴۵ .۴)$$

۴. ۸. ۲. محدودیتهای آیین‌نامه ۲۸۰۰

محدوده ایستایی

آیین‌نامه ۲۸۰۰ هدف از ضوابط ارائه شده را برای دست‌یابی به شرایط زیر اعلام می‌دارد:

الف) با حفظ ایستایی ساختمان تلفات جانی به حداقل برسد.

ب) ساختمانهای با اهمیت زیاد در جریان زلزله و بعد از آن قابلیت بهره برداری خود را حفظ نمایند.

در آیین‌نامه ۲۸۰۰ چنین اظهار شده است که با رعایت ضوابط آن، ساختمانها در برابر زلزله‌های با شدت کم و متوسط (تا درجه VII مقیاس اصلاحی مرکالی) بدون وارد شدن آسیب سازه‌ای و در برابر زلزله‌های شدیدتر (تا درجه IX) بدون فرو ریختن قادر به مقاومت می‌باشند. صرف نظر از اینکه آیا درجه اصلاحی مرکالی معیار مناسبی برای محاسبه ایستایی لرزه‌ای سازه‌هاست و اینکه اساساً آیا با رعایت ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ به چه مرحله‌ای از ایستایی لرزه‌ای می‌توان دست یافت[۲]، یک نکته مسلم است: آیین‌نامه ۲۸۰۰ صراحتاً می‌پذیرد که سازه‌ها در زلزله‌های قوی دچار صدمات سازه‌ای شوند و جابجایی خمیری و غیرارتجاعی را پذیرا شوند. این صدمات و جابجاییها مادام که منجر به تخریب و فرو ریختن ساختمان نشود در محدوده انتظار آیین‌نامه بوده و قابل قبول می‌باشند. بنابراین نباید تصور کرد که با رعایت ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ سازه از یک حاشیه اطمینان[۳] برخوردار شده و در محدوده ارتجاعی

---

[۱] Load and Resistance Factor Desing specifications for structural steel buildings, 1986.

[۲] به نظر می‌رسد این ادعا که در اکثر آیین‌نامه‌ها به‌طور مشابهی آمده است فاقد یک پایه علمی مستدل و محکم است، و در جایی اثبات نگردیده که با رعایت ضوابط این آیین‌نامه‌ها ایستایی ساختمان حفظ شده و به قابلیت بهره برداری ساختمانهای با اهمیت صدمه ای وارد نمی‌شود.؟!

[۳] safety margine

می‌ماند بلکه همانطور که قبلاً در فصل ۳ به‌طور مشروح بحث شد سازه‌ها در زلزله‌های قوی تسلیم شده و وارد محدوده خمیری و غیرارتجاعی خواهند شد.

محدوده کاربرد

طبق اظهار آیین‌نامه ۲۸۰۰، محدوده کاربرد این آیین‌نامه عبارت است از طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه، فولادی، چوبی و آجری. ساختمانهای آجری (یا بلوکی) مسلح که از مصالح بنایی برای تحمل فشار و از میلگرد برای تحمل کشش استفاده می‌کنند نیز در دایره کار این آیین‌نامه قرار می‌گیرند. آیین‌نامه ۲۸۰۰ تأکید می‌کند که طراحی سازه‌ای اینگونه ساختمانها تا زمانیکه آیین‌نامه ویژه‌ای تدوین نشده یا باید منطبق بر آیین‌نامه معتبر یکی از کشورهای دیگر باشد، و یا باید در مورد این ساختمانها نیز ضوابط و مقررات مربوط به ساختمانهای آجری (مصالح بنایی) غیرمسلح مندرج در فصل سوم این آیین‌نامه رعایت گردد. ساختمانهایی که مشمول آیین‌نامه۲۸۰۰ نیستند بقرار زیرند:

الف) ساختمانهای خاص مانند سد، پل، اسکله و سازه‌های دریایی، و نیروگاههای هسته‌ای. طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰، در طرح ساختمانهای خاص باید ضوابط ویژه‌ای برای مقابله با اثرات ناشی از زلزله رعایت گردد، ولی در هر حال در مورد این ساختمانها شتاب مبنای طرح برای منطقه مورد نظر نباید کمتر از مقدار مندرج در آیین‌نامه اختیار شود، مگر آنکه مطالعات خاص زلزله خیزی منطقه در محل استقرار سازه انجام شده باشد که در این صورت نتایج مطالعات ملاک عمل خواهد بود مشروط بر آنکه شتاب مبنای طرح از دو سوم مقادیر مندرج در آیین‌نامه ۲۸۰۰ کمتر اختیار نگردد.

ب) بناهای سنتی که با گل و یا با خشت ساخته می‌شوند. این نوع بنا بعلت ضعف مصالح مقاومت چندانی در برابر زلزله ندارد و تجربه نشان می‌دهد که گاهی در زلزله‌ای با بزرگی ۵ فرو می‌ریزد. ازاین‌رو طبق آیین نامه ۲۸۰۰ به‌طور کلی باید از احداث آنها خودداری گردد ولی چنانچه در نواحی دور دست که فراهم آوردن مصالح مقاوم گران تمام می‌شود، ضرورتاً ساخته شوند باید مطابق دستورالعملهای فنی ویژه‌ای با بکارگیری عناصر مقاوم چوبی، فلزی و بتنی و یا ترکیبی از آنها طوری تقویت شوند که ایمنی نسبی آنها در برابر زلزله تأمین گردد.

۴. ۸. ۳ ضوابط کلی و توصیه‌های طراحی

ضوابط کلی

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، در طرح و اجرای ساختمانها باید ضوابط زیر رعایت گردند:

۱. کلیه عناصر باربر ساختمان باید بنحو مناسبی بهم پیوسته باشند تا درهنگام وقوع زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشوند و ساختمان به‌طور یکپارچه عمل کند. بویژه در مورد سقف علاوه بر آنکه باید اتصال آن به عناصر قائم باربر (قاب، دیوار) تأمین شود، لازم است سقف با حفظ انسجام خود بتواند بمثابه یک دیافراگم نیروی از زلزله را به عناصر قائم منتقل کند.

۲. ساختمان باید بتواند در دو امتداد عمود برهم نیروی افقی زلزله را تحمل کند و در هریک از این امتدادها نیز باید انتقال نیروی افقی به سمت شالوده به‌طور مناسبی صورت گیرد.

۳. برای جلوگیری و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمانهای مجاور به یکدیگر باید ساختمانهایی که دارای ارتفاع بیش از ۱۲ متر و یا دارای بیش از ۴ طبقه هستند به‌وسیله درز انقطاع از ساختمانهای مجاور جدا شوند.

٤. حداقل عرض درز انقطاع در تراز هر طبقه برابر یکصدم ارتفاع آن تراز از روی شالوده است. این فاصله را می‌توان در محلهای لازم با مصالح کم مقاومت که در هنگام زلزله در اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند پر نمود.

توصیه‌های طراحی

رعایت موارد زیر در آیین‌نامه ۲۸۰۰ توصیه شده است:

۱. پلان ساختمان در هر دو امتداد به شکل ساده و متقارن و بدون پیش آمدگی و پس رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز احتراز شود.

۲. عناصری که بارهای قائم را تحمل می‌کنند در طبقات مختلف بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر بیکدیگر با واسطه عناصر افقی صورت نگیرد.

۳. عناصری که نیروهای افقی ناشی از زلزله را تحمل می‌کنند طوری طراحی شوند که انتقال نیروها بسمت شالوده به‌طور مستقیم انجام شود و عناصری که با هم کار می‌کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.

٤. برای کاهش نیروهای پیچشی ناشی از زلزله مراکز جرم و صلبیت در هرطبقه منطبق و یا فاصله آنها درهر امتداد از ۵ درصد بعد ساختمان در آن امتداد کمتر باشد.

٥. از احداث طره‌های با طول بیشتر از ۱/۵ متر خودداری شود.

٦. از قرار دادن اجزا ساختمانی، تأسیسات و یا کالاهای سنگین روی طره‌ها و عناصر لاغر و دهانه‌های بزرگ پرهیز گردد.

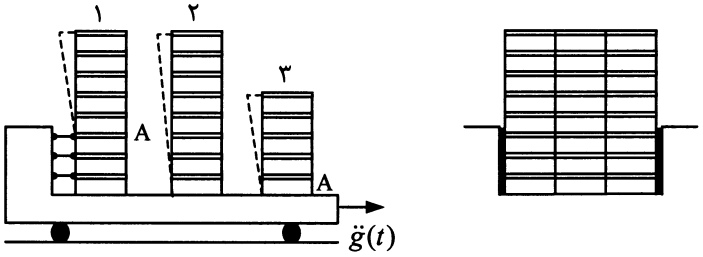
۷. از قرار دادن بارها و تأسیسات سنگین در طبقات فوقانی خودداری شود تا مرکز جرم ساختمان در پایین‌ترین سطح ممکن قرار گیرد.

۸. با بکاربردن مصالح سازه‌ای با مقاومت زیاد و مصالح غیرسازه‌ای سبک، وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.
۹. ساختمان بنحوی طراحی گردد که دارای نرمی (شکل‌پذیری) زیاد باشد.
۱۰.ساختمان طوری طرح شود که ستونها دیرتر از تیرها دچار خرابی گردند.

۴. ۹. بررسی برخی از ابهامات در آیین‌نامه ۲۸۰۰

۴. ۹. ۱. تراز پی

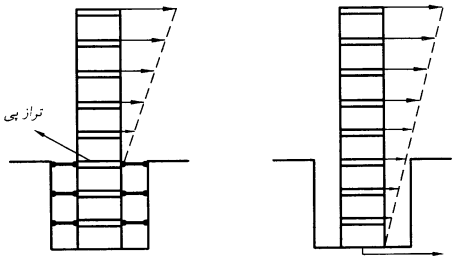
یکی از سؤالاتی که مکرراً مطرح می‌شود این است که تراز پی یک ساختمان کجاست و در مورد ساختمانهایی که دارای زیرزمین هستند آیا تراز پی در سطح زمین قرار دارد یا کف زیر زمین؟ ساختمانهایی همچون بیمارستان، هتل و برجهای مسکونی غالباً دارای تعدادی طبقه در پایین‌تر از رقوم سطح زمین می‌باشند. محل تراز پی بستگی تام به نحوه درگیری ساختمان با زمین دارد. برای اینکه مطلب روشن‌تر شود ساختمانهای (۱)، (۲) و (۳) را که روی یک میز زلزله نصب شده‌اند در نظر می‌گیریم. میز با شتاب دلخواهی حرکت می‌کند. ساختمان (۱) و (۲) مشابه‌اند بجز اینکه در ساختمان (۱) سه طبقه اول به میز متصل شده‌اند و نمی‌توانند حرکت افقی داشته باشند. ساختمان (۳) مانند (۱) است با این تفاوت که سه طبقه اول حذف شده و فقط پنج طبقه فوقانی باقیمانده است. وضعیت ارتعاشی ساختمانهای (۱) و (۳) کاملاً مشابه است و برای ساختمان (۱) تراز پی عملاً در C قرار دارد و گویی این ساختمان پنج طبقه بوده و عملاً سه طبقه زیرین نقشی در پاسخ این ساختمان در برابر زلزله ندارد و ستونها و سایر عناصر لرزه‌بر در این طبقات هیچ نیروی برشی را متحمل نمی‌شوند.



شکل ۴. ۱۳ موقعیت تراز پی تابعی ازنحوه اتصال ساختمان به زمین می‌باشد.

البته باید توجه داشت که ستونها باید بتوانند نیروهای محوری ناشی از لنگر واژگونی زلزله در طبقات فوقانی را تحمل نمایند. شتاب این سه طبقه با شتاب پی برابر است و نیروی اینرسی

طبقات از طریق اتصالاتی که با میز دارند مستقیماً به میز منتقل می‌شود. بنابراین نیروی زلزله ساختمانهای (۱) و (۳) یکسان است در حالی‌که پاسخ ارتعاشی ساختمان (۲) با (۱) متفاوت بوده و در محاسبه نیروی زلزله، تراز پی از میز زلزله در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۴. ۱۴ محاسبه نیروهای زلزله بستگی به موقعیت تراز پی دارد

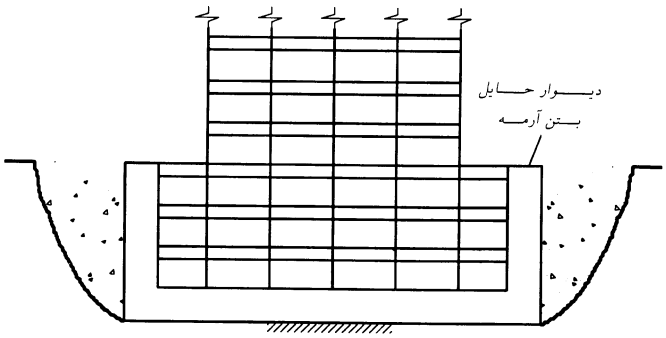
تأمین اتصالاتی‌که بتوانند از حرکت نسبی ساختمان و زمین در طبقات پایین جلوگیری کنند چندان ساده نیست. از دیوار حائلی که دور ساختمان قرار دارد می‌توان برای این منظور استفاده نمود. اگر این دیوار بتن آرمه باشد و پشت دیوار با بتن مگر و یا مصالح مشابهی که نسبتاً تراکم ناپذیر باشند پر شود آنگاه تا حدودی می‌توان فرض کرد که حرکت نسبی طبقات مهار شده و تراز پی به طبقات بالا منتقل شده است. برای بالا آوردن تراز پی بروش فوق توجه به نکات زیر ضروری است:

۱. سقف طبقاتی که قرار است مهار شوند باید به‌گونه‌ای به دیوار پیرامونی مرتبط شود (مثلا با امتداد دادن تیرها به داخل دیوار بتن آرمه پیرامونی).

۲. پشت دیوار با مصالح تراکم ناپذیری مانند بتن مگر پر شود تا بتواند در حین حرکت زمین، فشار کافی را به دیوار منتقل سازد.

۳. چون خاک فقط فشار را منتقل می‌سازد و از انتقال کشش ناتوان است بناچار باید هر دو وجه موازی را تحکیم نمود تا بهنگام حرکات رفت و برگشت زلزله، نیروی طبقات مهار شده بتواند بزمین منتقل شود.

٤. برای محاسبه فشار خاک پشت دیوار می‌توان از فشار مفعولی رانکین با ضریب اطمینان مناسبی استفاده کرد.



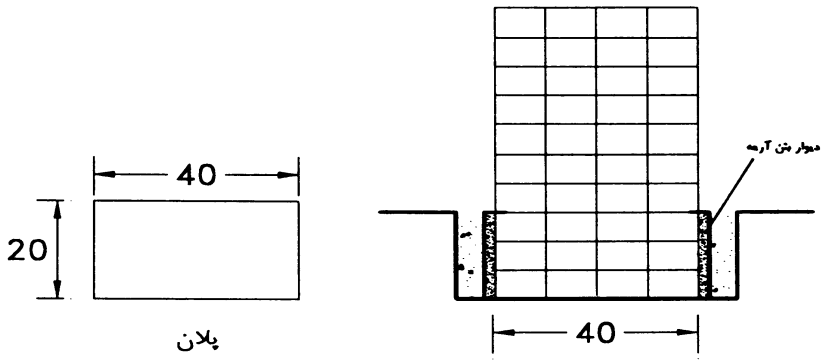
شکل ۴. ۱۵ استفاده از دیوار حائل بتن آرمه برای مهار حرکت طبقات زیرین نسبت به پی

ϕ

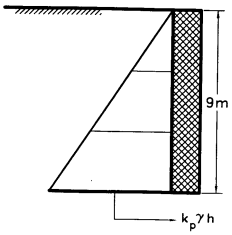
همانطور که قبلاً گفته شد بدلیل آنکه ساختمان به خاک مجاور فشار وارد می‌کنـد و از ایـن‌رو فشار مفعولی خاک محاسبه می‌شود.

$$p_p = k_p \gamma h \quad ; \quad k_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = \frac{1+\sin 35^0}{1-\sin 35^0} = 3.69$$

$$\therefore p_p = (3.6)(1.8)(9) = 59.8 t/m^2 \quad ; \quad R = \left(\frac{1}{2} p_p\right)(9\times 20) = 5380 >> 600t$$



ملاحظه می‌شود که اگر پشت دیوار محیطی خوب پر شود، براحتی پاسخگوی نیروی زلزله می‌باشد. بنابراین تراز پی می‌تواند در سطح زمین فرض شده و ارتفاع ساختمان ۷ طبقه بحساب می‌آید.



۴. ۹. ۲. توزیع نیروی زلزله بین قابهای خمشی و قابهای بادبندی شده

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ اگر از سیستم مختلط استفاده شود می‌توان ضریب رفتار را برابر ۸ فرض نمود. چنین سیستمی از اختلاط قاب خمشی و قاب بادبندی شده (یا دیوار برشی) تشکیل می‌شود. در محاسبه چنین سیستمی توجه به نکات زیر ضروری است:

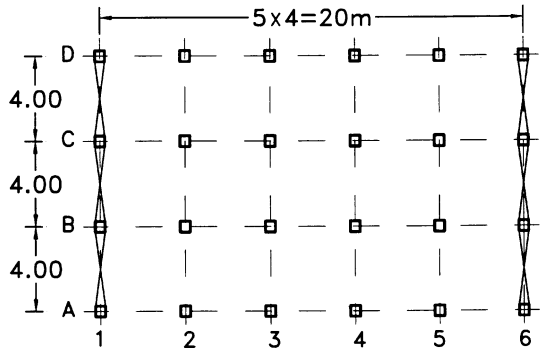
۱. هنگامی سیستم لرزه‌بر مختلط محسوب می‌شود که تعداد قابهای خمشی آنقدر باشد که مقاومت مجموعه آنها برابر ۲۵٪ کل نیروی زلزله باشد. این بدان معنا نیست که ۲۵٪ نیروی زلزله بین عناصر توزیع شود بلکه توزیع نیروی زلزله همانگونه که در زیر اشاره شده باید به نسبت سختی عناصر لرزه‌بر صورت گیرد.

۲. اگر مقاومت قابهای خمشی کمتر از ۲۵٪ نیروی زلزله باشد طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ سیستم از نوع قاب ساده محسوب می‌شود و ضریب رفتار برابر ۷ خواهد بود. در این حالت قابهای بادبندی شده سیستم لرزه‌بر اصلی تلقی می‌شود اما نیروی زلزله بین قابهای خمشی و بادبندی شده به نسبت سختی توزیع می‌شود.

۳. طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای ساختمانهای تا ۸ طبقه و یا کوتاهتر از ۳۰ متر می‌توان ۱۰۰٪ نیروی جانبی زلزله را به دیوارهای برشی و بادبندیها اعمال نمود و از مقایسه صلبیت عناصر مقاوم صرف نظر کرد مشروط بر آنکه قابها تحمل ۳۰٪ نیروی جانبی را داشته باشند.

مثال ۴. ۳ یک ساختمان مسکونی با اسکلت فولادی ۶ طبقه در تهران قرار دارد. وزن بارهای مرده، زنده و تیغه بندی در هر طبقه بترتیب برابر ۵۰۰، ۲۰۰ و ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است و ارتفاع کلیه طبقات برابر ۳ متر می‌باشد. در جهت شمالی جنوبی از سیستم لرزه‌بر مختلط استفاده شده است. کلیه اتصالات از نوع گیردار بوده و ستونها از دوبل IPE با تسمه سراسری است. در طبقات ۱و۲ از 2IPE24، و طبقات ۳ و۴ از 2IPE20 و طبقات ۵ و۶ از 2IPE14

استفاده شده است. اگر در محورهای ۱و۶ از استفاده شود نیروی زلزله ساختمان را در جهت شمالی – جنوبی محاسبه کرده و بادبندها را طرح کنید . خاک را از نوع II فرض نمایید.



حل:

۱. سیستم لرزه‌بر در جهت شمالی – جنوبی را ترکیبی از قابهای خمشی و بادبنددار اختیار می‌کنیم.

۲. محاسبه وزن ساختمان: اگر بار مرده را ۵۰۰، تیغه را ۱۰۰ و بار زنده را ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع فرض کنیم، داریم

$W = (500 + 100 + 0.2x200)(12x20)(6)/1000 = 921\ t$ *(با احتساب ۲۰٪ بار زنده)*

۳. شتاب مبنای طرح در تهران برابر ۰/۳۵، ضریب اهمیت ساختمانهای مسکونی برابر ۱و ضریب رفتار سیستمهای مختلط برابر ۸ می‌باشد.

۴. زمان تناوب ساختمان از رابطه (۴. ۱) برابر است با:

$$T = 0.09\frac{H}{\sqrt{D}} = (0.09)\frac{18}{\sqrt{12}} = 0.47$$

۵. ضریب بازتاب برای زمین نوع ۲ برابر است با:

$$B = 2\left(\frac{0.4}{0.47}\right)^{2/3} = 1.8$$

۶. نیروی برشی پایه در امتداد شمالی – جنوبی برابر است با:

$$V = \frac{ABI}{R}W = \frac{(0.35)(1.8)(1)}{8}(921) = 72.5ton$$

۷. نیروی برشی پایه بین طبقات تقسیم می‌گردد. با استفاده از رابطه (۴. ۷)

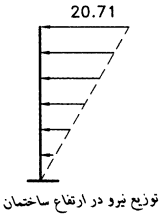
$$F_i = (V - F_t)\frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j}$$

چون برای تناوبهای کوچکتر از ۰/۷ ثانیه F_t برابر صفر است و نیز با توجه به مساوی بودن ارتفاع و وزن طبقات :

$$F_i = \frac{i}{\sum_{j=1}^{n} j} V = i\frac{72.5}{21} = 3.45i$$

$$F_1 = 3.45t \quad F_2 = 6.90t \quad F_3 = 10.36t$$

$$F_4 = 13.81t \quad F_5 = 17.2t \quad F_6 = 20.7t$$



توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان

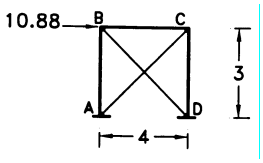
چون در این مرحله مشخص نیست چند درصد نیرو بین قابهای خمشی و چند درصد بین قابهای بادبنددار تقسیم می‌شود می‌توان با یک فرض طرح اولیه بادبندها را انجام داد. فرض می‌کنیم نیروی وارد به بادبندها برابر ۹۰٪ نیروی کل باشد پس:

$$R_b = (0.9 \times 72.5)/6 = 10.88ton$$ *نیروی بادبندها در طبقه اول*

اگر از بادبند فشاری BD صرف نظر کنیم[1].

$$F_{AC} = \frac{d}{L}R_b = \left(\frac{5}{4}\right)(10.88) = 13.59t$$

$$A = \frac{13.59 \times 10^3}{(1400 \times 1.33)} = 7.30cm^2$$



با استفاده از نیمرخ ناودانی UNP65، داریم:

A = 9.03 > 7.3

[1] البته اینکار طبق ضوابط ویرایش دوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ مجاز نیست و سهم بادبندهای کششی در تحمل برش ناشی از زلزله نباید از ۷۰٪ برش کل تجاوز کند و ازاین‌رو، نمی‌توان از بادبند فشاری صرف‌نظر کرد.

در اینجا باید بررسی شود که آیا فرض مختلط بودن سیستم لرزه‌بر اساساً صحیح بوده است یا خیر. برای این منظور باید ستونها توان تحمل ۲۵٪ نیروهای زلزله را داشته باشند. در طبقه اول داریم:

$$M_c = \frac{(72.5\times\frac{1}{4})(1.5)}{24} = 1.13tm$$ *لنگر ناشی از ۲۵٪ نیروی زلزله روی ستونهای طبقه اول*

$$P = (500+200+100)(16\times6)/1000 = 76.8ton$$ *بار وارد به ستونهای طبقه اول*

$$IPE240 \therefore r_x = 9.97cm \quad L_x = 300cm \qquad \therefore \lambda_x = k_x\frac{L_x}{r_x} = \frac{1\times300}{9.97} = 30.0$$

$$f_a = \frac{76.8\times10^3}{2\times39.1} = 982kg/cm^2$$ *تنش فشاری ستون حاصل از بارهای سرویس*

از جدول AISC برای ضریب لاغری ۳۰ داریم:

$$F_a = 1300\times1.33 = 1729kg/cm^2$$ *تنش فشاری مجاز*

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2}$$

$$M_1 = M_2 \therefore C_m = 0.2 < 0.4 \qquad \therefore C_m = 0.4$$

$$F'_{ex} = \frac{12}{23}\times\frac{\pi^2E}{(\lambda_x)^2} = \frac{12}{23}\times\frac{\pi^2\times2\times10^6}{(30)^2} = 11431kg/cm^2$$

برای زلزله باید F'ex را به میزان ۳۳/۳٪ افزود:

$$F'_{ex} = 11431\times1.33 = 15237kg/cm^2$$

$$f_{bx} = \frac{1.13\times10^5}{2\times324} = 175kg/cm^2$$ *تنش خمشی ناشی از لنگر زلزله*

$$F_{bx} = 1400\times1.33 = 1866$$ *تنش خمشی مجاز برای بارگذاری فوق‌العاده*

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx}f_{bx}}{\left(1-\frac{fa}{F'_{ex}}\right)F_{bx}} \le 1.0$$ *ضابطه AISC برای پایداری تیر ستونها*

$$\frac{982}{1729} + \frac{(0.4)(175)}{\left(1-\frac{982}{15237}\right)1866} = 0.57 + 0.04 = 0.61 < 1$$

$$\frac{f_a}{(1.33)(0.6F_y)} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \le 1.0$$ *ضابطه AISC برای عدم تسلیم تیر ستونها*

$$\frac{982}{1866}+\frac{17}{1866}=0.53+0.09=0.62<1.0$$

بنابراین قابهای خمشی در طبقه اول (و طبعاً در طبقه دوم هم) توان تحمل بیش از ۲۵٪ بار زلزله را دارند و فرض اولیه مبنی بر مختلط بودن سیستم صحیح است.

تقسیم نیروی زلزله بین قابهای خمشی و بادبندار

با استفاده از رابطه (۴. ۲۰) سختی قابهای خمشی در هر طبقه برابر است با:

$$k_j=\frac{12EI_j}{h_j^3}$$ *سختی قابهای طبقه jام*

برای طبقه اول داریم:

$$I_j=(24)(2\times 3890)=186720cm^4$$ *مجموع اینرسی ستونهای طبقه اول*

$$k_j=\frac{12\times 2x10^6\times 186720}{(300)^3}=165973kg/cm$$ *سختی قابهای خمشی طبقه اول*

سختی قابهای بادبندار از رابطه (۴. ۲۱) بدست می‌آید.

$$k_j=\sum\frac{EL^2A_b}{d^3}$$

هر ۶ قاب بادبندار مشابه‌اند، پس:

$$k_j=6\left[\frac{2\times 10^6\times 400^2(9.03)}{(500)^3}\right]=138700kg/cm$$

ملاحظه می‌گردد که مجموع سختی بادبندها اندکی کمتر از مجموع ستونها است بنابراین سهم قابهای خمشی از نیروی زلزله بیش از ۲۵٪ نیروی زلزله است و برابر است با:

$$V=\frac{165973}{165973+138700}V=0.54V$$

بنابراین لنگر ستونها بیشتر از سابق می‌شود. با توجه به محاسبات قبلی:

$$M_c=1.13\left(\frac{0.54}{0.25}\right)=2.44t.m$$

$$f_{bx}=175\left(\frac{0.54}{0.25}\right)=378$$

و بالاخره از ضابطه تسلیم ستونها

$$\frac{982}{1866}+\frac{378}{1866}=0.73<1.0$$

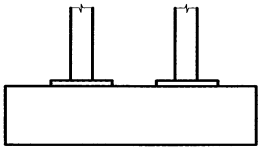
۴. ۹. ۳. درز انقطاع

بنابر آیین‌نامه ۲۸۰۰، برای جلوگیری و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمانهای مجاور بیکدیگر باید ساختمانهایی که دارای ارتفاع بیش از ۱۲ متر و یا دارای بیش از ۴ طبقه هستند به‌وسیله درز انقطاع از ساختمانهای مجاور جدا شوند. حداقل عرض این درز در تراز هر طبقه برابر یکصدم ارتفاع آن تراز از روی شالوده می‌باشد و بنا به توصیه آیین‌نامه این فاصله را می‌توان درمحلهای لازم با مصالح کم مقاومت که در هنگام زلزله در اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند پر نمود.

باید توجه داشت که در محلی که دو قسمت از یک ساختمان به‌وسیله درز انبساط ازهم جدا شده‌اند عملاً دو ساختمان مجزا بوجود می‌آید که شالوده ستونهای مجاور آنها مشترک است. در این حالت درز انبساط به درز انقطاع تبدیل می‌شود و باید عرض درز را برابر یکصدم ارتفا ع گرفت. البته در مواردی‌که ارتفاع ساختمان زیاد باشد قدری مشکل اجرایی بوجود می‌آید. در اینجا ذکر دو نکته می‌تواند مفید باشد:

۱. درز انقطاع لازم نیست شالوده را هم در بر گیرد و دو ستون که با درز انقطاع از هم جدا شده‌اند می‌توانند (و بهتر است) دارای شالوده مشترک باشند.

۲. ساختمانهایی که از حیث سازه‌ای مشابه‌اند و در نتیجه زمان تناوبشان بهم نزدیک است دارای ارتعاش هم‌فازند و ازاین‌رو در هنگام زلزله برخورد و ضربه پیش نمی‌آید. در اینصورت نیازی به رعایت عرض توصیه شده برای درز انقطاع نبوده و این درز می‌تواند کوچکتر باشد.



۴. ۹. ۴. واژگونی

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ ضریب اطمینان در برابر واژگونی باید حداقل ۱/۷۵ باشد. در مواردی‌که از عناصر لرزه‌بری چون دیواربرشی استفاده می‌شود تمام لنگر واژگونی در نقاطی از ساختمان که این عناصر قرار دارند متمرکز می‌شود در حالی‌که لنگر مقاوم ناشی از وزن ساختمان در نقاط دیگری وارد شده است. سؤال این است که آیا باید واژگونی کل ساختمان را وارسی کرد یا

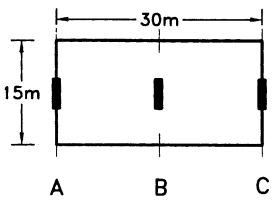
عناصر لرزه‌بر را. پاسخ این است که اگر چه در آیین‌نامه تصریح نشده است اما عناصر لرزه‌بر باید در برابر واژگونی مقاوم باشند وگرنه نمی‌توانند وظیفه خود را درست انجام دهند و در مقابل نیروهای زلزله ساختمان را یاری نمایند. برای افزایش مقاومت این عناصر در برابر واژگونی دو راه وجود دارد:

الف) استفاده از پی گسترده به‌طوری‌که همه ساختمان و یا بخش بزرگی از آن را در برگیرد.
ب) همانطور که در بخش ۴. ۲. ۱۰ بیان شد می‌توان در طبقات پایین لنگر واژگونی را بین شالوده‌های بیشتری تقسیم نمود. برای اینکار طول دیوار برشی را در طبقا ت زیرین افزایش می‌دهیم.

۴. ۹. ۵. صلبیت سقف

سقف باید بقدرکافی از صلبیت برشی برخوردار باشد تا بتواند به‌طور یکپارچه عمل کرده و نیروی زلزله را بین عناصر لرزه‌بر تقسیم کند. گاهی اتفاق می‌افتد که یک قاب بادبندی شده در طبقه‌ای قطع می‌شود و نیروی آن می‌باید توسط سقف به نقاط دیگری منتقل شود. غالباً این سؤال پیش می‌آید که آیا سقفهای تاق ضربی از صلبیت برشی کافی برخوردارند؟ سقفهای تیرچه بلوک چطور؟ آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای افزایش صلبیت برشی و یکپارچگی سقفها ضربی ضوابطی را توصیه نموده است که در پایان همین فصل آمده است. تا آنجا که نگارنده مطلع است متأسفانه تحقیقی بر روی صلبیت برشی سقفهای تاق ضربی انجام نشده است اما برای آنکه از محدوده نیروهایی که این سقفها باید تحمل کنند مطلع شویم به طرح مثال زیر می‌پردازیم.

مثال ۴. ۴ در یک ساختمان چهار طبقه مسکونی در تهران که پلان آن در شکل نشان داده شده است در طبقات ۲، ۳ و۴ سه دیوار برشی یکسان روی محورهای A، **B** و **C** قرار گرفته‌اند و در طبقه اول بدلیل محدودیتهای معماری دیوار برشی **B** حذف شده است و نیروی مربوطه از طریق سقف به دیوارهای **A** و **C** منتقل می‌شود. ضخامت سقف برابر ۳۰ سانتیمتر می‌باشد. اگر وزن هر طبقه برابر ۳۰۰ تن باشد (شامل ۲۰٪ بار زنده) تنشهای برشی که از قطع دیوار برشی B در سقف طبقه اول ایجاد می‌شود محاسبه کنید. ارتفاع تمام طبقات برابر ۳ متر است.



حل:

W = 4 x 300 = 1200 t

برای چنین ساختمانی براحتی می‌توان تحقیق کرد که ضریب بازتاب B برابر ۲ است. پس

$$V = \frac{ABI}{R} \cdot W = \frac{(0.35)(2)(1)}{7} \times 1200 = 120t$$

$$F_1 = \frac{300 \times 3}{300(3+6+9+12)} \times 120 = 12t \qquad F_2 = 24 \quad F_3 = 36 \quad F_4 = 48$$

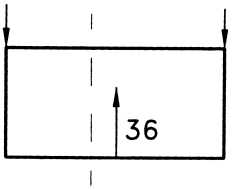
$$V_2 = F_2 + F_3 + F_4 = 24 + 36 + 48 = 108t$$ *برش طبقه دوم*

سهم هر یک از دیوارهای برشی طبقه دوم برابر است با:

$$R = \frac{V_2}{3} = 36otn$$

بنابراین تنش برشی برابر است با:

$$v = \frac{R/2}{A} = \frac{(36/2) \times 1000}{30 \times 1500} = 0.4\,kg/cm^2$$



ملاحظه می‌شود که این تنش برشی بسیار کوچک است و براحتی می‌تواند توسط مصالح آجری یا بتنی تحمل شود.

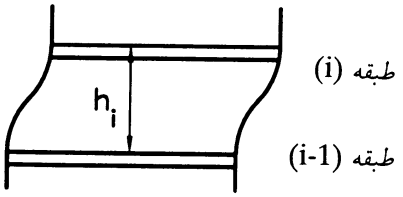
۴. ۹. ۶. محاسبه جابجایی

همانطور که در بخش ۴. ۲. ۱۱ بیان شد، آیین‌نامه ۲۸۰۰ جابجایی نسبی بین دو طبقه در اثر نیروهای زلزله را حداکثر تا ۰/۰۰۵ ارتفاع طبقه مجاز می‌داند. در این محاسبه جابجایی ارتجاعی سازه مورد نظر بوده است درحالی‌که همانطور که قبلاً نیز بیان شده است اِتی‌سی (۱۶) که مرجع اصلی آیین‌نامه ۲۸۰۰ بوده است مبنا را بر محاسبه جابجاییهای خمیری گذاشته و متقابلاً حد مجاز را تا ۰/۰۱۵ طبقه برای ساختمانهای معمولی و ۰/۰۱ برای ساختمانهای ویژه افزایش داده است. طبق ضوابط اِتی‌سی داریم:

$$\Delta_i \le 0.015 h_i \qquad \text{جابجایی نسبی} \qquad (۴۶ .۴)$$

$$\Delta_{i} = \delta_i - \delta_{i-1} \qquad \text{جابجایی طبقه } i\text{ام} \qquad (۴۷ .۴)$$

$$\delta_i = C_d . (\delta_i)_e \qquad (۴۸ .۴)$$



$(\delta_i)_e$ جابجایی ارتجاعی طبقه i ام است که از یک تحلیل ارتجاعی بدست آمده باشد و C_d ضریبی است که از جدول ۳. ۱۵ بدست می‌آید. باید دانست چنانچه جابجایی محاسبه شده از حدود مجاز فراتر رود برای کنترل و محدود ساختن آن باید بر سختی عناصر لرزه‌بر افزود.

۴. ۱۰. تناوب اصلی نوسان آونگهای وارونه، برجها، دودکشها و ...[۱]

تناوب اصلی نوسان جرم متمرکز واقع در انتهای طره لاغر (در صورتیکه از جرم طره صرفنظر شود) از رابطه (۴. ۴۹) بدست می‌آید:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P}{gk}} \quad ; \quad k = \frac{1}{f} \qquad (۴۹ .۴)$$

که در آن P وزن جرم متمرکز (در انتهای طره)، f جابجایی انتهای طره ناشی از اعمال بار واحد در انتهای طره، و g شتاب ثقل است. زمان تناوب اصلی نوسان جرم متمرکز در انتهای طره لاغر با مقطع یکنواخت (چنانچه جرم طره اغماض نشود) از رابطه (۴. ۵۰) بدست می‌آید.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P'}{gk} \times \frac{L^3}{3EI}} \qquad (۵۰ .۴)$$

$$P' = P + \frac{33}{140} qL$$

q وزن واحد طول طره، L طول طره، E مدول ارتجاعی و I ممان اینرسی مقطع می‌باشد. تناوب اصلی نوسان منشور که جرم و مقطع آن در ارتفاع یکنواخت باشد از ۴. ۵۱ بدست می‌آید:

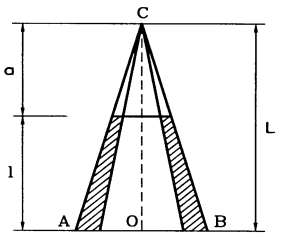
---

[۱] و سایر ساختمانهای مشابه

$$T = 1.79L^2\sqrt{\frac{q}{gEI}} \qquad (۵۱ .۴)$$

تناوب اصلی نوسان مخروط ناقص از رابطه (۴. ۵۲) بدست می‌آید:

$$T = kl^2\sqrt{\frac{q}{gEI}} \qquad (۵۲ .۴)$$



l ارتفاع مخروط ناقص، q وزن واحد طول در تراز کف مخروط (مقطع AB)، I ممان اینرسی در تراز کف مخروط و k ضریبی که مقدار آن از جدول زیر تعیین می‌گردد. در این جدولL فاصله رأس تا تراز کف مخروط و α فاصله رأس تا تراز بالای مخروط می‌باشد.

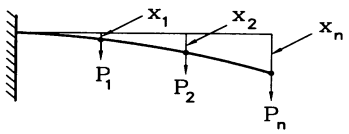
a/L	۰/٤	۰/٦	۰/۸	۱
k	۱/۲۹	۱/۵	۱/۷	۱/۷۹

تناوب اصلی نوسان جرمهای متمرکز در طول طره

الف) با فرض اینکه سازه به اندازه ۹۰ درجه در میدان ثقلی دوران کرده باشد: اگر $x_1, x_2, ...x_n$ جابجاییهای ناشی از جرمهای مختلف باشند و تغییرشکلها در حد ارتجاعی باقی بمانند، تناوب اصلی نوسان از رابطه (۴. ۵۳) بدست میآید:

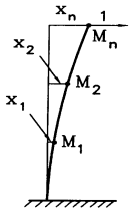
$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum p_i {x_i}^2}{g\sum p_i x_i}} \qquad (۵۳ .۴)$$

که p_iوزن جرم i ام است.



ب) در صورتیکه دقت زیاد لازم نباشد می‌توان با قرار دادن یک نیروی واحد در انتهای طره و محاسبه جابجایی در تراز جرمهای مختلف، تناوب را از رابطه ۴. ۵۴ بدست آورد.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum p_i x_i^{\,2}}{g x_n}} \qquad (۵۴ .۴)$$



x_i جابجایی جرم i ام و x_n جابجایی انتهای طره (در اثر اعمال نیروی واحد به انتهای طره) است.

تناوب اصلی نوسان دودکشهای فولادی

الف)تناوب اصلی دودکشهای فولادی با مقطع یکنواخت از رابطه ۴. ۵۱ بدست می‌آید: (دقت شود که در سیستم متریک ضریب ارتجاعی E برحسب N/m^2 وارد شود).

ب) دودکشهای فولادی قیفی

تناوب اصلی این نوع دودکش از رابطه ۴. ۵۵ بدست می‌آید.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{0.08D}{g}} \qquad (۵۵ .۴)$$

D جابجایی جانبی انتهای دودکش (به متر) زیر اثر بار جانبی برابر با وزن کل دودکش و g شتاب ثقل به متر بر مجذور ثانیه است.

۵
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۲- آذر ۱۳۷۸)

ویرایش دوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ پس از ۱۱ سال از انتشار ویرایش اول، در آذر ۱۳۷۸ انتشار یافت. ضوابط ویرایش اول به تفصیل در فصل چهارم این کتاب تشریح شده است. در این فصل ضوابط ویرایش جدید تشریح و تغییرات مهم نسبت به ویرایش قبلی مشخص گردیده است. بدین ترتیب، خوانندگان گرامی که با ویرایش قبلی آیین‌نامه آشنا و مأنوسند، در اینجا می‌توانند با تفاوتهای مهم و اساسی در ویرایش جدید آشنا گردند.

۵. ۱. تغییرات اصلی در ویرایش جدید

اصلی ترین تغییرات و تازه‌ها در ویرایش دوم به شرح زیر است:

- تغییر پهنه بندی لرزه‌ای از ۳ منطقه به ۴ منطقه
- افزایش نیروی زلزله
- حذف روش شبه دینامیکی و ادغام آن در روش دینامیکی
- اصلاح و تدقیق روش دینامیکی
- معرفی زلزله سطح بهره‌برداری به عنوان یک شاخص کنترل مضاعف
- تغییر ضرایب R نسبت به ویرایش اول
- معرفی روش محاسبه ضریب رفتار معادل برای ترکیب سیستمهای سازه‌ای مختلف
- به رسمیت شناختن سیستمهای لرزه‌بر جدید مانند بادبندهای برون محور، و قابهای بتنی و فولادی ویژه
- معرفی ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی شامل قابهای معمولی و ویژه، و بادبندها

- اعمال محدودیت ارتفاع برای انواع سیستمهای لرزه‌بر
- ترکیب نیروی زلزله در دو جهت برای ساختمانهای نامنظم در پلان، و ستونهای کنج قابها و بادبندهای لرزه‌بر
- تعیین حد مجاز جابجایی برای سازه‌ها به صورت تابعی از ضریب رفتار
- تغییر زمان تناوب مشخصه خاک (T_0) برای طبقه بندیهای مختلف زمین، و معرفی سرعت موج برشی در خاک به عنوان شاخصی برای طبقه‌بندی زمین
- معرفی روابط جدید برای محاسبه زمان تناوب ساختمان، و درنظر گرفتن اثر میانقاب
- مشخص نمودن جزئیات بیشتری در مورد نحوه محاسبه اثر وزن ($P-\Delta$)
- معرفی ضابطه وارسی دیافراگم
- توجه بیشتر به پایدار سازی قطعات نما و سایر قطعات الحاقی

کلیات

در طراحی ساختمانها در برابر زلزله، نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

- محاسبه ساختمان در برابر نیروی زلزله و باد به تفکیک انجام می‌شود و در هر عضو سازه اثر هریک از این دو نیرو که بیشتر باشد ملاک عمل قرار می‌گیرد. در هر حال لازم است ضوابط ویژه زلزله همچون شکل پذیری رعایت گردند.
- فقط مؤلفه‌های افقی نیروی زلزله برای محاسبه ساختمان درنظر گرفته می‌شود و اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله بجز در موارد مذکور در ۵. ۲. ۱۲ منظور نمی‌گردد.
- ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروهای جانبی محاسبه شود. به‌طور کلی محاسبه در هر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر به‌طور مجزا یعنی بدون درنظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می‌شود.

الف. ساختمانهای نامنظم در پلان

ب. کلیه ستونهایی که در محل تقاطع دو قاب مهاربندی شده، در سیستم مهاربندی شده، و یا دو قاب لرزه‌بر (مقاوم در برابر نیروی جانبی)، در سیستمهای لوله‌ای قرار دارند. در مورد ساختمانهای نامنظم در پلان، با هر ارتفاعی، اعم از اینکه تحلیل استاتیکی و یا دینامیکی انجام شود باید امتداد اعمال نیروی زلزله با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد کند انتخاب شود. بدین منظور می‌توان اثر زلزله در هر یک از دو امتداد متعامد را با ۳۰٪ اثر زلزله در امتداد دیگر جمع کرد. در طراحی اجزا، بحرانی‌ترین حالت ممکن از نظر علائم نیروهای داخلی حاصل از زلزله در این جمع آثار باید ملحوظ گردند. ضمناً چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله در ستون در هر یک از دو امتداد مورد نظر کمتر از ۲۰٪ بار محوری مجاز ستون باشد، بکارگیری ترکیب فوق در آن ستون ضرورتی ندارد.

- نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت این امتداد یعنی بصورت رفت و برگشت درنظر گرفته شود.
- نیروی جانبی باید توسط عناصر مقاوم از قبیل دیوارهای برشی، بادبندیها، قابهای با اتصالات مقاوم خمشی و یا ترکیبی از آنها تحمل گردند.

- در ساختمانهای با بیش از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از قاب خمشی یا سیستم دوگانه مذکور در جدول ۵. ۱ اجباری است و در این ساختمانها نباید برای مقابله با تمام نیروی جانبی منحصراً به دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده اکتفا نمود.

۵. ۲. روش استاتیکی

از روش تحلیل استاتیکی برای ساختمانهای زیر استفاده می‌شود:

الف. ساختمانهای منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب. ساختمانهای نامنظم ۵ طبقه و کمتر و یا با ارتفاع کمتر از ۱۸ متر از تراز پایه

پ. ساختمانهایی که در آنها سختی جانبی بخش فوقانی خیلی کمتر از بخش زیرین است، به شرط آنکه:

- هر یک از دو بخش سازه به تنهایی منظم محسوب گردند.
- سختی متوسط طبقات بخش زیرین حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات زیرین باشد.
- زمان تناوب اصلی کل سازه از ۱/۱ برابر زمان تناوب اصلی بخش فوقانی، با فرض اینکه این بخش جدا درنظر گرفته شده و پای آن گیردار فرض شود، نباشد.

نحوه تحلیل این سازه‌ها در بخش ۵. ۲. ۳ تحت عنوان ترکیب سیستمها در ارتفاع توضیح داده شده است.

در مورد ساختمانهای منظم و نامنظم قبلاً در بخش ۴. ۱ توضیح داده شد و با توجه به تغییرات ضوابط آیین‌نامه، مجدداً در اینجا تشریح خواهد گردید. در مورد ساختمانهای بند پ، همانطور که در مثال ۹. ۱۰ (فصل ۹) نشان داده شده، با صلب کردن طبقات زیرین می‌توان عملاً تراز پی را تغییر داد و از این رو، برای تحلیل این گونه سازه‌ها، همانطور که بعداً خواهیم دید، می‌توان بخش فوقانی را به‌طور مجزا درنظر گرفت و آنگاه عکس العمل ناشی از بار زلزله را به بخش زیرین منتقل نمود.

باید دانست که بخش اعظم ساختمانهای متعارف را می‌توان بروش استاتیکی بارگذاری لرزه‌ای کرد. این روش را می‌توان در گامهای زیر خلاصه نمود:

۱. برای ساختمان در هر دو جهت سیستم لرزه‌بر اختیار می‌شود.
۲. وزن ساختمان به تفکیک طبقات تعیین و وزن کل آن (W) محاسبه می‌شود. در محاسبه وزن درصدی از بار زنده نیز منظور می‌شود.
۳. شتاب مبنای طرح (A)، ضریب اهمیت ساختمان (I)، و ضریب رفتار آن تعیین می‌شود.
۴. زمان تناوب ساختمان محاسبه می‌گردد.
۵. بر حسب نوع زمین، و زمان تناوب ساختمان می‌توان ضریب بازتاب (B) را حساب کرد.
۶. ضریب زلزله (C) و برش پایه (V) در هر دو امتداد ساختمان حساب می‌شود.
۷. برش پایه بین طبقات توزیع می‌گردد.

۸. در هر طبقه، نیروی برشی آن طبقه بین عناصر مقاوم به نسبت سختی‌شان تقسیم می‌شود (این عمل به‌طور خودکار توسط برنامه تحلیل رایانه‌ای انجام می‌گردد).
۹. اثر لنگر پیچشی نیز لحاظ می‌شود (اگر از برنامه تحلیل رایانه‌ای سه بعدی استفاده و نیروی هر طبقه به مرکز جرم آن اعمال شود، لنگر پیچشی به‌طور خودکار منظور خواهد شد و فقط باید به هر طبقه یک لنگر پیچشی تصادفی نیز اعمال شود).
۱۰. عناصر مقاوم لرزه‌بر به گونه‌ای طرح می‌شوند تا تاب تحمل نیروهای طرح را دارا باشند.
۱۱. ساختمان در برابر واژگونی وارسی می‌شود.
۱۲. جابجایی نسبی طبقات محاسبه و با مقادیر مجاز مقایسه می‌شود.
۱۳. اثر توأم زلزله در دو جهت برای ستونهای کنج وارسی می‌گردد.
۱۴. اثر وزن در صورت لزوم وارسی می‌شود.
۱۵. اثر نیروی وارد به قطعات الحاقی و نما وارسی می‌شود.

گروه بندی ساختمانهای منظم و نامنظم

ساختمانی نامنظم محسوب می‌شود که فاقد حداقل یکی از ویژگیهای زیر (مربوط به ساختمانهای منظم باشد):

نظم در پلان

الف. پلان ساختمان دارای شکل متقارن یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان باشد که معمولاً عناصر لرزه‌بر در امتداد آن محورها قرار دارند و در صورت وجود فرورفتگی یا پیشامدگی در پلان، اندازه آن در هر امتداد از ۲۵٪ بعد خارجی ساختمان تجاوز نکند.

ب. در هر طبقه فاصله مراکز جرم و سختی از ۲۰٪ بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

پ. تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت به طبقه مجاور از ۵۰٪ بیشتر نباشد و مجموع سطوح بازشو از ۵۰٪ سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید.

ت. در مسیر انتقال نیروی جانبی به زمین، انقطاعی همچون تغییر صفحه اجزای باربر جانبی در طبقات وجود نداشته باشد.

نظم در ارتفاع

الف. توزیع جرم در ارتفاع تقریباً یکنواخت باشد به‌طوریکه هیچ طبقه‌ای به استثنای بام و خرپشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیش از ۵۰٪ تغییر نداشته باشد.

ب. سختی جانبی هیچ طبقه‌ای کمتر از ۷۰٪ طبقه فوقانی و یا کمتر از ۸۰٪ متوسط سختی سه طبقه فوقانی نباشد (عدم وجود طبقه نرم).

پ. مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کمتر از ۸۰٪ طبقه فوقانی نباشد. این مقاومت برابر مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می‌نمایند.

۵. ۲. ۱. سیستمهای لرزه‌بر

انواع سیستمهای لرزه‌بر قبلاً در بخش ۴. ۲. ۱ بیان شدند. سیستمهای لرزه‌بر عموماً عبارتند از دیوار برشی (بتنی یا آجری مسلح)، بادبند، قاب خمشی (بتنی و فولادی) و مختلط یا دوگانه (ترکیب قاب و دیوار برشی، یا قاب و بادبند). در ویرایش دوم آیین‌نامه ۲۸۰۰، بادبندهای برون محور، پانلهای اسکلتی و ساختمانهای اتصال خرجینی نیز به رسمیت شناخته شده است (البته بدون ذکر نحوه طراحی). علاوه بر این، قابهای فولادی به دو دسته معمولی و ویژه تقسیم شده و ضوابط طراحی برای هر یک ارائه گردیده است. قابها و دیوارهای برشی بتنی نیز به دو گروه ویژه و متوسط تقسیم شده‌اند و برای ضوابط طراحی به آیین‌نامه بتن ایران (آبا) ارجاع گردیده است. برای شرح بیشتر در این زمینه و آشنایی با برخی از نکات مربوط به سیستمهای لرزه‌بر به جدول ۵. ۱ و توضیحات زیر آن مراجعه شود.

ضوابط طراحی قابها و بادبندهای فولادی، و چگونگی طراحی بادبندهای برون‌محور در بخشهای بعدی آمده است. ضمناً در ساختمان بیش از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی یا مختلط (دوگانه) الزامی است و در این ساختمانها نباید برای مقابله با نیروهای جانبی صرفاً به دیوار برشی و یا بادبند اکتفا نمود.

۵. ۲. ۲. محاسبه وزن ساختمان

در ویرایش جدید هیچ تغییری در این مورد به چشم نمیخورد و از این رو می‌توان کلاً از بخش ۴. ۲. ۲ استفاده کرد.

۵. ۲. ۳. شتاب مبنا A، ضریب اهمیت ساختمان I، ضریب رفتار R، ترکیب سیستمها

شتاب مبنای طرح A

پهنه بندی لرزه‌ای ایران از سه منطقه به چهار منطقه افزایش یافته است و شتاب مبنای هر یک از مناطق در جدول زیر مشخص شده است.

منطقه	لرزه خیزی	شتاب مبنای طرح بر حسب g
۱	خیلی شدید	۰/۳۵
۲	شدید	۰/۳۰
۳	متوسط	۰/۲۵
۴	کم	۰/۲۰

بخشهایی از نواحی شمالی زاگرس و هلال ایران (شامل رشته کوه البرز از شمال غربی تا شمال شرقی ایران، و امتداد شمال به جنوب در استان خراسان- برای شرح بیشتر به بخش ۱۷. ۱ مراجعه شود) جزو نقاط با لرزه‌خیزی خیلی شدید قرار دارند که شامل شهرهای زیر است: تبریز، رودبار، قزوین، تهران، دامغان، شیروان، فردوس، قاین، طبس، شهداد، گلباف (در امتداد هلال)، و مریوان، نهاوند، درود (در شمال زاگرس).

بقیه نواحی مجاور هلال و زاگرس جزو نواحی با لرزه خیزی شدید قرار گرفته‌اند و شتاب پایه آنها از ۰/۳۵ در ویرایش اول به ۰/۳ در ویرایش جدید کاهش یافته است. به عنوان نمونه در نواحی مجاور هلال می‌توان از شهرهای زیر نام برد: اردبیل، رشت، رامسر، چالوس، نور، ساری، بهشهر، گرگان (و کلاً حاشیه دریای خزر)، و اکثر شهرهای استان خراسان مانند مشهد، نیشابور، کاشمر، و بیرجند. در نواحی زاگرس می‌توان از شهرهای زیر نام برد (که شتاب مبنای آنها به ۰/۳ کاهش یافته): خرم آباد، شهر کرد، سمیرم، یاسوج، شیراز، جهرم، نیریز، داراب، رفسنجان، بافت، و جیرفت. همچنین است در مورد برخی از نواحی جنوبی ایران در ناحیه چین خوردگی مجاور خلیج فارس و دریای عمان مانند: بندر لنگه، بندر عباس، میناب، جاسک، و چاه بهار. شتاب مبنای شهرهای ایران به نقل از آیین‌نامه ۲۸۰۰ در انتهای همین فصل درج گردیده است.

ضریب *اهمیت ساختمان* I

در این مورد تغییری در ویرایش جدید دیده نمی‌شود و می‌توان به مطالب بخش ۴. ۲. ۳ مراجعه نمود.

ضریب *رفتار* R

در مباحث نظری فصل ۳ دریافتیم که جابجاییهای خمیری و غیرارتجاعی موجب کاهش نیروی زلزله می‌شوند و میزان این کاهش بستگی به ظرفیت شکل‌پذیری سازه و عدم کاهندگی آن تحت بارگذاری متناوب دارد. همانطور که در بخش ۴. ۲. ۳ نیز تشریح شد، به پیشنهاد اِتی‌سی (۱۶)، نیروی غیرارتجاعی زلزله از تقسیم نیروی ارتجاعی به یک عدد پیشنهادی بنام ضریب رفتار بدست می‌آید. در آیین‌نامه ۲۸۰۰ با اقتباس از ضوابط یوبی‌سی[۱]، سیاک[۲]، و نرپ[۳]، ضریب رفتار بر حسب نوع سیستم سازه برای تحمل بارهای قائم و جانبی داده شده است که در اینجا در جدول ۵. ۱ ارائه گردیده است.

---

[۱] UBC

[۲] SEAOC

[۳] NEHRP

جدول ۵. ۱ ضریب رفتار R در آیین‌نامه ۲۸۰۰

	سیستم سازه	سیستم لرزه‌بر	R	H^*[1]
۱	دیوار باربر[2]	دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	۵	۷۰
		دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۳۰
۲	پانل اسکلتی باربر[3]	مهار بندی فولادی	۵	۳۰
۳	قاب ساده [4]	دیوار برشی بتن آرمه معولی	۷	۵۰
		دیوار برشی با مصالح بنایی مسلح	۵	۳۰
		مهاربندی برون محور فولادی	۷	۵۰
		مهار بندی هم محور فولادی	۶	۴۰
۴	قاب گیردار[5]	قاب بتنی ویژه	۱۰	۱۸۰
		قاب بتنی متوسط	۸	۵۰
		قاب بتنی معمولی	۵	۱۵
		قاب فولادی ویژه	۱۰	۱۸۰
		قاب فولادی معمولی	۶	۵۰
۵	دوگانه یا مختلط[6]	قاب ویژه (فولادی یا بتنی)+دیوار برشی بتن آرمه ویژه	۱۱	۲۰۰
		قاب بتنی متوسط+دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۹	۷۰
		قاب فولادی معمولی+دیوار برشی بتن آرمه معمولی	۷/۵	۷۰
		قاب فولادی ویژه+مهاربندی برون محور فولادی	۱۰	۱۸۰
		قاب فولادی معمولی+مهاربندی برون محور فولادی	۷/۵	۶۰
		قاب فولادی ویژه + مهاربندی هم محور فولادی	۹	۱۵۰
		قاب فولادی معمولی + مهاربندی هم محور فولادی	۶/۵	۵۰

[1] حداکثر ارتفاع مجاز در مناطق با لرزه خیزی خیلی شدید (متر)

[2] دیواری که در آن دیوارها تمام و بخش اعظم بارهای قائم را تحمل می‌کنند و مقابله با نیروی جانبی زلزله به‌وسیله دیوارهای برشی تأمین می‌شود.

[3] برای تحمل بارهای قائم

[4] قابی که در آن تمام بارهای قائم توسط قاب با اتصالات ساده تحمل می‌شود و مقابله با نیروی جانبی زلزله به‌وسیله دیوارهای برشی یا بادبند تأمین می‌شود.

[5] سیستم سازه‌ای که در آن تمام بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله تنها به‌وسیله قاب (بدون دیوار برشی یا بادبند) تحمل می‌شود.

[6] در این سیستم که ترکیبی از قاب گیردار و دیوار برشی یا بادبند است، بارهای قائم توسط قاب، و بارهای جانبی زلزله تواماً توسط قاب و دیوار برشی یا بادبند تحمل می‌شود. نیروی جانبی زلزله بین قاب و دیوار برشی (یا بادبند) به نسبت سختی توزیع می‌گردد ولی در هر حال هم قابها و هم دیوار برشی (یا بادبند) به تنهایی باید ظرفیت تحمل حداقل ۲۵٪ نیروی جانبی زلزله را دارا باشد. ضمناً در ساختمانهای تا ۸ طبقه و یا کوتاهتر از ۳۰ متر می‌توان بجای توزیع بار به نسبت سختی عناصر لرزه بر، تمام نیروی جانبی زلزله را به دیوارهای برشی و یا بادبندها اعمال نمود مشروط بر آنکه قابها ظرفیت تحمل حداقل ۳۰٪ نیروی جانبی را دارا باشند. همچنین استفاده از قاب بتنی معمولی در سیستم دوگانه مجاز نیست و در صورت استفاده از این نوع قاب، سیستم از نوع قاب ساده ردیف ۳ محسوب می‌شود.

در استفاده از این جدول توجه به نکات زیر مفید است:

- قابها و مهاربندی های فولادی باید بر اساس ضوابط پیوست ۲ آیین‌نامه طبقه‌بندی و طرح شوند. این ضوابط در بخش ۷. ۲. ۱. ۲ بحث شده است.
- طبقه‌بندی ویژه، متوسط و معمولی برای قابها و دیوارهای برشی بتنی با طبقه‌بندی آبا (آیین‌نامه بتن ایران) یعنی شکل پذیری زیاد، متوسط و کم، متناظر است. البته در مورد قاب بتنی متوسط، در ناحیه مجاور اتصال در ستون (ناحیه l_0) فاصله تنگها نباید از ۱۵ سانتیمتر بیشتر باشد. استفاده از قاب بتنی معمولی مذکور در بند ۳ ردیف ۴ جدول (بدون دیوار برشی یا بادبند) برای ساختمانهای با اهمیت زیاد مجاز نیست. همچنین استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب گیردار ردیف ۴ جدول، منحصراً در ساختمانهای سه طبقه یا کوتاهتر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه‌ای مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی یا بادبند تأمین گردد.
- قابهای دارای اتصال خرجینی با رعایت ضوابط این اتصالات همانند قاب ساده ردیف ۳ جدول محسوب می‌شوند.
- در مورد سیستمهایی که با سیستمهای معرفی شده در این جدول متفاوتند باید با استفاده از آیین‌نامه‌ها و تحقیقات فنی و یا آزمایشهای معتبر، ویژگیهای این سیستمها را از نظر باربری قائم و جانبی تعیین نمود.
- حد ارتفاع در این جدول صرفاً برای مناطق با لرزه خیزی خیلی زیاد است و فعلاً آیین‌نامه در مورد سایر مناطق محدودیت ارتفاع قائل نشده است. بنابراین ساختن ساختمان با ارتفاعهای بیش از حد تعیین شده در جدول، در مناطق با لرزه خیزی خیلی شدید مجاز نیست. چنانچه برای سازه‌های خاص که عمدتاً غیر مسکونی و غیر اداری باشند مانند برجهای مخابراتی، یادمانها و غیره، ارتفاعهای بیش از مقادیر فوق مد نظر باشد صرفاً با تایید کمیته دائمی‌آین آیین‌نامه از نظر روش محاسبه و طراحی، مجاز خواهد بود. بهر حال سیستمهای مورد استفاده نباید از میان سیستمهایی از این جدول که عنوان ویژه را ندارند انتخاب شوند.
- در مناطق با لرزه خیزی خیلی شدید برای *بناهای ضروری* فقط باید از سیستمهایی که عنوان ویژه دارند استفاده شود.

ترکیب سیستمهای سازه‌ای

طبق توصیه آیین‌نامه باید حتی‌الامکان از ترکیب سیستمهای سازه‌ای مختلف در یک مجموعه سازه اجتناب شود، و در صورت ضرورت استفاده از سیستمهای مرکب، رعایت ضوابط زیر الزامی است:

الف. ترکیب سیستمها در ارتفاع

در این حالت مقدار R انتخاب شده برای سیستم بخش زیرین سازه نباید از بخش فوقانی بیشتر باشد. محاسبه نیروی زلزله مؤثر بر کل سازه می‌تواند به یکی از دو روش زیر انجام شود:

۱.مقدار نیروی زلزله برای مجموعه سازه با منظور نمودن کمترین مقدار R (مربوط به سیستمهای مختلف سازه‌ای بکار رفته در ارتفاع) برای کل سازه محاسبه گردد. زمان تناوب اصلی سازه از روشهای تحلیلی و یا مقدار محاسبه شده از روابط تجربی بخش ۵. ۲. ۴، هر کدام بیشتر باشد اختیار می‌گردد. زمان اصلی محاسبه شده از روش تحلیلی نباید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب بدست آمده از روابط تجربی بیشتر باشد. لازم است از رابطه تجربی محاسبه زمان تناوب اصلی مربوط به آن سیستم سازه‌ای بکار رفته در مجموعه ساختمان که کوچکتری زمان تناوب اصلی T را میدهد، استفاده گردد.

۲. برای سازه‌های حائز شرایط مذکور در ۵. ۲. پ، می‌توان روش دو مرحله‌ای زیر را بکار گرفت:

۱. سازه انعطاف پذیر بخش فوقانی به‌طور مجزا و با تکیه‌گاههای صلب درنظر گرفته شده و نیروی جانبی آن با منظور کردن ضریب رفتار مربوط به این بخش محاسبه می‌گردد.

۲. سازه صلب بخش زیرین به‌طور مجزا درنظر گرفته شده و نیروهای جانبی آن با منظور کردن مقدار ضریب رفتار مربوط به این سازه محاسبه می‌گردد. بر این نیروها، نیروهای عکس العمل ناشی از تحلیل بخش فوقانی که در نسبت ضریب رفتار بخش فوقانی به ضریب رفتار بخش زیرین ضرب شده اند، افزوده می‌شوند.

ب. ترکیب سیستمها در پلان

۱. درصورتی‌که از سیستم سازه‌ای دیوارهای باربر فقط در یک امتداد استفاده شده باشد، مقدار R در امتداد دیگر نباید از R مورد استفاده برای امتداد موازی دیوار باربر، زیادتر درنظر گرفته شود.

۲. در ساختمانهای ۱۵ طبقه و کمتر و یا کوتاهتر از ۵۰ متر از هرگونه ترکیب سیستمهای سازه‌ای مذکور در جدول ۵. ۱ می‌توان استفاده کرد، ولی در سایر ساختمانها تنها می‌توان از ترکیب سیستم قاب خمشی ویژه و سیستم دوگانه استفاده نمود.

البته ذکر این نکته مفید است که در جدول ۵. ۱ استفاده از سیستم دیوار باربر با دیوارهای برشی بتن آرمه تا ارتفاع ۷۰ متر مجاز دانسته شده است، درحالی‌که این سیستم نه قاب ویژه است و نه سیستم دوگانه، که بیشتر به نظر می‌رسد اشکال چاپی باشد و گمان نمی‌رود تدوین کنندگان آیین‌نامه واقعاً با استفاده از چنین سیستمی تا ارتفاع ۷۰ متر موافق بوده باشند.

ج. سیستم سازه‌ای از تراز پایه تا روی پی

در حالتی که تراز پایه بالاتر از تراز روی شالوده منظور شده باشد، سختی و مقاومت جانبی طبقات پایین‌تر از تراز پایه نباید از سختی و مقاومت جانبی طبقه روی تراز پایه کمتر باشد. مثلاً در صورت عدم تغییر پلان و هندسه سازه در زیر و بالای تراز پایه کلیه جزئیات میلگرد

گذاری تیرها و ستونهای قاب گیردار، دیوارهای برشی و مهاربندی‌های سازه در طبقه روی تراز پایه باید در طبقات پایین‌تر از تراز پایه نیز حداقل به همان نحوه اعمال شوند.

۵. ۲. ۴. زمان تناوب ساختمان

۱. زمان تناوب اصلی ساختمانهای با اتصالات گیردار (قاب خمشی یا قابی) چنانچه اجزای دیگر ساختمان مانعی در برابر حرکت قاب ساختمان ایجاد نکنند از روابط زیر بدست می‌آید:

$$T = 0.08\,H^{3/4} \qquad \text{برای قابهای فولادی} \qquad (۵. ۱)$$

$$T = 0.07\,H^{3/4} \qquad \text{برای قابهای بتنی} \qquad (۵. ۲)$$

که در آن H ارتفاع ساختمان از تراز پایه بر حسب متر می‌باشد. درصورتی‌که در این ساختمانها از جداگرهای میانقابی استفاده شود بنا به توصیه آیین‌نامه باید زمان تناوب به میزان ۲۰٪ کاهش یابد. البته همانطور که در بخش ۴. ۲. ۴ آمد، اثر واقعی میانقابها بر کاهش زمان تناوب بیش از اینها است، اما مقداری از این اثر در روابط تجربی فوق نهفته است به‌طوریکه معمولاً محاسباتی که در آن اثر میانقابها اغماض شده باشد، زمان تناوب را بیش از این روابط بدست میدهند. خوانندگان گرامی می‌توانند برای آشنایی با این پدیده و نحوه محاسبه دقیق‌تر اثر میانقابها بر سختی و مقاومت جانبی ساختمان به مرجع (۴۱) و یا بخش۶. ۱. ۵. ۳ مراجعه نمایند.

۲. زمان تناوب در سایر ساختمانها، با یا بدون جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05\,H^{3/4} \qquad (۵. ۳)$$

ارتفاع ساختمان، H از تراز پایه درنظر گرفته می‌شود و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته نیز درصورتی‌که وزن آن بیش از ۲۵٪ وزن بام باشد منظور خواهد شد.

بجای استفاده از روابط تجربی فوق می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان را با استفاده از روشهای تحلیلی بر مبنای مشخصات سازه و خصوصیات تغییرشکل عناصر مقاوم آن محاسبه نمود ولی بهر حال زمان تناوب اصلی نباید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب بدست آمده از رابطه تجربی مربوطه بیشتر اختیار شود.

همانطور که می بینیم، رابطه ۵. ۳ نسبت به ویرایش قبلی آیین‌نامه تغییر کرده است و علاوه بر این در روابط ۵. ۱ و ۵. ۲ اثر میانقابها نیز درنظر گرفته شده است.

۵. ۲. ۵. ضریب بازتاب B

همانطور که در زیر می‌بینیم در ویرایش جدید، ضریب بازتاب نسبت به قبل به دو صورت افزایش یافته است: ضریب ۲ به ۲/۵ تغییر یافته و T_0 برای هر چهار نوع زمین افزایش یافته است.

$$B = 2.5\,(T/T_0)^{2/3} \le 2.5 \qquad (۴.۵)$$

و در همه حال:

$$B \ge 0.09R$$

طبقه‌بندی نوع زمین از جدول ۵. ۲	T_0
I	۰/۴
II	۰/۵
III	۰/۷
IV	۱

T زمان تناوب اصلی ساختمان به ثانیه و T_0 زمان تناوب اسمی زمین است که بر حسب نوع زمین به شرح زیر تعیین می‌شود. ضمناً برای زمینهای گروه IV در مناطق با لرزه خیزی کم و متوسط، مقدار ضریب بازتاب B باید به میزان ۳۰٪ افزایش یابد اما درهرحال حداکثر آن همان ۲/۵ است. طبقه‌بندی نوع زمین در جدول ۵. ۲ ارائه شده است. در این جدول V_s سرعت موج برشی است که با رعایت اثر ضخامت لایه‌ها در فاصله ۳۰ متری عمق زمین میانگین گیری شده است. مثلاً اگر d_i و V_{si} به ترتیب ضخامت لایه i و سرعت موج برشی در آن باشند، می‌توان از رابطه‌ای مشابه زیر V_s را محاسبه کرد:

$$V_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / V_{si})}$$

جدول ۵. ۲. طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف مواد متشکله	حدود تقریبی V_s متر بر ثانیه
I	الف. سنگهای آذرین (دارای بافت درشت و ریز دانه)، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده‌ای (گنایسها-سنگهای متبلور سیلیکاته) طبقات کنگلومرایی ب. خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت بیش از ۳۰ متر	$۷۵۰<V_s$
II	الف. سنگهای آذرین سست (مانند توف)، سنگهای سست رسوبی، سنگهای دگرگونی متورق و به طور کلی سنگهایی که در اثر هوا زدگی (تجزیه و تخریب) سست شده اند. ب. خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت کمتر از ۳۰ متر	$۳۷۵\leq V_s\leq ۷۵۰$
III	الف. سنگهای متلاشی شده در اثر هوا زدگی ب. خاکهای با تراکم متوسط، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه‌ای و رس با سختی متوسط	$۱۷۵\leq V_s<۳۷۵$
IV	الف. نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد در اثر بالا بودن سطح آب زیر زمینی ب. هرگونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد.	$V_s<۱۷۵$

چنانچه طبقه‌بندی نوع خاک بر اساس مشاهدات و شواهد توصیفی جدول ۵. ۲ توسط طراح امکان پذیر نباشد، لازم است بر اساس آزمایشهای آزمایشگاهی و صحرایی،سرعت موج برشی V_{si} مستقیماً اندازه‌گیری می‌شود و یا با توجه به روابط تجربی معتبر از روی یکی از پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک تعیین گردیده و ملاک تعیین طبقه‌بندی نوع خاک با استفاده از مقادیر مربوط در این جدول قرار گیرد. در صورت وجود تردید در انطباق محل ساختمان با مشخصات زمینهای مندرج در این جدول، باید نوع زمینی که ضریب بازتاب بزرگتری بدست میدهد انتخاب شود.

۵. ۲. ۶. نیروی برشی پایه V

همچون ویرایش قبلی، نیروی برشی پایه V و ضریب زلزله C از روابط ۴. ۵ و ۴. ۶ بدست می‌آیند. حداقل C در ویرایش قبلی برابر ۱۰٪ شتاب مبنای A تعیین شده بود، اما در ویرایش

جدید حداقل نسبت B/R برابر ۰/۰۹ تعیین شده است. در نتیجه، حداقل C برابر ۰/۰۹IA خواهد بود.

۵. ۲. ۷. توزیع زلزله در ارتفاع ساختمان

نسبت به ویرایش قبلی تغییر نکرده است و از رابطه ۴. ۷ محاسبه می‌شود.

۵. ۲. ۸. توزیع افقی نیروی زلزله

در صورت صلب بودن کف طبقات، همانطور که در ۴. ۲. ۸ دیدیم، نیروی برشی در هر طبقه ساختمان باید بین عناصر مختلف سیستم قائم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی این عناصر توزیع گردد. در صورت عدم صلبیت کف طبقات، در توزیع نیروی برشی بین عناصر سیستم مقاوم باید اثر تغییرشکلهای ایجاد شده در کفها نیز منظور گردد.

۵. ۲. ۹. لنگر پیچشی

در این مورد ضوابط تغییری نکرده است و طبق توضیحات بخش ۴. ۲. ۹ عمل می‌گردد.

۵. ۲. ۱۰. وارسی واژگونی

در این مورد ضوابط تغییری نکرده است و طبق توضیحات بخش ۴. ۲. ۱۰ عمل می‌گردد.

۵. ۲. ۱۱. محاسبه جابجایی

طبق ضوابط جدید، جابجایی نسبی هر طبقه و یا بام در اثر زلزله نباید از ۰/۰۳/R برابر ارتفاع آن طبقه تجاوز نماید. باید دانست که ضابطه جابجایی بیش از آنکه تعیین کننده جابجایی واقعی سازه در زلزله باشد تأمین کننده سختی جانبی لازم است که بنوبه خود در کاهش جابجاییها و در نتیجه خرابهای زلزله مؤثر است.

۵. ۲. ۱۱. ۱. اثر وزن ($P-\Delta$)

طبق ضوابط ویرایش جدید، در کلیه سازه‌ها تلاشها و جابجاییهای ثانوی ناشی از اثر بارهای محوری عناصر قائم در جابجاییهای جانبی طبقات، که به اثر وزن معروف است، باید در طراحی این عناصر منظور گردد. اثر وزن را در مواردی که گریز (جابجایی نسبی) طبقات از ۰/۰۲/R برابر ارتفاع طبقه کمتر است و یا لنگرهای خمشی ثانوی کمتر از ده درصد لنگرهای خمشی

اولیه است، می‌توان ندیده گرفت. اثر وزن قبلاً در ۳. ۴. ۱. ۲. ۳ بحث شد. در اینجا نیز روش آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای بررسی اثر وزن تشریح گردیده است.

روش پیشنهادی آیین‌نامه

طبق توصیه آیین‌نامه، اثر وزن را می‌توان به روشهای تقریبی مذکور در کتب طراحی و یا با استفاده از روشهای دقیق محاسبه و منظور نمود. برنامه‌های تحلیل سازه که تغییرشکلهای ثانوی را در محاسبات منظور نموده باشند، قادر به پیش بینی و درنظر گرفتن اثر وزن می‌باشند. چنین برنامه‌هایی عموماً بر پایه اصلاح پی‌درپی هندسه سازه استوارند، و در هر مرحله، هندسه با توجه با تغییرشکلهای مرحله قبلی اصلاح شده، و محاسبات آنقدر تکرار می‌گردد تا تفاوت نتایج دو مرحله متوالی از حد معینی کمتر شود. در محاسبه اثر وزن، باید جابجایی غیرارتجاعی سازه را درنظر گرفت که به توصیه آیین‌نامه از ضرب ۰/۴R در جابجاییهای اسمی بدست می‌آید (تذکر: باید دانست که جابجایی جانبی سازه در زلزله‌های مخرب و قوی می‌تواند بسیار بزرگتر از مقادیر اسمی‌آیین‌نامه‌ای باشد). کل لنگر ثانوی در طبقه i ناشی از اثر وزن برابر است با

$$M_i = P_i \Delta_i$$

که در آن P_i مجموع بارهای ثقلی در طبقات i تا n و Δ_i جابجایی ارتجاعی طبقه i است. برش اضافی ناشی از این لنگر برابر است با

$$\Delta V_i = M_i / h_i = P_i \Delta_i / h_i$$

نسبت این برش اضافی به برش کل طبقه با شاخص پایداری θ_i نشان داده می‌شود و برابر است با

$$\theta_i = \Delta V_i / V_i = P_i \Delta_i / V_i h_i \qquad (۵.۵)$$

مقدار شاخص پایداری θ_i باید از θ_{max} کمتر باشد و

$$\theta_{max} = 1.25 /R<0.25 \qquad (۶.۵)$$

همانطور که گفتیم بنا به توصیه آیین‌نامه در دو حالت می‌توان از اثر وزن چشم پوشید: ۱. چنانچه شاخص پایداری کمتر از ۱۰٪ باشد (یعنی لنگر ثانوی کمتر از ۱۰٪ لنگر اولیه باشد)، ۲. چنانچه نسبت گریز طبقه به ارتفاع از ۰/۰۲/R کمتر باشد. در غیر این‌صورت باید اثر وزن را به شکل افزایش برش پایه در محاسبه نیروها اعمال نمود. بنابراین برش پایه طراحی که در آن اثر وزن ملحوظ شده است برابر است با

$$V_i + \Delta V_i = V_i + P_i \Delta_i / h_i = V_i (1+ \theta_i)$$

از سوی دیگر برش اضافی ΔV_i خود باعث ایجاد یک جابجایی اضافی می‌شود که به نوبه خود باعث افزایش برش دیگری می‌شود و بدین ترتیب برش نهایی از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$V_{ip\Delta} = V_i (1+ \theta_i+ \theta_i^2+ \theta_i^3 + \dots)$$

و با توجه به حد این رشته، داریم:

$$V_{ip\Delta} = V_i /(1- \theta_i) \qquad (۷ .۵)$$

با درنظر گرفتن اینکه جابجایی سازه غیرارتجاعی برابر است با

$$\Delta_{ui} = (0.4R)\ \Delta_i$$

برش معادل طبقه با منظور کردن اثر وزن برابر است با

$$V_{ip\Delta} = V_i /(1- 0.4R\theta_i) \qquad (۸ .۵)$$

یک‌ساختمان مسکونی ۸ طبقه فولادی با اتصالات ساده و بادبندهای هم‌محور در تهران بر روی زمین نوع ۲ ساخته می‌شود. نیروی زلزله را برآورد و اثر وزن را بررسی کنید. فرض کنید که جابجایی طبقات برابر حداکثر مقدار مجاز است. وزن هر طبقه شامل ۲۰٪ بار زنده و دیوارها و تیغه‌ها برابر ۴۰۰ تن، و ارتفاع طبقه برابر ۳ متر است.

حل. تهران در ناحیه با لرزه‌خیزی خیلی‌شدید است، پس شتاب‌مبنای طرح برابر ۰/۳۵ خواهد بود. ضریب رفتار قاب ساده با سیستم لرزه‌بر مهاربندی فولادی از جدول ۵. ۲ برابر ۶ است.

$R = 6,\ A=0.35,\quad I=1,\quad H= 8x3 = 24\ m,\quad T = 0.05H^{0.75} = 0.54\ \ Sec$
$B = 2.5\ (T_0/T)^{2/3} = 2.5\ (0.5/0.54)^{2/3} = 2.37 < 2.5\ \ OK$
$C = ABI/R = 0.138$
$V = CW = 0.138 \times (8x400) = 442\ Ton$

طبقه	نیروی طبقه Fi	برش طبقه Vi
۱	۱۲/۳	۴۴۲
۴	۴۹/۱	۳۶۸/۳
۸	۹۸/۲	۹۸/۲

بررسی و ارزیابی ضابطه اثر وزن

حداکثر جابجایی هر طبقه برابر است با

$$\Delta_i = (0.03/R)\ h_i = 0.005\ h_i$$

و شاخص پایداری طبقه *i*:

$\theta_i = \Delta V_i / V_i = P_i \Delta_i / V_i h_i = 0.005 P_i / V_i$

شاخص پایداری طبقات با استفاده از برش طبقات در جدول زیر ارائه شده است

طبقه	وزن طبقه Pi	برش طبقه Vi	شاخص پایداری طبقه θ_i
۱	۳۲۰۰	۴۴۲	۰/۰۳۶
۴	۲۰۰۰	۳۶۸/۳	۰/۰۲۷
۸	۴۰۰	۹۸/۲	۰/۰۲۰

می‌بینیم که شاخص پایداری خیلی کمتر از ۰.۱ است، پس نیازی به درنظر گرفتن اثر وزن نمی‌باشد. نکته دیگر این است که همانطور که انتظار می‌رود این شاخص در طبقات پایین بیشتر است. در حالت کلی اگر برای یک ساختمان، بخواهیم شاخص طبقه اول را در بدترین وضعیت حساب کنیم داریم:

$\theta_1 = \Delta V_1 / V_1 = P_1 \Delta_1 / V_1 h_1$
$\Delta_1 = (0.03/R)\, h_1 \qquad V_1 = CW \qquad P_1 = W$
$\theta_1 = 0.03/\ RC = 0.03/(ABI)$

برای یک ساختمان فولادی با سیستم قاب معمولی، حداکثر ارتفاع مجاز برابر ۵۰ متر است، پس

$T = 0.08H^{3/4} = 1.5\ \text{Sec} \quad ; \quad B = 2.5(T_0/T)^{2/3} = 2.5(0.5/1.5)^{2/3} = 1.2$
$B/R = 1.2/6 = 0.2 > 0.09 \quad OK$
$\theta_1 = 0.03/(0.35x1.2x1) = 0.0714 < 0.1$

پس طبق ضوابط آیین‌نامه نیازی به درنظر گرفتن اثر وزن نیست زیرا شاخص پایداری از ۰.۱ کوچکتر است. اشکال در این است که آیین‌نامه مبنای قضاوت در این مورد را بر پایه جابجاییهای ارتجاعی اسمی قرار داده است. باید دانست که جابجاییهای واقعی بسیار بزرگتر از این است و حداقل جا داشت آیین‌نامه مبنای قضاوت را بر جابجاییهای غیرارتجاعی اسمی قرار می‌داد. در این‌صورت شاخص پایداری در ضریب 0.4R ضرب می‌شود و داریم

$\theta_1 = 0.4R\ (0.0714) = 0.4x6x0.0714 = 0.17 > 0.1$

بنابراین باید اثر وزن درنظر گرفته شود، پس

$V_{ip\Delta} = V_i / (1 - 0.4R\theta_i) = V/(1-0.17) = 1.21V$

ملاحظه می‌شود که برش پایه در این حالت به میزان ۲۱٪ اضافه خواهد شد.

۵. ۲. ۱۲. مؤلفه قائم نیروی زلزله

ضوابط ویرایش جدید همانند ویرایش قبلی است که در ۴. ۲. ۱۲ تشریح شد.

۵. ۲. ۱۳. قطعات الحاقی و نما

ویرایش قبلی آیین‌نامه ۲۸۰۰، نیروی ناشی از زلزله را برای اجزای زیر برآورد کرده بود که عیناً در ویرایش جدید نیز آمده است: دیوارهای خارجی و داخلی و تیغه‌ها، جان پناهها و دیوارهای طره‌ای، سقف کاذب، اجزاء تزیینی و قسمتهای الحاقی به ساختمان، اتصالات عناصر سازه‌ای پیش ساخته، و بالاخره مخازن، برجها، دودکشها، و وسائل و ماشین آلات متصل به ساختمان. نحوه برآورد نیروی زلزله در ۴. ۲. ۱۳ بیان گردید. بنا به توصیه آیین‌نامه، اجزاء ساختمان و قطعات الحاقی باید در برابر نیروی زیر محاسبه شوند.

$$F_p = AB_pIW_p \qquad (۹ .۵)$$

B_p ضریب بازتاب است که برای قطعات و اجزاء مختلف از جدول ۴. ۴ بدست می‌آید، A و I شتاب مبنا و ضریب اهمیت ساختمان، و W_p وزن قطعه الحاقی است. همانطور که در ۴. ۲. ۱۳ بیان شد، در رابطه فوق ضریب رفتار R وجود ندارد و عملاً برابر یک فرض شده است و این بدان معنا است که برای قطعات الحاقی بدلیل تردی، ظرفیت شکل پذیرش تغییرشکل خمیری درنظر گرفته نشده است. از این رو، نیرویی که از این رابطه بدست می‌آید بسیار بیش از نیروی زلزله یک سازه معمولی است.

علاوه بر ضوابط قبلی، در ویرایش جدید ضوابط جدیدی نیز برای قطعات نما توصیه شده است که به شرح زیر است:

۱. در ساختمانهای با اهمیت زیاد و ساختمانهای بلندتر از هشت طبقه درصورتی‌که دیوارهای جداکننده داخلی و یا دیوارهای نما جزء سیستم سازه‌ای باربر جانبی نباشند باید به طریقی به سازه متصل شوند که محدودیتی در حرکت سازه در امتداد صفحه دیوار ایجاد نکنند. اتصالات دیوار به سازه باید توانایی انتقال نیروی زلزله ایجاد شده در اثر جرم دیوار به سازه را دارا باشند. این قبیل دیوارها بهتر است از جنس سبک و انعطاف پذیر انتخاب شوند.

۲. در مورد ساختمانهای با اهمیت زیاد و یا ساختمانهای بلندتر از ۸ طبقه و یا ساختمانهای پیش ساخته و یا با نمای شیشه‌ای باید این قطعات برای مقاومت در برابر نیروی زلزله بدست آمده از رابطه (۵. ۹) طراحی شده و نیز قادر باشند جابجاییهای ایجاد شده در طبقات سازه در اثر نیروهای جانبی و یا تغییرات دما را بدون ایجاد محدودیتی در حرکت سازه تحمل نمایند.

این قطعات باید بر روی اجزاء سازه‌ای متکی بوده و یا با اتصالات مکانیکی مطابق ضوابط زیر به این اجزاء متصل گردند:

الف. اتصالات قطعاتی نظیر شیشه و قطعات پیش ساخته به سازه و یا درز بین قطعات باید به گونه‌ای باشند که بتوانند دو برابر جابجایی نسبی طبقات مجاور قطعات در اثر باد، حاصلضرب ۰/۴R در جابجایی نسبی طبقات مجاور قطعات در اثر زلزله، و یا ۱/۵ سانتیمتر، هر کدام را که بزرگتر است، تأمین نمایند.

ب. اتصالات باید بتوانند حرکت نسبی دو طبقه مجاور درامتداد صفحه قطعات را از طریق اتصالات لغزشی با استفاده از پیچ و سوراخهای بادامی شکل، و یا اتصال مشابه دیگری که لغزش و یا انعطاف پذیری مشابه فوق را بوجود بیاورد، تأمین کنند.

پ. اتصالات باید دارای شکل‌پذیری و چرخش‌پذیری کافی باشند تا از شکست غیر شکل پذیر مهارها در مجاورت جوشها جلوگیری شود.

ت. بدنه اتصال به سازه برای ۱/۳۳ برابر نیروی زلزله از رابطه ۵. ۹ طراحی شود.

ث. تمام ادوات اتصال مانند پیچ، جوش، و ریشه متصل کننده بدنه (عناصر) اتصال به سازه و یا قطعه غیرسازه‌ای باید برای ۴ برابر نیروی زلزله از رابطه ۵. ۹ طراحی شوند.

ج. ریشه‌ها و مهارهایی که در داخل بتن قرار می‌گیرند ترجیحاً به میلگردهای داخل بتن متصل شده و یا دور آنها قلاب گردیده و یا به نحوی در بتن مهار شوند تا بتوانند نیروهای وارده را به میلگردهای داخل بتن منتقل نمایند.

۳. برای ساختمانهای غیر از موارد ۱ و ۲ در فوق، با هر تعداد طبقه رعایت ضوابط دیوارهای غیر سازه‌ای و نماسازی حداقل مطابق بندهای ۷ و ۱۲ فصل سوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ که عیناً در انتهای فصل ۴ این کتاب آمده است، الزامی است.

۵. ۲. ۱۴. دیافراگم

در ویرایش جدید آیین‌نامه، بخشی در مورد نحوه محاسبه نیروی زلزله دیافراگم و لزوم طراحی آن در برابر این نیرو اختصاص یافته است. دیافراگم که معمولاً تحمل کننده بارهای ثقلی است، در هنگام زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کف به عناصر قائم لرزه‌بر را بر عهده دارد و باید در برابر تغییرشکلهای افقی که در صفحه آن ایجاد می‌شود، مقاومت و سختی کافی داشته باشد.

۵. ۲. ۱۴. ۱. نیروی وارد به دیافراگم

طبق توصیه آیین‌نامه، یک دیافراگم باید برای تلاشهای برشی و لنگرهای خمشی ایجاد شده در صفحه خود تحت اثر نیروی زلزله طراحی شود. کنترل مقاومت دیافراگم‌های بتن آرمه بر اساس ضوابط آیین‌نامه بتن ایران انجام می‌گردد و در صورت استفاده از مصالح دیگر، کنترل مقاومت آنها باید بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های معتبر دیگر انجام شود. نیروی افقی وارد به دیافراگم کف از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F_{pi} = \frac{F_t + \sum_{j=i}^{n} F_j}{\sum_{j=i}^{n} W_j} w_i \qquad (۱۰ .۵)$$

F_{pi} نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i، w_i وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در این تراز (شامل بخشی از بار زنده که در زلزله منظور می‌گردد)، W_i وزن طبقه i ام، F_j نیروی زلزله در تراز i از رابطه ۴. ۷ و F_t نیروی رأس ساختمان از رابطه ۴. ۸ می‌باشد. حداقل و حداکثر F_{ip} بترتیب برابر با $0.35AIw_i$ و $0.7AIw_i$ درنظر گرفته می‌شود. چنانچه لازم باشد دیافراگم علاوه بر نیروهای زلزله طبقه، نیروهای جانبی اعضاء قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده‌اند، به یکدیگر منتقل نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی بدست آمده از رابطه فوق اضافه شود.

مثال ۵. ۲ در یک ساختمان فولادی مهاربندی شده ۵ طبقه واقع در منطقه‌ای با لرزه خیزی خیلی زیاد، جرم هر طبقه (با احتساب ۲۰ بار زنده) برابر ۴۸۰ تن و ارتفاع هر طبقه برابر ۳ متر می‌باشد، و سختی همه طبقات یکسان است. اگر برش پایه ناشی از زلزله برابر ۳۰۰ تن باشد، نیروی زلزله دیافراگم‌ها را محاسبه کنید. جرم دیافراگم‌ها مساوی طبقات فرض شوند.

حل. توزیع نیروی زلزله دیافراگم‌ها با استفاده از رابطه ۵. ۱۰ بدست می‌آید. ابتدا باید نیروهای طبقات F_i را معین سازیم. این نیروها را می‌توان از رابطه ۴. ۷ حساب کرد. پس،

$$F_i = \frac{W_j h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}(V - F_t)$$

نیروی راس F_t به زمان تناوب اصلی سازه بستگی دارد که برابر است با

$\therefore\ T = 0.05H^{3/4}$ $\qquad T = 0.05x15^{3/4} = 0.38<0.7 \qquad F_t = 0$

$$F_1 = \frac{480x3}{480(3+6+9+12+15)}(300-0) = 20$$

و به همین ترتیب نیروی طبقات دیگر بدست می‌آید که بترتیب برابر است با ۴۰، ۶۰، ۸۰ و ۱۰۰ تن. اکنون با استفاده از رابطه ۵. ۱۰ داریم:

$$F_{p1} = \frac{0+\sum_{j=1}^{5} F_j}{\sum_{j=1}^{5} W_j} w_i = \frac{(20+40+60+80+100)}{5x480} x480 = 60$$

و نیروی سایر دیافراگم‌ها نیز به همین شکل بدست می‌آید که بترتیب برابر است با ۷۰، ۸۰، ۹۰ و ۱۰۰ تن. ضمناً حداقل و حداکثر نیروی دیافراگم برابر است با

$0.35AIw_i = 0.35x0.30x1x480 = 50.4$ ton — *حداقل نیروی دیافراگم*

$0.7AIw_i = 100.8$ ton — *حداکثر نیروی دیافراگم*

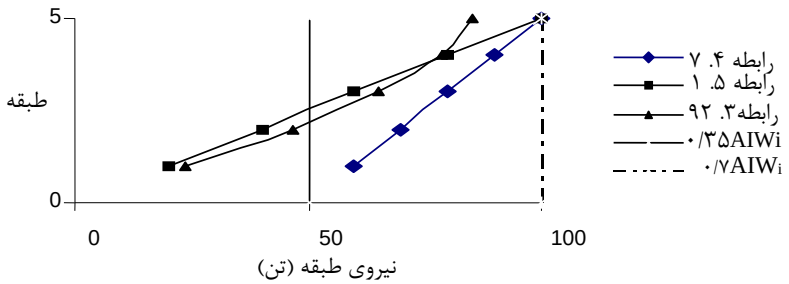
ملاحظه می‌شود که نیروهای دیافراگمی در بین این محدوده قرار دارند. می‌دانیم که اگر وزن طبقه و دیافراگم یکی باشد، از لحاظ نظری نیروی طبقه F_i همان نیروی دیافراگم است درحالی‌که عملاً رابطه ۵. ۱۰ اعداد بزرگتری را بویژه برای طبقات پایین‌تر بدست میدهد. از سوی دیگر، بنا به توصیه آیین‌نامه برای محاسبه نیروی طبقات از رابطه ۴. ۷ استفاده می‌شود که در واقع همان رابطه ۳. ۹۲ است که در آن به‌طور ضمنی مد اصلی به صورت خطی فرض شده است. اکنون اگر شکل دقیق مد اول را با استفاده از جدول ۳. ۲۷ معین نموده و در رابطه ۳. ۹۲ وارد سازیم، نیروی طبقات چنین خواهند بود:

$$F_i = \frac{W_j \phi_{ji}}{\sum_{j=1}^{n} W_j \phi_{ji}} (V - F_t)$$

$$\therefore \quad F_1 = \frac{480x0.28}{480(0.28+0.55+0.76+0.92+1)}(300-0) = 23.9$$

و به همین ترتیب نیروی سایر طبقات بدست می‌آید: ۴۷/۰، ۶۴/۹، ۷۸/۶ و ۸۵/۵ تن. این نتایج به‌طور خلاصه در جدول زیر درج گردیده و در شکل نمایانده شده است.

طبقه	نیروی دیافراگم F_{pj} (تن) رابطه ۵. ۱۰	نیروی طبقه F_j (تن)	
		رابطه ۴. ۷	رابطه ۳. ۹۲
۱	۶۰	۲۰	۲۳/۹
۲	۷۰	۴۰	۴۷/۰
۳	۸۰	۶۰	۶۴/۹
۴	۹۰	۸۰	۷۸/۶
۵	۱۰۰	۱۰۰	۸۵/۵
جمع	۴۰۰	۳۰۰	۳۰۰



شکل ۵. ۱ توزیع نیروی طبقات (دیافراگم‌ها) با استفاده از روابط ۳. ۹۲، ۴. ۷ و ۵. ۱

ملاحظه می‌گردد که توزیع دقیق نیرو بر اساس شکل مد اصلی در ستون چهارم جدول اگر چه در طبقات پایین کمی به توزیع نیروهای دیافراگم نزدیکتر است (نسبت به توزیع خطی ستون سوم جدول)، اما به‌هرحال این دو تفاوت زیادی در طبقات پایین بخصوص در طبقه اول دارند و از سوی دیگر مقدار نیروی برش پایه که از جمع نیروی طبقات بدست می‌آید برای ستون دوم از ۳۰۰ بیشتر شده است.

پس می‌توان چنین نتیجه گرفت که نتایج حاصل از رابطه توصیه شده در آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای محاسبه نیروی کفها (رابطه ۵. ۱۰) مقادیر بزرگتری از نیروی طبقات را بدست میدهد. این تناقض را اینگونه می‌توان توجیه نمود که اگر چه اثر مدهای بالاتر در برش پایه چندان ظاهر نمی‌شود و در جابجاییهای کلی سازه کم اثر است، اما می‌تواند نیروی یک طبقه را به‌طور

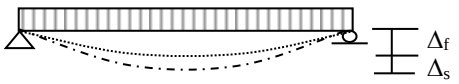
موضعی افزایش داده و در صورت ضعیف بودن دیافراگم کف، موجب خرابی آن گردد. به همین جهت، در آیین‌نامه نیروی دیافراگم‌ها که فقط برای طراحی دیافراگم کف بکار می‌رود (و برای طراحی سایر عناصر لرزه‌بر همچون بادبند و دیوار برشی استفاده نمی‌شود) بیش از نیروی طبقات درنظر گرفته شده است.

۵. ۲. ۱۴. ۲. صلبیت دیافراگم

دیافراگم ممکن است صلب و یا انعطاف پذیر باشد. تحلیل کلی سازه در برابر نیروهای جانبی و توزیع نیروی برشی بین عناصر لرزه‌بر باید با توجه به این موضوع انجام گیرد. **درصورتی‌که حداکثر تغییرشکل افقی دیافراگم نسبت به نقاط دیگر آن از نصف جابجایی نسبی طبقه کمتر باشد دیافراگم صلب و در غیر اینصورت انعطاف پذیر محسوب می‌گردد.** در هر حال تغییرشکل افقی دیافراگم نباید از جابجایی جانبی مجاز اجزای قائم باربری که به آن متصل هستند بیشتر باشد. نحوه محاسبه تغییرشکل دیافراگم با استفاده از پیوست ۶ آیین‌نامه در اینجا تشریح شده است. برای یک دیافراگم بتنی، تغییرشکل از دو جزء تشکیل می‌شود: تغییرشکل خمشی Δ_f و برشی Δ_S ، پس

$$\Delta_{diaph} = \Delta_f + \Delta_s \qquad (۵. ۱۱)$$

در تیرهای معمولی مقدار تغییرشکلهای برشی جزئی است و از آن صرف‌نظر می‌شود، اما در دیافراگم همچون تیر عمیق تغییرشکل برشی ناچیز نبوده و باید به حساب آید. روش برآورد تغییرشکل خمشی مشابه تیر معمولی است. مثلاً برای یک تیر ساده برابر است با



$$\Delta_f = \frac{5wL^4}{384EI}$$

که در آن w بار گسترده یکنواخت، E ضریب ارتجاعی مصالح دیافراگم، و I گشتاور ماند مقطع است که برای دیافراگم‌های با ضخامت ثابت t برابر $th^3/12$ است (h بعد دیافراگم در جهت موازی زلزله است). تغییرشکل برشی دیافراگم از رابطه زیر بدست می‌آید

$$\Delta_s = \frac{\alpha wL^2}{8AG}$$

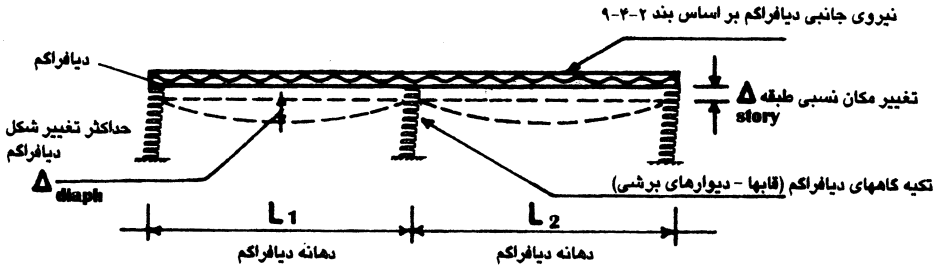
که در آن α ضریب فرم است (که برای دال بتنی برابر ۱/۵ می‌باشد). G ضریب ارتجاعی برشی (برای بتن برابر ۰/۴ است) و A سطح مقطع دیافراگم است (سطح مقطع موازی جهت زلزله). همانطور که گفته شد دیافراگم یا صلب است و یا انعطاف پذیر. در اینجا نحوه تحلیل در این دو حالت بر اساس پیوست ۶ آیین‌نامه تشریح گردیده است. برای تعیین صلب بودن دیافراگم، ابتدا سازه با فرض دیافراگم صلب تحلیل می‌شود. آنگاه دیافراگم به صورت یک تیر ارتجاعی روی تکیه‌گاههای صلب تحلیل و حداکثر تغییرشکل آن تعیین می‌گردد. در اینجا، هر عنصر لرزه‌بر بمثابه یک تکیه‌گاه درنظر گرفته می‌شود. اگر این تغییرشکل از نصف میانگین جابجایی عناصر لرزه‌بر در تراز دیافراگم که از تحلیل مرحله قبلی بدست آمده است بیشتر نباشد دیافراگم صلب و در غیر اینصورت انعطاف پذیر محسوب خواهد شد.

دیافراگم صلب

ضابطه صلبیت: در حالتی که $\Delta_{diaph}/\Delta_{story}$ از ۰/۵ کمتر باشد دیافراگم صلب محسوب می‌شود. در شکل ۵. ۲ جابجاییهای دیافراگم Δ_{diaph} و طبقه Δ_{story} در حالت بدون پیچش نشان داده شده است. در صورت وجود پیچش در صفحه دیافراگم، جابجایی طبقه Δ_{story} شامل میانگین جابجاییهای نسبی نقاط مختلف طبقه در محل عناصر لرزه‌بر است.

توزیع نیرو بین عناصر لرزه‌بر به نسبت سختی آنها صورت می‌گیرد. چگونگی تعیین سختی عناصر لرزه‌بر و توزیع نیروی زلزله بین این عناصر در بخشهای ۴. ۲. ۸ و ۴. ۲. ۹ تشریح گردیده است. در صورت استفاده از برنامه‌های رایانه‌ای می‌توان گره‌های واقع در هر طبقه را بهم بست به‌طوریکه عملاً جابجاییهای آن طبقه یکسان گردد (در حالت بدون پیچش) و یا این جابجاییها با یکدیگر رابطه خطی داشته باشند (در حالت پیچش). ضمناً طبق توصیه آیین‌نامه منظور نمودن پیچش اتفاقی الزامی است. در ساختمانهای بلند، استفاده از دیافراگم صلب تأکید می‌شود زیرا درصورت استفاده از دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر، امکان ارتعاش غیرهمزمان بخشهای مختلف دیافراگم درهرطبقه وجود دارد.

پس از محاسبه نیروی عناصر لرزه‌بر، مقدار این نیرو به صورت عکس العمل روی دیافراگم که به صورت یک تیر یکسره مدل شده است قرار می‌گیرد و نیروهای حاصل از رابطه ۵. ۱۰ نیز متناسب با توزیع جرم دیافراگم به‌طور گسترده به آن وارد شده و با نیروهای عکس العمل عناصر لرزه‌بر در تعادل قرار می‌گیرند. مقدار لنگر و برش در هر نقطه از این تیر یکسره، بسادگی از معادلات تعادل ایستایی بدست می‌آید. دیافراگم‌های ساخته شده از بتن آرمه درجا، ورقهای موجدار یا قطعات پیش‌ساخته همراه با بتن آرمه رویه می‌توانند به شرط رعایت ضابطه صلبیت، دیافراگم صلب محسوب شوند.

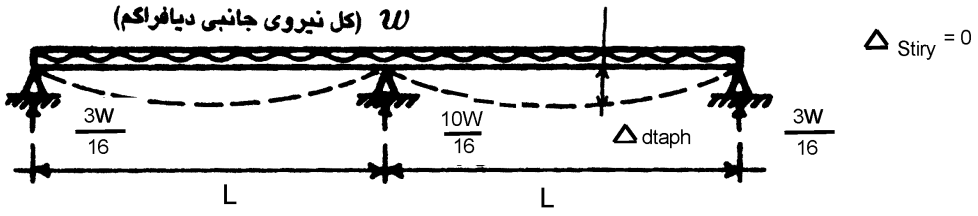


شکل ۵. ۲ جابجاییهای طبقه و دیافراگم در حالت بدون پیچش

دیافراگم انعطاف پذیر

ضابطه انعطاف پذیری: چنانچه نسبت جابجایی دیافراگم به طبقه $\Delta_{diaph}/\Delta_{story}$ از ۰/۵ بیشتر باشد، دیافراگم انعطاف پذیر محسوب شده و همچون شکل ۵. ۲-۱ دیافراگم به صورت یک تیر ممتد بر روی تکیه‌گاههای صلب عمل می‌کند. در این حالت نیروهای داخلی دیافراگم (خمش و برش) و عکس العمل تکیه‌گاهها (که در واقع همان عناصر لرزه‌بر هستند) با استفاده از روشهای متداول تحلیل سازه و یا با استفاده از برنامه رایانه‌ای برای تیر یکسره با تکیه‌گاههای صلب بدست می‌آید. طبق توصیه آیین‌نامه، می‌توان به‌طور تقریبی عکس العمل تکیه‌گاهها را به صورت سطح بارگیر (نصف دهانه از هر طرف) گرفت. در اینصورت عکس العمل تکیه‌گاههای میانی دو برابر تکیه‌گاههای کناری است (در صورت یکسان بودن دهانه‌ها). در دیافراگم‌های انعطاف پذیر اثر پیچش اتفاقی کم اهمیت‌تر است و در حالتی که $\Delta_{diaph}/\Delta_{story}$ بیش از ۲ باشد نیازی به درنظر گرفتن اثر پیچش نیست. طبق آیین‌نامه، نمونه دیافراگم انعطاف پذیر متداول شامل دیافراگم‌های ساخته شده از چوب، گچ، پلاستیک، و قطعات پیش ساخته بدون بتن رویه، ورقهای موجدار فولادی بدون بتن آرمه رویه، و تاق ضربی مهار شده بدون بتن آرمه رویه می‌باشد[1].

[1] در مورد انعطاف‌پذیری تاق ضربی، باید با احتیاط برخورد کرد و به نظر نمی‌رسد که این سیستم چندان هم انعطاف پذیر باشد. در واقع، تاق ضربی و کف‌سازی روی آن در مجموع حکم یک میانقاب را دارند که در داخل قاب فلزی (تیرچه‌ها) قرار گرفته است و سختی آن در صفحه خود طبعاً از روابط بخش ۶. ۱. ۵. ۳ قابل محاسبه خواهد بود.



شکل ۵. ۲-۱ مدل دیافراگم انعطاف‌پذیر

۵. ۲. ۱۴. ۳. ضوابط طراحی دیافراگم

با توجه به آنچه در بخشهای قبلی بیان شد و در راستای نکات توصیه شده در پیوست ۶ آیین‌نامه ۲۸۰۰، طراحی دیافراگم در برابر نیروهای زلزله باید با توجه به نکات و ضوابط زیر صورت گیرد:

- کنترل کفایت ضخامت دیافراگم بتنی باید با توجه به نیروهای داخلی دیافراگم و ضوابط آیین‌نامه بتن ایران انجام گردد. این کنترل بویژه باید در کنار بازشوهای نسبتاً بزرگ با دقت انجام پذیرد. در صورت عدم کفایت بتن دیافراگم، می‌توان آن را با سیستم مهار بندی فولادی مناسب نیز تقویت نمود. به‌طور کلی توصیه می‌گردد که میزان و تعداد بازشوها در دیافراگم به حداقل ممکن محدود گردد. در صورت استفاده از مصالح دیگر باید طراحی با استفاده از آیین‌نامه‌های معتبر صورت گیرد.
- حداقل ضخامت دیافراگم بتنی و یا بتن رویه دیافراگم‌های ساخته شده از ورق و یا قطعات پیش ساخته ۵ سانتیمتر است.
- اتصالات دیافراگم با دیوار برشی و یا قاب خمشی باید به نحوی طراحی شود که کل نیروهای وارده را تحمل نماید.
- کلیه نیروهایی‌که برای طراحی دیافراگم بکار می‌روند باید بر اساس بارگذاری پشنهادی در رابطه ۵. ۱۰ با توجه به توضیحات ذیل آن محاسبه شوند. توزیع نیرو در دیافراگم و عناصر لرزه‌بر با توجه به صلب بودن یا انعطاف‌پذیری دیافراگم صورت می‌گیرد. شرط صلب بودن دیافراگم آن است که حداکثر تغییرشکل دیافراگم از نصف میانگین جابجایی عناصر لرزه‌بر در تراز دیافراگم بیشتر نباشد. نحوه تحلیل و تعیین نیروهای داخلی دیافراگم‌های صلب و انعطاف‌پذیر فوقاً تشریح گردید.

در تحلیل دیافراگم چنددهانه، برای تعیین صلبیت، می‌توان به‌طور محافظه کارانه دیافراگم را به صورت چند دهانه ساده درنظر گرفت و بررسی را برای دهانه‌های بحرانی انجام داد.

درصورت صلب بودن دیافراگم در چند دهانه و انعطاف‌پذیربودن در یک دهانه، ممکن است نیاز به تحلیل کل دیافراگم و سازه وجود داشته باشد. صلبیت دیافراگم باید در هر دو جهت اصلی بررسی شود.

۵. ۳. کنترل سازه تحت زلزله متوسط *(زلزله سطح بهره‌برداری)*

در ساختمانهای با اهمیت زیاد و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیش از ۱۵ طبقه، سازه باید در برابر زلزله خفیف یا متوسطی که در طول ۵۰ سال عمر مفید سازه احتمال وقوع آن بیشتر از ۹۹/۵٪ است قابلیت استفاده خود را حفظ کند. این زلزله را *زلزله سطح بهره‌برداری* می‌خوانند. برش پایه در زلزله سطح بهره‌برداری برای کلیه سیستمهای سازه‌ای برابراست با:

$$V_{ser} = (ABI/6)W \qquad (۵. ۱۲)$$

اگر چه این رابطه ظاهراً مشابه رابطه ۴. ۵ است که در آن به جای ضریب رفتارR عدد ۶ جایگزین شده است، اما باید دانست که از نظر تدوین‌کنندگان آیین‌نامه، نیروی زلزله سطح بهره‌برداری V_{ser} بر خلاف آنچه در رابطه ۴. ۵ آمده است، ناشی از واکنش ارتجاعی (و نه غیرارتجاعی) سازه به زلزله است. پیش‌فرض اصلی در تهیه این ضابطه این است که سازه طوری طرح شود که در برابر یک زلزله متوسط با احتمال وقوع بالا بتواند در حیطه ارتجاعی باقی بماند. نیروی ارتجاعی چنین زلزله‌ای برابر ۰/۱۶۷AIW برآورد شده است. از این رو می‌توان نتیجه گرفت که شتاب مؤثر زمین برای زلزله‌های متوسط از AI به ۰/۱۶۷AI کاهش یافته است. آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای کنترل طراحی سازه تحت زلزله سطح بهره‌برداری، حد تنشها و جابجاییهای سازه را چنین تعیین می‌کند:

الف. در سازه‌های فولادی تنش ایجاد شده در اعضا زیر اثر بارهای سطح بهره‌برداری، بدون ضریب بار، از حد تسلیم تجاوز نکند. همچنین در کنترل اتصالات اجزای فولادی نیازی به منظور کردن ضریب ۱/۲۵ برابر مقاومت اجزای فولادی مذکور در بند ۷-۱-پ پیوست ۲ آیین‌نامه نیست (برای آشنایی با این ضریب به بخش ۷. ۲. ۱. ۲. ۲ مراجعه شود).

ب. در سازه‌های بتن آرمه اثرهای ناشی از ترکیب بارهای مختلف در شرایط بهره‌برداری بدون ضریب بار، از مقاومت نهایی عضو تجاوز نکند.

پ. در هر طبقه، تنش در ۱۰٪ ستونها و ۱۵٪ تیرهای قابهای خمشی می‌تواند تا ۲۵٪ بیش از تنش تسلیم باشد.

ت. گریز (جابجایی جانبی) نسبی طبقات از ۰/۰۰۵ ارتفاع طبقه تجاوز نکند.

ج. چنانچه نوع و نحوه بکارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیرسازه‌ای به گونه‌ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر جابجاییهای بیشتر و بدون خسارت عمده پابرجا بمانند حد گریز نسبی مجاز تا ۰/۰۰۸ افزایش می‌یابد.

برای ارزیابی وضعیت سازه تحت زلزله بهره‌برداری، با توجه با افزایش تنش مصالح تا حد تنش تسلیم، چنانچه بخواهیم هم ارز نیروهای زلزله سطح بهره‌برداری را در حالت طراحی با تنشهای مجاز محاسبه نماییم، لازم است این نیرو را به نسبت Fy/(0.6x1.33Fy) تقسیم کنیم، پس:

$$Fy/(0.6x1.33Fy) = 1.25$$
$$Vser = [(0.167ABI)W]/1.25 = 0.133ABIW$$

بنابراین مانند این است که برای طراحی سازه تحت زلزله‌های قوی از ضریب رفتار ۷/۵ استفاده کرده باشیم (۷/۵ = ۱÷۰/۱۳۳). می‌بینیم که در مورد سیستمهایی مانند قاب فولادی ویژه که مشروط به انجام تمهیداتی خاص، آیین‌نامه ضریب رفتار ۱۰ را توصیه نموده، بدلیل محدودیت ارائه شده در این بخش، عملاً نمی‌توان مقدار این ضریب را بیش از ۷/۵ اختیار نمود. به نظر می‌رسد این از جمله تناقضاتی باشد که لازم است در ویرایشهای آتی مد نظر کمیته بازنگری آیین‌نامه قرار گیرد.

۵. ۴. افزایش بار طراحی اجزای سازه‌ای غیر لرزه‌بر

طبق توصیه آیین‌نامه، برای ساختمانهای بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه‌ای که در سیستم لرزه‌بر (سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله) شرکت ندارند اما از طریق دیافراگم کف با سیستم لرزه‌بر مرتبطند، باید برای اثر همزمان بار قائم وقتی که عضو دارای گریز مساوی با گریز نسبی طبقه ضربدر ۰/۴Rمی‌باشد کنترل شوند. در این محاسبه لازم نیست که حداقل B/R (=۰/۰۹) در هنگام برآورد نیروی برش پایه رعایت گردد. اثر وزن (P-Δ) نیز در این محاسبات باید منظور گردد. درصورتی‌که در طراحی این اجزا از روش تنشهای مجاز استفاده شده باشد، ظرفیت باربری نهایی آنها را می‌توان ۱/۷ برابر ظرفیت باربری مجاز آنها گرفت.

۵. ۵. سازه‌های غیر ساختمانی

۵. ۵. ۱. مخزن هوایی، سیلو، دودکش و سایر ساختمانهای مشابه

در این مورد ضوابط ویرایش ۲ عیناً مانند ویرایش پیشین است که در بخش ۴. ۵ تشریح شد. تنها تغییری که در آن به چشم میخورد این است که رعایت محدودیت جابجایی جانبی موضوع بخش ۵. ۲. ۱۱ علاوه بر مواردی‌که خرابی سازه و یا عوامل غیر سازه‌ای تلفات جانی بهمراه داشته باشد، در مواردی‌که محدودیتهای خاصی از نظر بهره‌برداری مد نظر باشد نیز ضروری است.

۵. ۵. ۲. مخازن زمینی و زیرزمینی

در ویرایش جدید آیین‌نامه، روشهای پیشنهادی قبلی که در بخش ۴. ۶ آمد کلاً حذف و بجای آن توصیه شده است که برای تعیین نیروی جانبی زلزله مؤثر بر مخازن زمینی و زیرزمینی از ضوابط و معیارهای نشریه شماره ۱۲۳ سازمان برنامه و بودجه استفاده شود.

۵. ۶. تحلیل دینامیکی

در ویرایش پیشین آیین‌نامه ۲۸۰۰، در کنار روش استاتیکی دو روش دیگر با نامهای شبه دینامیکی و دینامیکی ارائه و توصیه شده بود که در بخشهای ۴. ۳ و ۴. ۴ کتاب مورد بررسی و نقد قرار گرفته اند. به‌علت ابهاماتی که در چگونگی کاربرد روشهای پیشنهادی آیین‌نامه در تحلیل دینامیکی وجود داشت، عملاً این روشها بکار گرفته نشدند و از این رو، در ویرایش جدید آیین‌نامه، تلاش شده است تا با انجام اصلاحات اساسی در این بخش، تناقضات و ابهامات مرتفع شده و امکان عملی استفاده از روش تحلیل دینامیکی فراهم آید. در ویرایش جدید، عنوان شبه دینامیکی به دینامیکی طیفی تغییر یافته و این روش جزو روشهای دینامیکی محسوب شده است. به این ترتیب دو روش دینامیکی مورد توصیه و پذیرش آیین‌نامه قرار گرفته است: دینامیکی طیفی و دینامیکی تاریخچه زمانی.

روشهای تحلیل دینامیکی

در آیین‌نامه ۲۸۰۰ تحلیل دینامیکی به دو روش تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی صورت می‌گیرد. تحلیل دینامیکی باید با توجه به حرکت زمین که در زیر مشخص شده است، انجام شود. آیین‌نامه روش تحلیل دینامیکی طیفی را برای طراحی ساختمانهایی که مشمول این آیین‌نامه هستند کافی دانسته است و در مورد سازه‌های نامنظم در پلان که مشمول تحلیل دینامیکی می‌باشند الزام نموده است که از تحلیل سه بعدی دینامیکی استفاده شود.

۵. ۶. ۱. حرکت زمین

اثرات حرکت زمین می‌تواند به یکی از صور *طیف بازتاب طرح* و یا *تاریخچه زمانی تغییرات شتاب* مشخص شود. در آیین‌نامه ۲۸۰۰ حرکت زمین به حرکت زلزله‌ای اطلاق شده که احتمال وقوع آن در مدت ۵۰ سال طول عمر مفید ساختمان کمتر از ۱۰٪ باشد. این زلزله *زلزله طرح* و طیف بازتاب شتاب آن *طیف طرح* نامیده شده است. مشخصات زلزله به یکی از سه روش زیر تعریف می‌شود:

الف. طیف طرح استاندارد

این طیف از حاصلضرب بازتاب ساختمان B، در پارامترهای شتاب مبنا A، ضریب اهمیت ساختمان I، و عکس ضریب رفتار، 1/R بدست می‌آید و در واقع همان ضریب زلزله C در بخش ۵. ۲. ۶ است. طیف طرح استاندارد با فرض میرایی ۵٪ تعیین شده است.

ب. طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با توجه به ویژگیهای زمین شناسی، زمین‌ساختی، لرزه شناسی، میزان ریسک و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف در ساختگاه و با درنظر گرفتن نسبت میرایی ۵٪ تعیین می‌شود. درصورتی‌که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر، منظور نمودن نسبت میرایی متفاوتی را ایجاب نماید، می‌توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده طیفی باید در ضریب اهمیت ساختمان، I، و عکس ضریب رفتار ساختمان، R، ضرب گردد. مقادیر طیف حاصل قبل از اعمال ضرایب I و 1/R نباید از دوسوم مقادیر نظیر طیف طرح استاندارد کمتر باشد.

پ. تاریخچه زمانی تغییرات شتاب (شتابنگاشت)

شتابنگاشت باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در اثر زلزله باشد. بدین منظور باید در تحلیل حداقل از سه شتابنگاشت با ویژگیهای زیر استفاده شود.

درصورتی‌که شتابنگاشتها مربوط به زلزله‌های واقعی در مناطق دیگر باشند باید سعی شود ویژگیهای زمین شناسی، زمین‌ساختی، لرزه شناسی و بخصوص مشخصات لایه‌های خاک در محل شتابنگار با محل ساختمان مورد نظر مشابه باشند. حداقل مدت حرکت شدید در شتابنگاشت باید برابر ۱۰ ثانیه و یا ۳ برابر زمان تناوب اصلی سازه مورد نظر، هرکدام که بیشتر است، باشد.

شتابنگاشتهای انتخاب شده باید همپایه شوند (به مقیاس در آیند). همپایگی باید به گونه ای باشد که طیف بدست آمده از هر یک از شتابنگاشتها با نسبت میرایی ۵٪ در محدوده زمان

تناوبی T_m-۰/۵ تا T_m+۰/۵ ثانیه با طیف طرح استاندارد بند الف یا طیف طرح ویژه ساختگاه بند ب تقریباً مطابقت نماید. m شامل شماره کلیه مدهایی است که به میزان حداقل ۱۰٪ در جرم مؤثر سازه مشارکت دارند. در همپایه کردن شتابنگاشتها در تحلیل دینامیکی خطی باید اثر شتاب مبنا A، ضریب اهمیت ساختمان I، و عکس ضریب رفتار 1/R، منظور شود. همپایه کردن شتابنگاشتها در صورت غیرخطی بودن روش تحلیل باید با استفاده از روشهای تحقیقاتی قابل قبول انجام گیرد.

۵. ۶. ۲. روش تحلیل دینامیکی طیفی

در این روش، تحلیل دینامیکی با فرض رفتار خطی سازه و با استفاده از حداکثر پاسخ کلیه مدهای نوسانی سازه که در بازتاب کل سازه اثر قابل توجهی دارند، انجام می‌گیرد. حداکثر پاسخ در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح استاندارد یا طیف طرح ویژه ساختگاه بدست می‌آید. سپس پاسخ کلی سازه از ترکیب آماری پاسخهای حداکثر هر مد تخمین زده می‌شود. روش تحلیل دینامیکی طیفی با عنوان روش مدی در بخش ۳. ۴. ۲. ۱ تشریح شده است و در پیوست شماره ۳ آیین‌نامه ۲۸۰۰ نیز آمده است. در تحلیل دینامیکی طیفی باید نکات زیر مورد توجه قرار گیرد:

۱. تعداد مدهای نوسان

در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید حداقل سه مد اول نوسان، یا تمام مدهای نوسان با زمان تناوب بیشتر از ۰/۴ ثانیه و یا تمام مدهای نوسان که مجموع جرمهای موثر ساختمان در آنها (برای جرم مؤثر رابطه ۳. ۱۱۶ را ببینید) حداقل برابر ۹۰٪ جرم کل سازه باشد، هرکدام که تعدادشان بیشتر است، درنظر گرفته شود.

۲. ترکیب اثر مدها

حداکثر پاسخ دینامیکی سازه از قبیل نیروهای داخلی اعضا، جابجاییها، نیروی طبقات، برش طبقات و برش پایه در هر مد را باید با روشهای آماری شناخته شده، مانند روش جذر مجموع مربعات[۱] و یا روش ترکیب مربعی کامل[۲] تعیین کرد. ترکیب اثر مدها در ساختمانهای نامنظم در پلان و یا در مواردی‌که زمان تناوب دو یا چند مد سازه با یکدیگر نزدیک باشند باید صرفاً با

---

[۱] SRSS یا Square Root of Sum of Squares

[۲] CQC یا Complete Quadratic Combination

روشهایی که اندرکنش مدهای ارتعاشی را درنظر می‌گیرند، مانند روش ترکیب مربعی کامل انجام شود (رابطه ۳. ۹۷-۱).

۳. اصلاح مقادیر پاسخ

در مواردی‌که برش پایه بدست آمده برای کل سازه از روش تحلیل دینامیکی طیفی با برش پایه استاتیکی معادل بدست آمده در بخش ۵. ۲. ۶ متفاوت باشد، باید مقادیر پاسخ مطابق زیر اصلاح شوند:

اگر برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی کمتر از برش پایه استاتیکی معادل باشد:

الف. در سازه‌های نامنظم، مقادیر پاسخ باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی ضرب شوند.

ب. در سازه‌های منظم، مقادیر پاسخ باید در ۸۰٪ نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه دینامیکی ضرب شوند، به شرطی که نتیجه از برش دینامیکی کمتر نشود.

درصورتی‌که برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی بیشتر از برش پایه استاتیکی معادل باشد، باید مقدار برش پایه دینامیکی و کلیه پاسخهای سازه و اعضای آن به نسبت برش پایه استاتیکی به دینامیکی کاهش یابند.

۴. اثر پیچش

در تحلیل دینامیکی طیفی باید اثر پیچش، شامل پیچش اتفاقی، را نیز مشابه ضوابط مذکور در بخش ۴. ۲. ۹ منظور نمود. درصورتی‌که از مدل سه بعدی برای تحلیل سازه استفاده شود، اثر پیچش اتفاقی را می‌توان با جابجا کردن مرکز جرم طبقه به اندازه برون مرکزی اتفاقی منظور کرد.

۵. ۶. ۳. روش تحلیل دینامیکی زمانی (تاریخچه زمانی)

تحلیل دینامیکی زمانی (یا تاریخچه زمانی) برای تعیین پاسخ لحظه‌ای سازه تحت شتاب پی (شتابنگاشت) بکار می‌رود و شامل دو روش کاملاً متفاوت ارتجاعی- خطی و غیرارتجاعی (غیرخطی) است. این روشها در بخشهای ۳. ۴. ۳. ۱ و ۳. ۴. ۳. ۲ به تفصیل تشریح شده‌اند. آیین‌نامه ضمن به رسمیت شناختن روش تحلیل دینامیکی زمانی، رعایت موارد زیر را توصیه می‌کند:

- مقایسه بین نتایج تحلیل ارتجاعی با استفاده از طیف طرح استاندارد و یا طیف طرح ویژه ساختگاه با آنچه از تحلیل دینامیکی زمانی ارتجاعی بدست می‌آید الزامی بوده و دلایل اختلاف

احتمالی بین آنها باید طی یک گزارش فنی جامع توجیه گردد. در هر حال مقادیر پاسخ باید مطابق بند ۳ بخش ۵. ۶. ۲ اصلاح گردد.

- نسبت میرایی (استهلاک) در محاسبات ارتجاعی-خطی برابر ۵٪ و در محاسبات غیرخطی با توجه به توصیه‌های تخصصی و میزان غیرخطی بودن رفتار اجزای سازه منظور شود.

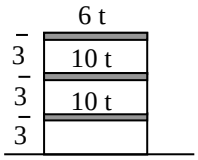
۵. ۶. ۴. تشریح و نقد روش تحلیل دینامیکی آیین‌نامه ۲۸۰۰

در ویرایش جدید آیین‌نامه ۲۸۰۰، بسیاری از ابهامات پیشین در باره تحلیل دینامیکی بر طرف شده است. روش پیشنهادی برای انجام تحلیل دینامیکی همانطور که در بخش ۳. ۴. ۳ گفته شد، در واقع عمدتاً برای بررسی نحوه توزیع نیروها کارایی دارد و نتایج آن بهیچوجه بیانگر پاسخ واقعی سازه در زلزله نیست زیرا طبق مثالهای بخش ۳. ۴. ۳. ۳، تفاوت زیادی بین نیروهای ایجاد شده در سازه در تحلیلهای استاتیکی، دینامیکی خطی و دینامیکی غیرخطی وجود دارد. در ضوابط فعلی آیین‌نامه، روش تحلیل دینامیکی به صورت ارتجاعی- خطی درنظر گرفته شده است، و با همپایه کردن برش پایه، عملاً نیروها و جابجاییهای سازه به میزان بسیار زیادی نسبت به حالت ارتجاعی واقعی کاهش یافته و با پاسخ سازه در حوزه غیرارتجاعی نیز تفاوت زیادی خواهد داشت و از این رو، چنین پاسخی بیانگر هیچ حالتی از رفتار واقعی سازه نیست[1]. روشهای تحلیل دینامیکی آیین‌نامه در مثال زیر تشریح و نقد گردیده‌اند.

مثال ۵. ۳ برش طبقات سازه سه طبقه زیر را به روشهای استاتیکی و دینامیکی آیین‌نامه ۲۸۰۰- ویرایش ۲ محاسبه و مقایسه کنید. زمین نوع ۲، ساختمان مسکونی و منطقه شدیداً لرزه‌خیز و سیستم لرزه‌بر از نوع قاب خمشی معمولی است. سختی کلیه طبقات یکسان و برابر ۵ تن بر سانتیمتر است. در روش دینامیکی از طیف ساختگاه مثال ۳ بخش ۳. ۳. ۴. ۵ (شکل ۳. ۵۳) و شتابنگاشت زلزله طبس استفاده شود. پاسخها نیز به دو روش جذر مجموع مربعات و ترکیب مربعی کامل ترکیب و مقایسه شوند. در تحلیل دینامیکی با زلزله طبس، یکبار از روش مدی تقریبی (مذکور در ۳. ۴. ۲. ۱) و یکبار هم از روش مدی دقیق (مذکور در ۳. ۴. ۳. ۱) استفاده و جوابها با هم مقایسه گردند.

---

[1] در واقع، برای انجام یک تحلیل دینامیکی واقعی، لازم است که ترازهای مقاومت نهایی سازه مشخص شده و در مدل تحلیلی وارد شود، آنگاه سازه در معرض زلزله‌های قوی و مخرب مورد نظر قرار گرفته و جابجاییها و ضرایب نرمی (شکل پذیری) محاسبه شوند. ارزیابی عملکرد سازه در این حالت، نه بر پایه تنشهای ایجاد شده، بلکه بر اساس جابجاییها و تغییرشکلها می‌باشد و همانطور که در بخش ۳. ۴. ۳. ۴ آمد، جابجاییها و ضرایب نرمی از نباید از میزان تعیین شده فراتر روند.



حل. با توجه به داده‌های مسأله:

$T_0 = 0.5$ $R = 6$ $I = 1$ $A = 0.35$

زمان تناوب قاب خمشی بدون مانع جانبی طبق آیین‌نامه برابر است با

$T=0.08H^{3/4}= 0.416$ s

زمان تناوب به روش تحلیلی برابر ۰/۵۷ ثانیه بدست می‌آید که طبق آیین‌نامه نباید از ۱/۲۵ برابر مقدار فوق (۰/۵۲ = ۰/۴۱۶*۱/۲۵) بیشتر باشد، پس زمان تناوب محاسباتی برابر ۰/۵۲ ثانیه است. ضریب بازتاب برابر است با

$$B = 2.5\left(\frac{T_0}{T}\right)^{2/3} = 2.435 < 2.5 \quad \text{ok}$$

محاسبه برش پایه به روش استاتیکی

$$V = \frac{ABI}{R}W = \frac{0.35x2.435x1}{6}x26 = 3.69\,\text{t}$$

و توزیع نیرو در طبقات از

$$F_j = (V - F_t)\frac{w_j h_j}{\sum w_j h_j}$$

چون زمان تناوب سازه از ۰/۷ ثانیه کمتر است، نیروی رأس F_t برابر صفر است و نیروی طبقات

$F_1 = 0.77$ t $F_2 = 1.54$ t $F_3 = 1.38$ t

محاسبه مشخصات مدی سازه

از رابطه ۲. ۹۳، برای محاسبه زمانهای تناوب باید $\left|\mathbf{k} - \omega^2\mathbf{M}\right| = 0$ پس

$T = 0.57 , 0.21 , 0.15$ s

برای محاسبه شکلهای مدی از رابطه ۲. ۹۲ باید $\left|\mathbf{k} - \omega^2\mathbf{M}\right|\boldsymbol{\varphi} = 0$، پس بردارهای شکل مدی

$$\boldsymbol{\varphi}_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1.75 \\ 2.06 \end{Bmatrix} \qquad \boldsymbol{\varphi}_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0.13 \\ -1 \end{Bmatrix} \qquad \boldsymbol{\varphi}_3 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -1.54 \\ 1.37 \end{Bmatrix}$$

با داشتن تناوب هر مد می‌توان ضریب بازتاب مد را حساب کرد (طیف استاندارد طرح آیین‌نامه).

$$B_1 = 2.5\left(\frac{0.5}{0.57}\right)^{2/3} = 2.29 < 2.5; \qquad B_2 = 2.5\left(\frac{0.5}{0.21}\right)^{2/3} = 4.45 > 2.5;$$

$$B_3 = 2.5\left(\frac{0.5}{0.15}\right)^{2/3} = 5.57 > 2.5$$

پس مؤلفه شتاب پاسخ سه مد سازه عبارتند از

$$S_{a_1} = \frac{AB_1 I}{R} = 0.133 \qquad S_{a_2} = S_{a_3} = 0.146$$

وزن مدی از رابطه ۴. ۳۷ برابر است با

$$W_i = \frac{\left(\sum w_j \phi_{ji}\right)^2}{\sum w_j \phi_{ji}^2} \qquad \therefore \ W_1 = 24.04 \text{ t}; \ W_2 = 1.74 \text{ t}; \ W_3 = 0.177 \text{ t}$$

بدین ترتیب درصد وزن مدهای مزبور برابر ۹۲/۴٪، ۶/۷٪ و ۰/۷٪ می‌باشد. برش پایه در هر مد از رابطه ۴. ۳۸ بدست می‌آید، که در واقع همان رابطه ۳. ۹۰ است، یعنی $Q_i = S_{a_i} W_i$، پس نیروی برش پایه مدها برابر است با ۳/۱۹۷، ۰/۲۵۴ و ۰/۰۲۶ تن. برش پایه کل از ترکیب برش پایه سه مد به روش SRSS[1] از رابطه ۳. ۹۵ برابر خواهد بود با

$$Q = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2 + Q_3^2} = 3.027 \ \text{t}$$

یا به روش CQC[2] از رابطه ۳. ۹۷-۱ برابر است با

$$r = \sqrt{\sum_{n=1}^{N} r_n^2 + 2\sum_{n=1}^{N-1}\sum_{m=n+1}^{N} \rho_{mn} r_n r_m}$$

$$\rho_{mn} = \frac{8\xi^2(1+\alpha_{mn})\alpha_{mn}^{2/3}}{(1-\alpha_{mn}^2)^2 + 4\xi^2\alpha_{mn}(1+\alpha_{mn})^2} \ ; \ \alpha_{mn} = \frac{T_m}{T_n} \quad ; \quad T_m \le T \ ; \ \xi = 0.05$$

---

[1] جذر مجموع مربعات

[2] ترکیب مربعی کامل یا complete quadratic combination

با توجه به زمانهای تناوب سازه که برابر ۰/۵۷، ۰/۲۱ و ۰/۱۵ ثانیه است، داریم:

ρ_{12}=۰/۰۰۸۱، ρ_{13} =۰/۰۰۳۹ و ρ_{23} =۰/۰۷۹۳. تعداد مدها برابر است با N = ۳، پس

$$r = \sqrt{\sum_{n=1}^{N} r_n^2 + 2\sum_{n=1}^{N-1}\sum_{m=n+1}^{N} \rho_{mn} r_n r_m} = \sqrt{r_1^2 + r_2^2 + r_3^2 + 2(\rho_{12} r_1 r_2 + \rho_{13} r_1 r_3 + \rho_{23} r_2 r_3)}$$

$$Q = \sqrt{3.197^2 + 0.254^2 + 0.026^2 + 2(.0081x3.197x.254 + .0039x3.197x.026 + .0793x.254x0.026)}$$

$$= 3.209\ t$$

می بینیم که تفاوت نتایج دو روش جمع مربعات (SRSS) و (CQC) بسیار ناچیز است.

چون برش پایه بدست آمده از برش پایه استاتیکی کمتر است (۳/۶۹ تن)، طبق بند۲-۵-۲-۳ آیین‌نامه ۲۸۰۰، در سازه‌های منظم[۱]، کلیه مقادیر بازتاب باید در یک ضریب افزایش برابر ۰/۸ * نسبت برش پایه استاتیکی به دینامیکی[۲] ضرب شوند. چون این ضریب برابر ۰/۹۲ (=۰/۸*۳/۶۹÷۳/۲۰۷) است، طبق توضیح پانوشت، نیازی به اصلاح نیروهای و جابجاییهای حاصل از تحلیل دینامیکی نیست. نیرو و جابجایی طبقات در هر مد از روابط ۳. ۹۲ و ۳. ۹۴ محاسبه و طبق روش فوق ترکیب می‌گردند. نتایج محاسبات در مورد نیرو و برش طبقات در جدول ۵. ۳ و در مورد جابجایی در جدول ۵. ۴ درج شده است.

---

[۱] سازه مزبور طبق ضوابط ویرایش ۲ منظم شناخته می‌شود (درحالی‌که طبق ضوابط قبلی نامنظم محسوب می‌شد)

[۲] مشروط به آنکه مقدار حاصل از برش پایه دینامیکی کمتر نشود. به نظر می‌رسد که منظور آیین‌نامه این است که ضریب مزبور از یک کوچکتر نشود (واضح است زیرا غرض افزایش نیروها می‌باشد) و چنانچه این ضریب از یک کوچکتر شد، باید آن را برابر یک فرض کرد و به عبارت بهتر، در این صورت نیازی به تغییر و اصلاح نتایج تحلیل دینامیکی نیست.

جدول ۵. ۳ نیرو و برش طبقات حاصل از تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی طیفی

طبقه	نیروی طبقات از روش دینامیکی طیفی (تن)			برش طبقات از روش دینامیکی طیفی (تن)			نیروی طبقات (تن)			برش طبقات (تن)		
							استاتیکی	دینامیکی		استاتیکی	دینامیکی	
	مد۱	مد۲	مد۳	مد۱	مد۲	مد۳	I	II	III	I	II	III
۳	۰/۹۹	-۰/۲۹	۰/۰۸	۰/۹۹۱	-۰/۲۸۷	۰/۰۷۶	۱/۳۸	۱/۰۳۴	۱/۰۳۵	۱/۳۸	۱/۰۳۴	۱/۰۳۵
۲	۱/۴۰	۰/۰۶	-۰/۱۴	۰۱/۳۳۵	-۰/۲۲۵	-۰/۰۶۶	۱/۵۴	۱/۴۱۷	۱/۴۰۸	۲/۹۲	۲/۳۴۶	۲/۳۴۸
۱	۰/۸۰	۰/۴۸	۰/۰۹	۳/۱۹۷	۰/۲۵۴	۰/۰۲۶	۰/۷۷	۰/۹۳۹	۰/۹۷۴	۳/۶۹	۳/۲۰۷	۳/۲۰۹

I- استاتیکی II- دینامیکی طیفی جمع شده به روش SRSS III- دینامیکی طیفی جمع شده به روش CQC

جدول ۵. ۴ جابجایی طبقات حاصل از تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی طیفی

طبقه	دینامیکی (جابجایی مدی) سانتیمتر			استاتیکی سانتیمتر	دینامیکی (برآیند)[1]
	مد ۱	مد ۲	مد ۳		
۱	۰/۷۴۵	۰/۰۶۰	۰/۰۰۶	۰/۷۳۸	۰/۷۴۷
۲	۱/۳۰۵	۰/۰۰۸	-۰/۰۰۹	۱/۳۲۲	۱/۳۰۵
۳	۱/۵۳۵	-۰/۰۶۰	۰/۰۰۸	۱/۵۹۸	۱/۵۳۶

تحلیل دینامیکی با استفاده از طیف ساختگاه

زمان تناوب مدهای سازه برابر ۰/۵۷، ۰/۲۱ و ۰/۱۵ ثانیه محاسبه شد. فرکانس مد اول برابر ۱/۷۵ هرتز است. از شکل ۳. ۵۳، ملاحظه می‌شود که این فرکانس در ناحیه سرعت ثابت قرار دارد. پس

$S_v = 32.3\ cm/sec \quad S_a = \omega S_v = 11.02 \text{x} 32.3 = 356\ cm/s^2 = 0.363g$

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، شتاب محاسبه شده از طیف ساختگاه قبل از اعمال ضرایب I و R نباید از دو سوم شتاب حاصل از طیف استاندارد طرح کمتر باشد، یعنی از ۰/۵۳g (= ۲/۲۹g*۰/۳۵*۰/۶۷) کمتر نباشد. از این رو

$S_a = 0.53g \quad S_{a1} = S_a I/R = 0.089g$

[1] نتیجه دو روش SRSS و CQC تا سه رقم اعشار کاملاً یکسان بوده است.

فرکانس مد دوم برابر ۴/۷۶ هرتز است که با توجه به شکل ۳. ۵۳، در منطقه شتاب ثابت قرار دارد و شتاب پاسخ با توجه به شکل مزبور برابر ۰/۵۶g است که کمتر از دو سوم شتاب حاصل از طیف طرح است (۰/۵۸g = ۰/۶۷*۰/۳۵*۲/۵g)، پس

$S_a = 0.58g$; $S_{a2}=S_aI/R = 0.097g$

فرکانس مد سوم برابر ۶/۶۶ هرتز است و مثل مد دوم در منطقه شتاب ثابت قرار دارد بنابراین به‌طور مشابه S_{a3} برابر ۰/۰۹۷g است. وزن مدها قبلاً با استفاده از رابطه ۴. ۳۷ محاسبه شد.

$W_1 = 24.04$ t ; $W_2 = 1.74$ t ; $W_3 = 0.177$ t

پس برش پایه از رابطه ۳. ۹۰ برابر ۲/۱۳۲، ۰/۱۶۹ و ۰/۰۱۷۲ تن بدست می‌آید. برش کل از ترکیب برشهای مدی با استفاده از روشهای جذر مجموع مربعات و ترکیب مربعی کامل برابر ۲/۱۳۹ می‌باشد که کمتر از مقدار حاصل از تحلیل استاتیکی است (۳/۶۹ تن)، بنابراین طبق توصیه آیین‌نامه کلیه نیروها و جابجاییهای محاسبه شده در ضریب افزایش زیر ضرب می‌شوند.

ضریب افزایش = ۰/۸(۳/۶۹÷۲/۱۳۹) = ۱/۳۸ ›۱

نیرو و جابجایی طبقات در هر مد از روابط ۳. ۹۲ و ۳. ۹۴ محاسبه و طبق روش فوق ترکیب می‌گردند. برش طبقات در جدول ۵. ۵ درج شده است.

جدول ۵. ۵ برش طبقات حاصل از تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی طیف ساختگاه

طبقه	برش طبقات در هر مد (اصلاح نشده) به تن			برش طبقات (تن)		
	مد ۱	مد ۲	مد ۳	استاتیکی	دینامیکی طیف ساختگاه	
					اصلاح نشده	*اصلاح شده*
۳	۰/۶۶	-۰/۱۹	۰/۰۵۰	۱/۳۸	۰/۶۹	۰/۹۵
۲	۱/۶۰	-۰/۱۵	-۰/۰۴۴	۲/۹۲	۱/۶۱	۲/۲۱
۱	۲/۱۳	۰/۱۷	۰/۰۱۷	۳/۶۹	۲/۱۴	۲/۹۵

از مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی ملاحظه می‌شود که همچون حالت قبلی (جدول ۵. ۳)، نتایج دینامیکی از استاتیکی کوچکترند، حتی پس از اعمال ضریب افزایش و اصلاح نتایج تحلیل دینامیکی.

تحلیل دینامیکی با استفاده از شتابنگاشت زلزله طبس

گفتیم که طبق بند ۲-۵-۲-پ-۳ آیین‌نامه، شتابنگاشتهای انتخاب شده باید همپایه شوند. همانطور که دیدیم، درصد وزن مد اول سازه برابر ۹۲/۴٪ است. چون درصد مشارکت این مد بیش از ۹۰٪ است، طبق آیین‌نامه درنظر گرفتن مد اول برای تطابق و همپایه کردن[1] شتابنگاشت انتخاب شده کافی است و از این رو، طیف شتابنگاشت انتخاب شده باید در حوالی مد اول با طیف استاندارد طرح مطابقت داده شود. طیف زلزله طبس برای استهلاک ۵٪ در شکل ۳. ۷۴ و جدول ۳. ۲۴ در بخش ۳. ۴. ۱. ۴ ارائه شده است. با تقسیم آن به شتاب اوج زلزله طبس (۰/۹۳g) و اعمال ضرایب A، I و 1/R، این طیف را با طیف استاندارد طرح یعنی ABI/R، همپایه نموده و در شکل ۵. ۳ نشان داده‌ایم. محدوده انتخاب شده از ۰/۰۷ تا ۱ ثانیه است که تقریباً با محدوده توصیه شده آیین‌نامه برای مد ۱، یعنی (۰/۵-۰/۵۷) تا (۰/۵+۰/۵۷) برابر می‌باشد. با نگاهی به شکل ۵. ۳ می‌توان دریافت که علیرغم اعمال عوامل همپایگی، طیف مقیاس شده طبس بهیچوجه با طیف طرح استاندارد آیین‌نامه تطابق ندارد و در اکثر نقاط از این طیف بیشتر است. آیین‌نامه ۲۸۰۰ مشخص ننموده است که منظور از عبارت *تقریباً مطابقت نماید* چیست؟ اگر منظور این باشد که طیف زلزله انتخاب شده پس از همپایه نمودن، در هیچ نقطه از طیف طرح استاندارد کمتر نباشد، در این صورت باید با اعمال یک ضریب بزرگتر از یک به طیف طبس، نقاط سمت چپ نمودار این طیف را از زیر نمودار طیف استاندارد به بالای آن منتقل ساخت. به عکس ممکن است منظور آیین‌نامه تطابق میانگین این دو طیف باشد. در این صورت باید میانگین آنها را در محدوده مزبور محاسبه نمود. محاسبات نشان میدهد که میانگین‌های طیف مقیاس شده طبس و طیف استاندارد در محدوده فوق برابر ۰/۱۲۶ و ۰/۰۸۱ می‌باشد. در این صورت برای تطابق این دو، باید طیف طبس در ضریب کاهش ۰/۶۴ ضرب شود. ملاحظه می‌شود که نحوه تعبیر و تفسیر عبارت *تقریباً مطابقت نماید* به نتایج کاملاً متفاوتی منجر می‌شود.

اشکال دیگر این است که اگر فرضاً لازم بود طیف زلزله انتخاب شده در حوالی مدهای دیگر نیز مطابقت داده شود، در این صورت ضرایب مقیاس متفاوتی برای هر منطقه بدست می آمد که مشخص نیست سرانجام کدامیک باید اعمال شود، زیرا طیف انتخاب شده را فقط در یک

---

[1] شتابنگاشتهای انتخاب شده باید همپایه شوند (به مقیاس در آیند). همپایگی باید به گونه ای باشد که طیف بدست آمده از هر یک از شتابنگاشتها با نسبت میرایی ۵٪ در محدوده زمان تناوبی $T_{m-0/5}$ تا $T_{m+0/5}$ ثانیه با طیف طرح استاندارد بند الف یا طیف طرح ویژه ساختگاه بند ب تقریباً مطابقت نماید. m شامل شماره کلیه مدهایی است که به میزان حداقل ۱۰٪ در جرم مؤثر سازه مشارکت دارند. در همپایه کردن شتابنگاشتها در تحلیل دینامیکی خطی باید اثر شتاب مبنا، A، ضریب اهمیت ساختمان، I، و عکس ضریب رفتار، 1/R، منظور شود.

ضریب می‌توان ضرب کرد، مگر اینکه تصور شود منظور آیین‌نامه از تطابق، تغییر محتوای فرکانسی زلزله انتخاب شده بمنظور منطبق ساختن طیف آن با طیف طرح استاندارد بوده است. باید دانست که در این صورت، طیف حاصل دیگر بیانگر زلزله انتخاب شده نیست بلکه نوعی زلزله مصنوعی است که طیف آن مطابق طیف طرح استاندارد می‌باشد. در اینجا این سؤال پیش می‌آید که اصولاً چه نیازی به انتخاب زلزله مزبور وجود دارد زیرا آیین‌نامه از همان ابتدا بسادگی می‌توانست با استفاده از تبدیل فوریه، طیف طرح استاندارد را از قلمرو فرکانس به قلمرو زمان برده و شتابنگاشت زلزله‌ای را بدست آورد که طیفش منطبق با طیف استاندارد باشد، و از مهندسان طراح بخواهد که صرفاً از این شتابنگاشت برای مطالعات دینامیکی زمانی[۱] استفاده نمایند؟! و نیازی به این همه سردرگمی نبود.

یک اشکال دیگر این است که پس از مقیاس نمودن زلزله انتخاب شده و تطابق آن با زلزله طرح استاندارد، آیین‌نامه در بند ۲-۵-۲-۳ ملزم می‌سازد که کلیه مقادیر بازتاب (نیروها و جابجاییهای سازه) به گونه‌ای اصلاح شوند که شتاب پایه ناشی از تحلیل استاتیکی با دینامیکی یکسان شود[۲]. در این صورت این پرسش پیش می‌آید که آن مقیاس کردنهای اولیه برای چه بود زیرا بدین ترتیب مقیاس کردن زلزله انتخاب شده تأثیری بر نتیجه ندارد و حتی باید گفت، نوع زلزله انتخاب شده هم تأثیر چندانی بر نتیجه کار نخواهد داشت. این مطلب براحتی در نتایج جدول ۵. ۶ قابل مشاهده است زیرا نتایج اصلاح شده تحلیل دینامیکی تحت زلزله طبس با نتایج تحلیل دینامیکی تحت طیف استاندارد طرح اختلاف بسیار ناچیزی دارد و عملاً یکی است.

بدین ترتیب می‌بینیم که ضوابط آیین‌نامه در این بخش با ناهماهنگیها و ابهاماتی مواجه است که موجب سردرگمی و نامشخص ماندن هدف آیین‌نامه از ضوابط تحلیل دینامیکی گردیده است. به نظر می‌رسد، ضوابط بند ۲-۵-۲-۳ آیین‌نامه در باره اصلاح بازتاب سازه برای مقیاس کردن زلزله انتخاب شده کافی باشد، و ضوابط مربوط به اصلاح و مقیاس کردن حرکت زمین در بند ۲-۵-۱ اضافی است و بهتر است حذف شود. در این صورت، تأثیر و نقش تحلیل دینامیکی صرفاً تدقیق وضعیت توزیع نیروها در سازه است و تأثیری برنیروی زلزله کل ندارد.

---

[۱] تاریخچه زمانی

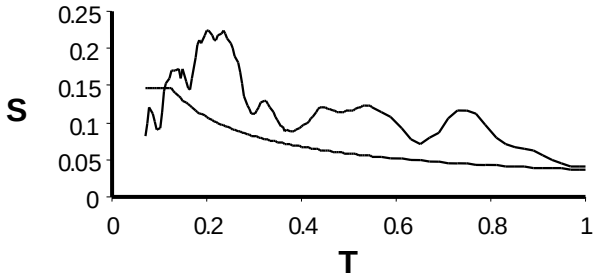
[۲] این برای سازه‌های نامنظم است، برای سازه‌های منظم شتاب پایه باید برابر ۸۰٪ مقدار حاصل از تحلیل استاتیکی شود (و بهر حال کمتر از برش پایه اولیه بدست آمده از تحلیل دینامیکی نباشد).

تحلیل طیفی تحت زلزله طبس

قبلاً زمان تناوب مدهای سازه برابر ۰/۵۷، ۰/۲۱ و ۰/۱۵ ثانیه محاسبه شد. از طیف مقیاس شده طبس در شکل ۵. ۳، شتاب پاسخ مدهای اول تا سوم سازه برابر خواهد بود با: ۰/۱۱۴، ۰/۲۱۸ و ۰/۱۷۲. پس از ضرب این مقادیر در وزنهای مدی ۲۴/۰۴، ۱/۷۴ و ۰/۱۷۷ تن، برش پایه مدی برابر است با: ۲/۷۴، ۰/۳۸ و ۰/۰۳ تن.

که کمتر از مقدار حاصل از تحلیل استاتیکی است (۳/۶۹ تن)، بنابراین طبق توصیه آیین‌نامه کلیه نیروها و جابجاییهای محاسبه شده در ضریب افزایش زیر ضرب می‌شوند.

ضریب افزایش = ۰/۸(۳/۶۹÷۲/۷۷) = ۱/۰۶۶ ‹۱



شکل ۵. ۳ طیف مقیاس شده زلزله طبس و طیف طرح استاندارد آیین‌نامه ۲۸۰۰

برش طبقات در هر مد از روابط ۳. ۹۲ و ۳. ۹۴ محاسبه و طبق روش فوق ترکیب، و با اعمال ضریب ۱/۰۶۶ اصلاح می‌گردند. برش طبقات در جدول ۵. ۶ با مقادیر نظیر حاصل از تحلیل دینامیکی تحت طیف استاندارد طرح و طیف ساختگاه مقایسه شده اند.

جدول ۵. ۶ برش طبقات حاصل از تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی با طیف استاندارد طرح، طیف ساختگاه و طیف زلزله طبس

طبقه	برش طبقات (تن)			
	استاتیکی	مقادیرحاصل از تحلیل دینامیکی طیفی پس از اصلاح		
		طیف آیین‌نامه	طیف ساختگاه	طیف طبس
۳	۱/۳۸	۱/۰۳۴	۰/۹۵	۱/۰۱
۲	۲/۹۲	۲/۳۴۶	۲/۲۱	۲/۲۲
۱	۳/۶۹	۳/۲۰۷	۲/۹۵	۲/۹۵

از مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی تحت سه طیف مختلف، می‌توان نتیجه گرفت که پاسخ اصلاح شده تحت طیفهای طبس و ساختگاه کاملاً یکی است و به یک نسبت با نتایج تحلیل دینامیکی تحت زلزله استاندارد طرح اختلاف دارد. این اختلاف در اثر اعمال ضریب مقیاس متفاوت برای اصلاح برش پایه بوجود آمده است و به عبارت دیگر، اگر برش پایه برای تحلیل دینامیکی کاملاً ثابت گردد، برش طبقات و سایر پاسخهای سازه تثبیت شده و تقریباً وابستگی خود را به نوع زلزله انتخاب شده از دست می‌دهند؛ و بنابراین اصولاً با ضوابط فعلی آیین‌نامه، انجام تحلیل دینامیکی طیفی تحت زلزله‌های مختلف کاری بیهوده می‌نماید.

تحلیل دینامیکی زمانی[۱] تحت زلزله طبس

طبق ضوابط ۲-۵-۳ آیین‌نامه، برای تحلیل دینامیکی باید از یک شتابنگاشت مقیاس شده[۲] استفاده کرد و پس از انجام تحلیل دینامیکی، کلیه بازتابها را طبق بند ۲-۵-۲-۳ اصلاح نمود[۳]. همانطور که گفتیم، دراین‌صورت عیناً همان نتایجی حاصل می‌شود که در روش تحلیل دینامیکی با طیف استاندارد طرح بدست آمد (مشروط به یکی بودن برشهای پایه) و در نتیجه نیازی به انجام چنین تحلیلی نیست.

۵. ۷. ساختمانهای آجری (مصالح بنایی)

فصل ۳ آیین‌نامه، با تغییرات اندکی، همچون قبل به ساختمانهای آجری غیر مسلح پرداخته است. تغییرات مهم فصل ۳ در ویرایش ۲ در زیر درج شده است.

- در بند ۳. ۲، حداکثر تعداد طبقات زیر زمین به یک طبقه محدود شده است.
- بند ۳. ۲. ۳ کلاً جدید است و بدین شرح می‌باشد: "برای دیوارهای با مصالح‌بنایی حداقل نسبت ضخامت به ارتفاع دیوار از دستورالعملهای مناسب تعیین می‌شود ولی نباید از ۱/۱۰ برای دیوارهای باربر و ۱/۱۲ برای دیوارهای غیر باربر مهار نشده کمتر باشد."

---

[۱] تاریخچه زمانی

[۲] روش مقیاس کردن یا همپایه کردن شتابنگاشت بر اساس بند ۲-۵-۱.پ است و عیناً مشابه همان است که برای تهیه طیف زلزله بکار بردیم.

[۳] به طوریکه در سازه‌های نامنظم، برش پایه برابر برش پایه استاتیکی شود، و در سازه‌های منظم شتاب پایه باید برابر ۸۰٪ مقدار حاصل از تحلیل استاتیکی شود (و درهرحال کمتر از برش پایه اولیه بدست آمده از تحلیل دینامیکی نباشد).

- در بند ۳. ۴. ۲ اصلاح مختصری صورت گرفته است: " ... در صورت وجود اختلاف سطح *بیش از ۶۰ سانتیمتر* باید دیوارهای ...".
- در بند ۳. ۴. ۳ اصلاح مختصری صورت گرفته است: " ...در هر حال باید از شیب *بیش از ۱۵٪* در پی خودداری گردد"
- در بند ۳. ۵. ۲. پ اصلاح مختصری صورت گرفته است: " ...کمتر از دوسوم ارتفاع بازشو *یا کمتر از ۷۵ سانتیمتر* نباشد مگر ..."
- جدول ۶ در بند ۳. ۶. ۱ تغییر یافته است.

حداقل دیوار نسبی در هر امتداد ساختمان (جدول ۶ آیین‌نامه)

نوع و تعداد طبقات ساختمان		زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم
ساختمانهای آجری	یک طبقه	٪۶	٪۴	–
	دو طبقه	٪۸	٪۶	٪۴
ساختمانهای با بلوک سیمانی	یک طبقه	٪۱۰	٪۶	–
	دو طبقه	٪۱۲	٪۱۰	٪۶
ساختمانهای سنگی	یک طبقه	٪۸	٪۵	–
	دو طبقه	٪۱۰	٪۸	٪۵

- در بند ۳. ۹. ۱. ۱ اجازه داده شده است که در سقف به جای کلاف بتنی، از نیمرخهای فولادی معادل تیر آهن نمره ۱۰ استفاده شود. در ویرایش قبلی تیر آهن نمره ۱۲ تعیین شده بود. همچنین این عبارت به انتهای بند اضافه شده است: " *همچنین این کلافها به نحوی مناسب با کلاف قائم یا دیوار مثلاً با لایه ضخیم ملات به دیوارها استوار گردد. چنانچه سقف از تاوه بتن درجا ریخته شده ساخته شود، نیازی به کلاف افقی اضافی در تراز زیر سقف وجود ندارد.*"
- در بند ۳. ۹. ۱. ۲ اصلاحاتی بدین شرح صورت گرفته است: اولاً حداقل قطر میلگردهای طولی کلاف افقی از ۱۲ و ۱۴ میلیمتر (برای میلگردهای آجدار و ساده) به ۱۰و ۱۲ میلیمتر کاهش یافته است. همچنین الزام شده است که در صورت استفاده از میلگرد ساده، انتهای آن در محل وصله و محل ختم میلگرد به قلاب ۱۸۰ درجه ختم گردد. علاوه بر این حداکثر فاصله تنگها در کلاف افقی از ۲۰ سانتیمتر به ۲۵ سانتیمتر افزایش داده شده است.
- در بند ۳. ۹. ۱. ۳ اصلاحی بدین شرح صورت گرفته است: " ...درصورتی‌که مجاری دودکش، *تهویه، کانال کولر و نظایر آنها با کلاف سقف تلاقی نمایند باید میلگردهای کلاف از دو طرف این مجاری عبور نمایند. در ضمن قطر یا عرض این مجاری نباید از نصف عرض کلاف بیشتر باشد.*"
- در بند ۳. ۹. ۲. ۱، ضرورت استفاده از کلاف قائم در ساختمانهای یک طبقه مطابق جدول زیر معین شده است

ضرورت کلاف قائم در ساختمانهای یک طبقه

گروه اهمیت ساختمان	منطقه خطر نسبی زلزله			
	کم	*متوسط*	*زیاد*	*خیلی زیاد*
اهمیت زیاد	دارد	دارد	دارد	دارد
اهمیت متوسط	ندارد	ندارد	دارد	دارد
اهمیت کم	ندارد	ندارد	ندارد	ندارد

همچنین به انتهای این بند مطالب زیر افزوده شده است: " استفاده از تیر چوبی حداقل با مقطع ۵۰ سانتیمتر مربع بعنوان کلاف قائم، برای ساختمانهای یک طبقه با اهمیت متوسط و یا کم و یا برای سیستمهای سقف چوبی قابل قبول (مطابق بند ۳. ۱۱. ۱) مجاز است. از پروفیلهای در و پنجره نیز در صورتی که بخوبی در کلاف افقی و سقف مهار شده باشند، با رعایت میزان فولاد معادل فوق الذکر، می‌توان بعنوان کلاف قائم استفاده کرد. توصیه اکید می‌گردد که اجرای کلافهای قائم بتن آرمه همزمان با چیدن دیوار سازه‌ای و به صورت یکپارچه صورت گیرد مگر آنکه به نحو مناسبی اتصال بین دیوار و کلاف تأمین گردد."

- در بند ۳. ۹. ۲. ۲ الزام شده است که انتهای میلگردهای طولی به نحوی مناسب مهار گردند.
- در بند ۳. ۹. ۲. ۴. ب آمده است: *" فاصله هردو میلگرد قائم از ۶۰ سانتیمتر کمتر و از ۱۲۰ سانتیمتر بیشتر نباشد."*
- بند ۳. ۹. ۴ به شرح زیر اضافه شده است: *" حداقل طول وصله میلگردهای طولی کلافهای بتن آرمه و یا طول مهاری شامل قلابها برابر ۴۰ سانتیمتر می‌باشد."*
- در بند ۳. ۱۰. ۱ قید شده است که ملات مصرفی ماسه سیمان باید حداکثر ظرف مدت یکساعت پس از تهیه مصرف شود.
- بند ۳. ۱۰. ۴ به شرح زیر اضافه شده است: *" آجر، بلوک سیمانی، و یا سنگ مصرفی در دیوارها باید از جنس مرغوب و دارای قدرت باربری و همچنین دوام مناسب باشند. آجر و بلوک سیمانی باید قبل از استفاده کاملاً با آب سیراب شود."*
- در بند ۳. ۱۱. ۳. ۱. پ حداقل مهاربند ضربدری سقف از میلگرد ۱۰ به ۱۴ افزایش یافته است.
- این عبارت به انتهای بند ۳. ۱۱. ۲. ۳ افزوده شده است: *" ... این کلاف باید دارای حداقل ۲ میلگرد آجدار سراسری به قطر ۱۰ میلیمتر یکی در بالا و یکی در پایین مقطع کلاف باشد."*
- بند ۳. ۱۱. ۵. ب اندکی تغییر کرده و حداقل سطح مقطع کشهای افقی برابر ۳ سانتیمتر مربع تعیین شده است.

۵. ۸. موضوعات کلی

۵. ۸ . ۱. ترکیب نیروی زلزله با سایر نیروها

ضوابط آیین‌نامه در این مورد تغییری نکرده است و همان است که در ۴. ۸. ۱ آمد بجز آنکه در مورد سازه‌های بتنی رعایت آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، و در مورد سازه‌های فولادی رعایت آیین‌نامه مربوطه (که در واقع همان مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان است) الزامی دانسته است.

۵. ۸. ۲. محدودیتهای آیین‌نامه ۲۸۰۰

محدوده ایستایی

در این مورد، با حذف درجه مرکالی به عنوان شاخصی برای سنجش میزان ایستایی سازه در ویرایش جدید، ایراد مذکور در بخش ۴. ۸. ۲ مرتفع شده است. بقیه موارد کم و بیش همچون ویرایش قبلی است که در ۴. ۸. ۲ بررسی شد.

محدوده کاربرد

محدوده کاربرد در ویرایش جدید تغییر چندانی نکرده است. این بخش قبلاً در ۴. ۸. ۲ بررسی شده است. تنها توصیه جدید در این زمینه، این است که ضمن نهی احداث ساختمان مجاور گسل، در مواردی‌که ساخت چنین ساختمانهایی اجتناب ناپذیر است نحوه طرح و اتخاذ تدابیر ویژه بر عهده کارشناسان گذاشته شده است. علاوه بر این، در مورد احداث بنا در زمینهای ناپایدار، جزئیات بیشتری ارائه شده است:

۱. در زمینی‌که ممکن است دراثر زلزله ناپایداری‌های ژئوتکنیکی نظیر روانگرایی، نشست زیاد، زمین لغزش، سنگ ریزش یا پدیده‌های مشابه بروز کنند و یا در زمین حاوی خاک رس حساس ، توصیه شده که امکان ساخت و شرایط لازم برای احداث بنا به انجام مطالعات صحرایی و آزمایشگاهی ویژه، موکول شود. همچنین توصیه گردیده که در موارد زیر به مساله روانگرایی توجه خاص مبذول گردد:

الف. زمینهایی که سابقه روانگرایی دارند.

ب. زمینهایی که از نوع خاک ماسه‌ای نامتراکم، اعم از تمیز، لای‌دار و شن‌دار بوده و تراز سطح آب زیرزمینی نسبت به سطح زمین کمتر از حدود ۱۰ متر است.

رعایت این بند برای ساختمانهای با اهمیت زیاد ضروری است. ضمناً در شرایط متعارف و در مناطقی که زمین متشکل از خاک مستعد روانگرایی و یا خاک رس حساس نباشد و میانگین

شیب کمتر از ۱۰ درجه بوده و شواهدی دال بر حرکت زمین در منطقه وجود نداشته باشد، انجام مطالعات ویژه فوق مورد نیاز نمی‌باشد.
۲. برای احداث ساختمان در دامنه و یا پای شیبهای طبیعی باید از انجام خاکبرداری بدون پیش‌بینی تمهیدات لازم پایدارسازی اجتناب نمود. هرگونه بارگذاری از جمله خاک ریزی بر روی دامنه و یا در نواحی فوقانی شیب نیز باید همراه با تمهیدات لازم برای تأمین پایداری کلی شیب باشد.

۵. ۸. ۳. ضوابط کلی و توصیه‌های طراحی

ضوابط کلی

ضوابط کلی آیین‌نامه در بخش ۴. ۸. ۳ بررسی شد. تنها تغییرات در ویرایش جدید در مورد درز انقطاع و تأثیر تیغه‌ها و میانقابها به شرح زیر است:

حداقل درز انقطاع در تراز هر طبقه برابر ۱/۱۰۰ ارتفاع آن تراز از روی تراز پایه می‌باشد. همچنین در ساختمانهای با اهمیت زیاد و یا هشت طبقه و بیشتر، حداقل درز انقطاع در هر طبقه نباید از حاصل ضرب جابجایی جانبی طبقه در اثر بارهای زلزله در ۰/۸R (۰/۴R برای هریک از دو ساختمان مجاور) کمتر باشد... . این فاصله را می‌توان در محلهای لازم با مصالح کم مقاومت که در هنگام زلزله در اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند پر کرد.

در ساختمانهای با اهمیت زیاد و یا بلند تر از هشت طبقه، درصورتی‌که اتصالات دیوارهای داخلی و نما به سازه به نحوی باشد که در حرکت جانبی سازه در امتداد دیوار محدودیت ایجاد کند، اثر سختی دیوار در تحلیل سازه برای نیروهای جانبی باید منظور گردد. در این صورت دیوارها و اتصالات آنها به سازه باید قادر باشند تلاش ایجاد شده را تحمل نمایند.

توصیه‌های طراحی

توصیه‌های طراحی قبلاً در بخش ۴. ۸. ۳ درج شد. در ویرایش جدید اضافات مختصری به چشم میخورد که به قرار زیر است:

- از ایجاد سوراخهای بزرگ و مجاور هم در دیافراگم کف پرهیز شود.
- ساختمان به نحوی طراحی گردد که ستونها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند.
- اعضای غیر سازه‌ای به خصوص دیوارهای داخلی و نماها طوری اجرا شوند که حتی الامکان مزاحمتی برای حرکت اعضای سازه‌ای در جریان زلزله ایجاد نکنند. در غیر اینصورت اثر اندرکنش این اعضا با سیستم سازه‌ای باید در تحلیل سازه درنظر گرفته شود.

- اعضا و قطعات غیرسازه‌ای به خصوص قطعات نما و شیشه‌ها آنچنان طراحی و اجرا شوند که هنگام زلزله از سازه جدا نشوند و با فرو ریختن خود ایجاد خسارت احتمالی جانی و مالی ننمایند.

۵. ۹. بررسی برخی از ابهامات در آیین‌نامه ۲۸۰۰

تراز پی در این مورد به توضیحات بخش ۴. ۹. ۱ مراجعه شود.

توزیع نیروی زلزله نحوه توزیع نیرو بین قابهای خمشی و مهاربندی شده در بخش ۴. ۹. ۲ به تفصیل تشریح شده است.

درز انقطاع به توضیحات ۴. ۹. ۳ مراجع شود.

واژگونی به توضیحات۴. ۹. ۴ مراجعه شود.

۵. ۱۰. *زمان تناوب اصلی آونگ وارونه*، برج، دودکش، و سایر ساختمانهای مشابه

(به نقل از آیین‌نامه ۲۸۰۰)

درجه‌بندی خطر نسبی زلزله در شهرها و نقاط مهم ایران (بنقل از آیین‌نامه ۲۸۰۰ـ ویرایش ۲)

ردیف	شهرستان	استان	خطرنسبی زلزله		
			خیلی‌زیاد	زیاد	متوسط نسبتا کم
آ-					
۱	آبادان	خوزستان			×
۲	آباده	فارس		×	
۳	آب گرم (آوج)	قزوین		×	
۴	آبیک	قزوین	×		
۵	آستارا	گیلان		×	
۶	آستانه	گیلان		×	
۷	آستانه	مرکزی			×
۸	آشتیان	مرکزی		×	
۹	آشخانه	خراسان		×	
۱۰	آغاجاری	خوزستان		×	
۱۱	آق قلعه	گلستان		×	
۱۲	آلاشت	مازندران		×	
۱۳	آمل	مازندران		×	
الف-					
۱	ابهر	زنجان		×	
۲	ابرکوه	یزد			×
۳	اراک	مرکزی			×
۴	ارسنجان	فارس			×
۵	اردبیل	اردبیل		×	
۶	اردستان	اصفهان		×	
۷	اردکان	یزد			×
۸	اردل	چهارمحال‌بختیاری		×	
۹	ارومیه	آذربایجان غربی			×
۱۰	اسفراین	خراسان		×	
۱۱	اسلام‌آبادغرب	کرمانشاه		×	
۱۲	اشتهارد	تهران	×		
۱۳	اصفهان	اصفهان			×
۱۴	اقلید	فارس		×	
۱۵	الیگودرز	لرستان	×		

ردیف	شهرستان	استان	خطرنسبی زلزله		
			خیلی‌زیاد	زیاد	متوسط نسبتا کم
۱۶	امیدیه	خوزستان		×	
۱۷	انار	کرمان		×	
۱۸	انارک	اصفهان			×
۱۹	اندیمشک	خوزستان		×	
۲۰	اهر	آذربایجان شرقی		×	
۲۱	اهرم	بوشهر		×	
۲۲	اهواز	خوزستان			×
۲۳	ایذه	خوزستان		×	
۲۴	ایرانشهر	سیستان و بلوچستان		×	
۲۵	ایلام	ایلام			×
۲۶	ایوانکی	سمنان		×	
ب-					
۱	بابل	مازندران		×	
۲	بابلسر	مازندران		×	
۳	باجگیران	خراسان	×		
۴	بادرود	اصفهان			×
۵	باغملک	خوزستان		×	
۶	بافت	کرمان		×	
۷	بافق	یزد		×	
۸	بانه	کردستان		×	
۹	بجستان	خراسان		×	
۱۰	بجنورد	خراسان		×	
۱۱	بردسیر	کرمان		×	
۱۲	برازجان	بوشهر		×	
۱۳	بروجرد	لرستان	×		
۱۴	بروجن	چهارمحال‌بختیاری		×	
۱۵	بزمان	سیستان و بلوچستان			×
۱۶	بستان	خوزستان			×
۱۷	بستان آباد	آذربایجان شرقی	×		
۱۸	بستک	هرمزگان		×	
۱۹	بسطام	سمنان		×	
۲۰	بشروئه	خراسان		×	

ردیف	شهرستان	استان	خطرنسبی زلزله			
			خیلی‌زیاد	زیاد	متوسط	نسبتا کم
۲۱	بم	کرمان		×		
۲۲	بمپور	سیستان و بلوچستان			×	
۲۳	بندرامام خمینی	خوزستان				×
۲۴	بندرانزلی	گیلان		×		
۲۵	بندرترکمن	گلستان		×		
۲۶	بندرخمیر	هرمزگان		×		
۲۷	بندر دیلم	بوشهر			×	
۲۸	بندرعباس	هرمزگان		×		
۲۹	بندرگز	گلستان		×		
۳۰	بندرلنگه	هرمزگان		×		
۳۱	بوئین‌زهرا	قزوین	×			
۳۲	بوشهر	بوشهر			×	
۳۳	بهاباد	یزد		×		
۳۴	بهبهان	خوزستان		×		
۳۵	بهشهر	مازندران		×		
۳۶	بیارجمند	سمنان		×		
۳۷	بیجار	کردستان			×	
۳۸	بیرجند	خراسان		×		
پ-						
۱	پارس‌آباد	اردبیل		×		
۲	پل دختر	لرستان			×	
۳	پل‌سفید	مازندران		×		
۴	پلور	مازندران	×			
۵	پیرانشهر	آذربایجان‌غربی		×		
ت-						
۱	تاکستان	زنجان	×			
۲	تایباد	خراسان		×		
۳	تبریز	آذربایجان شرقی	×			
۴	تربت جام	خراسان		×		
۵	تربت حیدریه	خراسان		×		
۶	ترود	سمنان		×		
۷	تفت	یزد			×	

ردیف	شهرستان	استان	خطرنسبی زلزله		
			خیلی‌زیاد	زیاد	متوسط نسبتا کم
۸	تفرش	مرکزی		×	
۹	تکاب	آذربایجان‌غربی			×
۱۰	تنکابن	مازندران		×	
۱۱	تویسرکان	همدان		×	
۱۲	تهران	تهران	×		
۱۳	تیران	اصفهان		×	
ج-					
۱	جاجرم	خراسان		×	
۲	جاسک	هرمزگان		×	
۳	جالرق	سیستان و بلوچستان		×	
۴	جغتای	خراسان		×	
۵	جلفا	آذربایجان‌شرقی		×	
۶	جالق	سیستان و بلوچستان		×	
۷	جندق	یزد		×	
۸	جوانرود	کرمانشاه		×	
۹	جهرم	فارس		×	
۱۰	جیرفت	کرمان		×	
۱۱	جیرنده	گیلان	×		
چ-					
۱	چابکسر	گیلان		×	
۲	چادگان	اصفهان		×	
۳	چالوس	مازندران		×	
۴	چاه‌بهار	سیستان و بلوچستان		×	
۵	چارک	هرمزگان		×	
۶	چناران	خراسان		×	
ح-					
۱	حاجی آباد	هرمزگان		×	
۲	حمیدیه	خوزستان			×
خ-					
۱	خارک	بوشهر			×
۲	خاش	سیستان و بلوچستان		×	
۳	خاوران	فارس		×	

ردیف	شهرستان	استان	خطرنسبی زلزله			
			خیلی‌زیاد	زیاد	متوسط	نسبتا کم
۴	خرامه	فارس		×		
۵	خرم آباد	لرستان		×		
۶	خرم دره	زنجان		×		
۷	خرمشهر	خوزستان				×
۸	خلخال	اردبیل		×		
۹	خمین	مرکزی			×	
۱۰	خنج	فارس		×		
۱۱	خواف	خراسان		×		
۱۲	خوانسار	اصفهان			×	
۱۳	خور	یزد			×	
۱۴	خوی	آذربایجان غربی		×		
د–						
۱	داراب	فارس		×		
۲	داران	اصفهان		×		
۳	دامغان	سمنان		×		
۴	درگز	خراسان		×		
۵	درود	لرستان	×			
۶	درونه	خراسان		×		
۷	دره شهر	ایلام			×	
۸	دزفول	خوزستان		×		
۹	دشت بیاض	خراسان	×			
۱۰	دلیجان	مرکزی		×		
۱۱	دماوند	تهران	×			
۱۲	دوگنبدان	کهکیلویه‌وبویراحمد		×		
۱۳	ده‌بید	فارس		×		
۱۴	دهاقان	اصفهان		×		
۱۵	دهک	سیستان و بلوچستان		×		
۱۶	دهلران	ایلام			×	
۱۷	دیهوک	خراسان	×			
ر–						
۱	رامسر	مازندران		×		
۲	رامشیر	خوزستان			×	

ردیف	شهرستان	استان	خطرنسبی زلزله		
			خیلی‌زیاد	زیاد	متوسط نسبتا کم
۳	راور	کرمان		×	
۴	راین	کرمان		×	
۵	رباط	خراسان	×		
۶	رباط‌پشت‌بادام	یزد			×
۷	رزن	همدان			×
۸	رضوانشهر	گیلان		×	
۹	رشت	گیلان		×	
۱۰	رشتخوار	خراسان		×	
۱۱	رفسنجان	کرمان		×	
۱۲	روانسر	کرمانشاه		×	
۱۳	رودبار	گیلان	×		
۱۴	رودسر	گیلان		×	
۱۵	رودهن	تهران	×		
۱۶	ری	تهران	×		
ز-					
۱	زابل	سیستان و بلوچستان			×
۲	زابلی	سیستان و بلوچستان		×	
۳	زاهدان	سیستان و بلوچستان		×	
۴	زرند	کرمان		×	
۵	زنجان	زنجان		×	
۶	زواره	اصفهان			×
۷	زهک	سیستان و بلوچستان			×
س-					
۱	ساری	مازندران		×	
۲	ساقند	یزد			×
۳	ساوه	مرکزی		×	
۴	سبزآباد	کرمان		×	
۵	سبزوار	خراسان		×	
۶	سپیدان(اردکان)	فارس		×	
۷	سده	خراسان		×	
۸	سراب	آذربایجان شرقی		×	
۹	سراوان	سیستان و بلوچستان		×	

ردیف	شهرستان	استان	خطرنسبی زلزله		
			خیلی‌زیاد	زیاد	متوسط نسبتا کم
۱۰	سرایان	خراسان	×		
۱۱	سرباز	سیستان و بلوچستان		×	
۱۲	سر پل ذهاب	کرمانشاه		×	
۱۳	سرچشمه	کرمان		×	
۱۴	سرخس	خراسان			×
۱۵	سقز	کردستان		×	
۱۶	سلطانیه	زنجان		×	
۱۷	سلفچگان	قم		×	
۱۸	سلماس	آذربایجان غربی	×		
۱۹	سمنان	سمنان		×	
۲۰	سمیرم	اصفهان		×	
۲۱	سنقر	کرمانشاه		×	
۲۲	سنگان	خراسان		×	
۲۳	سنندج	کردستان		×	
۲۴	سوسنگرد	خوزستان			×
۲۵	سوران	سیستان و بلوچستان		×	
۲۶	سوریان	فارس		×	
۲۷	سیرجان	کرمان			×
۲۸	سیرچ	کرمان	×		
۲۹	سی‌سخت	کهکیلویه‌و بویراحمد		×	
۳۰	سیه چشمه	آذربایجان غربی		×	
ش-					
۱	شادگان	خوزستان			×
۲	شازند	مرکزی			×
۳	شاندیز	خراسان		×	
۴	شاهرود	سمنان		×	
۵	شاهین‌دژ	آذربایجان‌غربی			×
۶	شلمزار	چهارمحال‌بختیاری		×	
۷	شوش	خوزستان			×
۸	شوشتر	خوزستان		×	
۹	شهداد	کرمان	×		
۱۰	شهر بابک	کرمان		×	

ردیف	شهرستان	استان	خطرنسبی زلزله		
			خیلی‌زیاد	زیاد	متوسط نسبتا کم
۱۱	شهرکرد	چهارمحال‌بختیاری		×	
۱۲	شهمیرزاد	سمنان	×		
۱۳	شیراز	شیراز		×	
۱۴	شیروان	خراسان	×		
ص-					
۱	صالح‌آباد	خراسان			×
ط-					
۱	طاهری	بوشهر			×
۲	طبس	خراسان	×		
ع-					
۱	عباس‌آباد	سمنان		×	
۲	عسلویه	بوشهر			×
۳	عقدا	یزد			×
۴	علمده	مازندران		×	
۵	علویجه	اصفهان			×
۶	علی‌آباد(گرگان)	گلستان		×	
ف-					
۱	فارسان	چهارمحال‌بختیاری	×		
۲	فاروج	خراسان	×		
۳	فراشبند	فارس		×	
۴	فردوس	خراسان	×		
۵	فریدون‌شهر	اصفهان	×		
۶	فریدون‌کنار	مازندران		×	
۷	فریمان	خراسان		×	
۸	فنوج	سیستان و بلوچستان		×	
۹	فسا	فارس		×	
۱۰	فشم	تهران	×		
۱۱	فیروزآباد	فارس		×	
۱۲	فیروزآباد	اردبیل	×		
۱۳	فیروزکوه	تهران	×		
ق-					
۱	قائم‌شهر	مازندران		×	

ردیف	شهرستان	استان	خطرنسبی زلزله		
			خیلی‌زیاد	زیاد	متوسط نسبتا کم
۲	قائن	خراسان	×		
۳	قادرآباد	فارس			×
۴	قروه	کردستان			×
۵	قره‌ضیاءالدین	آذربایجان‌غربی		×	
۶	قزوین	قزوین	×		
۷	قشم	هرمزگان		×	
۸	قصرشیرین	کرمانشاه		×	
۹	قصر قند	سیستان و بلوچستان		×	
۱۰	قم	قم		×	
۱۱	قمشه	اصفهان			×
۱۲	قمصر	اصفهان		×	
۱۳	قوچان	خراسان	×		
۱۴	قیرار	زنجان		×	
۱۵	قیر	فارس		×	
ک-					
۱	کاخک	خراسان	×		
۲	کازرون	فارس		×	
۳	کاشان	اصفهان		×	
۴	کاشمر	خراسان		×	
۵	کامیاران	کردستان	×		
۶	کبوترآهنگ	همدان			×
۷	کرج	تهران	×		
۸	کرمان	کرمان		×	
۹	کرمانشاه	کرمانشاه		×	
۱۰	کرند	کرمانشاه		×	
۱۱	کلاچای	گیلان		×	
۱۲	کمیجان	مرکزی			×
۱۳	کنارک	سیستان و بلوچستان		×	
۱۴	کنگان	بوشهر			×
۱۵	کنگاور	کرمانشاه	×		
۱۶	کوار	فارس		×	
۱۷	کوشک‌نصرت	قم	×		

ردیف	شهرستان	استان	خطرنسبی زلزله		
			خیلی‌زیاد	زیاد	متوسط نسبتا کم
۱۸	کوهبنان	کرمان		×	
۱۹	کوهپایه	اصفهان			×
۲۰	کوهدشت	لرستان		×	
۲۱	کوهرنگ	چهارمحال‌بختیاری	×		
۲۲	کوهک	سیستان و بلوچستان		×	
۲۳	کهک	قم		×	
۲۴	کهنوج	کرمان		×	
۲۵	کیانشهر	کرمان		×	
۲۶	کیش	هرمزگان		×	
گ-					
۱	گاوبندی	هرمزگان			×
۲	گچساران	کهکیلویه‌وبویراحمد		×	
۳	گراش	فارس		×	
۴	گرگان	گلستان		×	
۵	گرمسار	سمنان		×	
۶	گرمی	اربیل		×	
۷	گل‌آرا	اصفهان		×	
۸	گلباف	کرمان	×		
۹	گلپایگان	اصفهان			×
۱۰	گناباد	خراسان	×		
۱۱	گناوه	بوشهر			×
۱۲	گنبدکاووس	گلستان		×	
۱۳	گواتر	سیستان و بلوچستان		×	
۱۴	گیفان	خراسان	×		
۱۵	گیلان‌غرب	کرمانشاه		×	
۱۶	گیوی	اردبیل		×	
ل-					
۱	لار	فارس		×	
۲	لاوان	هرمزگان		×	
۳	لاهیجان	گیلان		×	
۴	لردگان	چهارمحال‌بختیاری		×	

ردیف	شهرستان	استان	خطرنسبی زلزله		
			خیلی‌زیاد	زیاد	متوسط نسبتا کم
م-					
۱	ماسوله	گیلان		×	
۲	ما کو	آذربایجان‌غربی		×	
۳	ماهشهر	خوزستان			×
۴	ماهان	کرمان		×	
۵	محلات	مرکزی			×
۶	محمودآباد	مازندران		×	
۷	مراغه	آذربایجان شرقی			×
۸	مراوه‌تپه	گلستان		×	
۹	مردآباد	تهران	×		
۱۰	مرزن‌آباد	مازندران		×	
۱۱	مرند	آذربایجان شرقی		×	
۱۲	مرودشت	فارس			×
۱۳	مروست	یزد		×	
۱۴	مریوان	کردستان	×		
۱۵	مسجدسلیمان	خوزستان		×	
۱۶	مشکین شهر	اردبیل		×	
۱۷	مشهد	خراسان		×	
۱۸	ملاثانی	خوزستان			×
۱۹	ملایر	همدان		×	
۲۰	منجیل	گیلان	×		
۲۱	موسیان	ایلام			×
۲۲	مهاباد	آذربایجان‌غربی			×
۲۳	مهدی‌شهر	سمنان	×		
۲۴	مهران	ایلام			×
۲۵	مهریز	یزد			×
۲۶	میاندوآب	آذربایجان‌غربی			×
۲۷	میانه	آذربایجان‌شرقی	×		
۲۸	میرجاوه	سیستان‌وبلوچستان		×	
۲۹	مینودشت	گلستان		×	
۳۰	میمه	اصفهان		×	
۳۱	میناب	هرمزگان		×	

ردیف	شهرستان	استان	خطرنسبی زلزله		
			خیلی‌زیاد	زیاد	متوسط نسبتا کم
ن-					
۱	نائین	اصفهان		×	
۲	ناغان	چهارمحال‌بختیاری		×	
۳	نایبند	خراسان	×		
۴	نجف‌آباد	اصفهان			×
۵	نصرت آباد	سیستان و بلوچستان		×	
۶	نطنز	اصفهان		×	
۷	نقده	آذربایجان‌غربی		×	
۸	نوسود	کرمانشاه	×		
۹	نوشهر	مازندران		×	
۱۰	نور	مازندران		×	
۱۱	نورآباد(ممسنی)	فارس		×	
۱۲	نهاوند	همدان	×		
۱۳	نهبندان	خراسان		×	
۱۴	نیریز	فارس		×	
۱۵	نیشابور	خراسان		×	
۱۶	نیک‌شهر	سیستان و بلوچستان		×	
و-					
۱	ورامین	تهران	×		
۲	ورنه	اصفهان			×
ه-					
۱	هرات	یزد		×	
۲	هشتپر	گیلان		×	
۳	هشتگرد	تهران	×		
۴	هفتگل	خوزستان		×	
۵	همدان	همدان		×	
۶	هندیجان	خوزستان			×
۷	هویزه	خوزستان			×
ی-					
۱	یاسوج	کهکیلویه‌وبویراحمد		×	
۲	یزد	یزد			×

۶
طراحی لرزه‌ای

۶. ۱. خواص لرزه‌ای سازه‌ها

در فصل ۳ دیدیم که رفتار یک سازه در برابر نیروهای زلزله از پیچیدگیهای خاصی برخوردار است و با تصویر ساده‌ای که از مجموعه ضوابط آیین‌نامه‌های زلزله تداعی می‌شود، تفاوت بسیار دارد. در این میان خواص خود سازه، بویژه رفتار پسماند[۱] و ظرفیت تغییرشکل سازه[۲] نقش تعیین کننده‌ای در پایداری سازه در برابر زلزله دارند. در بخش ۳. ۲. ۳. ۳ دیدیم که اگر مقاومت و سختی یک سازه تحت بارگذاری متناوب در حوزه غیرارتجاعی ثابت بماند نوع رفتار پسماند را ثابت می‌خوانند و اگر کاهش یابد آن را کاهنده می‌نامند. همچنین در آن بخش نشان دادیم که کاهندگی سختی و مقاومت از پایداری لرزه‌ای کاسته و موجب افزایش جابجایی سازه در زلزله می‌شود. بنابراین، در یک سازه هرقدر نرمی (شکل‌پذیری) بیشتر و خواص پسماند از ثبات زیادتری برخوردار باشد، درجه ایستایی سازه در برابر زلزله زیادتر است.

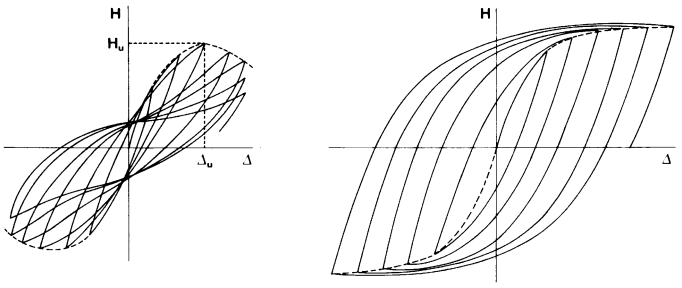
از این رو، پژوهشگران طی چند دهه گذشته تلاش زیادی برای تبیین خواص پسماند انواع سازه‌ها نموده‌اند. به کمک نتایج این تحقیقات می‌توان رفتار لرزه‌ای سازه را شناسایی و کنترل

---

[۱] hysteresis characteristics

[۲] deformation capacity

نمود. در واقع این تحقیقات منجر به شناسایی نقاط ضعف انواع سازه‌ها گردیده و به کمک نتایج آن می‌توان این نقاط ضعف را برطرف نمود و به حاشیه اطمینان بزرگتری دست یافت. بسیاری از ضوابط آیین‌نامه‌های زلزله در زمینه بارگذاری زلزله و نحوه ساخت و اجرای ساختمانهای آجری، بتنی، فولادی و انواع دیگر سازه‌ها مبتنی متأثر از نتایج همین تحقیقات می‌باشند. در این بخش، به نقل از واکابایاشی (۴۰) و مراجع دیگر به تشریح نتایج تحقیقاتی در زمینه خواص پسماند سازه پرداخته‌ایم.



الف. ثابت *ب. کاهنده*

شکل ۶. ۱ مقایسه رفتار پسماند ثابت و کاهنده

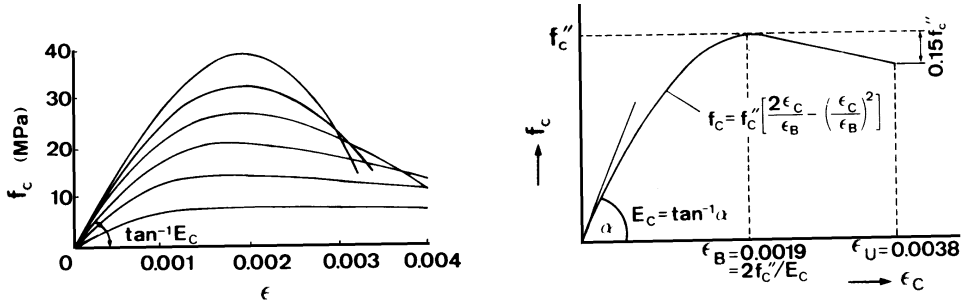
اگر چه هنوز یک قالب کمی جامع برای لحاظ کردن اثر این عوامل (خواص پسماند و ظرفیت تغییرشکل) بر بارگذاری لرزه‌ای سازه تدوین نشده است، اما در هر حال این عوامل به‌طور کیفی بیانگر پایداری لرزه‌ای سازه شناخته می‌شوند و از این رو، در اغلب آیین‌نامه‌ها به‌طور ضمنی در محاسبه نیروی زلزله در نظر گرفته می‌شوند. علاوه‌براین، بخشی از ضوابط آیین‌نامه‌های زلزله و طراحی به بهبود خواص پسماند و افزایش ظرفیت تغییرشکل سازه اختصاص یافته است. در این بخش با خواص لرزه‌ای سازه همچون خواص پسماند ، نرمی (ظرفیت تغییرشکل)، مقاومت و سختی آشنا خواهیم شد. باید دانست که خواص پسماند در سطح مصالح، اتصالات و کل سازه می‌تواند متفاوت باشد.

۶. ۱. ۱. خواص پسماند و نرمی (شکل‌پذیری) مصالح

۶. ۱. ۱. ۱. بتن

مقاومت فشاری بتن را می‌توان از آزمایش استوانه‌ای به ارتفاع ۳۰ و قطر ۱۵ سانتیمتر بدست

آورد و یا با شکستن مکعبی به بعد ۲۰ سانتیمتر تعیین کرد. معمولاً بین مقادیر حاصل از استوانه و مکعب روابطی ذکر شده است. در شکل زیر نمودار سهمی گونه تنش-کرنش برای استوانه بتنی داده شده است.



ب. مدل مفروض

الف. رفتار واقعی

شکل ۶. ۲ نمودار تنش-کرنش بتن تحت بار فشاری

ضریب ارتجاعی بتن E_c را می‌توان برابر $۱۵۱۰۰\sqrt{f_c'}$ (kg/cm^2) گرفت[1]. تنش بیشینه معمولاً در کرنش ۰/۰۰۲ بدست می‌آید. کاهش تنش بعد از رسیدن به نقطه اوج بستگی به مقدار میلگردهای عرضی[2] دارد. میلگردهای عرضی تأثیر محصورکنندگی دارند که بعداً بحث خواهد شد. برای آنکه کار محاسبات ساده شود، لازم است رابطه‌ای ریاضی بین تنش و کرنش تعریف شود. در این زمینه مدلهای ریاضی متنوعی توسط محققان ارائه شده است و به‌طور نمونه می‌توان به مدل هوگنشتاد (۴۳) در شکل ۶. ۲. ب اشاره کرد که ترکیبی از سهمی و خط راست است و رابطه ریاضی آن عبارتست از:

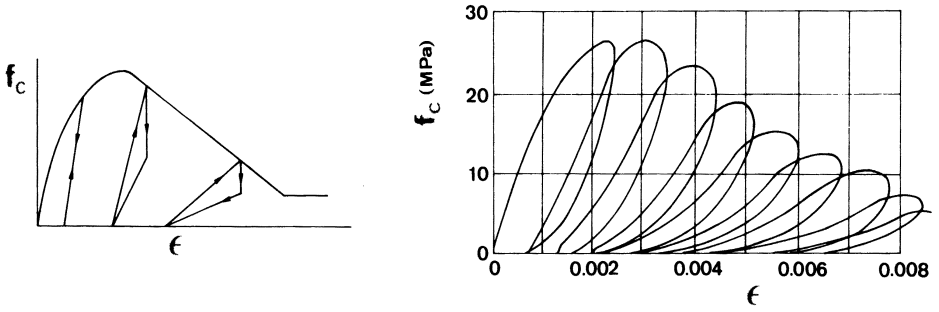
$$f_c = f_c'' \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_B} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_B}\right)^2\right] \qquad (۱ .۶)$$

رفتار بتن تحت بار تناوبی در شکل ۶. ۳ مشخص گردیده است. در شکل الف نتایج آزمایش و در شکل ب مدل ساده شده‌ای برای پوش حلقه‌های پسماند شکل الف توسط بلیکلی و پارک (۴۴) ارائه شده است.

---

[1] ضوابط کمیته ACI-318-1983

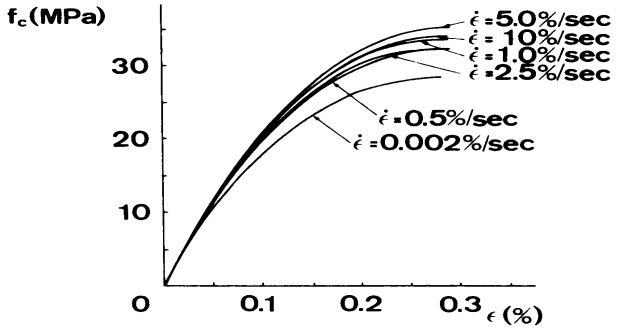
[2] میلگردهای عمود بر جهت بارگذاری (transverse reinforcement)



ب. مدلی مفروض برای پوش حلقه‌های پسماند *الف. رفتار واقعی (آزمایش)*

شکل ۶. ۳ نمودار تنش-کرنش بتن تحت بارگذاری متناوب (نقل از مرجع (۴۴))

خوانندگان می‌توانند شرح مفصل‌تر مدلهای تنش-کرنش را در مرجع (۴۵) مطالعه کنند. اِسی‌آی[1] مقاومت کششی بتن حاصل از آزمایش خمشی را برابر $2\sqrt{f'_c}$ kg/cm^2 و مقاومت کششی حاصل از آزمایش استوانه (تست برزیل) بین ۵۰ تا ۷۵ درصد این مقدار توصیه می‌کند. تأثیر سرعت بارگذاری بر مقاومت فشاری بتن در شکل ۶. ۴ نشان داده شده است و چون بارگذاری لرزه‌ای از سرعت برخوردار است، مطالعه عامل سرعت بر مقاومت می‌تواند حائز اهمیت باشد. همانطور که در شکل پیداست، سرعت بارگذاری موجب افزایش مقاومت می‌شود. مثلاً برای سرعت کرنش ۰/۵٪ در ثانیه نسبت به آزمایش استاتیکی حدود ۱۴٪ افزایش مقاومت بدست آمده است.

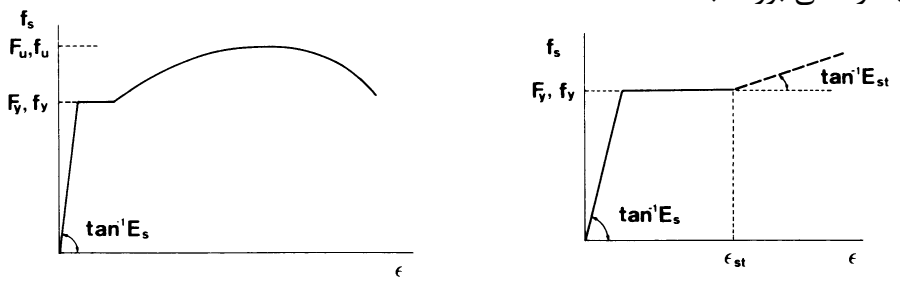


شکل ۶. ۴ تأثیر سرعت بارگذاری بر مقاومت بتن

[1] ACI

۶. ۱. ۱. ۲. فولاد

رفتار تنش-کرنش فولاد که در شکل ۶. ۵. الف نشان داده شده است معمولاً به‌وسیله یک نمودار دو خطی[۱] مدل می‌شود. این مدل در شکل ۶. ۵. ب مشخص شده و قادر است در صورت لزوم پدیده کار سختی[۲] را نیز منظور نماید (خط مقطع). ضریب ارتجاعی فولاد E_s حدوداً برابر $۲/۰۵ * ۱۰^۶ \ kg/cm^۲$ است. برای اینکه سازه‌ای دارای نرمی کافی باشد، باید بتواند تغییرشکل زیادی را تحمل کند و نسبت تنش نهایی به تسلیم F_u/F_y نیز نزدیک یک نباشد. از این رو ، می‌باید در اعضای کششی از گسیختگی مقطع در محل سوراخهای اتصال جلوگیری کرده و کاری کرد که تا تسلیم در مقطع بدون سوراخ رخ دهد و این وقتی امکان پذیر است که نسبت F_u/F_y بقدر کافی بزرگ باشد.



ب. مدل دوخطی (الاستو پلاستیک) *الف. رفتار واقعی*

شکل ۶. ۵ نمودار تنش-کرنش فولاد

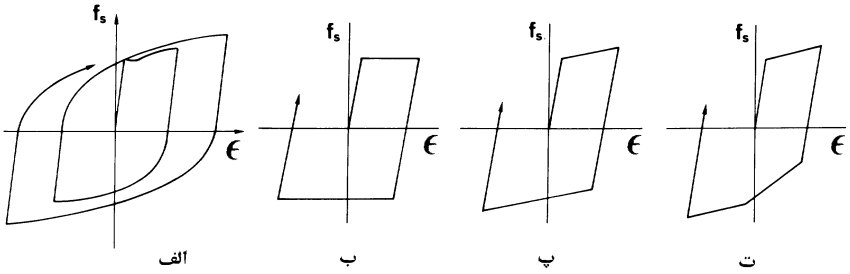
رفتار پسماند فولاد تحت بارگذاری متناوب در شکل ۶. ۶ نمایش داده شده است. شیب باربرداری در ابتدا برابر شیب بارگذاری اولیه است اما بتدریج بدلیل پدیده بوشینگر[۳] نرم می‌شود. نمونه‌ای از مدلهای فرضی برای رفتار پسماند فولاد در ب، پ و ت در شکل ۶. ۶ نشان داده شده است. در آزمایشهایی که بار با سرعت اعمال می‌شود، فولاد مقاومت بیشتری نشان می‌دهد. برای سرعت بارگذاری ۰/۵٪ کرنش در ثانیه، ۸ درصد افزایش در تنش تسلیم بدست آمده است اما تنش نهایی چندان متأثر از سرعت بارگذاری نمی‌باشد.

---

[۱] bilinear

[۲] strain hardening

[۳] Baushinger effect



شکل ۶. ۶ رفتار پسماند فولاد. الف. رفتار واقعی، ب . مدل خمیری ارتجاعی ، پ . مدل دو خطی ، ت . مدل بوشینگر

۶. ۱. ۲. سازه‌های بتنی

بتن آرمه اگرچه در برابر زلزله رفتار بهتری از مصالح ترد نظیر آجر غیرمسلح دارد اما با نگاهی به عملکرد ساختمانهای بتنی در زلزله‌های مخرب مشخص می‌گردد که آنها نیز دارای نقطه ضعفهایی هستند مانند:

- عدم تأمین مقاومت برشی لازم در هر طبقه (توسط ستونها و دیوارهای برشی)
- شکست برشی تیرها و ستونها که موجب تردی رفتار سازه می‌گردد
- شکست برشی ستونهایی که طولشان به‌طور ناخواسته توسط دیوارها و سایر عناصر غیر سازه‌ای کوتاه شده است (شکست ستون کوتاه)
- لغزش میلگردها در اتصال تیر به ستون
- شکست برشی اتصال تیر به ستون
- شکست ترد دیوارهای برشی که دارای بازشو هستند و یا دیوارهایی که با اعضای افقی بهم متصلند (دیوار برشی درگیر[1])
- پیچش ناشی از برون‌محوری
- تمرکز تخریب در یک طبقه خاص بدلیل توزیع نامنظم سختی در ارتفاع
- جدا شدن تیغه‌ها، دیوارها و نماسازی از سازه اصلی

بعضی از این کاستیها را با اصلاح طرح سازه‌ای می‌توان رفع کرد و برخی نیز با دیتیل مناسب قابل حل می‌باشند. علاوه‌براین، ساختمانهای پیش‌ساخته و پیش‌تنیده نیز بدلیل کاهندگی مقاومت و سختی مسائل خاص خویش را دارند.

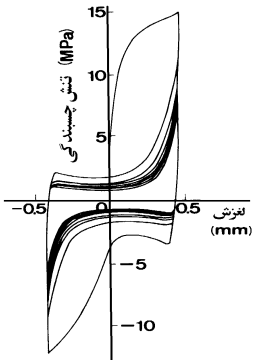
---

[1] coupled shear walls

۶. ۱. ۲. ۱. اندرکنش بتن و میلگرد

اتصال بتن و میلگرد

اتصال بین بتن و میلگرد ناشی از دو عامل است: چسبندگی شیمیایی و اصطکاک. با شروع لغزش، چسبندگی شیمیایی از بین رفته و در لغزشهای بعدی فقط عامل اصطکاک حضور دارد. در میلگرد آجدار، اتصال اولیه مشابه میلگرد ساده است اما با شروع لغزش، آجها در داخل بتن گیر کرده و مانع از ادامه لغزش می‌گردند و درنتیجه مقاومت در برابر لغزش افزایش می‌یابد. اگر پوشش میلگرد آجدار کافی باشد و از میلگردعرضی (عمود بر امتداد میلگرد اصلی) نیز برای مقید ساختن رانش حاصل از فشار آج به بتن استفاده شده باشد، نهایتاً بتن بین آجها خرد شده و میلگرد بیرون کشیده می‌شود و معمولاً بتن دور میلگرد نیز شکافته می‌گردد. در این حالت شکست، مقاومت اتصال میلگرد به بتن با افزایش ضخامت پوشش بتنی و مقدار میلگردهای عرضی زیاد می‌گردد. مقاومت اتصال یک میلگرد آجدار تحت بارگذاری متناوب در شکل ۶. ۷ نشان داده شده و کاهندگی شدید سختی و مقاومت در رفتار پسماند به‌چشم می‌خورد.



شکل ۶. ۷ مقاومت اتصال میلگردهای آجدار به بتن تحت بارگذاری متناوب

تأثیر قیدی (محصور کنندگی)[۱] میلگرد عرضی[۲]

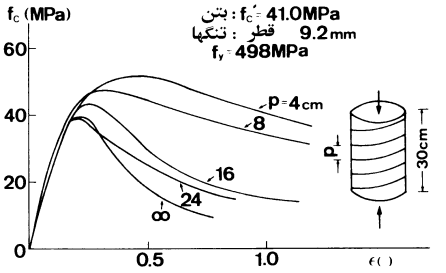
میلگرد عرضی عمودبر امتداد میلگرداصلی قرار دارد. با نزدیک‌شدن تنش در یک استوانه بتنی‌به‌حد مقاومت‌فشاری بتن، ترکهایی درداخل بتن ایجاد می‌گردد و بتن درجهت عرضی (عمود بر جهت اعمال نیرو) از هم باز می‌شود. در این حالت، اگر به‌وسیله تنگ، میلگرد عرضی

---

[۱] confinement effect

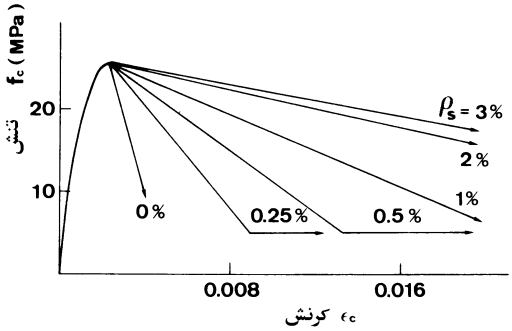
[۲] transverse reinforcement

و یا هر آرایش دیگری از میلگردها مانع از حرکت عرضی بتن شویم بر مقاومت و نرمی (شکل‌پذیری) بتن افزوده می‌شود. همانگونه که در شکل ۶. ۸ پیداست، وجود تنگهای مارپیچ موجب افزایش چشمگیری در مقاومت و نرمی شده است.



شکل ۶. ۸ تأثیر قیدی تنگهای مارپیچ بر مقاومت فشاری بتن

مقدار میلگردهای عرضی یا تنگها تأثیر بسزایی در سرعت کاهش مقاومت بتن پس از رسیدن به مقاومت اوج دارد و هرقدر بیشتر شود، شیب نمودار تنش-کرنش ملایم‌تر می‌گردد. در نمودار ۶. ۹ تأثیر تنگهای مربع شکل بررفتارتنش-کرنش بتن به‌نقل از کنت و پارک (۴۶) نمایش داده شده است.

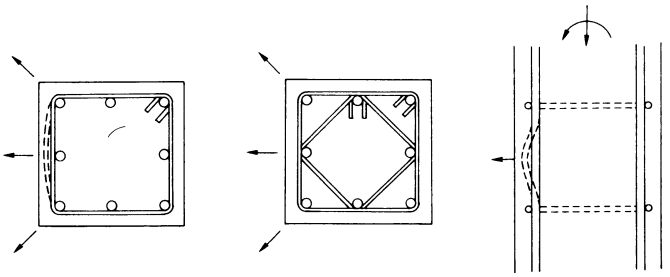


شکل ۶. ۹ تأثیر مقدار تنگ بر رفتار تنش-کرنش بتن (نقل از کنت و پارک (۴۶))

کمانش میلگردهای فشاری

در اعضای بتنی، پوشش بتنی مانع از کمانش میلگردهای فشاری می‌گردد اما هنگامی‌که بتن تحت فشار زیادی قرار گیرد پوشش مزبور ناپایدار شده و نمی‌تواند از کمانش میلگردها جلوگیری کند و در نتیجه میلگردها همچون شکل ۶. ۱۰ کمانش می‌کنند. در این صورت از نقش این میلگردها در تحمل نیروی فشاری مقطع کاسته می‌شود و این به معنای کاهش نرمی

(شکل‌پذیری) عضو است. برای مقابله با این پدیده باید از فاصله تنگها کاست تا ضریب لاغری میلگردهای فشاری کوچک شود و در نتیجه بار کمانش آنها افزایش یابد. ازاین‌رو در ضوابط آیین‌نامه‌های بتن فاصله تنگها بر حسب قطر میلگردهای طولی محدود شده است. باید توجه داشت که تنگها نمی‌توانند به‌طور مؤثری از کمانش میلگردهایی که در کنج قرار نگرفته اند جلوگیری کنند و لازم است در صورت لزوم از آرایش مناسبی برای تنگها استفاده نمود. نمونه‌ای از آرایش مناسب و نامناسب تنگها در شکل ۶. ۱۰ نمایانده شده است.



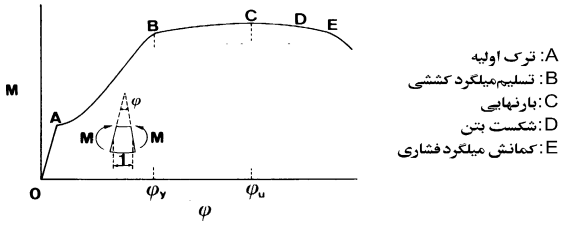
الف . کمانش میلگرد طولی *ب. آرایش مناسب* *پ. آرایش نامناسب*

شکل ۶. ۱۰ تأثیر تنگها در جلوگیری از کمانش میلگردهای فشاری

۶. ۱. ۲. ۲. رفتار خمشی اعضای بتنی

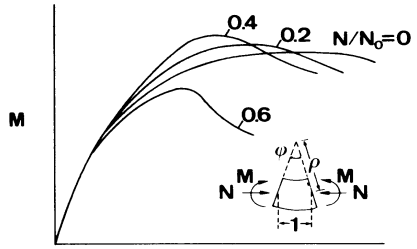
۶. ۱. ۲. ۲. ۱. روابط نیرو–جابجایی

در شکل ۶. ۱۱ نمودار لنگر–انحنا برای یک تیر بتنی با میلگردهای فشاری و کششی نشان داده شده است. مقدار میلگردها از حد متعادل کمتر است. نمودار تا شروع ترک خطی است *(A)*، و بعد از آن سختی کاهش می‌یابد. در نقطه B میلگرد کششی تسلیم می‌شود اما مقاومت با شیب کمی زیاد می‌گردد تا درنقطه C به اوج می‌رسد. در نقطه D بتن فشاری خرد می‌شود و در E میلگرد فشاری کمانش می‌کند و مقاومت بسرعت کاهش می‌یابد.



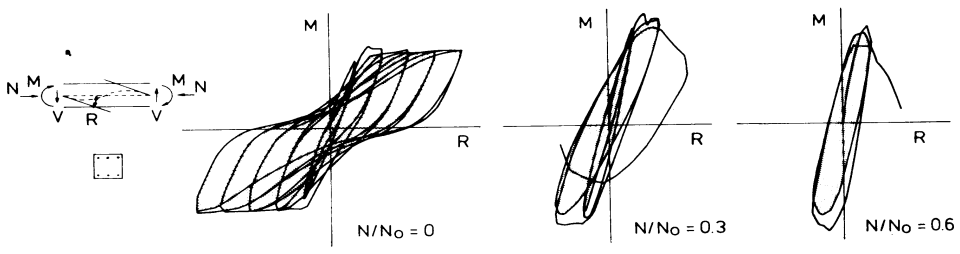
شکل ۶. ۱۱ نمودار لنگر–انحنا تیر بتنی تحت بارگذاری استاتیکی

تأثیر نیروی محوری بر رابطه لنگر-انحنا در شکل ۶. ۱۲ نمایش داده شده است و بیانگر رفتار تیرستون بتنی می‌باشد. در این نمودارها N نیروی محوری وارد و N_0 حداکثر مقاومت فشاری مقطع است. درحالت $N/N_0=0$ رفتار مانند شکل ۶. ۱۱ می‌شود و از بیشترین نرمی برخوردار است. با افزایش نیروی محوری اگر چه در ابتدا قدری به مقاومت افزوده می‌شود اما از نرمی کاسته می‌گردد زیرا حضور نیروی محوری حالت شکست را از نرم (تسلیم میلگردها) به ترد (خرد شدن بتن) سوق می‌دهد.



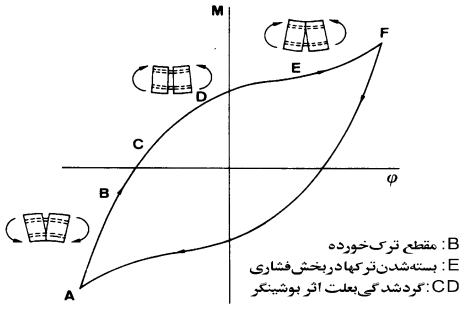
شکل ۶. ۱۲ تأثیر نیروی محوری بر کاهش نرمی تیرستون

چگونگی تأثیر نیروی محوری بر رفتار پسماند تیرستون را می‌توان در شکل ۶. ۱۳ بررسی کرد. یک مقطع بتنی تحت ترکیبی از نیروهای برشی، محوری و خمشی قرار گرفته است و جهت لنگر خمشی متناوباً عوض می‌شود تا نمودار پسماند بدست آید. در حالت $N=0$ حلقه‌های پسماند از ثبات خوبی برخوردارند وکاهندگی مقاومت ناچیز است. با افزایش نیروی محوری ازنرمی کاسته شده و حلقه‌ها دچار کاهندگی شدیدی می‌گردند که بیانگر رفتار لولاهای خمیری در ستون است. ازاین‌رو در آیین‌نامه‌ها توصیه می‌شود تا از بروز لولای خمیری درستون پرهیزشود و ترتیبی فراهم آیدتا لولا در تیر ایجاد گردد زیرا نیروی محوری تیر کوچک است و رفتار پسماند با کاهندگی کمتری مواجه است.



شکل ۶. ۱۳ تأثیر نیروی محوری بر کاهندگی تیرستون

اگر در یک مقطع بتنی تحت لنگر خالص، میلگردها به تسلیم برسند تغییر طول خمیری بوجودمی‌آید و دردورهای متوالی بارگذاری این تغییرطولها با هم جمع می‌شوند همانطور که در شکل ۶. ۱۴ می‌بینیم، در مقطع ترک بوجود آمده و عرض آن متوالیاً افزایش می‌یابد و درنتیجه در دور بعدی دیرتر بسته می‌شود. در فاصله نقاط B و E هنوز ترک بسته نشده و سختی خمشی مقطع صرفاً از میلگردها بدست می‌آید. هنگامی‌که ترک بسته می‌شود (نقطه E) سختی افزایش می‌یابد.



شکل ۶. ۱۴ تأثیر تسلیم میلگردها بر کاهش سختی خمشی مقاطع بتنی

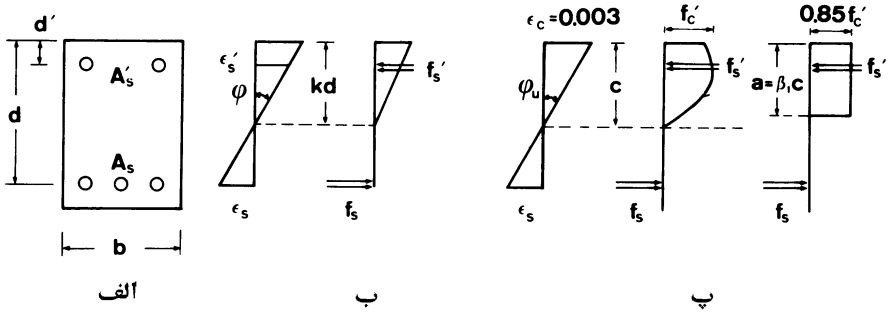
مقاومت خمشی تیر

محاسبه مقاومت خمشی نهایی مقاطع بتنی بر این اساس انجام می‌شود که کرنش فشاری به ۰/۰۰۳ برسد. مطابق شکل ۶. ۱۵ بخش فشاری مقطع با یک مستطیل با تنش یکنواخت $۰/۸۵f'_c$ جایگزین می‌شود. در این شکل مقدار β_1 برای $f'_c \leq ۲۸۰\ kg/cm^۲$ برابر ۰/۸۵ بوده و برای هر ۷۰ $kg/cm^۲$ افزایش مقاومت بتن از β_1 به میزان ۰/۰۵ کاسته می‌شود[۱]. چنانچه در مقاومت نهایی، میلگرد کششی تسلیم شود ($f_s=f_y$)، از تعادل لنگرها داریم:

$$M_u = 0.85abf'_c(d-0.5a) + A'_s f'_s(d-d') \qquad (۲.۶)$$

که در آن M_u لنگر نهایی، f'_c مقاومت فشاری بتن، f'_s تنش در میلگرد فشاری، f_y تنش تسلیم میلگرد کششی، A'_s سطح مقطع میلگردهای فشاری، α طول مستطیل فشاری، b عرض مقطع، و d' وd فواصل تار فشاری انتهایی تا مراکز میلگردهای فشاری و کششی می‌باشند.

[۱] ACI-318-83



شکل ۶. ۱۵ تیر تحت لنگر خمشی، الف. مقطع، ب.مرحله ارتجاعی، پ. مرحله نهایی

و از تعادل نیروهای محوری

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b} \qquad (۳.۶)$$

A_s سطح مقطع فولاد کششی و A'_s سطح مقطع فولاد فشاری است. با توجه به نمودار کرنش در مقطع داریم

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 0.003 E_s \frac{a - \beta_1 d'}{a} \le f_y \qquad (۴.۶)$$

E_s ضریب ارتجاعی میلگرد فشاری و β_1 برابر a/c است (c فاصله تار فشاری انتهایی از تار خنثی است). درحالتی‌که شکست *متعادل* باشد کرنشها در بتن فشاری و میلگرد کششی به‌طور همزمان به‌حد تسلیم می‌رسند. بنابراین کرنش بتن برابر ۰/۰۰۳ وتنش در میلگرد کششی برابر f_y است و در نتیجه طول مستطیل فشاری در حالت *متعادل* برابر است با

$$a_b = \frac{0.003 \beta_1 d}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \qquad (۵.۶)$$

با استفاده از روابط (۶. ۳) و (۶. ۴)، درصد میلگرد متعادل ρ_b برابر است با

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right) + \frac{\rho' f'_s}{f_y} \qquad (۶.۶)$$

که در آن

$$\rho_b = \frac{A_s}{bd} \quad , \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd} \qquad (۷.۶)$$

اگر مقدار میلگرد کششی ρ از ρ_b بیشتر باشد مقاومت نهایی با خردشدن بتن همراه است و اگر ρ از ρ_b کمتر باشد میلگردهای کششی قبل ازخرد شدن بتن تسلیم می‌شوند. این رابطه برای مقاطع T نیز برقرار است زیرا تار خنثی اکثراً از داخل دال عبور می‌کند.

ظرفیت تغییرشکل خمشی تیر

نرمی خمشی عبارت است از نسبت انحنای مقطع تحت لنگر نهایی ϕ_u به انحنای تسلیم ϕ_y که در آن میلگردهای کششی در آستانه تسلیم قرار گرفته اند. با توجه به شکل (۶. ۱۵):

$$\phi_y = \frac{f_y / E_s}{d(1-k)} \qquad \text{انحنای تسلیم} \qquad (۶. ۸)$$

که در آن

$$k = [(\rho+\rho')^2 n^2 + 2(\rho+\rho'\frac{d'}{d})n]^{\frac{1}{2}} - (\rho+\rho')n \qquad (۶. ۹)$$

و در آن n نسبت E_s/E_c می‌باشد. با توجه به شکل ۶. ۱۵، انحنای نهایی برابر است با

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_c \beta_1}{a} \qquad (۶. ۱۰)$$

و بنابراین نرمی خمشی (که بیانگر ظرفیت تغییرشکل خمشی است) برابر است با

$$\frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{\varepsilon_c}{f_y / E_s}\frac{\beta_1 d(1-k)}{a} \qquad (۶. ۱۱)$$

در این رابطه ε_c کرنش شکست بتن است که معمولاً برابر ۰/۰۰۳ فرض می‌شود اما کورلی (۵۱) نشان داد که کرنش شکست بتن بستگی به میزان میلگرد عرضی داشته و می‌تواند بیشتر از ۰/۰۰۳ باشد.

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 + 0.02\left(\frac{b}{l_c}\right) + \left(\frac{\rho_v f_{yv}}{1400}\right)^2 \qquad (۶. ۱۲)$$

که در آن b عرض تیر، l_c فاصله تا نقطه عطف (نقطه لنگر صفر)، ρ_v نسبت حجمی فولاد عرضی و فشاری (نسبت مجموع حجم تنگها و میلگردهای فشاری به حجم بتن در مقطع مورد نظر)، و f_{yv} تنش تسلیم تنگها (kg/cm^2). با استفاده از رابطه ۶. ۱۱ می‌توان به نتایج زیر دست یافت:

- افزایش میلگردهای کششی باعث کاهش نرمی خمشی ϕ_u / ϕ_y می‌شود.
- کاهش مقاومت تسلیم میلگردهای کششی موجب افزایش نرمی خمشی می‌گردد.
- افزایش مقاومت بتن نیز به افزایش نرمی خمشی می انجامد.

یک روش مؤثربرای بالابردن نرمی خمشی، افزایش ϕ_u / ϕ_y به کمک میلگردهای عرضی است زیرا طبق رابطه ۶. ۱۲، اثر قیدی این میلگردها موجب افزایش مقاومت نرمی بتن می‌گردد.

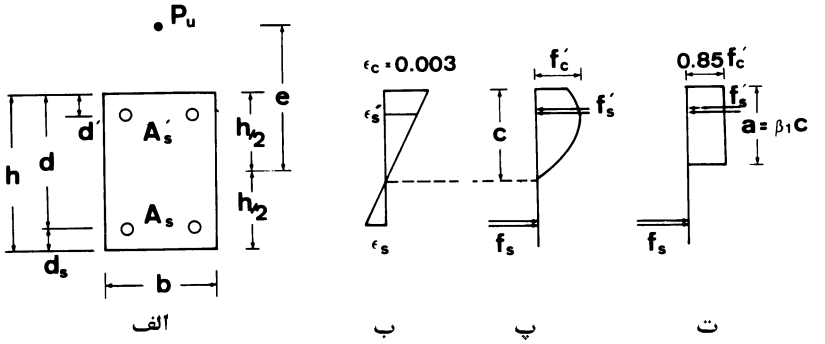
پارک وپاولی (۴۸) روابطی راکه توسط پژوهشگران مختلف برای کرنش شکست بتن ارائه شده، بررسی کرده‌اند.

مقاومت خمشی تیرستون

مقاومت نهایی یک مقطع فشاری طبق روش اِسی‌آی[1] برابر است با

$$P_0 = 0.85 f_c'(A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

A_g سطح مقطع کل و A_{st} سطح کل میلگردها است. برای تعیین مقاومت نهایی ستونی که بار آن با خروج از مرکز e وارد شود، با توجه به شکل زیر و با استفاده از همان فرضیاتی که قبلاً در محاسبه مقاومت خمشی تیر بکار گرفته شد، داریم



شکل ۶. ۱۶ ستون با بار خارج از مرکز در حالت نهایی، الف. مقطع، ب. کرنش، پ. تنشهای واقعی، ت. تنشهای معادل

$$P_u = 0.85 f_c' ba + A_s' f_s' - A_s f_s \qquad (۱۳.۶)$$

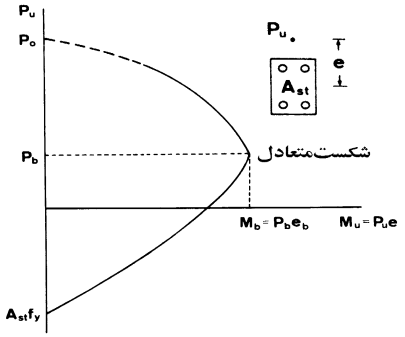
$$P_u e = 0.85 f_c' ba(0.5h - 0.5a) + A_s' f_s'(0.5h - d') + A_s f_s (0.5h - d_s) \qquad (۱۴.۶)$$

d عمق مقطع، d_s فاصله آخرین تار کششی تا مرکز میلگردهای کششی، e خروج از مرکز نیروی وارد و f_s تنش درمیلگردهای کششی است. $f's$ از رابطه ۶. ۴ و f_s نیز به‌طور مشابه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$f_s = \varepsilon_s E_s = 0.003 E_s \frac{d\beta_1 - a}{a} \le f_y \qquad (۱۵.۶)$$

[1] ACI-318-83

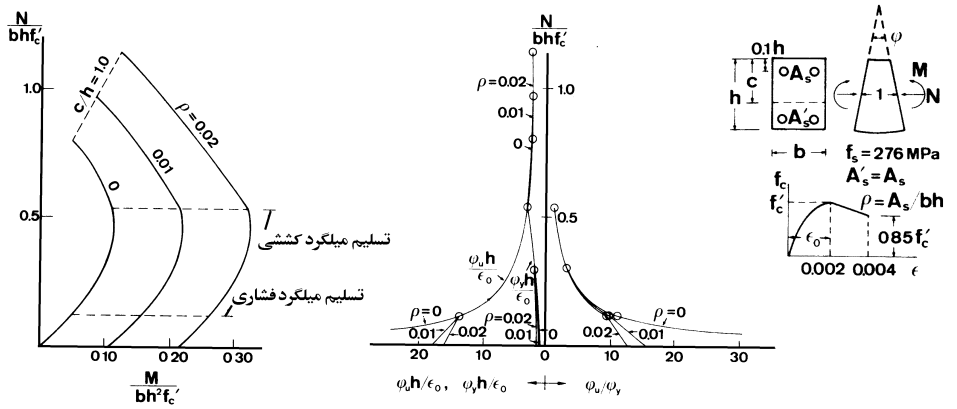
اندرکنش نیروی P_u و لنگر P_ue که از روابط (۶. ۱۳) و (۶. ۱۴) محاسبه شده‌اند در نمودار ۶. ۱۷ نمایانده شده است. این معادلات در مورد بخش خط چین نمودار صادق نیست زیرا خروج مرکز آنقدر کوچک است که محور خنثی در خارج از مقطع قرار می‌گیرد و برای آن باید معادلات دیگری نوشته شود. در این نمودار P_b و P_be با جایگزین کردن $f_s=f_y$ و $a=a_b$ در معادلات (۶. ۱۳) و (۶. ۱۴) بدست می آیند و a_b هم از رابطه (۶. ۵) تعیین می‌شود. زمانی‌که‌کرنش درتار فشاری بتن به‌کرنش‌شکست ۰/۰۰۳ می‌رسد، چنانچه P از P_b کوچکتر باشد میلگرد کششی نیز تسلیم شده است و اگر P از P_b بزرگتر باشد، میلگرد هنوز در محدوده ارتجاعی است.



شکل ۶. ۱۷ نمودار اندرکنش یک ستون بتنی

نرمی (شکل‌پذیری) خمشی تیرستون

در شکل ۶. ۱۲ با تأثیر کاهنده نیروی محوری آشنا شدیم. در شکل ۶. ۱۸ نمودارهای اندرکنش بین M و N آمده است. همچنین تأثیر نیروی محوری بر انحنای تسلیم ϕ_y، انحنای نهایی ϕ_u و نرمی خمشی ϕ_u/ϕ_y نمایانده شده است. نمودارهای مشابه را می‌توان در مرجع (۴۹) یافت. با توجه به نمودار ۶. ۱۸، افزایش N (نیروی محوری همپایه با N/bhf'_c نمایش داده شده) نرمی خمشی ϕ_u/ϕ_y کم می‌شود. تحت نیروهای محوری بزرگ، برای افزایش نرمی می‌توان از میلگردهای عرضی (تنگ) استفاده نمود که روش محاسبه آن در پارک و پاولی (۴۸) آمده است. به‌توصیه اِسی‌آی در نیروی محوری بیش از $۰/۱A_gf'_c$، بایدبرای مقید ساختن تیرستون از تنگهای مخصوص استفاده شود (A_g سطح مقطع کل است).



شکل ۶. ۱۸ مقاومت و نرمی تیرستون تحت نیروی خارج از مرکز

نرمی جابجایی[1]

هنگامی که تیر طره‌ای شکل ۶. ۱۹ تحت بار متمرکز قرار گیرد، لنگر بیشینه موجب ایجاد یک لولای خمیری در ناحیه مجاور تکیه‌گاه می‌گردد. برای محاسبه خیز سر تیر می‌توان از قضیه لنگر منحنی انحنا (M/EI در حوزه ارتجاعی و ϕ در حالت کلی) استفاده کرد. اگر منحنی انحنا در ناحیه غیرارتجاعی مطابق نمودار ج در شکل ۶. ۱۹ فرض شود، لنگر این منحنی نسبت به نقطه A خیز این نقطه را بدست خواهد داد و بر همین اساس پارک (۵۰) مقدار خیز غیرارتجاعی Δ_u را محاسبه کرده و با تقسیم بر تغییر مکان ارتجاعی Δ_y نرمی خیز را تعیین نمود.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + (\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1)\frac{3l_p(l - 0.5l_p)}{l^2} \qquad (۱۶.۶)$$

l طول تیر و l_p طول ناحیه غیرارتجاعی است. رابطه ۶. ۱۶ حاکی است که نرمی جابجایی برای یک نرمی خمشی معین ϕ_u/ϕ_y به طول لولای خمیری l_p بستگی دارد و با کاهش نسبت l_p/l، نرمی جابجایی نیز کم می‌شود، و برای ثابت نگاه داشتن آن باید بر نرمی خمشی افزود. برای محاسبه طول لولای خمیری l_p می‌توان از رابطه تجربی زیر بنقل از کورلی (۵۱) استفاده نمود.

$$l_p = 0.5d + 0.05z \qquad (۱۷.۶)$$

---

[1] deflection ductility

d عمق مؤثر مقطع و z فاصله مقطع بحرانی (نقطه B در شکل ۶. ۱۹) تا نقطه عطف تیر[۱] می‌باشد. به عنوان مثال در تیر شکل ۶. ۱۹ اگر نسبت l/d برابر ۵ فرض شود داریم

$$\text{فاصله نقطه بحرانی } B \text{ از نقطه عطف } A$$

$$d = 0.2l \qquad z = l$$

و از رابطه (۶. ۱۷)

$$lp = 0.5(0.2l) + 0.05l = 0.15l$$

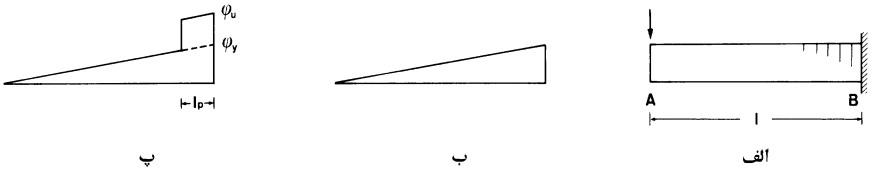
پس l_p/l برابر ۰/۱۵ می‌شود. اکنون اگر ضوابط طراحی ایجاب نماید که نرمی جابجایی تیر Δ_u/Δ_y برابر ۴ باشد با استفاده از رابطه ۶. ۱۶

$$1+(\phi_u/\phi_y -1) \times 3[0.15(1 - 0.5 \times 0.15)] = 4$$

و آنگاه

$$\phi_u/\phi_y = 8.2$$

ملاحظه می‌شود که برای بدست آوردن یک نرمی جابجایی معین، نیاز به نرمی خمشی بسیار بیشتری می‌باشد.



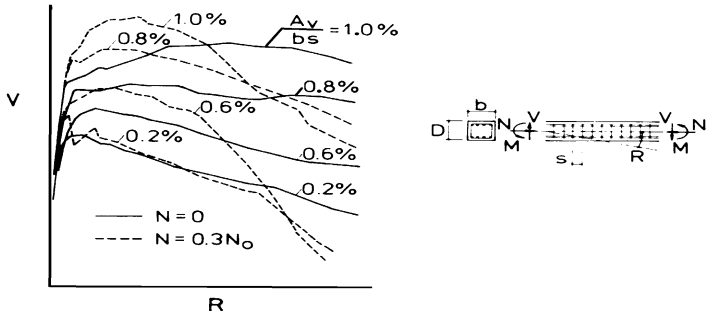
شکل ۶. ۱۹ انحنای غیرارتجاعی تیر طره‌ای، الف. تیر طره‌ای، ب. نمودار لنگر، پ نمودار انحنا

۶. ۱. ۲. ۳. رفتار برشی اعضای بتنی

روابط نیرو جابجایی

اگر یک عضو بتنی را تحت نیروی محوری ثابت N قرار داده و سپس نیروی برشی V و لنگر متناظر M را وارد سازیم و جابجایی نسبی دوسر عضو بخش بر طول عضو را R بنامیم، نمودارهای V-R به نقل از واکابایاشی (۴۰) در شکل زیر آمده است. این نمودارها برای حالتهایی که نسبت نیروی محوری به ظرفیت فشاری مقطع صفر و سی درصد باشد، رسم شده است. در این شکل فاصله تنگها با s و سطح مقطع آنها با A_v مشخص گردیده، b عرض و h عمق می‌باشد.

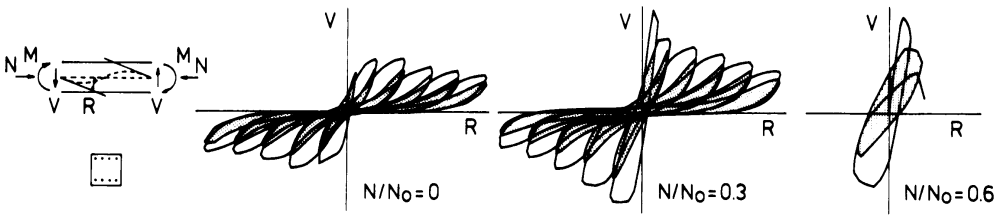
[۱] point of contraflexure



شکل ۶. ۲۰ رابطه نیروجابجایی تیرستونهایی که تحت نیروی برشی به تسلیم می‌رسند
(نقل از واکابایاشی (۴۰))

با توجه به شکل، هر قدر نسبت A_v/bs که بیانگر مقدار تنگهاست بیشتر می‌شود بر نرمی و مقاومت افزوده می‌گردد. همچنین با افزایش نیروی محوری N، شکست برشی تردتر می‌شود. رفتار پسماند تیرستونهایی که تحت نیروی برش متناوب دچار شکست برشی می‌شوند در شکل ۶. ۲۱ نمایانده شده است. اگر آن را با شکل ۶. ۱۳ که بیانگر رفتار پسماند تیرستونها با شکست خمشی است، مقایسه کنیم، ویژگیهای اعضایی که دچار شکست برشی می‌شوند به شرح زیر بدست می‌آید:

کاهش مقاومت پس از رسیدن به مقاومت نهایی بسیار شدید بوده و مقدار نرمی کم است. همچنین حلقه‌های پسماند حالت باریک شدگی[۱] شدیدتری دارند بدین معنا که شیب منحنی پسماند تا قبل از رسیدن به نقاط انتهایی بسیار کم است و این موجب کوچک بودن مساحت حلقه می‌گردد. بنابراین انرژی تلف‌شده در یک دور بارگذاری کمتر از وقتی است که شکست از نوع خمشی باشد. این ویژگی عمومی شکستهای برشی است. افزون بر این، کاهندگی مقاومت در دورهای متوالی بارگذاری شدید است.

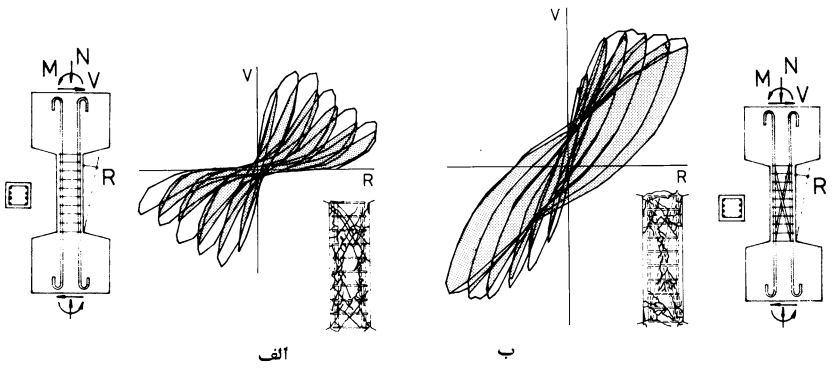


شکل ۶. ۲۱ نمودارهای پسماند تیرستونها هنگامی که شکست برشی غالب است
(نقل از واکابایاشی (۴۰))

[۱] pinching

تأثیر میلگردهای ضربدری

تیرهای عمیقی‌که دیوارهای برشی را بهم متصل می‌کنند غالباً درحالت برشی می‌شکنند و رفتارشان با افزایش خاموت بهتر نمی‌شود. بکارگیری میلگردهای ضربدری می‌تواند رفتار پسماند را به‌طور چشمگیری بهبود بخشیده و از کاهندگی جلوگیری کند. در آزمایشهای واکابایاشی (۴۰) مشخص گردید که بکارگیری میلگردهای ضربدری در تیرستون نیز باعث بهبود خواص پسماند می‌گردد. همانطور که در شکل ۶. ۲۲ نشان داده شده است، دو تیرستون تحت ترکیبی از نیروهای برشی، محوری و خمشی قرار گرفته‌اند. این دو عضو کاملاً یکسانند، اما فقط در یکی از آنها میلگرد ضربدری نیز قرار داده شده است.



شکل ۶. ۲۲ تأثیر میلگرد ضربدری بر رفتار پسماند تیرستون، الف. تیرستون بدون میلگرد ضربدری، ب. تیرستون با میلگرد ضربدری (نقل از واکابایاشی (۴۰))

با توجه به شکل می‌توان نتیجه گرفت که وجود میلگرد ضربدری موجب مزایای زیر شده است: ۱. افزایش مقاومت برشی، ۲ . افزایش نرمی، ۳ . افزایش ظرفیت اتلاف انرژی پسماند، ۴. تقلیل کاهندگی، ۵. تبدیل حالت شکست از برشی به خمشی.

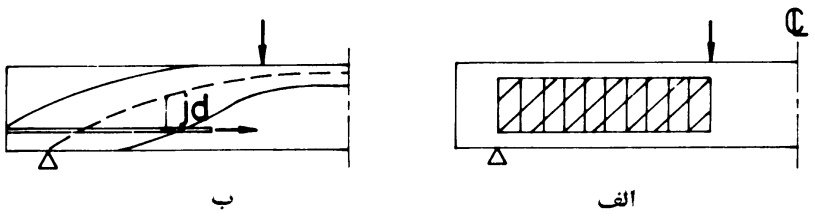
مقاومت برشی

مقاومت برشی اعضای بتنی به کمک دو عامل تأمین می‌شود: کنش خرپایی[۱] و کنش قوسی[۲]. این کنشها در شکل ۶. ۲۳ نمایش داده شده است.

---

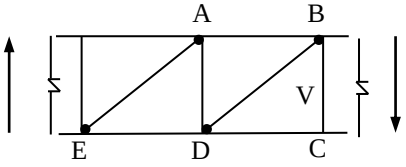
[۱] truss action

[۲] arch action

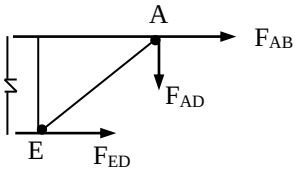


شکل ۶. ۲۳. سازکارهای مقاومت برشی، الف. کنش خرپایی، ب. کنش قوسی

سازکار خرپا قدیمی‌تر است. بتن فشاری و میلگردهای کششی بترتیب اعضای فشاری و کششی خرپا را تشکیل داده و برای گرفتن برش، خاموتها به صورت اعضای کششی و بتن به صورت قطر فشاری عمل می‌کند و نیروی فشاری در قطر فشاری بتنی به‌وسیله نیروی کششی خاموتها و میلگردهای تحتانی به تعادل می‌رسد. بنابراین، با توجه به شکل، نیروی برشی با نیروی کششی در خاموتها برابر است.



در این شکل، AB عضو فشاری بتنی، DC عضو کششی که در واقع همان میلگرد است، AD و BC خاموتها که به‌صورت کششی عمل‌می‌کنند، و BD قطر فشاری بتنی می‌باشد. با استفاده از برش زیر و تعادل نیروها داریم



$$\sum F_y = 0 \quad \therefore \quad F_{AD} = V$$

بنابراین نیروی برشی V برابر مقاومت کششی خاموتها است. علاوه‌براین مقاومت فشاری قطر بتنی BD و اتصال میلگردهای کششی تحتانی به بتن نیز جزو عوامل محدود کننده نیروی برشی V می‌باشند. استفاده از سازکار قوسی برای انتقال نیروی برشی نظریه جدیدتری است

که علاقمندان برای اطلاع بیشتر می‌توانند به مراجع مربوطه از جمله (۵۲) مراجعه نمایند. اِسی‌آی[1] روابط تجربی زیر را برای محاسبه مقاومت برشی مقاطع بتنی توصیه می‌کند. مطابق این روش مقاومت برشی دارای دو بخش است: مقاومت برشی خود بتن V_c به علاوه مقاومت حاصل از خاموتها V_s، بنابراین:

$$V_n = V_c + V_s \qquad \text{مقاومت برشی اسمی مقاطع بتنی} \qquad (۶.۱۸)$$

مقاومت برشی بتن برابر است با

$$V_c = v_c b_w d \qquad (۶.۱۹)$$

v_c تنش برشی مقاوم بتن، b_w عرض جان و d عمق مؤثر مقطع است. طبق ضوابط اِسی‌آی

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} \quad \text{kg/cm}^2 \qquad \text{تنش برشی مقاوم بتن در غیاب نیروی محوری} \qquad (۶.۲۰)$$

وقتی مقطع تحت نیروی فشاری N_u باشد:

$$v_c = 0.53\left(1+\frac{N_u}{140A_g}\right)\sqrt{f'_c} \qquad \text{تنش برشی مقاوم (کیلوگرم‌برسانتیمترمربع)} \qquad (۶.۲۱)$$

و تنش برشی مقاوم بتن وقتی مقطع تحت نیروی کششی N_u باشد برابر است با:

$$v_c = 0.53\left(1-\frac{N_u}{35A_g}\right)\sqrt{f'_c} \quad kg/cm^2 \qquad (۶.۲۲)$$

A_g مساحت کل مقطع به سانتیمتر مربع و f'_c مقاومت فشاری بتن برحسب kg/cm^2 است. مقاومت حاصل از خاموتها برابر است با

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \qquad (۶.۲۳)$$

A_v سطح مقطع خاموتهایی که در فاصله s قرار دارند، f_y تنش تسلیم خاموتها و d عمق مقطع است. پس

$$V_n = v_c b_w d + \frac{A_v f_y d}{s} \qquad (۶.۲۴)$$

---

[1] ACI-318-1983

طبق ضوابط اِسی‌آی حداکثر V_s برابر با $2/12 b_w d\sqrt{f'_c}$ kg/cm^2 است. بالاخره چنانچه از خاموتهای مورب نیز استفاده شود

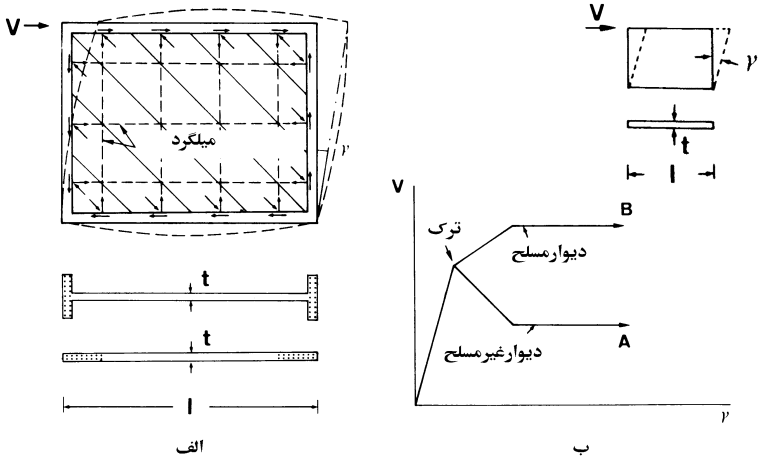
$$V_n = v_c b_w d + \frac{A_v f_y d}{s} + 2A_{sd} f_y Sin\theta \qquad (۲۵ .۶)$$

A_{sd} سطح مقطع خاموتهای مورب کششی (که مساوی خاموتهای مورب فشاری فرض شده است) و θ زاویه بین خاموت مورب با افق است.

۶. ۱. ۲. ۴. دیوار برشی

میانقاب بتنی

دیوار بتنی که در داخل قاب بتنی قرار گرفته است میانقاب بتنی نامیده می‌شود (گاهی هم دیوار برشی کوتاه[۱] خوانده می‌شود). این نوع دیوار می‌تواند مسلح و یا غیرمسلح باشد. واکابایاشی (۴۰) رفتار این دو نوع دیوار را در نمودار شکل ۶. ۲۴ از هم متمایز ساخته است.



شکل ۶. ۲۴ رفتار میانقاب بتنی تحت بار جانبی، الف. ترک قطری و تأثیر میلگرد ، ب. نمودار نیرو جابجایی فرضی (نقل از واکابایاشی (۴۰))

[۱] squat shear wall

کمیته ساختمانهای بلند امریکا (۵۳) رابطه زیر را برای محاسبه مقاومت برشی میانقاب بتنی پیشنهاد می‌کند

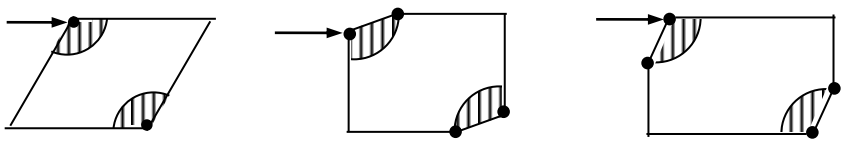
$$V_c = 0.1tlf'_c \qquad (۲۶ .۶)$$

t و l کلفتی و طول دیوار، و f'_c مقاومت فشاری بتن است. چنانچه دیوار مسلح باشد، پس از شکست برشی (ترک قطری)، میلگردها تسلیم شده و دیوار به مقاومت نهایی خود می‌رسد. در این صورت فرض می‌شود که مقاومت نهایی دیوار فقط تابعی از مقدار میلگرد است و داریم

$$V_w = \rho_w tlf_y \le 0.18tlf'_c \qquad \text{مقاومت نهایی دیوار پس از وقوع ترک قطری} \qquad (۲۷ .۶)$$

ρ_w درصد میلگرد افقی (که مساوی میلگردهای قائم فرض شده است) و f_y تنش تسلیم میلگرد است. حد $۰/۱۸tlf'_c$ به‌طور تجربی بدست آمده است و بیانگر شکست کنج میانقاب است. به عبارت دیگر، اگر مقدار میلگرد را آنقدر زیاد کنیم تا مقاومت برشی میانقاب از مقاومت شکست کنج بیشتر شود در این صورت شکست کنج غالب شده و مقدار تجربی فوق به عنوان حد مقاومت میانقاب در نظر گرفته می‌شود.

نگارنده (۴۱) نشان داده است که اندرکنش بین قاب و میانقاب توزیع تنشها را پیچیده ساخته و استفاده از روش فوق برای تعیین مقاومت میانقاب صحیح نمی‌باشد، بلکه بجای آن بهتر است از روش زیر استفاده شود. در حالت نهایی شکست، کنج میانقاب خرد می‌شود و بر حسب اینکه تیر قویتر باشد یا ستون، لولاهای خمیری شکل ۶. ۲۵ در قاب ایجاد می‌گردد.



الف. قاب ضعیف، ستون از تیر ضعیف‌تر است — ب. قاب ضعیف، تیر از ستون ضعیف‌تر است — پ. قاب قوی

شکل ۶. ۲۵ حالتهای شکست کنج در میانقابهای بتنی

برای این حالتهای شکست می‌توان مقاومت میانقاب را مطابق زیر حساب کرد.

$$V = mf_c tl \qquad (۲۸ .۶)$$

f_c مقاومت فشاری بتن که برابر ۰/۸۵f'_c در نظر گرفته می‌شود. t و l کلفتی و طول میانقاب بوده و m کمترین مقدار حاصل از روابط زیر می‌باشد.

$$m = \sqrt{\frac{2(M_j + M_c)}{f_c t h^2}} \qquad (۲۹ .۶)$$

$$m = \frac{1}{\tan\theta}\sqrt{\frac{2(M_j + M_b)}{f_c t h^2}} \qquad (۳۰ .۶)$$

$$m = \frac{4M_j}{f_c t h^2} + \frac{1}{6} \qquad (۳۱ .۶)$$

$$m = \frac{4M_j}{f_c t h^2} + \frac{1}{6\tan^2\theta} \qquad (۳۲ .۶)$$

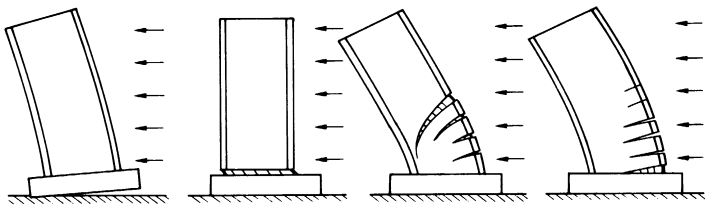
در این روابط f_c برابر ۰/۸۵f'_c، t کلفتی میانقاب، h ارتفاع میانقاب، M_b و M_c لنگر نهایی تیر و ستون و M_j لنگر نهایی اتصال است که برای اتصالات مفصلی برابر صفر و اتصالات گیردار برابر کمترین M_b و M_c اختیار می‌شود و θ برابر است با

$$\theta = \tan^{-1}\frac{h}{l}$$

ملاحظه می‌شود که مقاومت میانقاب علاوه بر f'_c، به مقاومت قاب نیز بستگی دارد و هر قدر قاب قویتر شود m و V افزایش می‌یابند.

دیوار برشی طره‌ای

دیوار برشی طره‌ای همانند تیر طره‌ای عمل می‌کند و مطابق شکل ۶. ۲۶ چهار حالت شکست را می‌توان در نظر گرفت: خمشی، برشی، برشی-لغزشی و واژگونی پی.



الف ب پ ت

شکل ۶. ۲۶. حالتهای شکست دیوار برشی طره‌ای، *الف. شکست خمشی، ب. شکست برشی ، پ. شکست برشی لغزشی، ت. واژگونی پی*

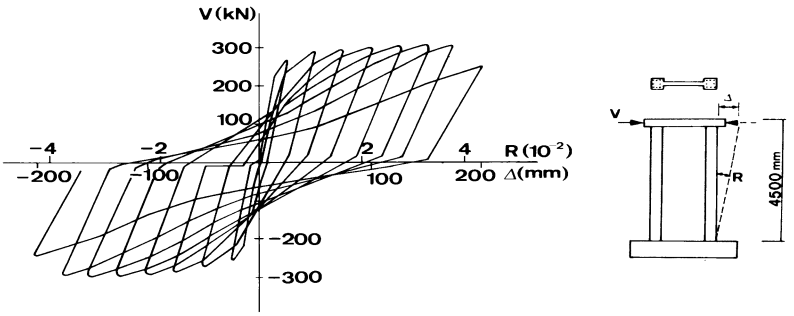
شکست خمشی: مقاومت برشی دیوار برشی طره‌ای را می‌توان به توصیه کاردناس (۵۴) از رابطه زیر حساب کرد.

$$M_u = 0.5A_s f_y l_w (1+\frac{N_u}{A_s f_y})(1-\frac{c}{l_w}) \qquad (۳۳ .۶)$$

که

$$\frac{c}{l_w} = \frac{q+\alpha}{2q+0.85\beta_1} \qquad q = \frac{A_s f_y}{l_w t f'_c} \qquad \alpha = \frac{N_u}{l_w t f'_c}$$

A_s سطح میلگردهای قائم، f_y تنش تسلیم میلگرد، N_u نیروی فشاری قائم وارد به دیوار، l_w طول افقی دیوار، t کلفتی دیوار، c فاصله دورترین تار فشاری تا تار خنثی وf'_c مقاومت فشاری بتن است. β_1 برای f'_c کوچکتر یا مساوی ۲۸۰ kg/cm^2 برابر ۰/۸۵ است و برای مقادیر بزرگتر، به ازاء هر ۷۰ kg/cm^2 افزایش مقاومت، ۰/۰۵ کاهش در β_1 منظور می‌شود. نیروی فشاری قائم دیوار N_u معمولاً کمتر از حد متعادل است و شکست خمشی معمولاً با تسلیم میلگردها همراه است. همانطور که در شکل ۶. ۲۷ پیداست در حلقه‌های پسماند کاهندگی مقاومت دیده نمی‌شود اما در هر حال کاهندگی سختی که ناشی از کش آمدن میلگردهای تسلیم شده است کاملاً مشهود می‌باشد.



شکل ۶. ۲۷ رفتار پسماند دیوار برشی - حالت شکست: خمشی نرم که میلگردهای کششی زودتر از بتن تسلیم شده‌اند (نقل از (۵۵))

در شرایط خاصی‌که دیوار تحت نیروی‌فشاری زیادی قرار گیرد، شکست خمشی با خردشدن بتن فشاری همراه است و درحلقه‌های پسماند علاوه‌بر کاهندگی‌سختی، کاهندگی مقاومت نیز بوجود می‌آید. برای مقابله با این پدیده می‌توان با میلگردهای عرضی، بتن را در ناحیه فشاری محصور نمود و بدینوسیله بر نرمی (شکل‌پذیری) دیوار برشی افزود.

شکست برشی: دیوارهایی که نسبت بعدی[۱] (ارتفاع به طول) کوچکی دارند مانند شکل ۶. ۲۶. ب دچار شکست برشی می‌شوند و در نتیجه ترکهای قطری ظاهر می‌گردند. قبلاً گفتیم که مقاومت برشی ناشی از دو عامل است: خود بتن و میلگردهای افقی. آیین‌نامه اِسی‌آی در ضمیمه *A.7.3* خود مقاومت دیوار برشی را مورد بررسی قرار داده است. بنابراین ضوابط، مقاومت برشی دیوار برابر است با

$$V_u = \phi V_n \qquad \text{مقاومت برشی مجاز در حالت حدی} \qquad (۳۴ .۶)$$

ϕ ضریب کاهش است که برای نیروی برشی برابر ۰/۶۰ می‌باشد[۲]. V_n مقاومت برشی اسمی است و از رابطه زیر بدست می‌آید

$$V_n = V_c + V_s \qquad (۳۵ .۶)$$

V_c مقاومت برشی خود بتن و V_s مقاومت برشی میلگردهای افقی است.

$$V_s = \rho_n A_{cv} f_y \qquad (۳۶ .۶)$$

ρ_n نسبت سطح میلگردهای افقی به سطح مقطع قائم دیوار (ارتفاع * کلفتی دیوار)، A_{cv} سطح‌مقطع افقی دیوار (طول*کلفتی دیوار)، و f_y تنش تسلیم میلگرد بر حسب kg/cm^2 است.

$$V_c = A_{cv}(0.53\sqrt{f'_c}) \qquad kg/cm^2 \qquad (۳۷ .۶)$$

---

[۱] aspect ratio

[۲] نعیم (۳۴) علت تغییر ضریب کاهش ϕ از ۰/۸۵ به ۰/۶۰ برای محاسبه مقاومت برشی دیوار توسط اسی‌آی را اینطور توضیح میدهد: تحقیق روی رفتار دینامیکی دیوار برشی در زلزله نشان داده است که نیروی برشی دینامیکی بیش از مقدار حاصل از تحلیل استاتیکی بر پایه مد اصلی است بطوریکه نسبت این دو در آزمایشهای درکو و همکاران بین ۱/۳ تا ۴ در تغییر بوده است (Derecho, A. T., et al, 1981, Structural walls in earthquake resistant buildings, dynamic analysis of isolated structural walls, Final report to National Science Foundation, ASRA, Construction Technology Laboratory, PCA, Skopie). از این رو، اسی‌آی با کاهش ϕ سعی نموده از شکست برشی ترد جلوگیری شود تا نحوه شکست دیوار در زلزله به صورت شکست خمشی نرم باشد.

f'_c مقاومت فشاری بتن بر حسب kg/cm^2 و A_{cv} سطح مقطع افقی دیوار بر حسب متر مربع است. طبق ضوابط مندرج در ضمیمه *A.7.3* آیین‌نامه اِسی‌آی برای محاسبه V_c علاوه بر رابطه فوق، می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود که در آن مقاومت برشی بتن تابعی از نسبت بُعدی دیوار (ارتفاع به طول) در نظر گرفته شده است. باید توجه داشت که می‌توان از رابطه ۶. ۳۷ استفاده کرد و رابطه زیر را نادیده گرفت اما برای دیوارهایی که نسبت بُعدی‌شان کوچکتر از ۲ باشد رابطه زیر مقاومت بیشتری را بدست می‌دهد.

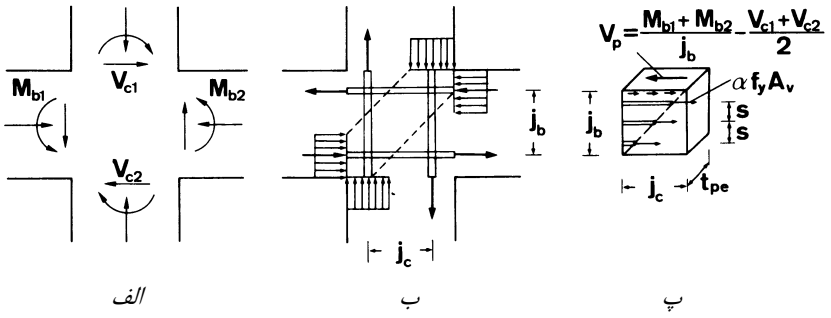
$$V_c = A_{cv}(\alpha\sqrt{f'_c}) \qquad kg/cm^2 \qquad (۳۸ .۶)$$

α برای نسبت بُعدی ۲ برابر ۰/۵۳ و برای نسبت بعدی ۱/۵ برابر ۰/۸۰ است و بین این‌دو به‌طور خطی تغییر می‌کند. ضمناً چون زیاد مسلح کردن دیوار برشی موجب خرد شدن بتن می‌شود، بند *A.7.3.6* آیین‌نامه اِسی‌آی حداکثر V_n را چنین تعیین می‌کند:

$$V_n \le A_{cv}(2.65\sqrt{f'_c}) \qquad kg/cm^2 \qquad (۳۹ .۶)$$

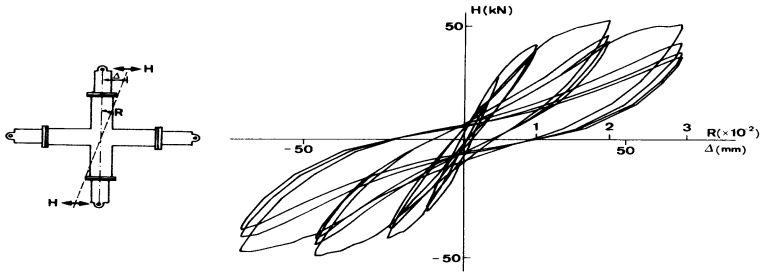
۶. ۱. ۲. ۵. اتصالات بتنی

اتصالات بتنی مطابق شکل ۶. ۲۸ از دوسو زیر اثر لنگرهای مخالف قرار گرفته و تنشها آن‌چنان که در شکل دیده می‌شود، در امتداد یکی از اقطار کشش و در دیگری فشار بوجود می آورند تا آنجا که در امتداد قطر فشاری ترک ایجاد می‌شود و با افزایش لنگر نهایتاً قطر فشاری خرد می‌شود. این پدیده توسط محققان بسیاری مورد تأیید قرار گرفته است (۴۰ و ۵۶).



شکل ۶. ۲۸ عملکرد اتصالات بتنی تحت نیروهای ناشی از زلزله،
الف. نیروها، ب. تنشها، پ. نحوه مقاومت اتصال

رفتار پسماند این نوع اتصالات حاکی از شکست ترد آنها است که مشخصه عمومی شکستهای برشی است و ویژگیهای آن عبارتند از: کاهندگی سختی، کاهندگی شدید مقاومت، ظرفیت اتلاف انرژی کم و نرمی اندک. نمونه چنین رفتاری را می‌توان در نمودارهای پسماند شکل ۶. ۲۹ مشاهده کرد.



شکل ۶. ۲۹ نمونه رفتار پسماند اتصالات بتنی که با کاهندگی شدید مقاومت و سختی همراه است

نیروها و لنگرهای وارد بر قطعه اتصال[۱] را می‌توان به نیروهای متقارن مربوط به بار قائم و نیروهای متقارن معکوس[۲] مربوط به بار افقی تقسیم نمود. برش اتصال از نیروهای متقارن معکوس بدست می‌آید. با توجه به شکل ۶. ۲۸. پ، نیروی برشی که به بالای قطعه وارد می‌شود برابر است با

$$V_p = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{j_b} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \qquad (۴۰ .۶)$$

j_b بازوی داخلی تیر، M_{b1} و M_{b2} لنگر تیرهای سمت چپ و راست، و V_{c1} و V_{c2} نیروی برشی ستونهای بالا و پایین می‌باشند. رابطه تجربی زیر برای محاسبه مقاومت برشی قطعه اتصال پیشنهاد شده است (۴۰):

$$V_p = v_c t_{pe} j_c + \frac{0.5 f_y A_v j_c}{s} \qquad (۴۱ .۶)$$

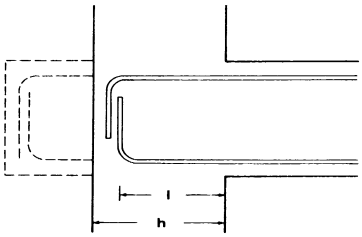
$$v_c = \begin{cases} (0.78 - 0.0016 f_c') f_c' & kg/cm^2 \quad f_c' \le 240 \quad kg/cm^2 \\ 95 & f_c' > 240 \quad kg/cm^2 \end{cases} \qquad (۴۲ .۶)$$

---

[۱] joint block

[۲] antisymmetrical

که در آن j_c بازوی داخلی ستون، t_{pe} کلفتی مؤثر اتصال (برابر متوسط عرض تیر و ستون)، و A_v سطح مقطع خاموتهایی با فواصل s است (به شکل ۶. ۲۸ مراجعه شود). مقاومت اتصالات بتنی به نحوه مهار میلگردها نیز بستگی دارد و باید میلگردها را مطابق شکل ۶. ۳۰ تا نزدیکی انتهای ستون امتداد داد و در مواردی که باز هم طول مهاری کم است باید تیر را مطابق خط چین ادامه داد تا طول مهاری بیشتری حاصل گردد.

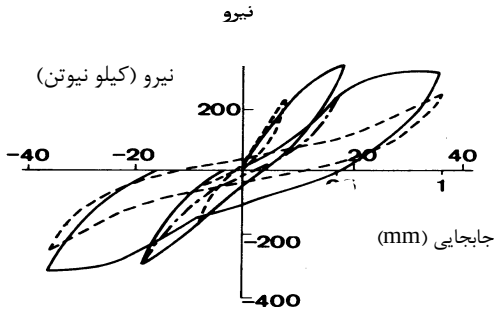


شکل ۶. ۳۰ مهار میلگردهای اصلی در اتصالات بتنی

۶. ۱. ۲. ۶. سازه‌های بتنی پیش‌تنیده

رفتار پسماند

یک سازه بتنی پیش‌تنیده وقتی تحت تنش قرار می‌گیرد اگر کرنشهای فشاری در بتن خیلی بزرگ نباشد، ترکهایی که در بخشهای کششی پدید می‌آیند باحذف بار مجدداً بهم آمده و یک نمودار پسماند S شکل مطابق شکل ۶. ۳۱ بدست می‌آید. ازخواص عمومی این نمودار، کوچکی حلقه‌های پسماند است که بیانگر پایین بودن ظرفیت اتلاف انرژی در سازه می‌باشد. از این رو کارشناسان معتقدند که پاسخ سازه‌های پیش‌تنیده به زلزله شدیدتر از سازه‌های بتن آرمه معمولی است.



شکل ۶. ۳۱ نمودار پسماند یک تیر پیش‌تنیده

بنا به گزارش پارک (۵۰) پاسخ یک سازه بتنی پیش‌تنیده به زلزله اِل‌سنترو در شرایط مشابه ۳۰٪ بیش از سازه بتنی معمولی بوده است. بنابراین سازه‌های پیش‌تنیده باید برای نیروی زلزله بزرگتری طرح شوند تا در هنگام زلزله پاسخشان مشابه سازه‌های بتنی معمولی باشد. همچنین برای افزایش نرمی و ظرفیت اتلاف انرژی می‌توان در کنار میلگرد پیش‌تنیده، مقداری هم میلگرد معمولی بکاربرد تا در دورهای بارگذاری متناوب، مرتباً تسلیم شده و انرژی را تلف کنند. علاوه‌براین می‌توان از سازه‌های نیمه‌تنیده استفاده کرد بدین ترتیب که تیرها را پیش‌تنیده و ستونها را معمولی طرح نمود.

مقاومت

مقاومت خمشی یک عضو بتنی پیش‌تنیده با مقطع مستطیل یا سپری[1] (مشروط به عبور تار خنثی از بال) برابر است با

$$M_n = A_{ps} f_{ps} (d - \frac{a}{2}) \qquad (۴۳ .۶)$$

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps}}{0.85 f'_c b} \qquad (۴۴ .۶)$$

A_{ps} سطح مقطع میلگرد پیش‌تنیده، d فاصله مرکز میلگردهای پیش‌تنیده تا دورترین تار فشاری، b عرض بخش فشاری مقطع، و f'_{ps} تنش نهایی در میلگردهای پیش‌تنیده است. درمواردی‌که تنش مؤثر پیش‌تنیدگی بیش از نصف تنش مقاوم میلگرد f_{pu} باشد، بنا به توصیه اِسی‌آی[2] مقدار f_{ps} برابر است با

$$f_{ps} = f_{pu}(1 - \xi) \qquad (۴۵ .۶)$$

ξ تابعی از مقدار میلگردهای پیش‌تنیده و معمولی است.

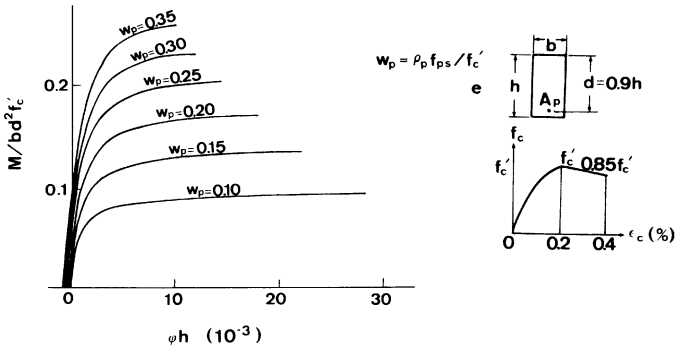
نرمی (شکل‌پذیری)

نرمی اعضای پیش‌تنیده به مقدار و نحوه استقرار میلگرد پیش‌تنیده بستگی دارد. شکل ۶. ۳۲ نشان می‌دهدکه باافزایش w_p ($=\rho_p f_{ps}/f'_c$) مقاومت خمشی زیاد می‌شود اما نرمی کاهش‌می‌یابد.

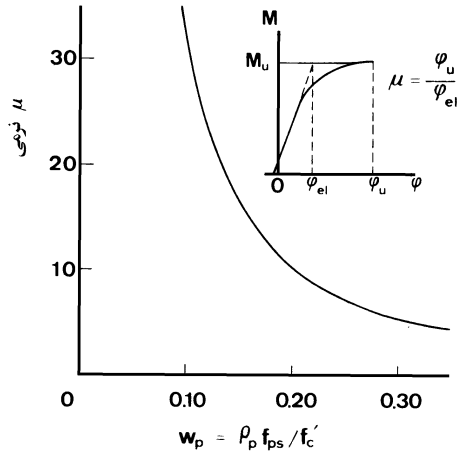
---

[1] مقطع T

[2] ACI-318-1983



شکل ۶. ۳۲ رابطه لنگر-انحنا برای تیرهای بتنی پیش‌تنیده



شکل ۶. ۳۳ رابطه w_p و نرمی برای تیرهای پیش‌تنیده

با توجه به شکل ۶. ۳۳ با محدود ساختن f_{ps} به ۰/۲ می‌توان به ضریب نرمی ۱۰ دست یافت. ضمناً با بکارگیری میلگرد معمولی در یک یا دو سمت مقطع می‌توان نرمی بیشتری را بدست آورد.

۶. ۱. ۳. سازه‌های فولادی

ساختمانهای اسکلت‌فولادی که در این کتاب به اختصار سازه‌های فولادی نامیده شده‌اند، معمولاً به‌عنوان مناسب‌ترین نوع سازه از نظر ایستایی و عملکرد در زلزله شناخته می‌شوند زیرا فولاد از یکسو به علت نرمی (شکل‌پذیری) زیاد و از سوی دیگر نسبت مقاومت به وزن بالا،

مصالح بسیار مناسبی بشمار می‌آید. اما باید توجه داشت که عملکرد مصالح یک سازه و خود سازه می‌تواند بسیار متفاوت باشد و علیرغم نرمی و مقاومت بالقوه مصالح، به علت طراحی و یا اجرای نامناسب یک سازه نامقاوم و ترد باشد. مثلاً در مورد ساختمانهای اسکلت فولادی در کشورمان، وضعیت اجرا و بویژه جوشکاری و اتصالات آنچنان نامطلوب و فاقد کیفیت است که در زلزله منجیل (۱۳۶۹) شاهد ویرانی و تخریب گسترده و بیحد سازه‌های فولادی بودیم به‌طوری‌که سازه‌های بتنی علیرغم کیفیت ضعیف اجرا، وضعیت بهتری از سازه‌های فولادی داشتند. در این مورد، اتصالات خرجینی نقش ویژه‌ای دارند که بعداً بررسی خواهد شد.

شکل ۶. ۳۴ اتصالات خرجینی متداولترین نوع اتصال در ایران است که در زلزله‌های گذشته عملکرد بسیار نامناسبی نشان داده‌اند

از کیفیت نامناسب اتصالات در کشورمان که بگذریم، مسائل دیگری نیز در کاهش پایداری لرزه‌ای سازه‌های فولادی مؤثرند که از آن جمله‌اند: کمانش موضعی بخشهایی از یک نیمرخ با نسبت عرض به ضخامت زیاد، کمانش ستونها و بادبندهای لاغر، کمانش جانبی پیچشی تیر و ستون، و اثر وزن[۱] در سازه‌های سنگین. شکست ترد سازه‌های فولادی غالباً به یکی از علل زیر است: گسیختگی در اتصالات، شکست جوش تحت تنش متمرکز، گسیختگی لایه‌ای[۲] ورق در

---

[۱] p-delta effect

[۲] lamelar tearing

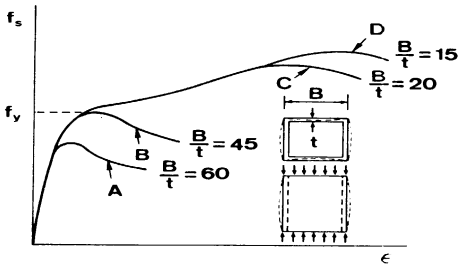
نقاط جوشکاری شده، پارگی ورق در اثر کمانش موضعی، و خستگی ناشی از بار متناوب با دامنه زیاد[۱]. چنانچه طراح موارد فوق را در طرح رعایت کند، سازه‌ای با نرمی و ظرفیت اتلاف انرژی زیاد بدست می‌آید که دارای ایستایی لرزه‌ای بالایی خواهد بود.

۶. ۱. ۳. ۱. کمانش موضعی

در مقاطع فولادی جدار نازک به علت کمانش موضعی معمولاً نمی‌توان به حد ظرفیت تسلیم دست یافت و آزمایش نشان داده است که حتی هنگامی هم که بتوان به تسلیم کامل رسید، رفتار عضو از نرمی (شکل‌پذیری) کافی برخوردار نیست. از این رو، باید برای نسبت عرض به ضخامت حدی قائل شد بویژه در طرح سازه در نقاط لرزه‌خیز که نرمی زیادی مورد نیاز می‌باشد. برای آشنایی بیشتر می‌توان به پوپوف (۵۷) مراجعه نمود.

کمانش موضعی تحت نیروی استاتیکی

نمودار تنش فشاری-کرنش قوطیهای جدار نازک فولادی با نسبتهای مختلف عرض به ضخامت در شکل ۶. ۳۵ نشان داده شده است. نمودار A قبل از رسیدن به تنش تسلیم f_y فرومی افتد و دارای نرمی کمی است. نمودارهای C و D حاکی از نرمی و مقاومت بیشتری می‌باشند.



شکل ۶. ۳۵ کمانش موضعی قوطیهای جدار نازک

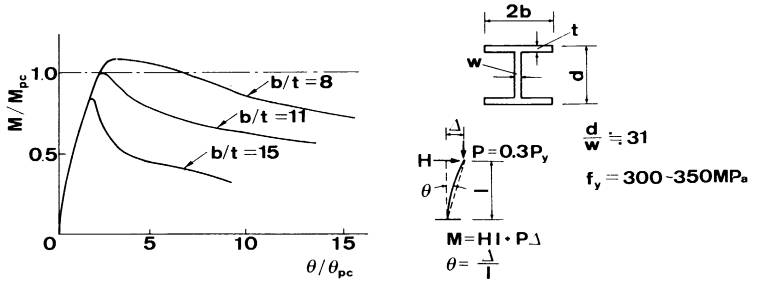
نمودارهای لنگر-انحنا برای تیرستونهای بال پهن (H) با نسبت عرض به ضخامت متغیر در شکل ۶. ۳۶ نمایش یافته است. با توجه‌به‌این شکل، واضح است که هم مقاومت و هم نرمی بستگی زیادی به نسبت عرض به ضخامت دارند و برای b/t=۸ نرمی و مقاومت از وضعیت خوبی برخوردارند. این نسبت باحدود ارائه شده در ضوابط اِاَی‌اِس‌سی[۲]، برای طراحی به‌روش خمیری

---

[۱] low-cycle fatigue

[۲] AISC (American Institute of Steel Construction)

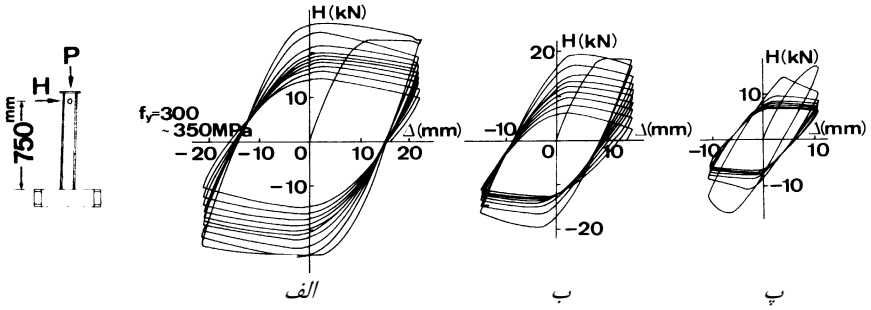
تقریباً مطابقت دارد. برای b/t=۱۱ مقاومت به حد تسلیم رسیده ولی از نرمی کاسته شده است. باید توجه داشت که مطابق ضوابط اِآی‌اِس‌سی، نسبت ۱۱ برای b/t در طراحی سازه برای مقاطع فشرده (نیمه خمیری) قابل قبول است درحالی‌که این موجب تضعیف عملکرد لرزه‌ای سازه می‌شود زیرا در یک زلزله قوی، سازه تسلیم می‌گردد وتنش ازحدود عنوان‌شده در آیین‌نامه فراتر می‌رود و بنابراین بهتر است محدوده b/t طوری تعیین شود که نرمی کافی را تضمین نماید.



شکل ۶. ۳۶ نمودار لنگر-انحنا برای تیرستونهای H
با نسبت عرض به ضخامت متفاوت

کمانش موضعی تحت نیروی متناوب

نمودارهای پسماند یک تیرستون تحت نیروی متناوب در شکل ۶. ۳۷ نشان داده شده است. مقطع این ستون عیناً مانند ستون شکل ۶. ۳۶ است. نسبت عرض‌به‌ضخامت ستون الف برابر ۸ می‌باشد و همانطور که قبلاً بیان شد با ضوابط اِآی‌اِس‌سی برای طرح خمیری تقریباً مطابقت دارد. می‌بینیم که با افزایش نسبت عرض به ضخامت از مقاومت و نرمی کاسته شده و کاهندگی حلقه‌ها افزایش می‌یابد. همچنین پس از کمانش بال، جان دچار کمانش موضعی شده و میزان کاهندگی افزایش می‌یابد.

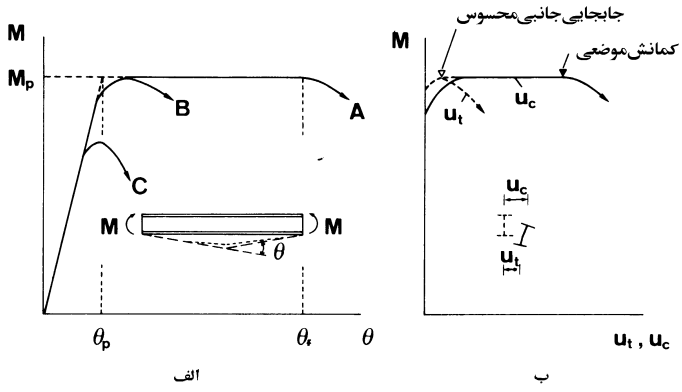


شکل ۶. ۳۷ نمودار پسماند تیرستونهای فولادی H با نسبتهای مختلف عرض به ضخامت:
الف. b/t=۸ (مقاطع خمیری)، ب. b/t=۱۱ (مقاطع فشرده)، پ. b/t=۱۶ (مقاطع معمولی)

۶. ۱. ۳. ۲. تیر

رفتار تیر تحت نیروی استاتیکی

رابطه لنگر- انحنای مقاطع I بستگی به نسبت طول آزاد بال فشاری l_b به شعاع چرخش حول محور ضعیف r_y دارد (l_b/r_y). در شکل ۶. ۳۸ نمودارلنگر-انحنا برای تیرهایی با نسبت l_b/r_y مختلف رسم گردیده و می‌بینیم‌که با افزایش این نسبت از نرمی و مقاومت کاسته می‌شود. علت این امر کمانش جانبی پیچشی تیر تحت کرنشهای بزرگ می‌باشد.



شکل ۶. ۳۸ نمونه رفتار لنگر-تغییرشکل برای تیرهای I تحت لنگر یکنواخت با نسبت l_b/r_y مختلف، الف. محور افقی انحناست، ب. محور افقی جابجایی جانبی تیر

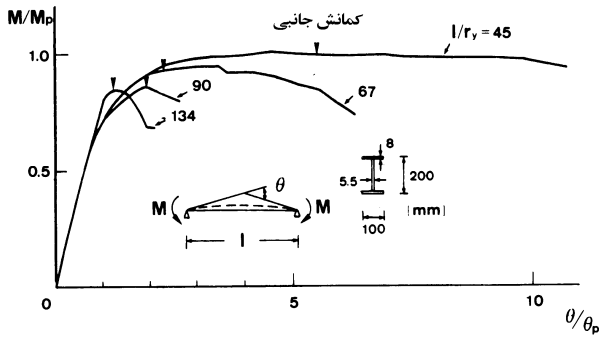
نمودار A با نسبت l_b/r_y کوچک به لنگر نهایی M_P می‌رسد و قادر است انحنای زیادی را بدون کاهش مقاومت تحمل نماید. مقدار لنگر خمیری M_P از رابطه زیر بدست می‌آید

$$M_p = Z_p f_y \qquad (۴۶ .۶)$$

در این رابطه Z_P اساس خمیری[۱] و f_y تنش تسلیم است. با افزایش l_b/r_y در نمودار B، پس از رسیدن به M_P نمی‌تواند انحنای چندانی را تحمل کند و پس از ایجاد کمانش جانبی پیچشی از مقاومت کاسته می‌گردد و در نتیجه نرمی نسبت به نمودار A کاهش می‌یابد. افزایش بیشتر l_b/r_y در نمودار C موجب می‌شودکه قبل از رسیدن به M_P کمانش جانبی پیچشی رخ دهد و بدین ترتیب نسبت به نمودار A هم مقاومت و هم نرمی کاهش یافته است. شکل ۶. ۳۷. ب

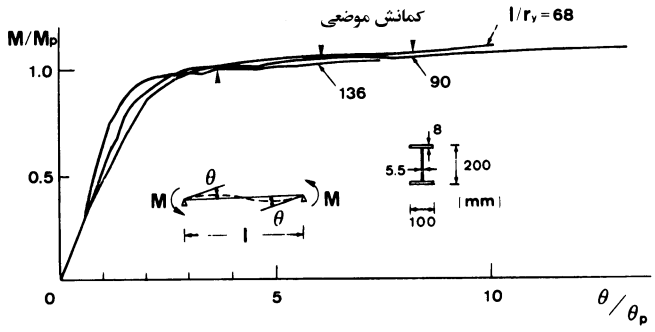
[۱] plastic modulus

نشان می‌دهد که به محض رسیدن به M_P کمانش جانبی پیچشی رخ می‌دهد اما در نمودار A به علت نزدیکی فاصله مهارها و کوچک‌بودن l_b، کمانش موجب کاهش لنگر نمی‌شود. نتایج آزمایش روی تیرهای I با نسبت l_b/r_y مختلف در شکل ۶. ۳۹ نتیجه‌گیریهای فوق را تأیید می‌کند.



شکل ۶. ۳۹ نمودار لنگر-انحنا برای تیرهای I با نسبت l_b/r_y مختلف

می‌دانیم که کمانش جانبی پیچشی تیر علاوه بر مشخصات هندسی تیر، به نحوه توزیع لنگر نیز بستگی دارد و اعمال لنگرها درجهت مخالف موجب افزایش ایستایی نسبی تیر می‌گردد. شکل ۶. ۴۰ رابطه لنگر-انحنا را برای تیر تحت لنگرهای مخالف نشان می‌دهد و ثابت می‌کند که وقتی تیر تحت لنگر متغیر قرار گیرد به علت کوچک شدن ناحیه خمیری، تیر از ایستایی بیشتری برخوردار بوده و نرمی (شکل‌پذیری) آن افزایش می‌یابد. علاوه‌براین به علت پدیده کار سختی[1]، پس از رسیدن به M_P باز هم مقاومت افزایش می‌یابد.

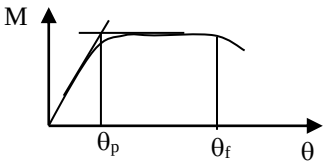


[1] strain hardening

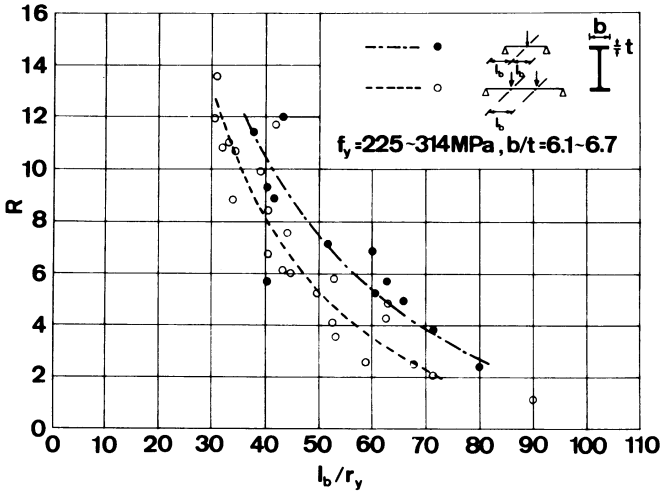
شکل ۶. ۴۰ نمودار لنگر-انحنای تیرهای I با نسبت l_b/r_y مختلف تحت لنگر متغیر

ظرفیت انحنای R مطابق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$R = \frac{\theta_f - \theta_P}{\theta_P} \qquad (۴۷ .۶)$$



θ_P انحنای مقطع در لحظه رسیدن به M_P و θ_f انحنا در لحظه افت مقاومت می‌باشد. R تا حدودی مشابه ضریب نرمی μ می‌باشد. با توجه به بحثهای قبلی R تابعی از نسبت l_b/r_y و نحوه توزیع لنگر در طول تیر می‌باشد. هر قدر l_b/r_y بیشتر شود از R کاسته می‌شود و بر عکس. این نتیجه در شکل ۶. ۴۱ کاملاً مشهود است.



شکل ۶. ۴۱ رابطه ظرفیت انحنای R و ضریب لاغری تیر l_b/r_y

با توجه به آنچه گفته شد، ضوابط اِآی‌اِس‌سی[1] برای تأمین ظرفیت انحنای کافی برای نقاطی که لولای خمیری ایجاد می‌شود، لازم می‌داند که:

[1] AISC

۱. تیر درمحل لولای‌خمیری باید دارای مهار جانبی باشد تا از کمانش بال فشاری جلوگیری شود.

۲. حداکثر فاصله مهارجانبی نقاط مجاور لولای خمیری نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید.

$$\frac{l}{r_y}=\frac{96600}{f_y}+25 \quad kg/cm^2 \qquad 1.0\geq\frac{M}{M_p}>-0.5$$
$$\frac{l}{r_y}=\frac{96600}{f_y} \quad kg/cm^2 \qquad -0.5\geq\frac{M}{M_p}\geq-1 \qquad (۴۸.۶)$$

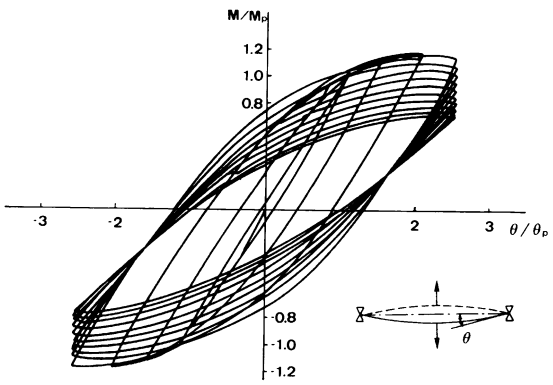
f_y تنش تسلیم فولاد، M کمترین لنگر دو سر قطعه مهار نشده است.

$$\frac{M}{M_p}<0 \qquad\qquad \frac{M}{M_p}>0$$

ضمناً از تأثیر تنشهای برشی بشرطی که کوچکتر از $f_y/td_w\sqrt{3}$ باشند می‌توان چشم پوشید. tضخامت و d_w ارتفاع جان می‌باشند.

رفتار تیر تحت نیروی متناوب

هنگامی که مقاطع فولادی تحت بار متناوب قرار گیرند، معمولاً در بخشهایی که مقطع دچار کمانش موضعی شده باشد ترک ایجاد می‌شود و این به نوبه خود موجب کاهش مقاومت می‌گردد. همچنین کمانش جان و به دنبال آن کمانش بال تیر موجب کاهندگی در رفتار پسماند می‌شود. معمولاً اگر میزان انحنای مقطع بیش از نصف ظرفیت انحنا در رابطه ۶. ۴۷ شود، مطابق شکل ۶. ۴۲ کاهندگی زیادی در حلقه‌های پسماند بوجود می‌آید. بنابراین برای بارگذاری متناوب باید طول آزاد بال فشاری کاهش یابد.

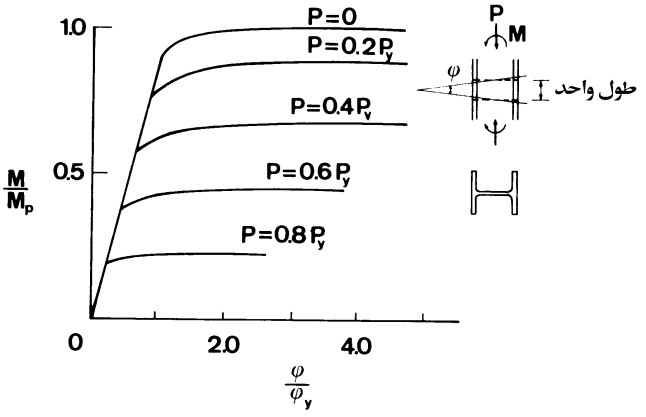


شکل ۶. ۴۲ رابطه لنگر-انحنای تیر تحت بار متناوب (به نقل از مرجع (۵۸))

۶. ۱. ۳. ۳. تیرستون

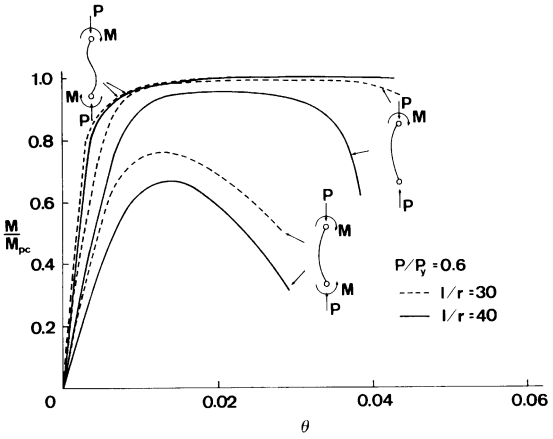
رفتار تیرستون تحت نیروی استاتیکی

نمونه رفتار تیرستون بال‌پهن تحت نیروی محوری ثابت و لنگر متناوب در شکل ۶. ۴۳ نشان داده شده است. با افزایش نیروی محوری از ظرفیت خمشی مقطع کاسته می‌شود. در هر یک از حالات، چنانچه کمانش موضعی و کلی رخ ندهد، لنگر پس از رسیدن به حد مقاومت خمشی تسلیم، ثابت می‌ماند. در شکل ۶. ۴۳، ϕ_y و M_P انحنا و لنگر تسلیم در حالت بدون نیروی محوری می‌باشند.



شکل ۶. ۴۳ نمونه رفتار تیرستون بال پهن تحت نیروی محوری و لنگر خمشی هنگامی که حالت تسلیم غالب باشد (کمانش کلی و موضعی رخ ندهد)

حالتهای ناپایداری تیرستون عبارتند از: کمانش‌خمشی‌حول محورضعیف، کمانش پیچشی خالص، کمانش خمشی-پیچشی و کمانش موضعی. در شکل ۶. ۴۴ نتایج مطالعات نظری (تحلیلی) در مورد رفتار تیرستونهای بال پهن که حول محور قوی تحت خمش قرار گرفته‌اند، نشان داده شده است. از کمانش جانبی پیچشی (یا خمشی پیچشی) جلوگیری شده و خمش فقط در صفحه عمودبر محور قوی اتفاق افتاده است. در این‌شکل l طول ستون و r شعاع چرخش (ژیراسیون) حول محور قوی است. می‌بینیم که انحنای مضاعف پایدارترین و انحنای ساده ناپایدارترین حالتها می‌باشند وبا افزایش ضریب‌لاغری l/r ناپایداری افزایش می‌یابد.



شکل ۶. ۴۴ رفتار تیرستونهای بال پهن که در صفحه عمود بر
محور قوی ناپایدار گردیده‌اند

چنانچه از کمانش جانبی‌پیچشی تیرستون تحت نیروی محوری و لنگر خمشی جلوگیری نشود، میزان ناپایداری افزایش می‌یابد.

مقاومت تیرستون

نیروی محوری موجب کاهش ظرفیت خمشی مقاطع I می‌گردد. طبق ضوابط اِآی‌اِس‌سی چنانچه حالت تسلیم غالب باشد، داریم

$$M_{pc} = M_p \qquad 0 \le P \le 0.15P_y$$
$$M_{pc} = 1.18(1-\frac{P}{P_y})M_p \qquad 0.15P_y < P \le P_y \qquad (۴۹ .۶)$$

M_P لنگر خمیری کامل در غیاب نیروی محوری P، M_{PC} لنگر خمیری کاهش‌یافته، و P_y نیروی محوری تسلیم می‌باشد. معمولاً تأثیر نیروی برشی قابل اغماض است. چنانچه از کمانش جانبی‌پیچشی جلوگیری نشود، طبق ضابطه اِآی‌اِس‌سی باید روابط زیر ارضاء شود:

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{(1-\frac{P}{P_{cr}})M_m} \le 1 \qquad (۵۰ .۶)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18M_m} \le 1 \qquad (۵۱ .۶)$$

$$M \le M_p \qquad (۵۲ .۶)$$

M لنگر حداکثر، P_e برابر $\pi^2EA/(kl/r)^2$، P_{cr} بار بحرانی ستون بدون لنگر برای کمانش حول محور ضعیف، l طول ستون در صفحه خمش، r شعاع چرخش و k ضریب طول مؤثر است. C_m برای تیرستونهایی‌که دارای حرکت جانبی‌اند برابر با ۰/۸ و برای تیرستونهای فاقد حرکت جانبی برابر با $(0.6-0.4M_1/M_2)$ با حداقل ۰/۴ می‌باشد. M_1/M_2 نسبت لنگر انتهایی کوچکتر به بزرگتر است و علامت آن برای انحنای مضاعف مثبت و برای انحنای ساده منفی می‌باشد. M_m لنگر بحرانی برای کمانش جانبی پیچشی عضو تحت لنگر یکنواخت است و می‌تواند به‌طور تقریبی از رابطه زیر محاسبه شود.

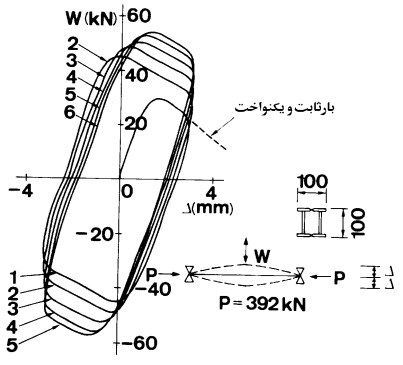
$$M_m = \left[1.07 - \frac{(l_b / r_y)\sqrt{f_y}}{2600}\right] M_p \le M_p \qquad (۵۳ .۶)$$

l_b طول آزاد بال فشاری ، r_y شعاع چرخش حول محور ضعیف، و f_y تنش تسلیم فولاد بر حسب kg/cm^2 می‌باشد. در حالتی که خمش حول محور ضعیف باشد و یا در خمش حول محور قوی، از کمانش جانبی پیچشی ممانعت شده باشد، داریم

$$M_m = M_P \qquad (۵۴ .۶)$$

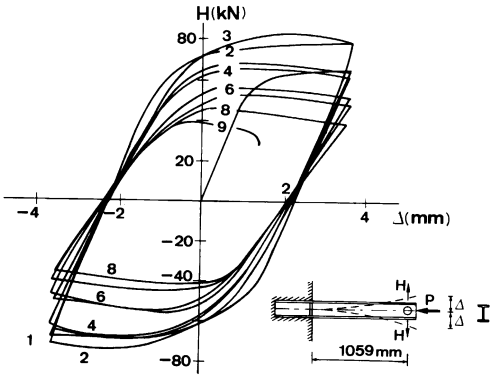
رفتار تیرستون تحت نیروی متناوب

اگر مقاطع فشرده تحت لنگر متناوب قرار گیرند، همانگونه که در شکل ۶. ۴۵ دیده می‌شود به علت پدیده کار سختی در دورهای متوالی مقاومت آنها افزایش می‌یابد.



شکل ۶. ۴۵ رفتار پسماند تیرستون بال پهن تحت نیروی محوری ثابت و نیروی عرضی متناوب

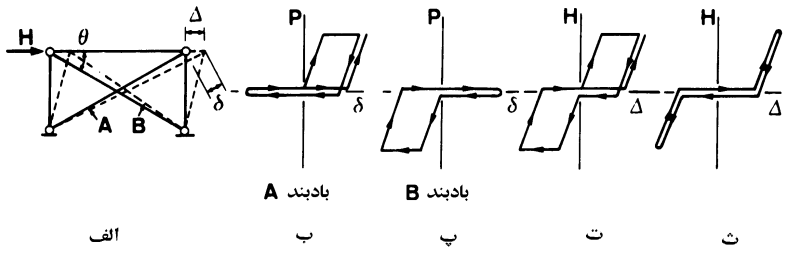
اگر تیرستون دارای مهار جانبی نباشد ممکن است مقاومت در دورهای اولیه افزایش یابد ولی بعداً به علت کمانش جانبی پیچشی کاهش می‌یابد، همچنانکه در شکل ۶. ۴۶ به نقل از مرجع (۵۱) نشان داده شده است.



شکل ۶. ۴۶ رفتار پسماند تیرستون طره‌ای تحت نیروی محوری ثابت و نیروی عرضی متناوب که در اثر کمانش جانبی پیچشی به تسلیم می‌رسد

۶. ۱. ۳. ۴. بادبند

بادبندی یک سازه روش مؤثری برای مقابله با نیروهای جانبی بویژه نیروهای زلزله می‌باشد. از آنجا که در بادبندهای معمولی اتلاف انرژی در حیطه خمیری بجای خمش خمیری با کشیدگی و تغییر طول محوری همراه است، طول بادبند در دورهای متوالی افزایش می‌یابد. مدل فرضی رفتار پسماند بادبند تسمه‌ای لاغر در شکل ۶. ۴۷ نمایش داده شده است.



شکل ۶. ۴۷ مدل فرضی رفتار پسماند بادبند تسمه‌ای

در این شکل P و δ نیرو و تغییر طول تسمه، و H و Δ نیرو و جابجایی جانبی قاب می‌باشند. چون تسمه‌ها فقط نیروی کششی را تحمل می‌کنند، با جمع نمودارهای ب و پ در شکل مزبور، نمودار ت بدست می‌آید. باید دانست که در پایان دور اول هر دو تسمه لق می‌شوند و رفتار پسماند مانند شکل ث فاقد ظرفیت اتلاف انرژی می‌گردد مگر اینکه جابجایی از حد قبلی فراتر رفته و بادبندها بیش از دور قبل کشیده شوند. با کاهش ضریب لاغری بادبند، رفتار پسماند آن بهبود می‌یابد و آنچنانکه در شکل ۶. ۴۸ می‌بینیم، از ظرفیت اتلاف انرژی بیشتری برخوردار می‌گردند. در این شکل رفتار پسماند یک عضو بادبند در یک آزمایش تحت نیروی محوری بر اساس تحقیقات شیباتا و ناکامورا (۵۹) نشان داده شده است. از مقایسه‌این شکل با مدل فرضی رفتار بادبندهای لاغر در شکل ۶. ۴۷ می‌توان نتیجه گرفت که:

آزمایش با بارگذاری فشاری آغاز می‌شود و تحت نیروی فشاری ۵۸ کیلو نیوتن و در دامنه جابجایی حدوداً ۰/۱- میلیمتر میله کمانش کرده و مقاومت پس‌کمانشی‌اش در دامنه ۱/۲۵- میلیمتر به حدود ۲۷/۲ کیلو نیوتن کاهش می‌یابد. آنگاه باربرداری آغاز شده تا آنکه بار در دامنه ۱/۲- میلیمتر به صفر می‌رسد. در ادامه، بار کششی وارد می‌شود و نمونه با سختی کم شونده مقاومت می‌کند تا آنکه پس از طی ۱/۶ میلیمتر جابجایی در جهت مخالف، در دامنه ۰/۴+ میلیمتر به حداکثر مقاومت کششی ۶۲ کیلو نیوتن دست می‌یابد و پس از آن، بارگذاری کششی تا دامنه ۱/۲+ میلیمتر ادامه یافته و مقاومت کششی تقریباً ثابت میماند که بیانگر رفتار خمیری عضو در کشش می‌باشد. باید توجه داشت که آزمایش شیباتا و ناکامورا (۵۹) در شرایط کنترل جابجایی انجام شده است. در این شرایط، دستگاه فرمان می‌یابد که در جهت مورد نظر (کشش یا فشار) تا یک دامنه جابجایی معین پیش رود و در طول بارگذاری مقادیر بار و جابجایی قرائت و رسم می‌شود. به همین دلیل، نمی‌توان انتظار داشت که دستگاه تحت نیروی معینی توقف کند بلکه بارگذاری تا رسیدن به دامنه جابجایی مورد نظر پیش می‌رود. از این رو، در شکل ۶. ۴۸، در اولین دور بارگذاری پس از وقوع کمانش، میله از حالت تعادل استاتیکی خارج شده و به سرعت فاصله دامنه ۰/۱- میلیمتر تا ۱/۲۵- میلیمتر را طی کرده است. در نقطه مقابل، روش کنترل نیرو قرار دارد که انجامش بسیار مشکلتر است. در این روش، در هر مرحله بارگذاری یک نیروی هدف برای دستگاه تعیین می‌شود و دستگاه سعی می‌کند با اعمال گام به گام بار و اندازه گیری پاسخ نمونه، میزان افزایش بار در آن گام را محاسبه و اعمال کند، و بدین ترتیب با تکرار این عملیات در گام بعدی و اصلاح بارگذاری، به هدف تعیین شده برسد. این روش برای بررسی رفتار نمونه در محدوده کمانش مناسب‌تر است.

در ادامه آزمایش، باربرداری آغاز شده و بار در جهت فشاری اعمال می‌شود تا آنکه نمونه مجدداً در نیروی فشاری ۴۰ کیلو نیوتن کمانش می‌کند. علت اینکه این مقاومت از آخرین مقاومت پس‌کمانشی یعنی ۲۷/۲ کیلو نیوتن بیشتر است شاید این باشد که نمونه پس از آخرین کمانش، حدود ۱/۶ میلیمتر کشیده شده است و بنابراین خمیدگی ناشی از کمانش تا حدودی راست شده است، اما در هر صورت نمونه کمانش یافته دیگر به مقاومت قبل از کمانش خود یعنی ۵۸ کیلو نیوتن دست نمی‌یابد. با ادامه بارگذاری، مقاومت فشاری کاهش می‌یابد تا آنکه در دامنه ۰/۸- میلیمتر به ۲۳ کیلو نیوتن می‌رسد. در اینجا بار برداری آغاز می‌شود تا در دامنه ۱/۲+ میلیمتر به مقاومت کششی ۵۱/۵ کیلو نیوتن دست می‌یابد که نسبت به آخرین مقاومت کششی در همین دامنه که ۶۲ کیلو نیوتن بود، حدود ۱۷٪ کاهش یافته است. سپس باربرداری آغاز شده تا آنکه در جهت فشاری

بار اعمال می‌گردد و نمونه در ۲۹ کیلو نیوتن کمانش می‌کند که نسبت به آخرین مقاومت فشاری (۴۰ کیلو نیوتن) ۲۷/۵٪ کاهش یافته است.

همانطور که گفته شد، مقاومت فشاری اولیه عضو اگر چه با مقاومت کششی اولیه تقریباً برابر بوده است (حدود ۶۰ تن)، اما پس از اولین دور بارگذاری فشاری کمانش رخ داده و مقاومت فشاری بلافاصله به حدود یک سوم مقاومت اولیه تنزل کرده است. باید دانست که کوچک بودن نسبی مقاومت پس‌کمانشی از ویژگیهای اعضای میله‌ای است و بر خلاف ورق و پوسته که از مقاومت پس‌کمانشی زیادی برخوردارند، عضو میله‌ای پس از کمانش بخشی از مقاومت فشاری خود را از دست می‌دهد.

مقاومت فشاری عضو کمانش یافته در دورهای بعدی بارگذاری باز هم کاهش می‌یابد، اما آهنگ افت مقاومت کمتر می‌شود به‌طوری‌که پس از دهها دور بارگذاری، مقاومت در حد ۱۶ کیلو نیوتن (یک چهارم مقاومت اولیه) ثابت میماند. البته با افزایش دامنه تغییر طول فشاری، همواره شاهد کاهش مختصری در مقاومت هستیم که احتمالاً ناشی از اثر وزن[1] می‌باشد. مقایسه رفتار این عضو در فشار با رفتار فرضی شکل ۶. ۴۷. پ که در آن مقاومت فشاری برابر صفر فرض شده، حاکی از یک تفاوت قابل ملاحظه است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از مدل فرضی بادبند لاغر برای بادبندهای نه چندان لاغر به علت اغماض مقاومت فشاری بادبند دست بالا می‌باشد.

کاهندگی در رفتار مدل واقعی کاملاً مشهود است. قبلاً در بخش ۳. ۲. ۱. ۳. با کاهندگی مقاومت و سختی، و تأثیر احتمالی آن بر رفتار لرزه‌ای یک سازه آشنا شدیم. شکل ۶. ۴۸ نشان می‌دهد که عضو میله‌ای هم در فشار و هم در کشش رفتاری کاهنده دارد به‌طوری‌که بار گذاری متناوب در هریک از دامنه‌های ۱، ۲، ۳ و ۴ میلیمتر باعث کاهش مقاومت کششی و فشاری شده است. مثلاً در دامنه ۱ میلیمتر، مقاومت کششی از حدود ۶۲ کیلو نیوتن در دور اول به ۵۱/۵ کیلو نیوتن در دور دوم، و ۴۴/۶ کیلو نیوتن در دور چهارم کاسته می‌شود.

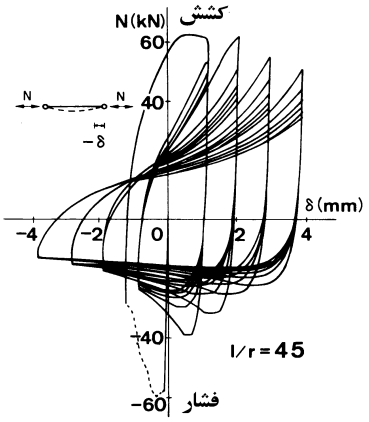
رفتار واقعی عضو میله‌ای در کشش نیز با رفتار مدل فرضی تفاوت دارد، به‌این صورت که در مدل فرضی با هر بار تسلیم کششی و ایجاد یک جابجایی کششی خمیری، در دور بعدی تا لحظه رسیدن به‌این جابجایی کششی خمیری، مقاومت کششی برابر صفر است (شکل ۶. ۴۷. ب) و با عبور از این نقطه، مقاومت با شیب اولیه افزایش می‌یابد تا به مقاومت تسلیم اولیه برسد. اما در مدل واقعی، بلافاصله پس از حذف بار فشاری، مقاومت کششی مدل آغاز شده و با شیب کم شونده ادامه می‌یابد تا اینکه در نقطه‌ای در میانه محدوده بارگذاری (فاصله میان دامنه منفی و مثبت)، شیب تغییر جهت داده و افزاینده می‌شود و نهایتاً در حد دامنه مثبت بیشترین مقاومت کششی بدست می‌آید که قدری کمتر از مقاومت کشش دور قبلی بارگذاری است.

از مجموعه آنچه در باره نتایج آزمایش شیباتا و ناکامورا (۵۹) گفته شد می‌توان نتیجه گرفت که مدل فرضی شکل ۶. ۴۷ نمی‌تواند رفتار بادبندهای نه چندان لاغر (مثلاً با ضریب لاغری کمتر از ۱۴۰) را بدرستی تبیین کند زیرا از یکسو مقاومت فشاری را نادیده می‌گیرد و از سوی دیگر سختی بادبند را در بخش عمده‌ای از محدوده دامنه بارگذاری برابر صفر فرض می‌کند، درحالی‌که نمونه‌های واقعی سختی قابل ملاحظه‌ای را در این فاصله از خود بروز

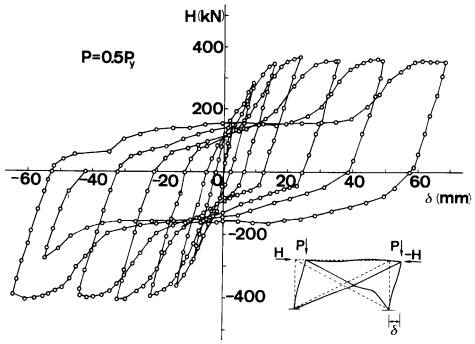
---

[1] p-delta

می‌دهند. علاوه‌براین، در مدل فرضی شکل ۶. ۴۷ تأثیر کاهندگی مقاومت در دورهای بارگذاری در نظر گرفته نشده است که می‌تواند در محاسبه پاسخ دینامیکی سازه خطا ایجاد نماید.



شکل ۶. ۴۸ رفتار پسماند عضو بادبند



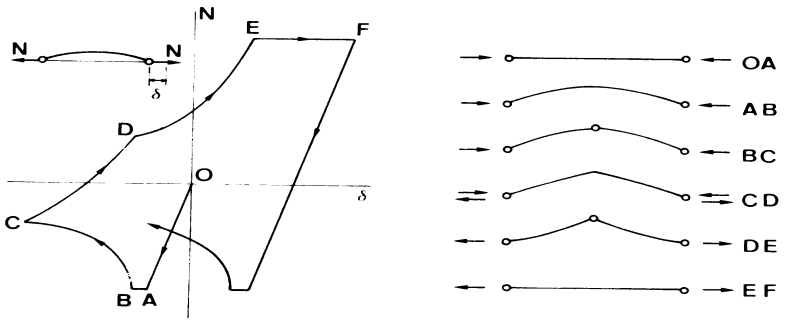
شکل ۶. ۴۹ رفتار پسماند قاب با بادبند ضربدری

شکل ۶. ۴۹ نمودارهای پسماند آزمایش واکابایاشی (۶۰) بر روی یک قاب با بادبندهای ضربدری را نشان می‌دهد. این نمودارها به نمودارهای پسماند شکل ۶. ۴۸ شبیه می‌باشند.

مدل تحلیلی حلقه پسماند بادبند

نونوکا (۶۱) رابطه نیرو و جابجایی محوری عضو بادبند را با استفاده از روش تحلیل ارتجاعی–خمیری بدست آورد که در شکل ۶. ۵۰ نمایانده شده است. در این شکل، نمونه اولیه تحت نیروی فشاری قرار می‌گیرد تا به حد مقاومت فشاری بحرانی برسد و در نقطه A، کمانش کند. آنگاه فاصله کوتاه AB را با سختی صفر طی کرده و خمیده می‌شود. در اثر این خمیدگی،

اثر وزن[1] افزایش یافته و از سختی کاسته می‌گردد تا آنجا که در نقطه C لنگر در میانه عضو به حد لنگر خمیری رسیده و لولای خمیری ایجاد می‌شود. در اینجا اگر بار فشاری به‌طور ثابت اعمال شود نمونه کاملاً منهدم خواهد شد، اما اگر شروع به بار برداری نماییم، همانطور که در شکل دیده می‌شود، سازه در امتداد CD با حالت ارتجاعی حرکت خواهد کرد (هنگامی‌که جهت بار عوض شود، لولای خمیری حذف شده و سیستم به حالت ارتجاعی در می‌آید). علت افزایش سختی در طول ناحیه CD کم شدن خمیدگی میله و در نتیجه کاهش اثر وزن است. در نقطه D، لنگر در میانه عضو در جهت مخالف به آستانه خمیری رسیده و سختی ناگهان کاهش می‌یابد. در طول DE، با کم شدن خمیدگی عضو، سختی افزایش می‌یابد تا آنجا که در نقطه E، لولای خمیری در جهت مخالف ایجاد می‌شود و سازه تحت نیروی ثابت فاصله DE را طی می‌کند تا کاملاً راست گردد. در اینجا اگر نمونه مجدداً تحت فشار قرار گیرد، حلقه پسماند مشابهی را طی خواهد کرد.



شکل ۶. ۵۰ مدل تحلیلی رفتار پسماند عضو بادبند

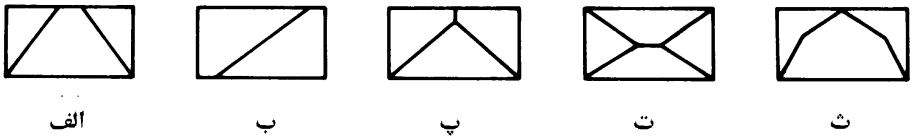
مدل پسماند فوق توسط فوجی وارا (۶۷) در تحلیل دینامیکی قابهای بادبندی شده بکارگرفته شده است. البته مدلهای ساده‌تری‌که مبتنی بر استفاده از خطوط و منحنیهای ساده ریاضی هستند، نیز برای رفتار پسماند بادبند پیشنهاد شده‌اند (۶۸) و به‌طور کلی در زمینه رفتار پسماند اعضای میله‌ای تحقیقات مفصلی در سطح جهان صورت گرفته است که به عنوان نمونه می‌توان مراجع (۵۹ و ۶۲ تا ۶۴) را نام برد. شکل حلقه پسماند بادبند به ضریب لاغری آن نیز بستگی دارد. علاوه‌براین، نوع نیمرخ بادبند نیز مؤثر است زیرا کمانش موضعی مقطع می‌تواند به کوچک شدن سطح حلقه پسماند منجر گردد. همچنین باید دانست که مقاومت

[1] p-delta effect

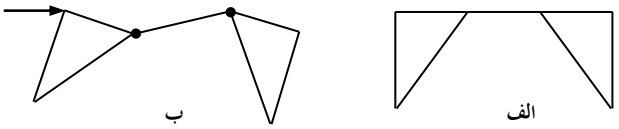
اتصالات بادبند باید بیش از خود بادبند باشد در غیر این صورت رفتار ترد را به دنبال داشته و اتصال گسیخته می‌شود. مدلهای تحلیلی مختلفی برای سازه‌های بادبندی شده توسط محققان ارائه شده است که نمونه‌ای از آن را می‌توان در کالینز (۶۵)، پاپادراکسیس (۶۶)، و جین (۶۸) مطالعه کرد.

بادبند برون‌محور

برای حل مشکل کاهندگی بادبند تحت بار متناوب می‌توان از بادبند خمشی یا برون‌محور[۱] استفاده نمود که برخی از انواع آن در شکل ۶. ۵۱ آمده است. ویژگی مهم بادبندهای خمشی این است که با ایجاد تسلیم در اعضای خمشی می‌توان از کمانش بادبند فشاری جلوگیری کرد و بدینوسیله از کاهندگی سازه کاست.



شکل ۶. ۵۱ بادبندهای برون‌محور

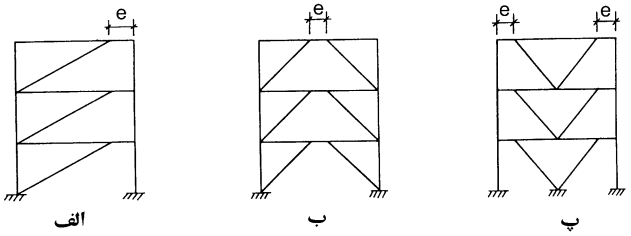


شکل ۶. ۵۲ وقوع تسلیم در اعضای خمشی موجب جلوگیری از کمانش بادبند فشاری می‌شود

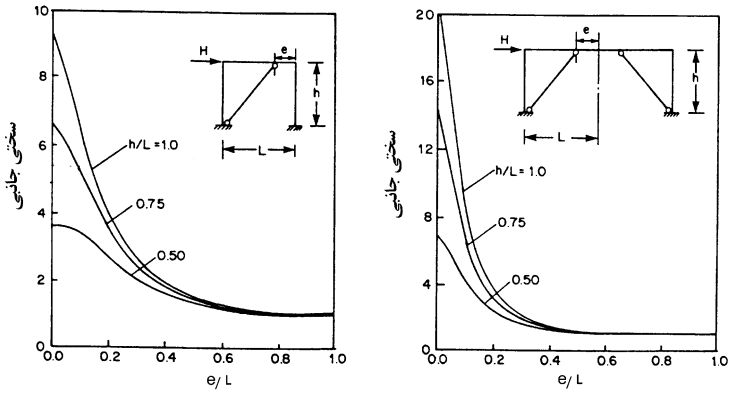
برون‌محوری e *:* بادبند برون‌محور به شکلهای مختلف قابل اجرا است. همانطور که در شکل ۶. ۵۳ دیده می‌شود، در همه‌این شکلهای مختلف، یک فاصله برون‌محوری e وجود دارد که عامل اصلی کنترل رفتار بادبند برون‌محور است. مهمترین تأثیر e بر رفتار سازه تنظیم میزان سختی جانبی سازه است به طوری‌که با کاهش برون‌محوری می‌توان سختی را تا حد سازه با بادبند هم‌محور افزایش داد. با توجه به شکل ۶. ۵۴، بیشترین سختی جانبی برای e/L = ۰ (L طول تیر است) بدست می‌آید که در واقع مربوط به سازه با بادبندی هم محور است. با افزایش

[۱] eccentric bracing

نسبت برون‌محوری e/L سختی جانبی به سرعت کاهش می‌یابد، اما از e/L=۰/۴ به بعد این کاهش با آهنگ کندی انجام می‌شود و سرانجام سختی جانبی به مجانب افقی که همان سختی قاب بدون بادبند است نزدیک می‌شود. نمودارهای شکل ۶. ۵۴ به مهندس طراح کمک می‌کند که با انتخاب برون‌محوری مناسب، سختی لازم را در سازه ایجاد نماید.



شکل ۶. ۵۳ شکلهای مختلف هندسی برای اجرای بادبند با برون‌محوری e



شکل ۶. ۵۴ تأثیر برون‌محوری e بر سختی جانبی سازه (نقل از دورویک (۷۱))

در دهانه با یک بادبند برون‌محور، بخشی از تیرکه در فاصله ستون تا محل اتصال بادبند برون‌محور قرار گرفته تیر رابط[1] نامیده می‌شود و طول آن برابر برون‌محوری e می‌باشد. نقش مهم تیر رابط این است که عمل تسلیم در برابر نیروی جانبی را در خود متمرکز ساخته و بادبند را از ناپایداری ناشی از کمانش حفظ می‌کند. با طراحی صحیح تیر رابط می‌توان شکست را به صورت کنترل شده و مطلوب در آورد و در نتیجه نرمی (شکل‌پذیری) سازه را در برابر

[1] link beam

نیروهای زلزله بالا برد. در حالت کلی، تیر رابط دارای دو حالت شکست است: شکست خمشی و شکست برشی. در شکست خمشی، عمل تسلیم و اتلاف انرژی به صورت باز و بسته شدن لولاهای خمیری در تیر رابط تحت نیروهای جانبی متناوب انجام می‌گیرد، و در شکست برشی این عمل با تسلیم برشی ورق جان تیر رابط و ایجاد لولاهای خمیری در بال این تیر صورت می پذیرد. تحقیقات مفصل در این زمینه نشان می‌دهد شکست برشی تیر رابط مطلوب‌تر از شکست خمشی است. تحقق هر یک از این دو حالت شکست بستگی به مقدار e دارد و همانطور که در زیر نشان داده شده، با کاهش برون‌محوری e می‌توان شکست برشی را حکمفرما کرد.

مبانی طراحی بادبند برون‌محور

در طراحی بادبند برون‌محور، لازم است نکات زیر مد نظر قرار گیرد:

۱. ظرفیت برشی تیر رابط به پیشنهاد سایدول (۶۹) با استفاده از معیار تسلیم فن میسز[۱] از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\left(\frac{N}{N_y}\right)^2+\left(\frac{V}{V_P}\right)^2\le 1 \qquad (۵۵ .۶)$$

که در آن V_p ظرفیت برشی خالص تیر برابر است با

$$V_P = 0.55dt_w f_y \qquad (۵۶ .۶)$$

N نیروی محوری و N_y ظرفیت تسلیم محوری برابر A_sf_y است. f_y تنش تسلیم فولاد، A_s سطح مقطع تیر، d عمق تیر و t_w ضخامت جان می‌باشند

۲. با توجه به تحقیقات کاسای و پوپوف (۷۰ و ۱۲۱)، تیر رابط در حالت شکست برشی نرمی بیشتری از حالت شکست خمشی دارد. از این رو، توصیه شده است که تیر رابط طوری طرح شود که شکست برشی حاکم باشد که در این صورت آنرا رابط برشی[۲] میخوانند و در صورتی که شکست خمشی غالب باشد به آن رابط خمشی[۳] گفته می‌شود.برای تحقق حالت برشی‌باید طول رابط آنقدرکم‌شودکه‌لنگر ناشی از برون‌محوری کمتر از ظرفیت تسلیم خمشی تیر گردد. اگر

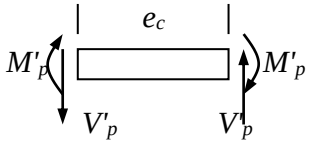
---

[۱] Von Mises criterion

[۲] shear link

[۳] moment link

حالتی را در نظر گیریم که تیر رابط به‌طور همزمان به ظرفیت خمشی و برشی خود می‌رسد، در آن صورت با توجه به شکل داریم



$$M'_p = e_c V'_p / 2$$

V'_p و M'_p ظرفیتهای برشی و خمشی کاهش یافته تیر رابط در حالت ترکیب همزمان برش و خمش هستند که از روابط زیر بدست می آیند.

$$M'_p = f_y (d - t_f)(b - t_w) t_f \qquad \text{ظرفیت خمشی کاهش یافته} \qquad (۵۷ .۶)$$

$$V'_P = \frac{f_y}{\sqrt{3}} (d - t_f) t_w \qquad \text{ظرفیت برشی کاهش یافته} \qquad (۵۸ .۶)$$

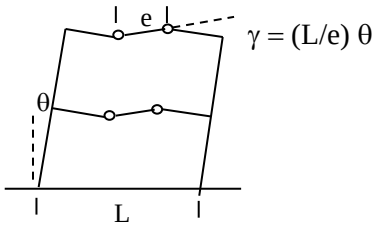
f_y تنش تسلیم فولاد، t_f و b ضخامت و عرض بال، t_w ضخامت جان و d عمق تیر است. در محاسبه ظرفیت خمشی کاهش یافته، از سهم جان در گرفتن لنگر کاملاً صرف نظر شده و در عوض، تمام برش به جان داده شده است. چنانچه بخواهیم تیر رابط فقط در برش تسلیم شود باید

$$M < M'_P \quad \therefore \quad eV'_P / 2 < e_c V'_P / 2$$

و یا

$$e < e_c = \frac{2M'_p}{V'_P} \qquad \text{شرط وقوع شکست برشی در تیر رابط} \qquad (۵۹ .۶)$$

دورویک (۷۱) به نقل از سایدول (۶۹) توصیه می‌کند که به دلیل محدودیت ظرفیت انحنای تیر، زاویه چرخش تیر رابط γ (شکل ۶. ۵۵ را ببینید) نباید از ۰/۰۶ رادیان بیشتر شود مشروط بر آنکه برون‌محوری e از $1/6M_p/V_p$ تجاوز نکند. ضمناً تقویتهای افقی در جان رابط باید در فواصل حداکثر $24t_w$ تأمین گردند. برای برون‌محوری $1.6M_p/V_p < e \leq 2.4M_p/V_p$، γ نباید از ۰/۰۳ رادیان تجاوز نماید.



شکل ۶. ۵۵ زاویه چرخش تیر رابط

۶. ۱. ۳. ۵. اتصالات فولادی

۶. ۱. ۳. ۵. ۱. اتصالات صلب[۱]

اگر دو عضو خمشی مثل تیر و ستون با اتصال صلب بهم وصل شوند، لنگر ایجاد شده در یکی از آنها می‌تواند از طریق اتصال صلب به دیگری منتقل گردد. بنابراین بارزترین ویژگی اتصالات صلب قابلیت انتقال لنگر می‌باشد. به کمک این ویژگی است که قابهای صلب می‌توانند بدون نیاز به بادبند نیروهای جانبی را تحمل نمایند. صلبیت یک اتصال به دو عامل بستگی دارد: سختی و مقاومت. سختی اتصال بیانگر مقاومت آن در برابر تغییر زاویه است و هر قدر اتصال سخت‌تر باشد، میزان تغییر زاویه کمتر است به‌طوری‌که برای اتصالات کاملاً صلب، تغییر زاویه تقریباً برابر صفر است و به همین دلیل در تحلیل سازه‌های با اتصالات صلب، زاویه بین اعضاء ثابت فرض می‌شود. اگر اتصال از صلبیت کامل (به‌طور ریاضی بینهایت) برخوردار نباشد، زاویه آن در طول بارگذاری تغییر می‌کند که در این صورت به آن اتصال نیمه صلب[۲] گفته می‌شود. تحلیل سازه‌های نیمه صلب نیاز به تمهیدات خاصی دارد.

از سوی دیگر، سختی زیاد یک اتصال به تنهایی کافی نیست زیرا چنانچه اتصال از مقاومت کافی برخوردار نباشد، زود گسیخته می‌شود و در نتیجه موجب بروز رفتار کاهنده در سازه خواهد شد. نکته بسیار مهم این است که اتصالات صلب باید بقدر کافی مقاوم باشند به‌طوری‌که ناحیه تسلیم در داخل تیر یا ستون (ترجیحاً تیر) ایجاد گردد تا اتصال آسیبی نبیند. ازاین‌رو در بررسی عملکرد لرزه‌ای یک سازه، اهمیت تأمین مقاومت در یک اتصال بیش از تأمین سختی است زیرا فقدان سختی اتصال باعث کاهش نیروی زلزله بر آن، و تمرکز آن روی سایر عناصر و اجزای لرزه‌بر می‌شود درحالی‌که فقدان مقاومت می‌تواند به انهدام اتصال و فرو ریختن بخشی از سقف بیانجامد. بعداً خواهیم دید که ضعف اصلی اتصالات خرجینی همین کمبود مقاومت است که باعث انهدام گسترده ساختمانها در زلزله‌های مخرب گذشته نظیر زلزله منجیل ۱۳۶۹ گردیده است.

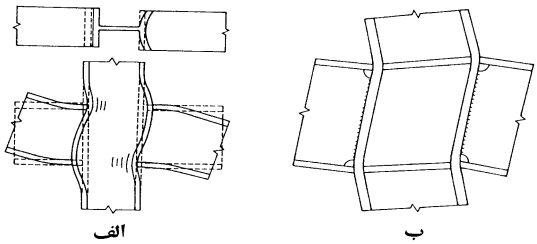
حالتهای کلی شکست یک اتصال صلب، آنچنانکه در شکل ۶. ۵۶ می‌بینیم عبارتند از: ۱. تسلیم یا گسیختگی در اثر تمرکز تنش (شکل ۶. ۵۶. الف)، و ۲. تسلیم برشی در چشمه اتصال[۳] (بخشی از جان ستون در حد فاصل خطوط محاذی بالهای تیر مطابق شکل ۶. ۵۶. ب).

---

[۱] rigid connections

[۲] semirigid

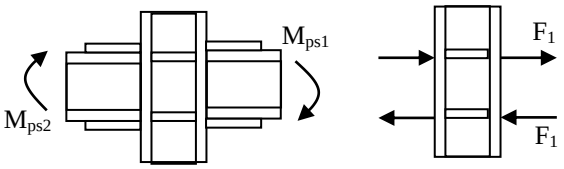
[۳] connection panel



شکل ۶. ۵۶ حالتهای کلی شکست اتصال صلب، الف. تسلیم یا گسیختگی
در اثر تنشهای متمرکز، ب. تسلیم برشی در چشمه اتصال

نیروی افقی بال

نیروی افقی بال یک نیروی اسمی است که با F نشان داده می‌شود و مقدار آن در موارد مختلف متفاوت می‌باشد. حد اکثر مطلق نیرویی که در خود بال تیر می‌تواند ایجاد شود برابر است با $A_f f_y$. اما نیرویی که توسط بال تیر به ورق اتصال بال وارد می‌شود می‌تواند از این بیشتر باشد زیرا بخشی از تنشهای محور جان به بال منتقل شده و نهایتاً در طول ورق اتصال بال، به‌این ورق منتقل خواهند شد. بنابراین، نیروی وارد به ورق اتصال بال برابر است با



$$F = \frac{M}{d_b} \qquad (۶.۶۰-۱) \quad \textit{نیروی افقی بال}$$

d_b ارتفاع مقطع تیر است. نیروی کنترل لهیدگی جان ستون برابر است با

$$P_{bf} = mF \qquad (۶.۶۰-۲)$$

کهm بستگی به نوع بارگذاری دارد. به‌توصیه آیین‌نامه این مقدار برای بارگذاری فوق العاده (بارهای مرده و زنده بعلاوه زلزله) برابر ۱/۳۳ است. بالاخره، به توصیه آیین‌نامه ۲۸۰۰، نیروی افقی بال تیر برای کنترل کشیدگی بال ستون برابر است با

$$P_{bf} = 1.8 A_f f_y \qquad (۶.۶۰-۳)$$

که در آن A_f مساحت بال تیر و f_y تنش تسلیم فولاد است. تنشهای متمرکز به صورت فشاری (در مقابل بال فشاری تیر) و کششی (در مقابل بال کششی تیر) وارد می‌شوند و موجب شکستهای زیر می‌شوند:

- مچاله شدن[۱] جان ستون در محل بال فشاری تیر
- کشیدگی مفرط بال ستون در محل بال کششی تیر که سرانجام به کنده شدن جوش بین بال تیر و جان ستون منجر می‌شود.

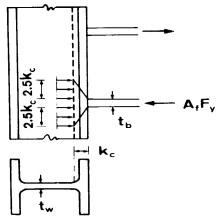
طبق ضوابط اِآی‌اِس‌سی[۲]، تنش فشاری وارد به جان ستون با شیب ۱: ۲/۵ پخش می‌گردد و برای جلوگیری از تسلیم جان (مچالگی که گاهی با تسامح لهیدگی نیز گفته می‌شود) باید

$$f_y t_w (t_b + 5k_c) \geq P_{bf} \qquad (۶.۶۰-۴)$$

و یا به‌طور ساده‌تر

$$f_y t_w (t_b + 5k_c) \geq A_f f_y \qquad (۶.۶۰)$$

k_c فاصله بر ستون تا ساقه جان (مطابق شکل). A_f سطح مقطع بال تیر، t_b ضخامت بال تیر، t_w ضخامت جان ستون، و f_y تنش تسلیم فولاد می‌باشد.



شکل ۶.۵۷ نحوه توزیع تنش فشاری در جان ستون

برای جلوگیری از کمانش جان ستون باید دو رابطه زیر وارسی شود.

---

[۱] crippling

[۲] AISC

$$\frac{d_c}{t_w} \le \frac{1510}{\sqrt{f_y}} \qquad (۶.۶۱)$$

$$\frac{d_c}{t_w} \le \frac{34400 t_w^2 \sqrt{f_y}}{P_{bf}} \qquad (۶.۶۱-۱)$$

t_w و d_c ضخامت وعمق جان ستون به سانتیمتر (طول ساقه جان)، f_y تنش تسلیم فولاد به kg/cm^2 ، و P_{bf} نیروی افقی ضریب‌دار بال تیر به کیلوگرم می‌باشد. برای مقابله با کشیدگی مفرط بال ستون در ناحیه کششی باید

$$t_c \ge 0.4\sqrt{A_f} \qquad (۶.۶۲)$$

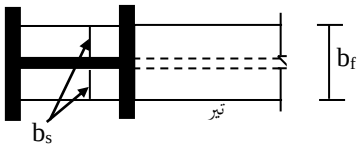
و یا

$$t_c \ge 0.4\sqrt{\frac{P_f}{f_y}} \qquad (۶.۶۲-۱)$$

t_c ضخامت بال ستون است. اگر روابط ۶. ۶۰، ۶. ۶۰-۴، ۶. ۶۱ و ۶. ۶۱-۱ بر قرار باشد در مقابل بال فشاری نیازی به نصب ورق تقویت در ستون نیست، و اگر هر یک از این روابط ارضاء نشود باید در مقابل بال فشاری و به محاذات آن، یک جفت ورق تقویت افقی در ستون نصب گردد. اگر روابط ۶. ۶۲ و ۶. ۶۲-۱برقرار باشد در مقابل بال کششی نیازی به نصب ورق تقویت نمی‌باشد و گرنه باید مشابه ورقهای تقویت فشاری، در مقابل بال کششی نیز یک جفت ورق تقویت نصب شود. حداقل عرض و ضخامت این ورقها باید شرایط زیر را ارضا نماید.

$$2b_s + t_w \ge \frac{2}{3} b_f \qquad (۶.۶۳)$$

$$t_s \ge t_f / 2 \qquad (۶.۶۴)$$



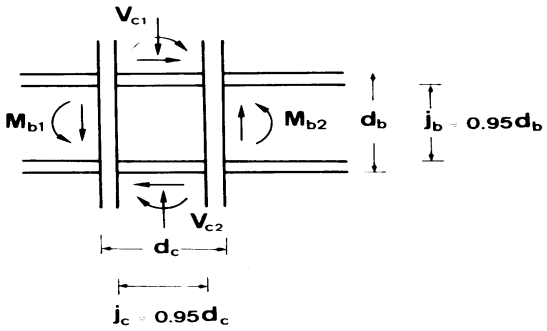
همچنین، برای جلوگیری از کمانش موضعی ورقهای تقویت باید

$$b_s / t_s \le 556/\sqrt{f_y} \qquad (۶.۶۵)$$

در این روابط، t_s و b_s ضخامت و عرض ورق تقویت، t_w ضخامت جان ستون، t_f و b_f ضخامت و عرض بال تیر، و f_y تنش تسلیم فولاد به kg/cm^2 است. اگر رابطه (۶. ۶۲) ارضاء نشود، باید در برابر بال کششی ورق تقویت نصب گردد. این ورقها مشابه ورقهای تقویت فشاری‌اند و عرض و

ضخامت آنها نبایداز مقدار حاصل از روابط (۶. ۶۳) و (۶. ۶۴) کمتر باشد. نیروی برشی واردبه‌جان ستون، باتوجه‌به‌شکل، از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$V_P = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{j_b} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \qquad (۶۶ .۶)$$

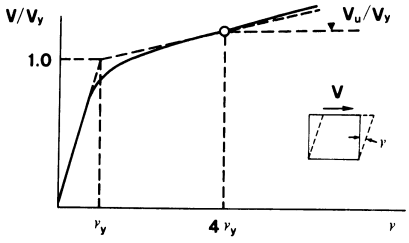


شکل ۶. ۵۸ لنگر و برش اتصال

مقاومت تسلیم برشی اتصال برابر است با

$$V_{Py} = f_y A_w / \sqrt{3} \qquad (۶۷ .۶)$$

A_w برابر $t_w j_c$ است و t_w ضخامت جان ستون می‌باشد. رفتار ناحیه برشی[1] به‌طور نمادین در شکل ۶. ۵۹ تشریح شده است. در این شکل، با رسیدن نیروی برشی به حد تسلیم، از شیب نمودار بار- جابجایی کاسته می‌شود اما مقاومت همچنان ادامه می‌یابد. در واقع بخاطر همین رفتار مناسب تسلیم برشی است که برخی از محققان مقادیری بیش از تنش تسلیم را برای



شکل ۶. ۵۹ رفتار ناحیه برشی اتصال تحت نیروی برشی

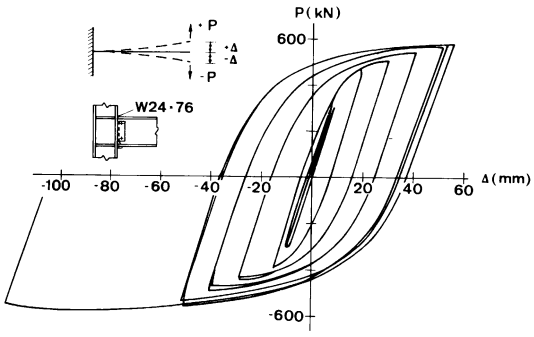
[1] shear panel

طراحی اتصال در برابر نیروهای برشی توصیه نموده‌اند. مثلاً کراوینکلر و پوپوف (۷۲) برای طراحی ناحیه برشی ستون، تنش برشی نظیر کرنش $4\gamma_y$ (با توجه به شکل) را پیشنهاد می‌کنند.

چنانچه ضخامت جان ستون در ناحیه برشی کافی نباشد می‌توان ورقهایی را به جان ستون جوش داد (ورق تقویت برشی یا ورق مضاعف[1]) و بدین‌ترتیب ضخامت جان را عملاً افزایش داد.

تغییرشکل برشی جان ستون در ناحیه برشی مزبور موجب کاهش سختی اتصال و افزایش جابجایی سازه می‌گردد. البته باید توجه داشت که در تحلیل سازه معمولاً از اندازه اتصالات چشم پوشیده و طول اعضا بیشتر از واقع منظور می‌شود، از این رو عملاً سختی واقعی سازه را دست پایین می‌گیریم، که در نتیجه خطای حاصل از صلب گرفتن اتصالات را تا حدودی خنثی می‌گردد. برای آشنایی با تأثیر تغییرشکل برشی ناحیه برشی بر روی پاسخ کل قاب می‌توان مراجع (۷۳-۷۵) را مطالعه کرد. رفتار پسماند اتصالات گیردار به نوع اتصال بستگی دارد. تحقیقات پوپوف (۷۶) نشان می‌دهد که:

الف. رفتار پسماند اتصالاتی که به‌طور کامل جوشکاری شده‌اند، آنچنانکه در شکل ۶. ۶۰ نشان داده شده، بدون کاهندگی و مطلوب است.



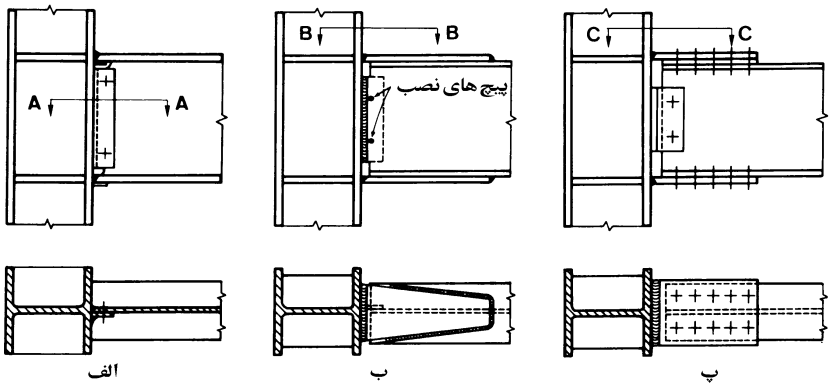
شکل ۶. ۶۰ رفتار پسماند اتصالات صلب با جوشکاری کامل

ب. در مواردی که مانند شکل ۶. ۶۱. الف از اتصال پیچی برای جان استفاده شود، به علت لغزش پیچها از صلبیت اتصال اندکی کاسته می‌شود اما خواص پسماند تغییر چندانی نمی‌کند.

---

[1] doubler plates

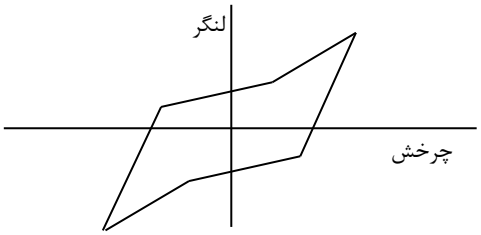
پ. اگر همچون شکل ۶. ۶۱. ب، برای متصل ساختن بال تیر به ستون از ورق اتصال استفاده شود، در انتهای ورق مزبور، در مجاورت جوش گوشه ترک پیش‌رس ایجاد می‌شود و پوپوف نتیجه گرفته است که نرمی (شکل‌پذیری) اتصال در این حالت نسبت به دو حالت فوق کمتر است.



شکل ۶. ۶۱ چند نوع اتصال صلب

ت. در اتصالات پیچی مانند شکل ۶. ۶۱. پ، بدلیل لغزش پیچها، حلقه‌های پسماند مانند شکل ۶. ۶۲ دچار باریک شدگی[1] می‌شوند (۷۲).

در مورد نتیجه‌گیری ب باید دانست که به نظر نمی‌رسد ورقهای اتصال مزبور مشکل چندانی را برای اتصال ایجاد کنند، بلکه بر عکس، بکمک این ورقها می‌توان نیروی افقی بال را با سهولت بیشتری به ستون انتقال داد و از این رو، استفاده از این ورقها در ویرایشهای جدید آیین‌نامه ۲۸۰۰ و اِآی‌اِس‌سی توصیه شده است.



شکل ۶. ۶۲ لغزش پیچها در اتصال موجب باریک شدگی حلقه پسماند می‌شود

[1] pinching

انتقال نیروی افقی بال

در بخش قبلی دیدیم که لنگر اتصال شامل یک جفت نیروی افقی است که از بالهای تیر به ستون منتقل می‌شود (شکل ۶. ۵۷). باید دانست که انتقال این نیرو وظیفه بسیار دشواری برای اتصال بشمار می‌رود و علیرغم اینکه در محاسبات فنی، مشکل چندانی در این زمینه وجود ندارد، اما در عمل مسائل متعددی وجود دارد که کار اجرای یک اتصال گیردار را با مشکل مواجه می‌سازد، و چنانچه مهندس محاسب از پیش با این مشکلات آشنا نباشد و تدابیری برای اطمینان از صحت اجرای اتصال بال تیر به ستون نیاندیشد، ممکن است در عمل زحمات وی بهدر رفته و سازه در برابر خطر زلزله از ایمنی کافی برخوردار نباشد. توجه به نکات زیر در انتقال این جفت نیروی افقی می‌تواند مفید باشد.

اتصال گیردار نسبت به یک اتصال ساده (غیر گیردار) علاوه‌برانتقال نیروی قائم ناشی از نیروهای وزن، باید یک جفت نیروی افقی را نیز منتقل سازد. مقدار این نیروهای افقی گاهی چندین برابر نیروهای بظاهر اصلی قائم است. مثلاً برای یک تیر *IPB200* در یک ساختمان معمولی که فاصله ستونها ۵ متر باشد، نیروی قائم تکیه‌گاه تحت نیروهای وزنی (بار سرویس) حدود ۱۰ تن است درحالی‌که نیروی افقی بال در زلزله‌های قوی، در آستانه تسلیم حدود ۷۰ تن و در تغییرشکلهای خیلی زیاد تا ۱۱۰ تن خواهد رسید!

راستای نیروی قائم با ستون همساز است و تنشهایی که در ستون ایجاد می‌کند در راستای محور اصلی ستون می‌باشد. از این رو، نیروی قائم هم از جان و هم از بال تیر براحتی به ستون منتقل شده و پخش می‌شود. بر عکس، نیروی افقی بال با ستون همراستا نیست و این ناپیوستگی هندسی وضعیت توزیع تنش را پیچیده می‌سازد.

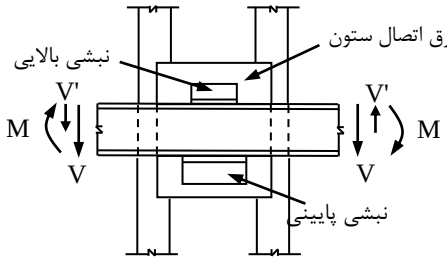
نه اتصال و نه اعضاء در برابر نیروی قائم به تسلیم نخواهند رسید و در برابر آن از یک ضریب اطمینان واقعی برخوردارند، درحالی‌که نیروهای ناشی از زلزله لنگر اتصال را تا حد تسلیم بالا میبرند و در نتیجه یکی از سه جزء اتصال، تیر، و ستون باید آمادگی تسلیم را داشته باشند و در عمل هریک ضعیف‌تر باشد، زودتر از دوتای دیگر تسلیم می‌گردد. از این رو، ضریب اطمینان واقعی اتصال در برابر نیروی افقی برابر یک است. بدین ترتیب، اگر اتصال از نرمی کافی برخوردار نباشد، بیشک گسیخته و منهدم خواهد شد. می‌توان نتیجه گرفت که یا باید از طراحی و اجرای اتصالات گیردار چشم پوشید، و یا در صورت استفاده از سیستم اتصالات گیردار، باید از درستی اجرای این اتصال، بویژه اتصال بال تیر به ستون اطمینان حاصل نمود زیرا اتصالات گیردار بدلیل صلبیتی که دارند، عملاً نیروی زلزله را جذب می‌کنند و چنانچه از مقاومت و نرمی کافی برخوردار نباشند، منهدم خواهند شد.

۶. ۱. ۳. ۵. ۲. اتصال خرجینی

اتصال خرجینی نوع بسیار رایج اتصال در ساختمانهای اسکلت فولادی کشورمان می‌باشد. استفاده از این اتصال، که در شکل فعلی خود برای نقاط لرزه‌خیز مناسب نیست، بیشتر بدلیل سهولت اجرا و ارزانتر تمام شدن سازه رواج یافته است. نحوه اجرا بدین ترتیب است که ابتدا دو نبشی در طرفین ستون جوش می‌شود و آنگاه پس از برپا کردن ستونها، تیرها را از طرفین ستون عبور داده و روی نبشی‌ها مستقر می‌سازند. از این رو، تیرهای حمال می‌توانند به صورت یکسره و بدون اینکه نیاز به قطع تیر باشد به ستونها متصل شود. آنگاه بال فوقانی تیر به کمک نبشی‌های فوقانی به ستون متصل می‌گردد.

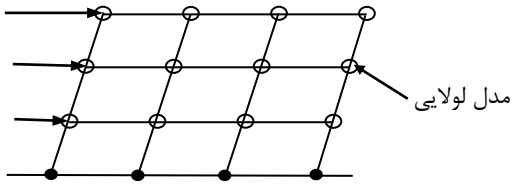
شکل ۶. ۶۳ اتصالات خرجینی، رایج ترین فرم اتصال در ایران

نیروهایی در هنگام زلزله، در ترکیب با نیروهای وزن در اتصال خرجینی ایجاد می‌شود در شکل ۶. ۶۴ نشان داده شده است. در گذشته، تعیین درجه صلبیت اتصالات خرجینی مهم‌ترین مشکل در تحلیل سازه‌های اتصال خرجینی بوده است.



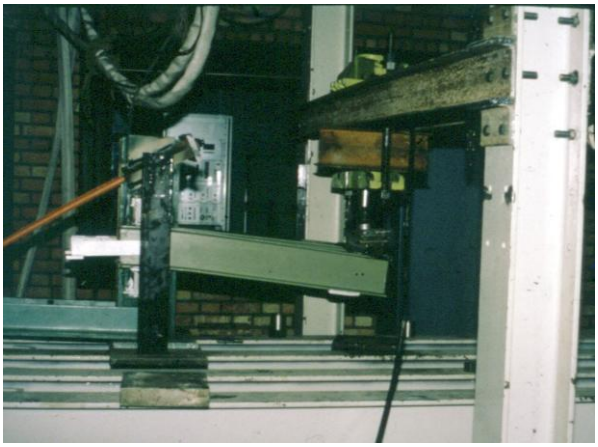
شکل ۶. ۶۴ اتصال خرجینی تحت ترکیبی از نیروهای وزن و زلزله

برخی این اتصال را فاقد صلبیت دانسته و رفتار آن را همچون اتصال ساده به صورت لولایی در نظر گرفته و آنرا *اتصال قیچی* نیز نامیده‌اند با این تصور که این اتصال، همچون لولا امکان حرکت آسان و بدون گیر دو تیغه قیچی را فراهم می‌سازد و باعث می‌شود تیر و ستون بتوانند براحتی تغییر زاویه دهند. بر اساس این فرضیه، رفتار اتصال خرجینی در برابر نیروهای جانبی مشابه رفتار سازه شکل ۶. ۶۵ خواهد بود.



شکل ۶. ۶۵ مدل لولایی برای اتصالات خرجینی موجب می‌شود
که سازه فاقد مقاومت جانبی باشد

آزمایشها و تحقیقات محققان کشورمان بر روی اتصالات خرجینی که از اواخر دهه شصت (هجری شمسی) آغاز و تا کنون ادامه یافته است، جزئیات بسیاری را در مورد رفتارلرزه‌ای اتصال خرجینی روشن نموده است که در این بخش بدان خواهیم پرداخت. به نظر می‌رسد آزمایشهای نگارنده و کرمی (۷۷)، اولین سری کارهای آزمایشگاهی روی مدل فیزیکی اتصال خرجینی بوده است‌که با استفاده از امکانات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن انجام شد. نتایج این تحقیقات به وضوح نشان داد که بر خلاف تصور رایج، اتصال خرجینی از صلبیت قابل توجهی برخوردار است و به همین دلیل، در قابهای اتصال خرجینی تحت نیروهای زلزله، لنگرهای بزرگی در اتصالات ایجاد می‌شود که بدلیل مقاومت کمتر اتصال نسبت به تیر و ستون، شکست در اتصال متمرکز شده و به علت رفتار نسبتاً ترد آن، اتصال خرجینی از محل جوشها گسیخته شده و سقف فرو می ریزد. متأسفانه، این پیش‌بینی در فاصله کمی، در خرداد ۱۳۶۹ درست از آب در آمد، و هزاران ساختمان فولادی با اتصالات خرجینی در شهرهای منجیل و رودبار در زلزله منجیل ۱۳۶۹ منهدم گردید. شکل ۶. ۶۷ یک ساختمان فولادی ۶ طبقه با اتصالات خرجینی در رشت را نشان می‌دهد که علیرغم فاصله دهها کیلومتری این شهر با مرکز زلزله، کاملاً منهدم شد و صدها نفر در این حادثه جان باختند.



۶. ۶۶ نمونه آزمایشگاهی اتصال خرجینی در تحقیقات مقدم و کرمی (۷۷)

۶. ۶۷ یک ساختمان اتصال خرجینی در رشت که در اثر زلزله منجیل ۱۳۶۹ همچون هزاران ساختمان اتصال خرجینی دیگر کاملاً منهدم شد.

صلبیت اتصالات خرجینی

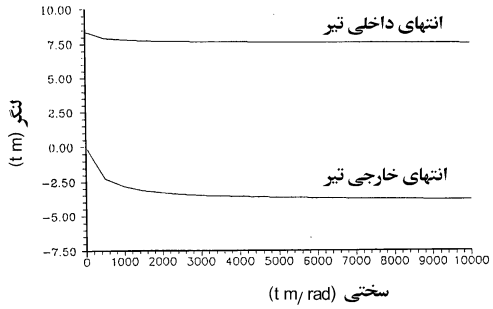
طی دهه گذشته، تحقیقات نظری و آزمایشگاهی نسبتاً وسیعی برای تعیین صلبیت و سایر خواص سازه‌ای اتصال خرجینی در دانشگاهها و مؤسسات تحقیقاتی ایران صورت گرفته است. برای آشنایی با این پژوهشها می‌توان مراجع زیر را مطالعه نمود: مقدم (۷۷-۸۰)، مقدم و کوهیان (۸۱)، مزروعی (۸۲)، طاحونی (۸۳)، آقا کوچک (۸۴ و ۸۵)، سیمونیان (۸۶)، تهرانی زاده (۸۷ و ۸۸)، اربابی (۸۹)، مالک (۹۰)، برخورداری (۹۱ و ۹۲)، رازانی (۹۳ و ۹۴). صلبیت

یک اتصال نیمه‌گیردار به سختی چرخشی آن بستگی دارد. مطابق شکل ۶. ۶۸، میزان لنگر ایجاد شده در تکیه‌گاه تیر الف زیر بار یکنواخت تابعی از سختی چرخشی اتصال، C است ($M=C\theta$). در شکل ۶. ۶۸. ب تغییرات لنگر تکیه‌گاه نسبت به سختی اتصال نشان داده شده است. می‌بینیم که برای سختی صفر، لنگر تکیه‌گاه برابر صفر است و اتصال کاملاً مانند اتصال ساده عمل می‌کند. با افزایش سختی، لنگر تکیه‌گاه زیاد می‌شود تا آن‌که در نهایت M/M_0 به سمت ۱ میل می‌کند (M_0 لنگر تکیه‌گاه صلب است و برابر $wL^2/12$ می‌باشد). آیین‌نامه اِآی‌اِس‌سی اتصالی را صلب تلقی می‌کند که لنگر انتقالی آن از ۸۵٪ اتصال کاملاً صلب کمتر نباشد. اگر یک تیر *IPE200* به طول ۴ متر داشته باشیم، حداقل سختی اتصال برای ارضای ضابطه فوق، C_c برابر ۱۱۰۰ تن‌متر بر رادیان است، یعنی اگر سختی اتصال برابر ۱۱۰۰ تن‌متر بر رادیان باشد، لنگر تکیه‌گاه برابر ۸۵٪ حالت کاملاً صلب خواهد بود. C_c سختی آستانه نامیده می‌شود و همانطور که در شکل دیده می‌شود، هنگامی‌که سختی از حد آستانه عبور می‌کند، از تأثیر آن بر توزیع نیروی داخلی سازه کاسته گردد.

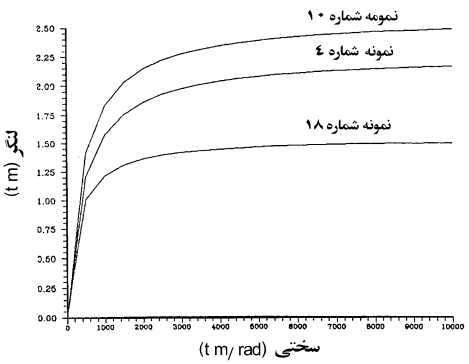
الف. تیر با اتصال نیمه گیردار *ب. لنگر تکیه‌گاه*

شکل ۶. ۶۸ صلبیت اتصالات نیمه گیردار تابعی از سختی چرخشی اتصال

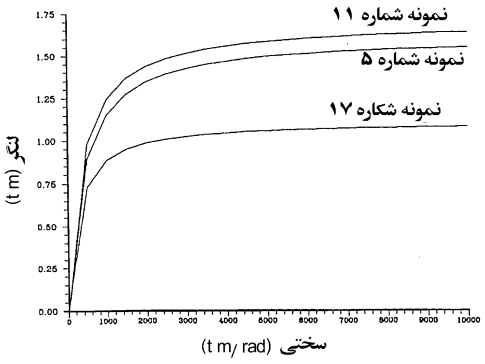
برای بررسی تأثیر سختی اتصالات خرجینی بر توزیع نیروهای داخلی سازه، تعدادی ساختمان در تهران انتخاب شدند و با تهیه یک نرم افزار تحلیلی، اتصال خرجینی به صورت یک اتصال نیمه گیردار با سختی متغیر مدل شد (۸۱)، آنگاه‌این ساختمانها تحت نیروهای وزنی و زلزله تحلیل شدند. نتایج تحقیق نشان داد که توزیع نیروهای داخلی تابعی از سختی اتصال می‌باشد و در اغلب موارد، مقدار سختی آستانه حدود ۱۵۰۰ تن‌متر بر رادیان بدست آمد. همانطور که در شکل ۶. ۶۹. الف دیده می‌شود، در بارگذاری وزنی (سازه تحت نیروهای وزن)،) وقتی سختی اتصال ناچیز باشد لنگر انتهای خارجی تیرهای کناری (تیرهای واقع در آخرین دهانه قاب) برابر صفر و لنگر انتهای دیگر تیر حداکثر است. با افزایش سختی اتصال، لنگر انتهای خارجی تیر افزایش و لنگر انتهای دیگر کاهش می‌یابد. وضعیت لنگر در گرههای کناری و میانی در اشکال ب و پ نمایش داده شده‌اند و از روند مشابهی حکایت دارند.



الف. لنگر تیر در دهانه کناری



ب. لنگر اتصال در گرههای کناری

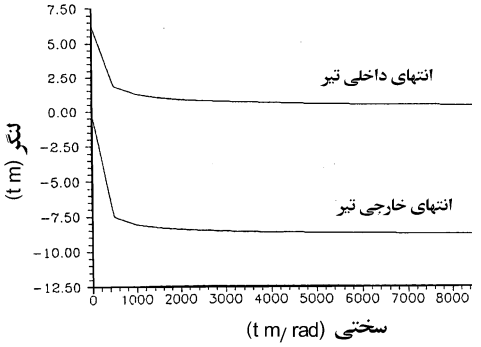


پ. لنگر اتصال در گرههای میانی

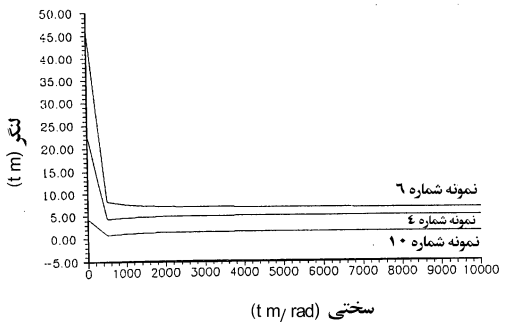
شکل ۶. ۶۹ تأثیر سختی اتصال بر توزیع نیروهای داخلی در بارگذاری عادی (نیروهای وزنی)

با مطالعه تغییرات نیروهای داخلی سازه نسبت به سختی اتصال در بارگذاری عادی، می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش سختی اتصال تا حدود ۱۵۰۰ تن‌متر بر رادیان، لنگر انتهای خارجی تیرهای دهانه آخر افزایش و لنگر انتهای داخلی آنها کاهش می‌یابد. دامنه‌این افزایش معمولاً آنقدر نیست که بر طرح تیر اثر بگذارد بویژه آنکه در دهانه‌های داخلی میزان تأثیر کلاً کمتر است. همین نتیجه در مورد نیروی داخلی ستونها نیز کم و بیش صادق است. در نتیجه می‌توان گفت که اگر اتصالات غلتکی فرض شده باشند، توزیع لنگر در تیرها و نیروی محوری در ستونها مبنای نسبتاً درستی برای طراحی خواهد بود، اگر چه همانطور که در شکل ۶. ۶۹. ب می‌بینیم، لنگری حدود ۱ تا ۱/۲۵ تن‌متر در برخی از اتصالات بوجود می‌آید که طبق آزمایشهای مقدم و کرمی (۷۷) که در زیر تشریح گردیده، برای اتصال خرجینی قابل تحمل است.

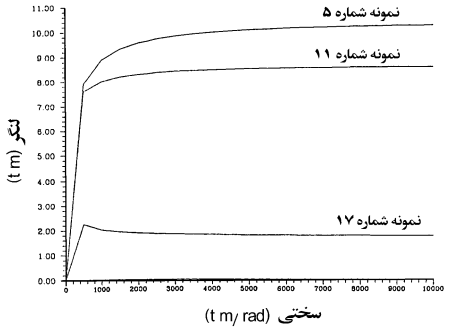
تأثیر سختی اتصال بر عملکرد سازه در برابر نیروهای جانبی ناشی از زلزله (تحت بارهای زلزله توصیه شده در ویرایش اول آیین‌نامه ۲۸۰۰) در شکل ۶. ۷۰ نشان داده شده است و بر خلاف بارگذاری عادی، در اینجا مشاهده می‌شود که سختی اتصال تأثیر چشمگیری بر نیروهای داخلی دارد.



الف. لنگر تیر در دهانه کناری



ب. لنگر ستونهای میانی



پ. لنگر اتصال در گرههای میانی

شکل ۶. ۷۰ تأثیر سختی اتصال بر توزیع نیروهای داخلی در بارگذاری زلزله (آیین‌نامه ۲۸۰۰-ویرایش اول)

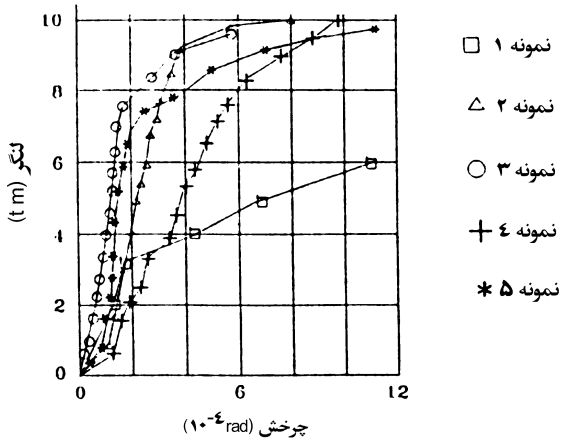
شکل ۶. ۷۰. الف نشان می‌دهد که با افزایش سختی اتصال، لنگر افزایش می‌یابد به‌طوری‌که لنگر انتهای خارجی تیر در دهانه کناری از صفر (در حالت سختی صفر) به حدود ۷/۵ تن‌متر (برای اتصال صلب) افزایش یافته است. اگر چه‌این تغییر به تنهایی ممکن است اثر خیلی زیادی بر طراحی تیر نداشته باشد، اما با توجه به شکل ۶. ۷۰. ب که تغییرات لنگر در ستون را نشان می‌دهد، مشخص می‌گردد که در حالتی که اتصالات به صورت مفصلی عمل کنند (سختی صفر) ستونها باید لنگرهای بسیار بزرگی را تحمل نمایند که ناشی از عملکرد طره‌گونه آنهاست. با افزایش سختی اتصال، لنگر ستونها بسرعت کاهش یافته و عملکرد آنها از حالت طره‌ای به قابی تبدیل می‌گردد به طوری‌که رفتار اغلب نمونه‌ها در سختی‌های بیش از ۱۰۰۰ تن‌متر بر رادیان، به رفتار قاب صلب نزدیک بوده است. بدین ترتیب، سختی اتصال می‌تواند لنگر ستون را تا ۸۰٪ کاهش داده و مثلاً از ۲۵ تن‌متر به ۵ تن‌متر برساند. تأثیر سختی بر لنگر اتصال در شکل ۳. ۷۰. پ نشان داده شده است و نشان می‌دهد که با سخت شدن اتصال، لنگر آن بشدت اضافه شده و در مواردی تا ۱۰ تن‌متر می‌رسد که برای اغلب اتصالات اجرا شده و موجود، کاملاً خارج از محدوده مقاومت اتصال است و همانطور که بعداً خواهیم دید، اتصال به طرز ترد و نامطلوبی می شکند.

سختی اتصال

با توجه به مطالب گفته شده، مشخص می‌گردد که تعیین سختی اتصال از اهمیت خاصی برخوردار است. برای تعیین سختی اتصال خرجینی، نمونه‌هایی تهیه و مطابق شکل ۶. ۷۱. الف تحت بارگذاری قرار گرفتند (۷۷). در این نمونه‌ها، تیر و ستون از یک جفت نیمرخ *INP160* تشکیل شده‌اند که با نبشی‌های نمره ۱۰ به روش متعارف به هم متصل شده‌اند. در نمونه شماره ۱، طول نبشی پایینی ۱۲ سانتیمتر، و طول نبشی فوقانی برابر ۸ سانتیمتر است. این نمونه‌ها تحت بار استاتیکی قرار گرفتند و نمودار لنگر-چرخش آنها در شکل ۶. ۷۱. ب نمایش داده شده است. بجز نمونه شماره ۱، بقیه نمونه‌ها به نوعی تقویت شده‌اند و بنابراین برای یافتن سختی اتصالات رایج، نتایج نمونه شماره ا مبنا قرار می‌گیرد.

همانطور که در شکل دیده می‌شود، این نمونه با سختی اولیه ۱۸۰۰ تن‌متربر رادیان، تا حدود لنگر ۳ تن‌متر خطی مانده است و سپس سختی اولیه‌اش را به‌تدریج از دست داده تا در ۷/۴ تن‌متر‌که به‌حد گسیختگی رسیده است. با توجه به مطالب قبلی، ملاحظه می‌شود که اگر سختی اتصال خرجینی متعارف را برابر ۱۸۰۰ تن‌متر بر رادیان فرض کنیم، رفتارش در برابر بارهای وزنی و زلزله به اتصال صلب نزدیک می‌باشد و بنابراین فرض لولایی بودن این نوع اتصال کاملاً نادرست است بویژه در برابر نیروهای جانبی ناشی از باد یا زلزله. البته اگر عناصر لرزه‌بر

دیگری همچون بادبند، دیوار برشی و یا میانقاب داشته باشیم، بخش عمده‌ای از نیروی زلزله را جذب می‌کنند و سهم اتصالات خرجینی کاهش می‌یابد.



شکل ۶. ۷۱ آزمایش اتصالات خرجینی (مقدم و کرمی (۷۷))

رابطه لنگر-چرخش اتصال خرجینی

همانطور که در شکل ۶. ۷۱. ب دیده می‌شود، نمودارلنگر-چرخش اتصال خرجینی عموماً غیرخطی است. در ادامه تحقیقات فوق، نمونه‌های مزبور با استفاده از مدل اجزاء محدود به صورت غیرخطی تحلیل شدند (۸۰) که نمونه‌ای از نتایج این تحلیل با آزمایشهای قبلی روی نمونه شماره ۱ در شکل ۶. ۷۲ مقایسه شده است. با بهره گیری از نتایج این تحلیل‌ها، رابطه غیرخطی زیر برای اتصال خرجینی به صورت تابعی از ارتفاع مقطع تیر داده شده است.

$$\theta = \frac{M}{C\left[1-\left(\frac{M}{M_c}\right)^4\right]} \qquad \text{زاویه چرخش اتصال خرجینی (رادیان)} \qquad (۶۸ .۶)$$

که

$$C = 136h + 667 \qquad \text{سختی اولیه اتصال (تن‌متر بر رادیان)} \qquad (۶۹ .۶)$$

$$M_c = 0.8M_P + 4.1 \qquad \text{لنگر مقاوم اسمی اتصال (تن‌متر)} \qquad (۷۰ .۶)$$

M لنگر وارده به اتصال و M_P لنگر خمیری تیرها (جمع لنگر خمیری دو تیر طرفین اتصال) بر حسب تن‌متر، و h ارتفاع مقطع تیر به سانتیمتر می‌باشد. C سختی اولیه اتصال بر حسب تن‌متر بر رادیان می‌باشد. بدین ترتیب برای هر نیمرخی می‌توان سختی اولیه و نمودار لنگر چرخش را محاسبه نمود. مثلاً برای *2IPE180*، داریم:

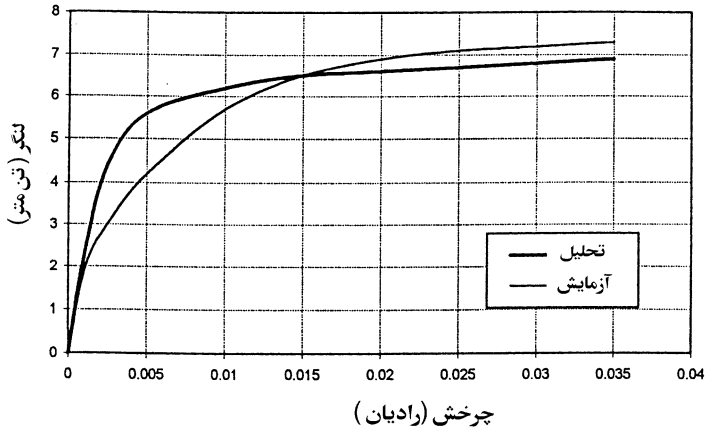
$$h = 18 \quad Cm \quad , \quad M_P = 2zf_y = 2 \times 166.4 \times 2400 \times 10^{-5} = 7.99 \quad t.m$$

$$C = 136 \times 18 + 667 = 3115 \quad tm/rad \qquad \text{سختی اولیه اتصال}$$

$$M_c = 0.8 \times 7.99 + 4.1 = 10.49 \quad t.m \qquad \text{لنگر مقاوم اسمی اتصال}$$

$$\theta = \frac{M}{3115\left[1 - \left(\frac{M}{10.49}\right)^4\right]} \qquad \text{رابطه لنگر-چرخش اتصال}$$

باید دانست که رابطه ۶. ۶۸ بر اساس طول و اندازه ثابتی برای نبشیهای اتصال بدست آمده است (نبشی های بالا و پایین ۱۰*۱۰۰*۱۰۰ به طول ۱۲ سانتیمتر).

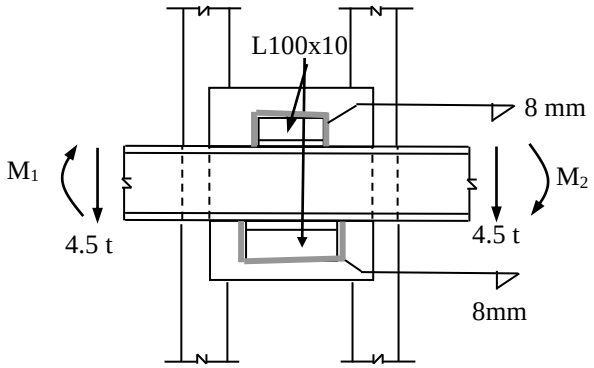


شکل ۶. ۷۲ نمودار لنگر چرخش اتصال خرجینی (*مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی*)

مقاومت و نرمی اتصال خرجینی

محاسبه تنش اسمی

اتصال شکل ۶. ۷۳ نمونه‌ای از نیروهای وارد به یک اتصال خرجینی در زلزله را نشان می‌دهد. این اتصال شامل دو تیر حمال *IPE160* است که با نبشی های ۱۰*۱۰۰*۱۰۰ در بالا و پایین به ستون متصل گردیده‌اند. هر سه ضلع نبشی در محل تماس با ستون با جوش گوشه به ضخامت ۱۰ میلیمتر به صفحه اتصال جوش شده است. هر تیر حدوداً ۹ تن بار وزنی را تحمل می‌کند، و تحت زلزله خیلی شدید، لنگرهای دو سوی گره اتصال به حد مقاومت تیر خواهند رسید (ستونهای دوبل تسمه دار معمولاً مقاومت خمشی بیشتری از تیرهای حمال دارند و به حد تسلیم نمی‌رسند).



شکل ۶. ۷۳ نمونه نیروهای وارد به یک اتصال خرجینی در زلزله

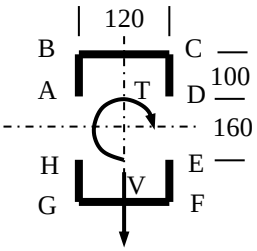
بنابراین مجموع لنگرهای وارده در زلزله در بدترین شرایط برابرند با

$$M_1 = M_2 = M_P = zf_y = 123.8 \times 2400 = 297120 \quad kg.cm$$

و نیروی برشی کل که فقط به نبشی پایینی وارد می‌شود برابر است با

$$V = 2 \times 4500 = 9000 \quad kg$$

اگر برای محاسبه تنش در جوش به روش متعارف عمل شود، می‌توان با توجه به شکل ۶. ۷۴، لنگرها را به صورت یک لنگر پیچشی اعمال کرد.



شکل ۶. ۷۴ نیروهای وارد به نوار فرضی جوش

اگر فرض کنیم نیروی برشی V فقط به نبشی پایینی وارد می‌شود، تنش ناشی از آن برای نوار جوش با ضخامت واحد برابر است با

$$f_y^{'} = \frac{V}{A} = \frac{9000}{2\times 10+12} = 281 \quad kg/cm^2$$

برای محاسبه اثر لنگرهای ناشی از زلزله، لنگر پیچشی T به شکل زیر محاسبه و به جوشها اعمال می‌شود.

$$T = M_1 + M_2 = 2\times 297120 = 594240 \quad kg.cm$$

تنشهای برشی ناشی از این لنگر پیچشی در هر نقطه از اتصال در جهات افقی و قائم برابر است با

$$f_x^{"} = \frac{T}{I_P}\cdot y \quad ; \quad f_y^{"} = \frac{T}{I_P}\cdot x \qquad (۶.۷۱)$$
$$I_P = I_x + I_y$$

که I_x و I_y لنگرماند حول محورهای افقی و قائم، و x و y فواصل افقی و قائم از مرکز اتصال است. بنابراین

$$I_x = 2[12x18^2 + 2(10^3/12 + 10x13^2)] = 14869 \quad cm^4$$
$$I_y = 2(12^3/12 + 2x10x6^2) = 1728 \quad cm^4 \qquad I_P = I_x + I_y = 16597$$

با توجه به شکل ۶. ۷۴، بیشترین تنش در کنجهای B، C، F و G ایجاد می‌شود که مقدار آن برابر است با

$$f_x^{"} = \frac{T}{I_P}\cdot y = \frac{594240}{16597}(18) = 644 \quad kg/cm^2 \quad ; \quad f_y^{"} = \frac{T}{I_P}\cdot x = \frac{594240}{16597}(6) = 215$$

در نقطه F ترکیب تنشهای حاصل از زلزله و بار عادی بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، پس

$$f_x = f_x^{'} + f_x^{"}; \quad f_y = f_y^{'} + f_y^{"} \quad \therefore f_x = 0 + 644 = 644 \quad f_y = 281 + 215 = 496$$
$$f_r = \sqrt{(f_x^2 + f_y^2)} = 813 \quad kg/cm^2$$

با توجه به‌اینکه ضخامت جوش برابر ۰/۷۰۷ برابر ضخامت جوش می‌باشد، تنش در جوش برابر است با

$$f = \frac{f_r}{0.707x1} = \frac{813}{0.707} = 1150 \quad kg/cm^2$$

ملاحظه می‌شود که این از تنش برشی مجاز جوش گوشه که برابر ۹۲۰ کگ بر سمم (کیلوگرم‌برسانتیمترمربع) است بیشتر است. البته تنش شکست جوش خیلی بیشتر از این مقدار است. آزمایشهای جاری[1] روی مقاومت برشی جوش گوشه، نشان می‌دهد که جوش باید بتواند براحتی تنش فوق را تحمل نماید اما بدلیل تمرکز، تنشهای واقعی در جوش خیلی بیشتر است و به همین دلیل در اکثر آزمایشهایی که روی اتصال خرجینی شده است، جوشها گسیخته شده‌اند. این موضع در زیر مورد بحث قرار گرفته است.

تمرکز تنش در اتصالات خرجینی

برای بررسی میزان تمرکز تنش در جوش، اتصال خرجینی فوق با استفاده از روش اجزاء محدود به صورت غیرخطی تحلیل شد (۸۰). تنش محاسبه شده در نقاط مختلف اتصال در شکل ۶. ۷۴، با استفاده از رابطه ۶. ۷۱ و روش اجزاء محدود در جدول ۶. ۱ مقایسه شده‌اند.

جدول ۶. ۱ تنشهای اسمی و دقیق در جوش (کیلو گرم بر سانتیمتر مربع) در محدوده خطی تحت لنگر کل ۵/۹۴کیلوگرم تن‌متر (شامل لنگر وارد به اتصالات دو طرف ستون)

نقطه	تنش اسمی از رابطه ۶. ۷۱				تنش دقیق در حوزه خطی از روش اجزاء محدود	
	f_x	f_y	τ	F_c *تنش برایند*	F_c/f_{max}	F_c *تنش برایند*
A	۴۰۴	۳۰۴	۵۰۶	۸۷۷	۰/۵۳	**۱۱۹۳۰**	۱
B	۹۱۱	۳۰۴	۶۷۹	**۱۶۶۳**	۱	۱۲۰	۰/۰۱
C	۹۱۱	۳۰۴	۶۷۹	۱۶۶۳	۱	۶۸۰	۰/۰۶
D	۹۱۱	۳۰۴	۵۰۶	۸۷۷	۰/۵۳	۸۸	۰/۰۱
E	۴۰۴	۳۰۴	۵۰۶	۸۷۷	۰/۵۳	۵۳۰۰	۰/۴۴
F	۹۱۱	۳۰۴	۶۷۹	۱۶۶۳	۱	۱۲۰	۰/۰۱
G	۹۱۱	۳۰۴	۶۷۹	۱۶۶۳	۱	۶۸۰	۰/۰۶
H	۴۰۴	۳۰۴	۵۰۶	۸۷۷	۰/۵۳	۱۳۶۴	۰/۱۱

[1] این آزمایشها به منظور تعیین تنش برشی نهایی جوش گوشه در دو حالت نیرو موازی با جوش و نیرو عمود بر جوش در دانشگاه صنعتی شریف انجام شد. نتایج اولیه حکایت از ان دارد که تنش برشی مقاوم هر دو حالت تقریباً یکسان بوده و براحتی بیش از ۳۰۰۰ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع است.

$$F_c = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)]}$$

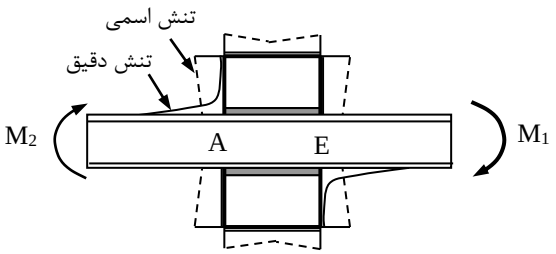
(۶. ۷۲) *تنش برایند فن میسز*

تنشهای اسمی و دقیق به‌طور نمادین در نمودار ۶. ۷۵ مقایسه شده‌اند. از نتایج جدول ۶. ۱ و این نمودار می‌توان چنین نتیجه گرفت:

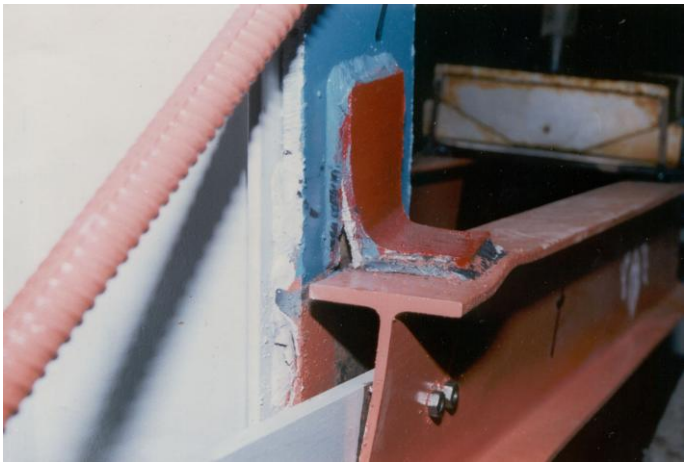
۱. تنش اسمی در نقاط B، C، F، و G حداکثر است و قاعدتاً اینها نقاط بحرانی به شمار می‌روند و انتظار می‌رود که گسیختگی جوش از این نقاط آغاز شود اما برعکس، تحلیل اجزای محدود نشان می‌دهد تنش در این نقاط تقریباً برابر صفر است، و نقاط A و E دارای بیشترین تمرکز تنش بوده و بحرانی می‌باشند. شکل ۶. ۷۶ نقطه آغاز گسیختگی جوش در یکی از نمونه‌های اتصال خرجینی در آزمایشهای مقدم و کرمی (۷۷) را نشان می‌دهد. این نقطه نظیر A در شکلهای ۶. ۷۴ و ۶. ۷۵ می‌باشد و کاملاً مؤید این است که کنج A نقطه بحرانی می‌باشد.

۲. تمرکز شدید تنش در کنج نبشی سبب تجاوز تنش از حد نهایی تنش جوش می‌شود. تنشهای تسلیم و نهایی برای جوشکاری معمولی با الکترود E60XX برابر ۳۵۰۰ و ۴۷۰۰، و برای الکترود E700XX برابر ۴۰۰۰ و ۴۹۰۰ کگ بر سمم می‌باشد. اگر چه‌این تنشها از تنشهای تسلیم و نهایی فولاد نرمه بیشترند، اما چون فلز جوش از فولاد نرمه تردتر است خاصیت باز پخش تنش کمتری دارد. به همین دلیل، در ناحیه بحرانی (کنج نبشی) پس از رسیدن به تنش تسلیم، فولاد نرمه تسلیم شده و مرتباً تنشهای اضافی را به نواحی مجاور منتقل می‌سازد درحالی‌که فلز جوش پس از تسلیم، کرنش خمیری کمتری را تحمل می‌کند و عملاً حوزه باز پخش تنش کوچکتری دارد و از این رو، همانطور که آزمایش نیز نشان داده است، زودتر از فولاد اصلی گسیخته می‌گردد. به همین دلیل، اتصالات خرجینی در مقایسه با اجزاء اصلی سازه از نرمی (شکل‌پذیری) خیلی کمتری برخوردارند، و اگر مقاومت آنها از مقاومت اعضاء کمتر باشد در مقابل نیروهای زلزله زودتر از عضو وارد ناحیه تسلیم گردیده و در صورت عبور از حد ظرفیت تغییرشکل خمیری، خواهند گسیخت. مقاومت و ظرفیت تغییرشکل اتصالات خرجینی در زیر بررسی شده است.

۳ . خطای فاحش تنشهای اسمی بیانگر آن‌است‌که سازکار مفروض برای توزیع و محاسبه این تنشها نادرست است. در روشهای محاسباتی متعارف برای اتصالات جوشی و پیچی، معمولاً از روابطی استفاده می‌شود که به صورت ضمنی و بیان نشده مبتنی بر تغییرمکان صلب اتصال است یعنی تغییرشکلهای خود اتصال نسبت به جوش ناچیز فرض می‌شود. به هر میزان که از صلبیت اتصال کاسته شود، روابط متعارف تقریب و خطای بیشتری دارند و تنشها به صورت متمرکزتری انتقال می‌یابند. از این رو، لازم است برای محاسبه توزیع تنش در اتصال خرجینی بدنبال سازکار دیگری باشیم. چنین سازکاری در زیر معرفی شده است.



شکل ۶. ۷۵ مقایسه نمادین تنشهای اسمی و دقیق در جوش



شکل ۶. ۷۶ نقطه آغازین گسیختگی جوش در اتصالات خرجینی (نقل از مقدم و کرمی (۷۷))،
ترک از جوش کنج نبشی آغاز شد

محاسبه مقاومت اتصال

مقاومت ارتجاعی اتصال با توجه به وضعیت تنش متمرکز در نقطه A در شکل ۶. ۷۵ بدست می‌آید. در جدول ۶. ۲ وضعیت تانسور تنش در این نقطه با استفاده از تحلیل اجزاء محدود در محدوده ارتجاعی ارائه شده است. این تنشها تحت لنگر ۱ تن‌متر (مجموع لنگر وارده به نبشیهای بالا و پایین که برابر است با مجموع لنگر تیر در دو سمت گره یعنی (M_2+M_1)) بدست آمده‌اند. همچنین تنش برایند (تنش فن میسز[1]) F_c از رابطه ۶. ۷۲ محاسبه و در جدول آمده است.

[1] Von Mises

جدول ۶. ۲ تانسور تنش در کنج نبشی (نقطه A)

لنگر کل t.cm	تنش در A (kg/cm^2)						تنش برایند F_c
	f_x	f_y	f_z	f_{xy}	f_{yz}	f_{zx}	
۱۰۰	۸۳۱	۴۰۰	۲۳۷۳	۰	۷۹	۵۱۰	۲۰۱۰

ملاحظه می‌شود که عمده‌ترین تنش، تنش محوری در جهت محور عمود بر صفحه اتصال، z است. همین مطلب روشن می سازد که چرا سازکار پیچشی مفروض نمی‌تواند وضعیت تنشها را بدرستی پیش بینی کند. اکنون به جای این سازکار پیچشی از یک سازکار خمشی مطابق شکل ۶. ۷۷ استفاده می‌کنیم. فرض شود که بال افقی هریک از نبشی‌ها، با توجه به شکل ۶. ۷۷، تحت اثر یک نیروی افقی به موازات محور اصلی تیر قرار دارد که توسط بال تیر به بال نبشی اعمال شده است. لنگر ناشی از این نیرو حول محور قائم y تنشهای محوری f_z را در راستای z ایجاد می‌کند که توزیع آن در نوار جوش AB در شکل ۶. ۷۷. الف نشان داده شده است. با دور شدن از کنج نبشی، تنش f_z بسرعت کاهش می‌یابد به طوری‌که عملاً بخش عمده‌ای از نوار جوش AB نقشی در گرفتن نیرو ندارد. البته هرقدر نبشی صلب‌تر باشد، بخش بزرگتری از نوار مزبور در گرفتن نیروی کششی شرکت خواهد کرد. اگر در شکل ۶. ۷۷. ب، AB_1 را بخش مؤثر نوار جوش AB فرض کنیم، با استفاده از نتایج جدول ۶. ۲ می‌توان طول آن، b_e را محاسبه کرد. لنگر کل وارده به نبشی‌های بالا و پایین در یک سمت ستون برابر است با

$$M = M_1 + M_2$$

که M_1 و M_2 مطابق شکل ۶. ۷۵ لنگرهای تیر در دو سمت گره می‌باشند. این لنگر توسط نیروی افقی P_{bf} در بال تیر به لبه بال نبش وارد می‌شود. مقدار این نیرو تقریباً برابر است با

$$P_{bf} = \frac{M}{h}$$

که h ارتفاع مقطع تیر است. لنگر حاصل از این نیرو حول محور قائم y در صفحه جوشها برابر است با

$$M' = P_{bf} e = \frac{Me}{h}$$

که e فاصله لبه بال نبشی از صفحه اتصال است. نیروی کششی ایجاد شده در نوار جوش مؤثر AB_1 برابر است با

$$F_t = A_e f_t = t_e b_e f_t$$

t_e و b_e ضخامت و طول مؤثر جوش، و f_t تنش کششی در کنج A است. لنگر مقاوم جوش حول محور y برابر است با

$$M'' = F_t L = t_e\, b_e\, f_t \quad M'' = M' \quad \therefore t_e b_e f_t L = \frac{Me}{h}$$

ضخامت مؤثر جوش ۰/۷۰۷ برابر ضخامت جوش است. همچنین اگر فرض کنیم که طول مؤثر نوار جوش β برابر ضخامت بال نبشی t است، آنگاه

$$f_t = \frac{Me}{0.707\beta athL}$$

با جایگزین کردن مقدار تنش برایند کنج نبشی از جدول ۶. ۲، و قرار دادن مقدار ۱۰۰ تن سانتیمتر برای لنگر کل، و نهادن بقیه مقادیر این رابطه با توجه به مشخصات نمونه تحلیل شده، داریم

$$M = 100 \quad e = 8 \quad a = 1 \quad t = 1 \quad h = 16 \quad L = 12 \quad f_t = F_c = 2010 \quad \therefore \beta = 2.93$$

پس از جایگزینی β در رابطه فوق، با اندکی اغماض می‌توان تنش کششی ناشی از لنگر M در کنج نبشی را از رابطه زیر بدست آورد

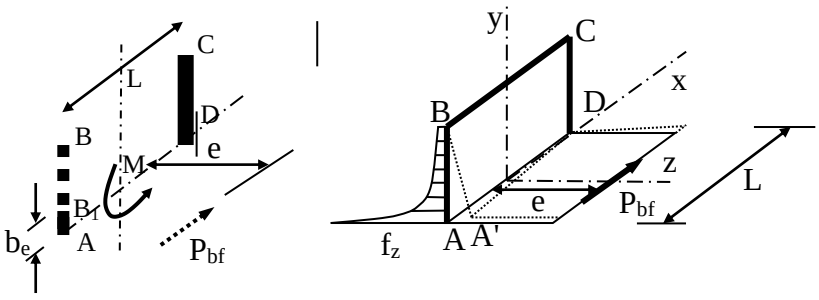
$$f_t = \frac{Me}{2athL} \qquad \text{تنش کششی در کنج نبشی اتصال} \qquad (۶.۷۰)$$

M مجموع لنگر وارد از یک تیر به اتصال، e فاصله جوش لبه بال نبشی به تیر تا صفحه اتصال، α ضخامت جوش، t و L ضخامت و طول نبشی، وh ارتفاع مقطع تیر است. مقاومت‌تسلیم اتصال بانهادن تنش‌تسلیم جوش (برای الکترود *E60XX*) در رابطه ۶. ۷۰ بدست می‌آید.

$$M_y = \frac{2(3500)athL}{e}$$

$$M_y = \frac{7athL}{e} \quad t.cm \qquad \text{لنگر تسلیم اتصال} \qquad (۶.۷۳)$$

α، t، h، L و e ضخامت جوش، ضخامت نبشی، ارتفاع مقطع تیر، طول نبشی و فاصله جوش لبه بال نبشی تا صفحه اتصال به سانتیمتر می‌باشند.



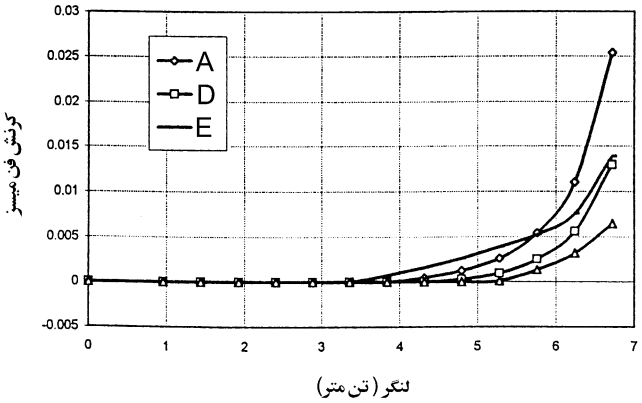
الف. نبشی تحت خمش حول محور y *ب. اثر لنگر ناشی از نیروی بال بر جوشها*

شکل ۶. ۷۷ سازکار خمشی فرضی برای توزیع تنش در اتصال (نبشی بالایی)

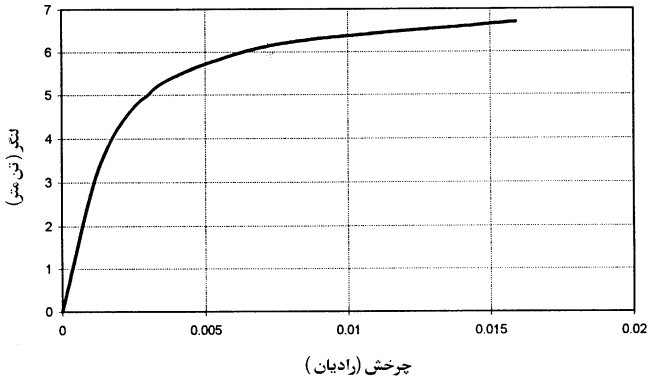
مثلاً برای تیر *IPE160* و نبشی ۱۰*۱۰۰*۱۰۰ بطول ۱۲ سانتیمتر که با جوش گوشه به ضخامت ۱۰ میلیمتر وصل شده باشد، e برابر عرض بال تیر یعنی ۸ سانتیمتر است، پس از رابطه ۶. ۷۳ داریم

$$M_y = \frac{7x1x16x12}{8} = 168 \quad t.cm$$

پس جمع لنگر اتصالات دو طرف ستون دو برابر مقدار فوق یعنی ۳/۳۶ تن‌متر است. تحلیل دقیق این حالت با استفاده از برنامه اجزاء محدود غیرخطی در شکل ۶. ۷۸ ارائه شده است. همانطور که می بینید، نمودار لنگر-کرنش تا حدود ۳/۳ تن‌متر خطی و بعد از آن نمودارها وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. همین روند در نمودار لنگر-چرخش شکل ۶. ۷۸. ب دیده می‌شود. پس رابطه ۶. ۷۳ بخوبی توانسته است آستانه تسلیم را برآورد کند.



الف. نمودار های لنگر ـ کرنش نقاط مختلف جوش



ب. نمودار لنگر ـ چرخش

شکل ۶. ۷۸ برآورد رفتار غیرخطی اتصال خرجینی با استفاده از تحلیل اجزاء محدود (۸۰). تیرها IPE160 و نبشیهای بالا و پایین ۱۰*۱۰۰*۱۰۰ به طول ۱۲ سانتیمتر که با جوش گوشه به ضخامت ۱۰ میلیمتر به ستون متصل شده‌اند

روشهای تقویت اتصال خرجینی

به‌طورکلی به دو روش می‌توان سازه اتصال خرجینی را در برابر نیروهای زلزله تقویت کرد: روش مقابله و روش احتراز. در روش مقابله، سعی می‌شود اتصال در برابر زلزله به گونه‌ای تقویت گردد که از مقاومت و نرمی‌کافی برخوردار باشد. برخی از اقدامات مفید و عملی در این مورد درزیر آمده است.

استفاده از ورقهای تقویت افقی : با نصب دو ورق تقویت افقی برروی بالهای تیر درهر سمت گره (جمعاً ۴ ورق) و اتصال آن به ستون، مطابق شکل ۶. ۷۹ می‌توان بخشی از نیروی افقی P_{bf} را مستقیماً از بال تیر به ورق تقویت و از آنجا به ستون منتقل ساخت. در جهت اطمینان می‌توان از مقاومت کششی اتصال ورق و ستون چشم پوشید (نیروهای P_1 و P'_2 در شکل ۶. ۷۹. پ) و فقط روی مقاومت اتکایی حساب کرد (نیروهای P_2 و P'_1 در شکل ۶. ۷۹. پ). در این صورت در هر دور بار گذاری فقط دو تا از ورقها به صورت فشاری لنگر را منقل می سازند و نیرو در دو تای دیگر که به‌صورت کششی عمل می‌کنند صفر فرض می‌شود. با تعویض جهت بارگذاری و لنگر اتصال، جای ورقهای عامل نیز عوض می‌شود. خلاصه روش طراحی ورقهای تقویت به شرح زیر است:

۱. محاسبه لنگر وارده

$$M = M_1 + M_2$$

باید حداقل یکی از دو لنگر M_1 و M_2 را برابر لنگر خمیری تیر فرض کرد. این دو لنگر به علت حضور بارهای قائم، در خلاف جهت هم می‌باشند. در هنگام زلزله، یکی از این دو که با لنگر زلزله هم جهت است افزایش یافته و به حد تسلیم می‌رسد، اما دیگری کاهش می‌یابد و معمولاً جهت خود را حفظ می‌کند. بنابراین لنگر اتصال با توجه به شکل ۶. ۸۰ برابر خواهد بود با

$$M = |M_{P2}| - |M_1| \qquad \text{لنگر وارد به اتصال در زلزله} \qquad (۶. ۷۴)$$

می‌توان در جهت اطمینان از لنگر M_1 چشم پوشید و اتصال را برای لنگر خمیر تیر M_{P2} طرح کرد.

۲. محاسبه لنگر تسلیم اتصال، M_y از رابطه ۶. ۷۳

۳. محاسبه لنگر مازاد ΔM که سهم ورقهای تقویت است

$$\Delta M = M - M_y \qquad \text{لنگر مازاد (سهم ورقهای تقویت)} \qquad (۶. ۷۵)$$

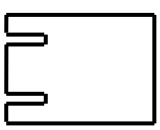
۴. محاسبه نیروی افقی ورقهای تقویت

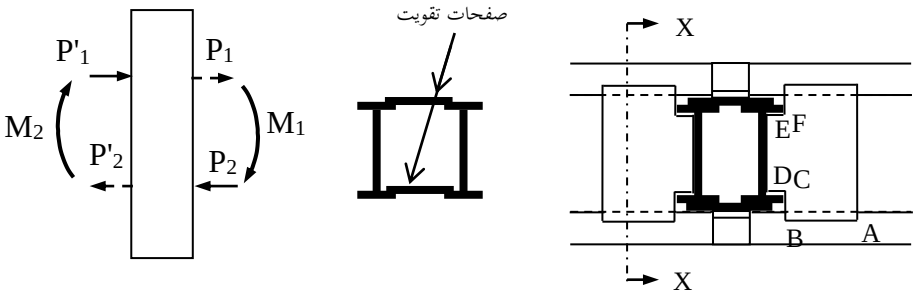
$$P_{bf} = \frac{\Delta M}{h} \qquad (۶. ۷۶)$$

۵. محاسبه جوش ورق‌تقویت به بالهای تیر (جوش گوشه از A تا B در شکل ۶. ۷۹. الف برای $P_{bf}/2$ طرح می‌شود)

۶. وارسی انتقال نیروی افقی فشاری به ستون از طریق مقاومت اتکایی و مقاومت برشی

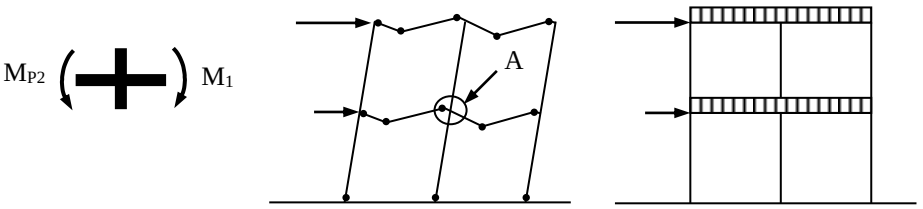
فاصله‌های DC و EF در شکل ۶. ۷۹. الف از طریق برشی و بقیه نقاط به‌طور اتکایی نیرو را منتقل میسازند. تنش اتکایی مقاوم را می‌توان برابر تنش تسلیم فولاد اختیار کرد. برای افزایش مقاومت اتکایی، درصورت نیاز، می‌توان یک ورق‌اضافی در فاصله DE به ورقهای تقویت‌جوش داد تا سطح اتکا زیاد شود. همچنین در صورت لزوم می‌توان ورق تقویت‌را بشکل زیر ساخت تا از مقاومت برشی سمت بیرونی بال ستون هم استفاده شود. ضمناً نوک بال ستون مقاومت اتکایی قابل توجهی را ایجاد می‌کند (بویژه پس از مقداری تغییرشکل در اثر چرخش اتصال در زلزله) که در این محاسبات در جهت اطمینان به حساب نیامده است.





الف. پلان *ب. برش X-X* *پ. نیروهای اعمال شده از ورقهای تقویت به ستون*

شکل ۶. ۷۹ ورقهای تقویت افقی



الف. ترکیب نیروهای زلزله و وزن *ب. سازکار تسلیم* *ج. لنگرها در اتصال A*

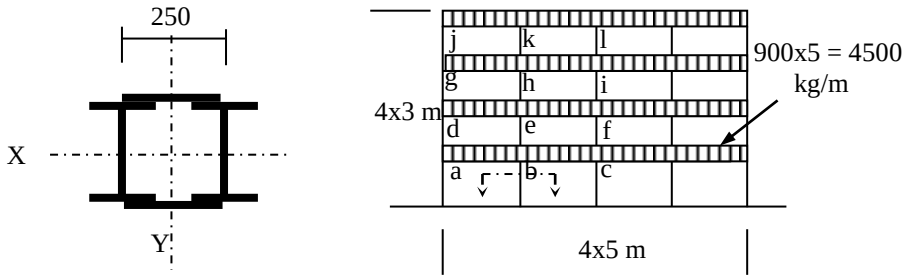
شکل ۶. ۸۰ سازکار تسلیم قاب تحت ترکیب نیروهای وزنی و زلزله

مثال ۶. ۱ یک ساختمان مسکونی ۴ طبقه در تهران دارای اسکلت فولادی با اتصالات خرجینی است. این اتصالات از یک جفت نبشی ۱۲۰*۱۲۰*۱۲ به طول ۱۵ سانتیمتر در هر سمت ستون تشکیل شده است. هر تیر حمال از یک جفت *IPE200* و هر ستون از یک جفت *IPE180* به فاصله ۲۵ سانتیمتر که با ورقهای ۲۶۰*۱۰ میلیمتر به‌طور سراسری به هم متصل شده‌اند، تشکیل شده است. ستونها در هر جهت به فاصله ۵ متر از هرطرف قرار گرفته‌اند و ارتفاع کلیه طبقات برابر ۳ متر است. اگر بارمرده شامل وزن تیغه‌ها برابر ۷۰۰، و بارزنده برابر ۲۰۰ کیلوگرم برمترمربع باشد:

۱. آیا اتصالات خرجینی تحت لنگر ناشی از بار وزنی (سرویس) به حد تسلیم می‌رسند؟

۲. آیا اتصالات خرجینی می‌توانند لنگر های ناشی از یک زلزله واقعی را تحمل کنند؟
۳. چنانچه پاسخ ۲ منفی باشد، مطلوبست طرح تقویت مناسب برای اتصالات خرجینی.

حل. بر اساس داده‌های مسأله، سازه دریک جهت به‌صورت قاب زیر با اتصالات خرجینی عمل می‌کند و خمش ستونهای قاب حول محور Y انجام می‌شود.



الف. بارگذاری عادی *ب. مقطع ستون*

شکل ۶. ۸۱ قاب اتصال خرجینی

لنگر ماند ستون و تیر حول محور اصلی خمش قاب برابر است با

$$I_{col} = I_Y = 2[101 + 23.0(25/2)^2] + 2x1x26^3/12 = 10600cm^4 \quad ; \quad I_b = 2x1940 = 3880$$

با نهادن مشخصات هندسی و لنگرماند اعضاء قاب دربرنامه سپ ۹۰، لنگر اعضا و اتصالات در جدول ۶. ۳ مشخص شده است.

جدول ۶. ۳ لنگر اعضا و اتصالات

	لنگر اعضا (همگی لنگرها منفی هستند) تن‌متر							
	ab	bc	de	ef	gh	hi	jk	kl
ابتدا	۸/۷۲	۹/۳۹	۸/۹۴	۹/۳۸	۹/۲۰	۹/۳۵	۸/۱۷	۹/۴۵
انتها	۹/۶۲	۹/۳۷	۹/۷۴	۹/۳۷	۹/۳۳	۹/۳۷	۹/۷۶	۹/۳۴

لنگر اتصالات (مثبت خلاف جهت مثلثاتی) تن‌متر				
a	d	g	j	k
۸/۷۲	۸/۹۴	۹/۲۰	۸/۱۷	-۰/۳۱

در این تحلیل، اتصالات کاملاً صلب فرض شده‌اند. قبلاً دیدیم که صلبیت اتصالات خرجینی معمولاً از حد آستانه بزرگتر است و خطای ناشی از صلب فرض کردن اتصال بقدر کافی کوچک است (۸۱). ضمناً، در محاسبه لنگر اتصال، صلب فرض کردن آن مقادیر بزرگتری را بدست می‌دهد و در جهت اطمینان است. اعداد جدول حاکی از این هستند که توزیع لنگر در تیرهای دهانه‌های میانی به حالت تیر دو سر گیردار نزدیک است زیرا در این حالت

$$M_f = -wl^2/12 = -4.500x25/12 = -9.38 \quad t.m$$

بنابراین لنگر وارد به اتصال در ستونهای میانی به علت نزدیک بودن لنگر دو طرف گره، خیلی کوچک است و بیشترین لنگر اتصالات میانی در گره k ایجاد شده است که برابر است با

$$M_k = M_{kj} - M_{kl} = -9.76 - (-9.45) = -0.31 \quad t.m$$

در میان اتصالات ستون میانی، بیشترین لنگر در طبقه سوم یعنی اتصال g ایجاد می‌شود که برابر ۹/۲۰ تن‌متر است و بسیار نزدیک به لنگر گیرداری است. لنگر تسلیم یک سمت اتصال خرجینی با استفاده از رابطه ۶. ۷۳ برابر است با

$$M_y = \frac{7athL}{e} = \frac{7x1x1.2x20x15}{10} = 252 \quad t.cm$$

پس لنگر تسلیم کل اتصال برابر است با

$$M_y^{'} = 2M_y = 2x2.52 = 5.04 \quad t.m$$

ملاحظه می‌شود که در اتصالات ستونهای میانی، لنگر وارد به اتصال خیلی کمتر از لنگر تسلیم است و بنابراین تحت بارگذاری وزنی (سرویس) هیچ مشکلی برای اتصال پیش نمی‌آید، اما لنگر اتصالات ستونهای کناری از لنگر تسلیم بیشتر است. ازاین‌رو می‌توان نتیجه گرفت که اتصالات ستونهای کناری تحت بارگذاری وزنی (سرویس) ممکن است به حد تسلیم برسند. البته باید توجه داشت که عدم صلبیت کامل اتصال خرجینی در مرحله نخست و تسلیم آن در مرحله بعدی، هردو موجب کاهش لنگر اتصال می‌شوند و تا حدودی از حالت بحرانی می کاهند. چنانچه سازه در معرض یک زلزله قوی قرار گیرد، لنگر ایجاد شده در آن از رابطه ۶. ۷۴ بدست می‌آید که اگر در جهت اطمینان از M_2 صرف نظر کنیم

$$M = M_P = 2zf_y = 2x166x2400x10^{-5} = 8.00 \quad t.m$$

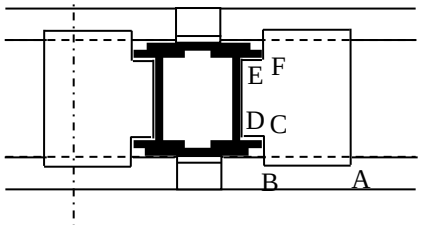
این لنگر از لنگر تسلیم اتصال بزرگتر است، پس ورقهای تقویت لازم است. سهم لنگر این ورقها با استفاده از رابطه ۶. ۷۵ برابر است با

$$\Delta M = M - M_y = 8.00 - 2x2.52 = 2.96 \quad t.m$$

و نیروی افقی ورقها از رابطه ۶. ۷۶

$$P_{bf} = \frac{\Delta M}{h} = \frac{2.96x100}{20} = 14.8 \quad t$$

ضخامت ورق را برابر ۱۲ میلیمتر انتخاب می‌کنیم. اگر از جوش گوشه با ضخامت ۱۰ میلیمتر استفاده گردد، حداقل طول جوش AB روی تیر برابر است با



$$l_w = \frac{14800}{2x1x0.707x920} = 11.38 \quad cm$$

طول ورق را ۲۰۰ میلیمتر انتخاب می‌کنیم که مطابق شکل حدود ۴ سانتیمتر آن زبانه شده و بداخل ستون می‌رود. مقاومت فشاری بین ورق و ستون برابراست با مقاومت اتکایی ضلع DE بعلاوه مقاومت برشی EF وDC. این مقاومت اتکایی برابر است با

$$F_P = Af_y = (18x1.2)2400/1000 = 51.8t \quad > 11.38$$

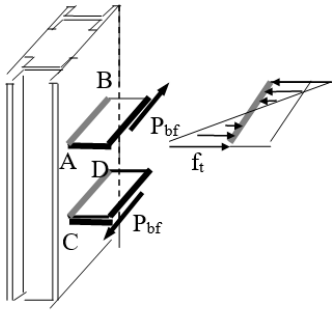
بنابراین ورقهای تقویت از هر نظر کفایت می‌کنند و می‌توانند تضمین کنند که اتصال در هنگام زلزله‌های مخرب بدون گسیختگی سرپا بماند. تعداد بسیار زیادی از ساختمانهای فولادی در شهرهای کشورمان وضعیتی مشابه مثال مزبور را دارند و چنانچه بموقع، و قبل از وقوع حادثه اقدام به تقویت و مقاوم سازی نشود، در آینده شاهد حوادث غمبار فراوانی خواهیم بود. در این مثال نشان داده شد که چگونه به سادگی می‌توان مقاومت موجود اتصالات خرجینی را محاسبه، و آنها را برای رسیدن به مقاومت مطلوب تقویت کرد. شکل ۶. ۸۲ نمایی از ساختمانی ۹ طبقه در خیابان طالقانی تهران است که در اوایل دهه ۵۰ (هجری شمسی) با استفاده از اتصالات خرجینی ساخته شده و هیچگونه سیستم لرزه‌بری در آن بکار گرفته نشده است. این موضوع در بررسیهای اولیه که برای شناسایی و رفع عیوب سازه‌ای که در این ساختمان بروز کرده بود، روشن شد و پس از مطالعه و تحلیل، طرح تقویت ساختمان مزبور با استفاده از شیوه فوق به همراه تمهیدات لازم دیگر تهیه و در سال ۱۳۷۶ به اجرا در آمد.

شکل ۶. ۸۲ نمایی از یک ساختمان اتصال خرجینی در تهران که با استفاده
از شیوه تشریح شده در برابر زلزله مقاوم سازی شده است

تقویت به کمک بالهای جانبی

با توجه به سازکار نشان داده شده شده در شکل ۶. ۷۷، و برای جلوگیری از تمرکز تنش در کنج نبشی، بنظر رسید اگر به جای نبشی، مطابق شکل ۶. ۸۳ در هر سمت ستون دو ورق افقی نصب گردد، تنشها توزیع مناسب‌تری یافته و اتصال بحد کافی مقاوم شود. تحقیقات نظری نشان می‌دهد که این جایگزینی کاهش بسیار چشمگیری در تنشهای متمرکز کنج بوجود می‌آورد به‌طوری‌که تنش به ۱۰٪ مقدار اولیه کاهش می‌یابد.

این ورقها با جوش‌شیاری با نفوذ کامل به‌ستون در امتداد AB و CD جوش می‌شوند و بنابراین، تنش مجاز جوش خیلی بیشتر از جوش گوشه می‌باشد و در واقع با فولاد نرمه یکی است. نحوه گسترش تنش در جوش AB در شکل نشان داده شده است که با لنگر حاصل از نیروی افقی بال، P_{bf} در تعادل خواهد بود. از قبل داشتیم



شکل ۶. ۸۳ استفاده از بالهای افقی به جای نبشی

پس

$$M' = P_{bf}.e = \frac{Me}{h} \qquad \therefore f_t = \frac{M'}{s} = \frac{Me/h}{tL^2/6}$$

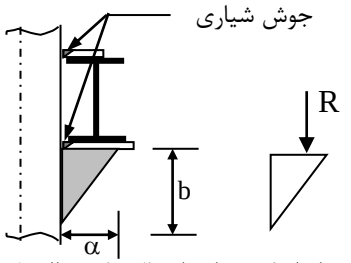
$$M = \frac{thL^2 f_t}{6e} \qquad \text{لنگر مجاز اتصال} \qquad (۷۷ .۶)$$

t، L و e ضخامت، طول و عرض ورقهای افقی، h ارتفاع مقطع تیر، و f_t تنش کششی مجاز جوش شیاری می‌باشد. اگر برای محاسبه لنگر وارد به اتصال از رابطه ۶. ۷۴ استفاده گردد، چون لنگر نهایی بدست می‌آید می‌توان تنش مجاز جوش را نیز برابر تنش تسلیم فولاد گرفت، مشروط بر آنکه ضوابط خاص جوشکاری رعایت شده باشد[1] و گرنه طبق توصیه آیین‌نامه فولاد ایران باید ضریب کاهش ϕ اعمال گردد. ضمناً برای انتقال عکس العمل قائم تیر (نیروهای وزنی)، می‌توان یک یا چند لچکی زیر ورق زیرین قرار داد. تنش اوج در لبه آزاد این لچکی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$f_{\max} = \frac{1}{z} \cdot \frac{R}{at} \le 0.6 f_y \qquad \text{تنش اوج لچکی} \qquad (۷۸ .۶)$$

$$z = 1.39 - 2.2\left(\frac{a}{b}\right) + 1.27\left(\frac{a}{b}\right)^2 - 0.25\left(\frac{a}{b}\right)^3$$

R عکس العمل قائم تیر، t ضخامت لچکی و f_y تنش تسلیم فولاد است.



شکل ۶. ۸۴ استفاده از لچکی برای انتقال عکس العمل قائم تیر

مثال ۶. ۲ در مثال ۶. ۱ به جای نبشی از ورق افقی استفاده کنید و اتصال را برای زلزله‌های قوی طراح نمایید.

[1] مثلاً می‌توان از ضوابط پیشنهادی انجمن جوش امریکا (AWS) استفاده کرد.

حل. در آن مثال دیدیم که حداکثر لنگری که در زلزله به کل اتصال (دو طرف ستون) وارد می‌شود برابر ۸ تن‌متر است. پس لنگر اتصال یک سمت ستون برابر ۴ ت.م می‌باشد. اگر ابعاد ورق افقی را برابر ۱۴*۶۰*۱۸۰ میلیمتر فرض کنیم از رابطه ۶. ۷۷

$$M = \frac{thL^2 f_t}{6e} = \frac{1.4x20x18^2 x2400}{6x6} x10^{-5} = 6.05 > 4.0 \qquad tm$$

ملاحظه می‌شود که ورقهای مزبور از نظر اتصال به ستون مشکلی ندارند. ضمناً مقاومت تسلیم خود ورق هم با مقدار فوق برابر است، پس مقاومت خود ورق نیز برای انتقال لنگر اتصال کافی است. برای انتقال نیروی برشی می‌توان مطابق شکل ۶. ۸۴ یک یا دو ورق لچکی (مثلثی) در زیر ورق پایینی قرار داد. مقدار نیروی عکس العمل قائم تیر، R برابر ۱۱/۲۵ تن است. اگر ابعاد لچکی برابر ۱۲*۸۰*۱۶۰ میلیمتر انتخاب شود ($\alpha xbxt$)، مقدار تنش حداکثر در لبه آزاد لچکی با استفاده از رابطه ۶. ۷۸ برابر است با

$$z = 1.39 - 2.2\left(\frac{8}{16}\right) + 1.27\left(\frac{8}{16}\right)^2 - 0.25\left(\frac{8}{16}\right)^3 = 0.58$$

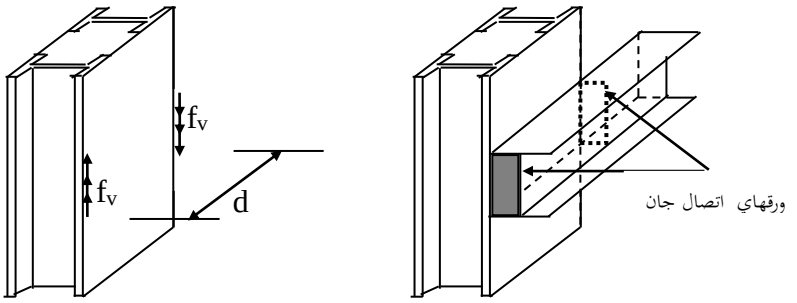
$$f_{\max} = \frac{1}{0.58} \cdot \frac{11250}{1.2x8} = 2020 > 0.6 f_y = 1440$$

یک لچکی جواب نمی‌دهد، پس از دو لچکی استفاده می‌کنیم، که در این صورت ظرفیت مجاز بیش از عکس العمل R است.

$$R_{all} = 2(zatf_a) = 2x0.58x8x1.2x1440/1000 = 16.03 > R = 11.25$$

ورق اتصال جان

یک روش دیگر برای تقویت اتصال خرجینی، استفاده از ورقهای شکل ۶. ۸۴ است که جان و بالهای تیررا به‌لبه بال‌ستون متصل می‌سازد. کارایی این ورقها ابتدا در آزمایشهای کرمی و مقدم (۷۷) به اثبات رسید. در این آزمایشها، با استفاده از این شیوه تقویت، نمونه ساخته شده توانست تا حد تسلیم تیر مقاومت کرده و تسلیم نشود.



الف. ورقهای اتصال به لبه بال ستون جوش می‌شود *ب. نیروها وارد به ورقهای اتصال جان*

شکل ۶. ۸۵ تقویت اتصال خرجینی بکمک ورق‌های اتصال جان

لنگر اضافی سهم ورقهای تقویت ΔM از رابطه ۶. ۷۵ بدست می‌آید و با لنگر ناشی از تنشهای f_v در ورقهای اتصال جان برابر می‌باشد. ازاین‌رو

$$\Delta M = f_v A d$$

$$f_v = \frac{\Delta M}{dA} \qquad \text{تنش برشی} \qquad (۶. ۷۹)$$

ΔM کل لنگر اضافی سهم اتصالات دوسمت ستون از رابطه ۶. ۷۵، d فاصله دو ورق اتصال جان و A سطح مقطع قائم ورق (برای محاسبه تنش در ورق) ویاسطح مؤثر جوش (برای محاسبه تنش در جوش) است. باید توجه داشت که چون لنگر ΔM از حالت حدی بدست آمده است، حداکثر تنش مجاز در ورق می‌تواند برابر تنش تسلیم فولاد باشد و تنش مجاز جوش را نیز می‌توان در ضریب ۱/۷ ضرب کرد اما برای تأمین ضریب اطمینان کافی، بهتر است تنش برشی ایجاد شده در فولاد و جوش از حد تنشهای مجاز تجاوز نکند (مثال ۶. ۳ را ببینید).

مثال ۶. ۳ در مثال ۶. ۱ بجای ورقهای تقویت افقی از ورق اتصال جان برای تقویت اتصال خرجینی استفاده کنید. اتصال ورق به بال ستون با جوش گوشه تأمین می‌شود.

حل. قبلاً با استفاده از رابطه ۳. ۷۳ مقدار لنگر اضافی کل اتصال ΔM که سهم ورقهای تقویت است برابر ۲/۹۶ تن‌متر بدست آمد. با استفاده از رابطه ۶. ۷۹، سطح ورق اتصال جان، A_s و سطح مؤثر جوش، A_w بدست می‌آید. اگر ورقهای اتصال جان به لبه بیرونی بالهای ستون وصل شوند با توجه به شکل ۶. ۸۱ فاصله‌شان برابر است با

$d = 25+2x(9/2)=34 \ cm$

$$A_S = \frac{\Delta M}{f_v d} = \frac{296000}{0.4x2400x34} = 9.07\,cm^2$$ *حداقل سطح مقطع قائم ورق اتصال*

$$A_w = \frac{\Delta M}{f_v d} = \frac{296000}{920x34} = 9.46\,cm^2$$ *حداقل سطح مؤثر جوش گوشه*

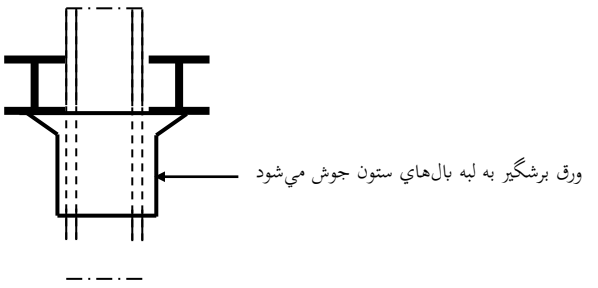
اگر از یک جفت ورق اتصال بال به ضخامت ۱۰ مم با جوش دورتادور به ضخامت ۱۰ مم استفاده شود، داریم

$$A_s = 1x(20 - 2x0.85) = 18.3 > 9.07 \quad ; \quad A_w = 1x0.707x18.3 = 12.9 > 9.46$$

ایجاد تکیه‌گاه قائم مجزا

دراتصال خرجینی، نبشی زیرین هم تکیه‌گاه قائم است و نیروی قائم تیررابه‌ستون منتقل می‌سازد و هم در گرفتن لنگر زلزله مشارکت می‌کند. از این رو، گسیختگی آن در هنگام زلزله عملاً تیر را بدون تکیه‌گاه ساخته و سقف فرو می ریزد. برای رفع این نقیصه، بهتر است عناصری که واکنش قائم را می‌گیرند از عناصر لنگرگیر جدا ساخت. برای تأمین این هدف، تمهیدات مختلفی می‌توان اندیشید.

یک روش پیشنهادی برای مقاوم سازی اتصالات خرجینی موجود، نصب ورق برشگیر شکل ۶. ۸۶ به بالهای ستون است که در صورت گسیختگی نبشی زیرین، می‌تواند همه واکنش قائم تیر را تحمل کند و از فرو ریختن سقف جلوگیری نماید.

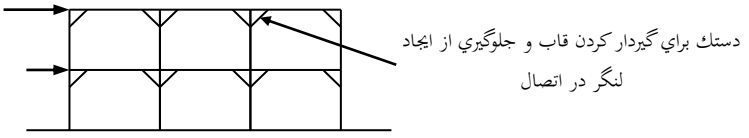


شکل ۶. ۸۶ استفاده از ورق برشگیر برای تحمل واکنش قائم تیر

روش احتراز

در مقابل روش مقابله که قبلاً تشریح شد، روش احتراز قرار دارد که مبتنی بر ممانعت از ایجاد لنگر در اتصال، و یا کاهش لنگر است. یک شیوه رایج استفاده از دستک است. به کمک دستک، تیر و ستون در نزدیکی اتصال به‌هم بسته می‌شوند و درنتیجه اتصال فرصتی برای چرخش و

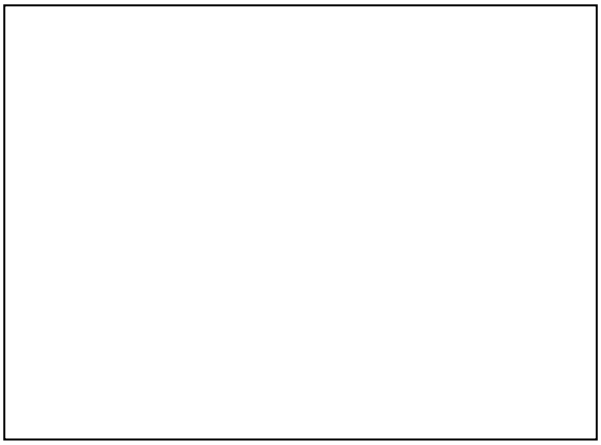
تغییر زاویه پیدا نمی‌کند. بدین ترتیب، هنگامی‌که سازه در معرض زلزله قرار می‌گیرد، درحالی‌که قابها می‌توانند با کنش‌قابی دربرابر نیروهای جانبی ناشی از زلزله بایستند، لنگر چندانی در اتصالات ایجاد نمی‌شود.



شکل ۶. ۸۷ استفاده از دستک برای تقویت قابهای اتصال خرجینی

فاصله دستک تا گره (اتصال) تعیین کننده سختی جانبی قاب است و با افزایش این فاصله، سختی افزایش می‌یابد. دستک را می‌توان به شکلهای مختلف اجرا کرد. در شکل ۶. ۸۸ دستکهای اجرا شده در یک ساختمان فولادی با اتصالات خرجینی را می‌بینیم. پس از اجرای این‌ساختمان ۱۷طبقه، معلوم‌شدکه درطرح اولیه سیستم لرزه‌بر پیش‌بینی نشده است. از این رو، با توجه به وضع موجود سازه، ترکیبی از سیستمهای مختلف تقویت لرزه‌ای برای آن طراحی و اجرا گردید. یکی از این تمهیدات، استفاده از دستک برای حفظ اتصالات خرجینی، گیردار کردن قابها و تأمین سختی مورد نیاز برای کاهش جابجایی‌های ناشی از زلزله بود.

الف. نمایی از برج



ب. دستکهای اجرا شده

شکل ۶. ۸۸ برج تجاری مسکونی زیست خاور در مشهد

با استفاده از دیوار برشی و بادبند می‌توان بخش عمده‌ای از نیروهای زلزله را گرفت و سازه اتصال خرجینی را در برابر زلزله حفظ کرد. در ویرایش اخیر آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش دوم)، اتصال خرجینی همردیف اتصال مفصلی محسوب شده است و ازاین‌رو، برای قابهای اتصال خرجینی همچون قابهای ساده در برابر نیروهای جانبی نباید مقاومتی درنظر گرفت و برای مقابله با نیروی زلزله باید برای آنها سیستم لرزه‌بر مناسب طراحی نمود. البته باید به‌این نکته توجه کرد که یک تفاوت عمده قاب اتصال خرجینی با قاب ساده در این است که در اثر جابجایی جانبی ناشی از زلزله، در اتصالات خرجینی لنگر ایجاد می‌گردد، هرچند که با وجود عناصر لرزه‌بری چون دیوار برشی و بادبند مقدار جابجایی جانبی و به تبع آن، لنگر در اتصالات، کاهش می‌یابد. از این رو، باید گفت که ساده انگاشتن اتصال خرجینی الزاماً در جهت اطمینان نیست زیرا اگر لنگرهای مزبور از حد مقاومت اتصال بیشتر شوند می‌توانند موجب گسیختگی و فروریختن سقفها در زلزله گردند. برای حصول اطمینان از ایمنی اتصالات خرجینی در ساختمانهای بادبندی شده و یا دارای دیوار برشی می‌توان به روش زیر عمل کرد:

- تحلیل سازه با فرض اتصالات گیردار به همراه بادبند و یا دیواربرشی تحت نیروی زلزله طرح
- مشخص نمودن لنگر اتصالات (جمع جبری لنگر تیرها در دوسوی اتصال)
- ضرب لنگر اتصالات در ضریب افزایش $۰/۴R$ برای منظور کردن اثر رفتار غیرخطی سازه در زلزله. در واقع فرض می‌شود که لنگر اتصال با جابجایی جانبی سازه متناسب است، و چون طبق فرض آیین‌نامه ۲۸۰۰، جابجایی غیرارتجاعی مساوی $۰/۴R$ برابر جابجایی ارتجاعی تحت

نیروهای زلزله طرح است، پس با رسیدن به جابجاییهای واقعی، لنگر در اتصال به همین نسبت افزایش خواهد یافت.

- مقایسه لنگر ایجادشده در اتصالات خرجینی با لنگر تسلیم در رابطه ۶. ۷۳. درصورتی‌که لنگر ایجاد شده از لنگر تسلیم بیشتر باشد، اقدامات زیر توصیه می‌گردد:
  - تقویت اتصال با استفاده از روشهای فوق
  - افزایش سختی سیستم لرزه‌بر برای کاستن از گریز (جابجایی جانبی) سازه
  - جایگزین کردن اتصال خرجینی با اتصالی که واقعاً لولایی عمل کند.
  - نصب ورقهای برشگیر به‌عنوان خط دوم دفاع تا درصورتی‌که بهر دلیل لنگر در اتصال از حد گسیختگی تجاوز کرد، و اتصال منهدم شد، سقف فرو نریزد. باید توجه داشت که چون سازه دارای سیستم لرزه‌بر است (بادبند، یا دیوار برشی)، از دست رفتن مقاومت چرخشی اتصالات مشکلی برای پایداری کلی سازه ایجاد نمی‌کند بشرط آنکه اتصال بتواند نیروهای وزنی را تحمل کند.

روش تحلیل و طراحی سازه اتصال خرجینی

در این بخش روش تحلیل و طراحی سازه اتصال خرجینی، بر پایه شرح مفصل بخشهای پیشین، به‌صورت چکیده ارائه می‌شود. فرضیات اساسی این روش، بر اساس یافته‌های نظری، تجربی و آزمایشگاهی به قرار زیر است:

- اتصال خرجینی دارای صلبیت نسبتاً بالایی است و به همین جهت، وقتی سازه تحت جابجایی جانبی قرار گیرد، مقداری لنگر در اتصالات ایجاد می‌شود.
- میزان لنگر در اتصال خرجینی بستگی به شدت نیروی زلزله، و آزادی قاب در برابر جابجایی جانبی دارد. در زلزله‌های شدید، و در قابهایی‌که فاقد عناصر لرزه‌بر سخت (بادبند، دیوار برشی) باشند، لنگرهای بزرگی در گره‌های ایجاد می‌شود.
- طبق آزمایشهای انجام شده روی اتصال خرجینی رفتار پسماند این اتصال از نرمی کافی برخوردار نیست و حالت شکست آن نه ناشی از تسلیم فولاد، که به علت تمرکز تنش و گسیختگی جوشها است. همین آزمایشها نشان می‌دهد که مقاومت اتصال معمولاً کمتراز تیر و ستون مربوطه است و این باعث تمرکز شکست در اتصال می‌شود. شکست ترد این نوع اتصال، و فقدان یک عنصر برشگیر مستقل در آن، اتصال خرجینی را در برابر زلزله بسیار خطر پذیر ساخته است.

تحلیل قابهای اتصال خرجینی تحت بارگذاری وزنی : برای تحلیل قاب اتصال خرجینی تحت بارهای وزنی، می‌توان اتصال را صلب فرض کرد. در این صورت، لنگر اتصالات قدری دست بالا

خواهد شد. به جای آن می‌توان اتصال را به صورت فنر در نظر گرفت و سختی آن را از رابطه ۶. ۶۹ حساب کرد. اگر لنگر بدست آمده در اتصالات از لنگر تسلیم در رابطه ۶. ۷۳ بیشتر شود باید یا اتصال را مطابق روشهای مذکور تقویت کرد، و یا اینکه از اتصال لولایی واقعی (که با اتصال خرجینی تفاوت دارد) استفاده نمود. نظر به‌اینکه سختی اتصال خرجینی معمولاً بیش از ۱۵۰۰ تن‌متر بر رادیان است، رفتار قابهای اتصال خرجینی تحت بارگذاری وزنی و زلزله به رفتار قاب صلب نزدیک است و طول مؤثر ستون در این قابها را می‌توان مشابه قاب صلب محاسبه نمود. البته در صورت وجود میانقاب، سختی جانبی سازه بقدر کافی زیاد می‌شود و می‌توان آن را به‌طور جانبی مهار شده فرض کرد (برای محاسبه طول مؤثر ستونها).

تحلیل قابهای اتصال خرجینی تحت نیروی زلزله: ساختمان اتصال خرجینی اگر فاقد سیستم لرزه‌بر سخت مانند دیوار برشی یا بادبند باشد، در زلزله‌های شدید به احتمال زیاد دچار ناپایداری خواهد شد. برای مقاوم سازی ساختمان، می‌توان از دو روش مقابله و احتراز بهره جست. روشهای مقابله در بخش پیشین توضیح داده شدند. برای تحلیل و طراحی قاب، اقدامات زیر انجام می‌شود:

- لنگر وارد به اتصال از رابطه ۶. ۷۴ محاسبه می‌شود.
- لنگر تسلیم اتصال از رابطه ۶. ۷۳ برآورد می‌گردد.
- لنگر اضافی که باید توسط عناصر تقویت گرفته شود از رابطه ۶. ۷۵ بدست می‌آید و بر اساس آن، عنصر تقویتی طراحی می‌شود. روش محاسبه و طراحی این عناصر در بخشهای قبلی ارائه شده است.

در روشهای احتراز، قاب به صورت صلب (به همراه دیگر عناصر لرزه‌بر مانند دیوار برشی یا بادبند) تحت نیروی زلزله طرح تحلیل می‌شود. آنگاه پس از ضرب لنگر اتصالات در ضریب افزایش $۰/۴R$، و مقایسه با لنگر تسلیم اتصال از رابطه ۶. ۷۳، در صورت نیاز نسبت به افزایش سختی سازه (برای کاهش لنگر اتصال) و یا استفاده از عناصر تقویتی برای گرفتن لنگر اضافی در اتصال اقدام می‌گردد.

۶. ۱. ۳. ۶. قابهای خمشی بدون بادبند

۶. ۱. ۳. ۶. ۱. تأثیر انعطاف پذیری

قاب خمشی در مقایسه با سیستمهای لرزه‌بر سخت همچون دیوار برشی و بادبند، از سختی کمتری برخوردار است و از این رو، سیستم لرزه‌بر انعطاف پذیر خوانده می‌شود. در بخش ۳. ۱. ۱. ۳ دیدیم که جابجایی سازه‌سخت در زلزله عموماً کمتر از سازه انعطاف پذیر است و مطالعه طیف ارتجاعی زلزله‌های مختلف حاکی است که با افزایش سختی سازه (و کاهش زمان

تناوب آن) از میزان جابجایی کاسته می‌شود (شکل ۳. ۱۰ را ببینید). این روند در حوزه غیرارتجاعی نیز برقرار است و اگر چه جابجایی سازه تابعی از نسبت مقاومت سازه به مقاومت طلب[1] زلزله است، اما جابجایی سازه سخت عموماً کمتر از سازه انعطاف پذیر است (برای شرح بیشتر بخشهای ۳. ۱. ۱. ۳ و ۳. ۲ را ببینید). برای روشن شدن بیشتر موضوع، جابجایی پاسخ سازه‌هایی با فرکانسهای مختلف در حوزه غیرارتجاعی در جدول ۶. ۴. ارائه شده است. در این جدول، طبق تعریف، ضریب رفتار R برابر نسبت مقاومت طلب زلزله به مقاومت تسلیم در نظر گرفته شده و با تغییر R، تأثیر تغییرات مقاومت بر جابجایی لرزه‌ای سازه‌های ارتجاعی-خمیری نیز بررسی شده است.

جدول ۶. ۴ جابجایی لرزه‌ای سازه‌های ارتجاعی-خمیری با فرکانسها و مقاومتهای مختلف (سانتیمتر)

زلزله	R♫	فرکانس						
		۱	۲	۴	۶	۸	۱۰	۱۵
طبس ۱۳۵۷	۲۰	۵۰	۲۹	۱۶/۹	۱۵/۵	۱۳/۱	۱۱/۷	۸/۴
	۱۰	۴۴	۱۶	۱۲/۲	۱۱/۲	۹/۱	۱۱/۱	۸/۳
	۵	۵۳	۱۴/۱	۴/۹	۵/۳	۲/۵	۶/۲	۶/۲
	۲/۵	۲۱	۱۱/۸	۴	۲/۶	۰/۹	۱/۲	۱/۳
	۱	۱۶/۸	۱۱/۴	۵/۱	۱/۶	۱	۰/۳۷	۰/۱۳
ناغان ۱۳۵۶	۲۰	۱۳/۴	۸/۸	۵/۶	۵/۴	۴/۲	۴/۳	۴/۱
	۱۰	۱۲/۱	۸/۱	۴/۱	۵	۴/۳	۳/۵	۲/۷
	۵	۸/۸	۷/۴	۵/۴	۳/۶	۱/۵	۱/۳	۱
	۲/۵	۷	۱۰/۳	۴/۳	۰/۸۵	۱/۱۵	۰/۶۵	۰/۲۸
	۱	۱۱/۱	۶/۹	۱/۹۴	۱/۱۷	۰/۷۹	۰/۶۲	۰/۲۴
منجیل (ایستگاه آب بر) ۱۳۶۹	۲۰							
	۱۰	۶/۳	۵/۲	۳/۳	۲/۵	۲/۴	۲/۴	۱/۸
	۵	۷/۲	۳/۱	۲/۶	۲/۳	۱/۸	۱/۹	۰/۹
	۲/۵	۵/۶	۲/۸	۱/۵	۱/۱۷	۰/۵۵	۰/۴۴	۰/۱۸
	۱	۸/۴	۴/۱	۱/۹۹	۱/۳۵	۰/۶۰	۰/۳۳	۰/۱۳
اِل‌سنترو ۱۹۴۰	۲۰							
	۱۰	۱۴/۵	۶/۱	۵/۴	۳/۵	۳/۶	۳/۳	۲/۶
	۵	۱۲/۵	۴/۷	۱/۸	۱/۳	۱/۶	۱/۶	۱/۶
	۲/۵	۱۰/۲	۴/۵	۱	۱/۱	۱/۲	۰/۹	۰/۸
	۱	۱۲/۱	۶/۳	۱/۲۵	۰/۵۵	۰/۲۵	۰/۱۴	۰/۰۵

♫ در این جدول R نسبت مقاومت طلب زلزله به مقاومت سازه است.

[1] نیروی زلزله در حیطه ارتجاعی- خطی (demand strength)

همانطور که می‌بینیم، در حوزه ارتجاعی (R =۱) برای کلیه زلزله‌ها، افزایش فرکانس (که بیانگر افزایش سختی است) با کاهش چشمگیر جابجایی همراه است. در قلمرو خمیری، تأثیر سختی‌برکاهش جابجایی قدری کاهش می‌یابد اما هنوز هم این روند برقرار است به‌طوری‌که مثلاً نسبت جابجایی سازه‌ای با ضریب رفتار ۲/۵ و فرکانس ۶ به سازه هم‌مقاومت با فرکانس ۱۵ در زلزله طبس برابر $\frac{6/2}{1/3}$، در ناغان برابر $\frac{4/3}{0/28}$ ، در منجیل برابر $\frac{1/17}{0/18}$، و اِل‌سنترو برابر $\frac{1/1}{0/8}$ می‌باشد. پس، در قلمرو خمیری نیز افزایش سختی موجب کاهش جابجایی شده است. بدین ترتیب می‌توان نتیجه گرفت که قاب خمشی در هر دو حوزه ارتجاعی و خمیری جابجایی بیشتری نسبت به سیستمهای لرزه‌بر سخت دارد. این جابجایی زیاد موجب خسارات غیرسازه‌ای نظیر شکستن شیشه و پنجره و تیغه‌ها و دیوارها می‌شود. همچنین، آنچنانکه در بخش بعدی خواهد آمد، جابجایی زیاد باعث افزایش اثر وزن[1] می‌شود و از پایداری سازه می‌کاهد. مؤثرترین راه برای کاهش جابجایی لرزه‌ای، افزایش سختی به‌وسیله عناصری مانند بادبند و دیوار برشی، ویا استفاده از سیستمهای سازه‌ای پیچیده‌تر در سازه‌های بلند (۹۵) است که در بخش ۶. ۱. ۶ آمده است. نکته جالب توجه در جدول ۶. ۴ این است که برای سازه‌های با فرکانس کم، گاهی افزایش مقاومت بیفایده بوده و به کاهش جابجایی نمی انجامد، درحالی‌که افزایش سختی به‌طور مؤثری جابجایی را کم می‌کند. مثلاً برای سازه‌ای با فرکانس ۱ هرتز در زلزله منجیل، اگر ضریب رفتار از ۱۰ به ۱ کاهش یابد (یعنی مقاومت سازه ۱۰ برابر شود) جابجایی آن از ۶/۳ به ۸/۴ سانتیمتر افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر، اگر مقاومت سازه ۱۰ برابر شود، جابجایی آن نه تنها کم نمی‌شود بلکه افزایش می‌یابد! در عوض، اگر سختی سازه ۴ برابر شود، فرکانس آن از ۱ به ۲ هرتز افزایش یافته و جابجایی از ۶/۳ به ۵/۲ سانتیمتر کاهش می‌یابد. علت اینکه در اینجا روی جابجایی تأکید می‌گردد این است که مقاومت به‌هیچ‌وجه معیار قابل قبولی برای بررسی پایداری سازه در زلزله نیست بلکه همانطور که در ۳. ۵ آمد، معیارهای مبتنی بر جابجایی، شکل‌پذیری و تغییرشکل به‌طور فزاینده‌ای به عنوان شاخص‌های قابل قبول و منطقی جهت ارزیابی پایداری لرزه‌ای سازه مطرح و پذیرفته می‌شوند. در مورد سازه‌های فولادی به‌طور اخص می‌توان نشان داد که بدلیل ظرفیت نرمی (شکل‌پذیری) بسیار بالا، معیارهای مبتنی بر نرمی و تغییرشکل هم از کارایی لازم برای ارزیابی پایداری لرزه‌ای سازه

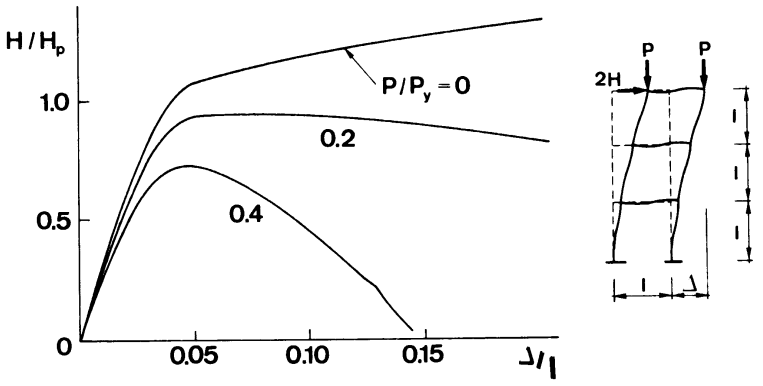
---

[1] p-delta

برخوردار نیستند و جابجایی جانبی بهترین شاخص اندازه‌گیری و ارزیابی پایداری سازه در زلزله می‌باشد[1].

۶. ۱. ۳. ۶. ۲. اثر وزن

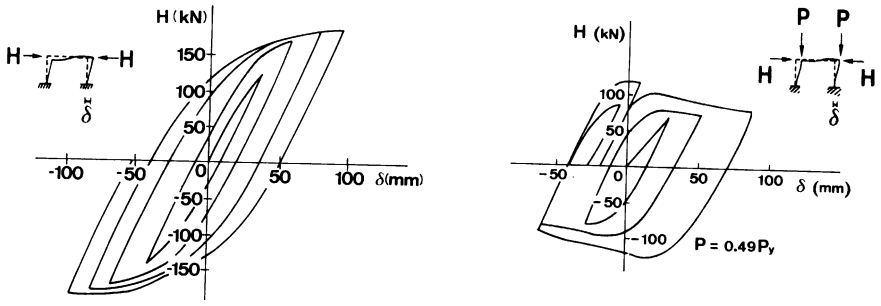
هنگامی‌که سازه‌ای تحت اثر نیروی جانبی جابجا شود نیروهای وزن یک لنگر ثانویه‌ایجاد می‌کنند که برابر نیروی وزن ضربدر جابجایی افقی می‌باشد. هر قدر جابجایی بیشتر شود، مقدار این لنگر ثانویه نیز بیشتر می‌شود تا آنکه قاب ناپایدار گردد. این را اثر وزن می نامند. در شکل ۶. ۸۹ اثر نیروهای قائم بر رفتار یک قاب خمشی نمایش داده شده است. ملاحظه می‌شود که هر قدر نیروهای قائم بزرگتر باشند، از مقاومت و نرمی قاب با آهنگ بیشتری کاسته می‌گردد.



شکل ۶. ۸۹ تأثیر نیروهای قائم بر مقاومت و نرمی قابهای خمشی

نیروهای قائم تأثیر مشابهی نیز بر رفتار پسماند قابهای خمشی دارند و با افزایش نیروی قائم، میزان کاهندگی حلقه‌های پسماند بیشتر می‌شود. شکل ۶. ۹۰ نمودار پسماند یک قاب خمشی را با و بدون نیروی‌قائم، بنقل از (۹۶) نشان می‌دهد.

[1] هم اکنون در سطح جهان، تحقیقاتی با هدف یافتن روش جدیدی برای بارگذاری لرزه‌ای بر پایه ظرفیت سازه برای پذیرش جابجایی جانبی در جریان است. در این روش ، طراح می‌تواند برای رسیدن به پایداری لرزه‌ای، مقاومت سازه را افزایش دهد و یا به جای آن سختی را زیاد کند.



الف . بدون نیروی محوری *ب . با نیروی محوری*

شکل ۶. ۹۰ تأثیر نیروهای قائم بر رفتار پسماند قاب خمشی

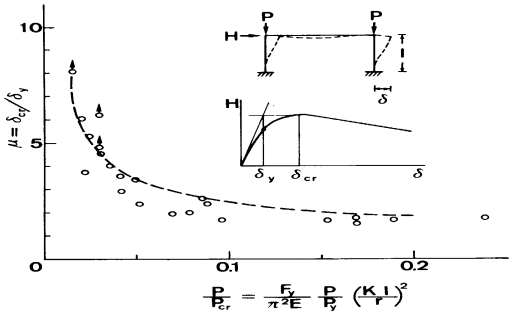
با توجه به شکل ۶. ۸۹، برای نسبت P/P_y =۰/۴ نمودار پس از رسیدن به نقطه اوج، راه نزول را پیموده و قاب ناپایدار می‌شود. از این رو اگر مطابق شکل ۶. ۹۱ جابجایی قاب را در نقطه اوج با δ_{cr} و در انتهای مرحله خطی با δ_y نشان دهیم، آنگاه ضریب نرمی قاب برابر است با

$$\mu = \frac{\delta_{cr}}{\delta_y} \qquad \text{ضریب نرمی قاب} \qquad (۶. ۸۰)$$

نرمی μ تابعی از نیروی قائم، ضریب لاغری ستونها و سختی تیر است که بنقل از (۴۰) در رابطه پیشنهادی زیر همه‌این عوامل منظور شده‌اند.

$$\mu = \frac{\delta_{cr}}{\delta_y} = 0.7 + \frac{0.3\pi\sqrt{E/f_y}}{(kl/r)\sqrt{P/P_y}} \qquad (۶. ۸۱)$$

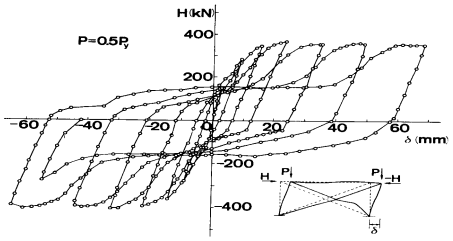
P_y نیروی تسلیم ستون، kl طول مؤثر ستون، r شعاع چرخش (ژیراسیون) مقطع ستون، E ضریب ارتجاعی، و f_y تنش تسلیم است. در شکل ۶. ۹۱، مقادیر حاصل از این رابطه با نتایج آزمایش به نقل از (۴۰) مقایسه شده است.



شکل ۶. ۹۱ تأثیر نیروی قائم بر ضریب نرمی قابهای خمشی

۶. ۱. ۳. ۷. قاب بادبندی شده

رفتار پسماند قاب بادبندی شده تحت اثر نیروهای جانبی و قائم در شکل ۶. ۹۲ به نقل از (۹۶) نمایش داده شده است.



شکل ۶. ۹۲ رفتار پسماند قاب بادبندی شده

بررسی رفتار دینامیکی قابهای بادبندی شده نشان می‌دهد که در قابهایی‌که بیش از ۵۰٪ مجموع نیروی افقی توسط بادبند گرفته می‌شود، وقتی زلزله از حد معینی بزرگتر باشد تغییرشکلهای خمیری در یک طبقه خاص متمرکز می‌شود و گمان می‌رود علت آن پایین بودن ظرفیت اتلاف انرژی در قابهای بادبندی شده در مقایسه با قابهای خمشی است (۴۰). کیفیت نازل اتصالات در کشور، ظرفیت اتلاف انرژی قابهای بادبندی شده را بیش از پیش تضعیف می‌سازد. در شکل ۶. ۹۳ تصویر ساختمانی در شهر رشت را می‌بینیم که در زلزله منجیل ۱۳۶۹ قبل از آنکه بادبندها تسلیم شوند، اتصالات گسیخته شدند.

الف. جابجایی افقی ساختمان

ب. کنده شدن بادبند از محل اتصال

پ. کنده شدن بادبند از محل اتصال

شکل ۶. ۹۳ ساختمانی در رشت که در زلزله منجیل ۱۳۶۹ به علت
گسیختگی اتصالات بادبندها آسیب دید

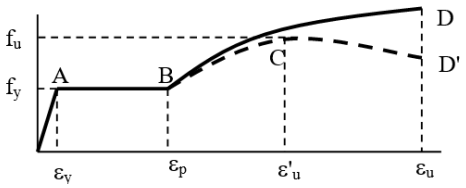
۶. ۱. ۳. ۸. ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌های فولادی

در برآورد ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌های فولادی و روابطی که توسط محققان برای انواع سازه‌ها و اجزاء فولادی ارائه شده است، اصلی‌ترین نکته‌ای که غفلت از آن می‌تواند به اشتباهات فاحش در نتیجه‌گیری از این روابط و داده‌ها بیانجامد این است که تعریف دقیق شکل‌پذیری در رابطه

و یا داده ارائه شده چیست و ارتباط آن با پایداری لرزه‌ای سازه تا چه حد است. در واقع، واژه شکل‌پذیری (نرمی) ممکن است به اشکال مختلفی تعریف شود، که هر کدام در جای خود درست باشد، ولی بکارگیری یک معنی بجای دیگری به پیامدهای کاملاً نادرست و غیر قابل توجیهی بیانجامد. در اینجا به مواردی از این دست اشاره خواهد شد.

نرمی فولاد

نرمی (شکل‌پذیری) یک نمونه آزمایش استاندارد کشش فولاد نرمه در شکل ۶. ۹۳-۱ به‌طور نمادین نمایش داده شده است. فولاد در کرنش کششی ۱۲۰۰ میکرو کرنش[۱] به نقطه آغاز تسلیم می‌رسد (نقطه A)، آنگاه سکوی خمیری AB را در تنش ثابت تسلیم f_y طی میکند و در کرنش خمیری ε_p حدود ۲۰۰۰۰ میکرو کرنش (برابر با ۰/۰۲) به نقطه B می‌رسد که آغاز ناحیه کارسختی[۲] است. از اینجا به بعد فولاد شروع به سخت شدن می‌نماید و تا لحظه پاره شدن نمونه به علت باریک شدن[۳] در نقطه D، تنش به‌طور پیوسته رو به افزایش است. در نقطه گسیختگی، کرنش گسیختگی ε_u برای اغلب فولادهای نرمه حداقل برابر ۲۰۰۰۰۰ میکرو کرنش (برابر با ۰/۲۰) می‌باشد. البته اگر تنش را از تقسیم نیرو به سطح مقطع اولیه نمونه بدست آوریم، نمودار خط چین BD' بدست می‌آید که آنرا اصطلاحاً نمودار تنش مهندسی می‌گویند و به ظاهر در C به اوج می‌رسد و تنش نهایی f_u بدست می‌آید و پس از آن مقاومت ظاهری فولاد رو به کاهش می‌گذارد، درحالی‌که مقاومت واقعی همچنان رو به افزایش می‌باشد. به همین دلیل، مقاومت نهایی مقاطع خمشی تا حد ۱/۴ برابر لنگر خمیری تیر گزارش شده است (۱۱۹). گاهی نیز کرنش نظیر نقطه اوج اسمی C یعنی ε'_u به عنوان کرنش نهایی استفاده می‌شود که در واقع خیلی کمتر از کرنش نهایی واقعی ε_u است.



شکل ۶. ۹۳-۱ رفتار نمادین یک نمونه استاندارد کشش فولاد نرمه

---

[۱] برابر با ۰/۰۰۱۲

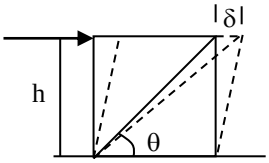
[۲] strain hardening

[۳] necking

بدین ترتیب نرمی نظیر سکوی خمیری AB برابر $\varepsilon_p/\varepsilon_y$=۱۶/۷ است درحالی‌که نرمی (شکل‌پذیری) نهایی برابر $\varepsilon_u/\varepsilon_y$=۱۶۷ می‌باشد.

نرمی اعضای کششی

اگر فرض کنیم که تغییر طول نهایی یک عضو کششی نسبت به طول اولیه آن از همین روند تبعیت نماید، می‌توان انتظار داشت که اعضاء کششی بتوانند حداقل ۲۰٪ افزایش طول را تا حد گسیختگی تحمل کنند. پس، در قاب مهار بندی شده شکل ۶. ۹۳-۲ کرنش خمیری که جابجایی نسبی در بادبندها ایجاد می‌کند با توجه به رابطه ۶. ۱۰۴ برابر است با



شکل ۶. ۹۳-۲ نرمی بادبند

$$\varepsilon = \frac{\delta}{h} Sin\theta Cos^2\theta$$

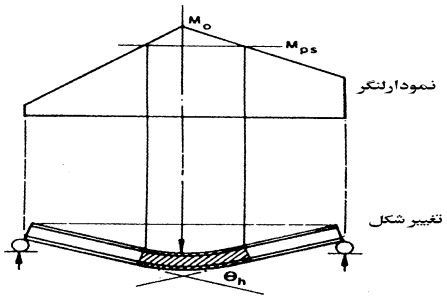
که θ زاویه بادبند با صفحه افق است. اگر طول دهانه قاب برابر ۴ متر، ارتفاع طبقات برابر ۳ متر و حداکثرکرنش گسیختگی بادبند برابر ۰/۲ باشد، ظرفیت تحمل گریز (جابجایی جانبی) این قاب در هر طبقه برابر $0/052h$ خواهد بود. این مقدار در مقایسه ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ (و سایر آیین‌نامه‌های مشابه) برای گریزهای مجاز و نهایی یک طبقه ($0/03h/R$ و $0/012h$) صدها مرتبه بیشتر است. از این رو می‌توان نتیجه گرفت که سازه‌های فولادی معمولاً در زلزله با کمبود ظرفیت نرمی (شکل‌پذیری) مواجه نمی‌شوند و محدودیتهای اعمال شده بیشتر برای رعایت ایمنی عناصر معماری در ساختمان و سایر ملاحظات غیرسازه‌ای است.

نرمی اعضای خمشی

ظرفیت نرمی چرخشی خمیری تیرهای ساده با مقطع I تحت لنگر با تغییرات خطی اول بار توسط لی و گالامبوس (۱۲۰) در رابطه زیر ارائه شد.

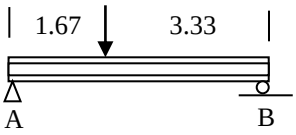
$$\theta_h = 2.84\varepsilon_y \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y} - 1\right) \frac{b}{d} \frac{t_f}{t_w} \left(\frac{A_w}{A_f}\right)^{\frac{1}{4}} \left(1 + \frac{V_1}{V_2}\right) \qquad (۶. ۸۱-۱)$$

در این رابطه t و b ضخامت و عرض بال، A_f مساحت بال، A_w مساحت جان، d ارتفاع مقطع، و ε_y و ε_p کرنشهای تسلیم و خمیری مطابق شکل ۶. ۹۳-۱ می‌باشند. V_1 و V_2 قدر مطلق نیروهای برشی کوچکتر و بزرگتر در دو طرف لولای خمیری هستند.



شکل ۶. ۹۳-۳ یک تیر ساده تحت لنگر خطی و چرخش خمیری θ_h

مثال ۶. ۳-۱ در تیر زیر حداکثر ظرفیت چرخش خمیری را برای نیمرخهای *IPE200* و *IPB200* محاسبه نمایید. طول تیر ۵ متر است و بار در فاصله یک سوم طول تیر وارد می‌شود.



حل. برای نیمرخهای مزبور داریم

IPE200 b=10 cm d = 20 $t_f = 0.85$ $t_w = 0.56$
$A_f = 8.5\ cm^2$ $A_w = 11.2$ $V_1/V_2 = R_A/R_B = 0.5$
IPB200 b=20 cm d=20 $t_f = 1.5$ $t_w = 0.9$
$A_f = 30\ cm^2$ $A_w = 18$ $V_1/V_2 = 0.5$

با استفاده از رابطه ۶. ۸۱-۱ داریم

$$\theta_h = 2.84x0.0012(16.7-1)\frac{10}{20}\cdot\frac{0.85}{0.56}\left(\frac{11.2}{8.5}\right)^{\frac{1}{4}}(1+0.5) = 0.065 \quad rad \quad \text{ظرفیت IPE200}$$

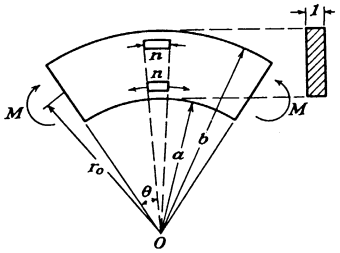
$$\theta_h = 2.84x0.0012(16.7-1)\frac{20}{20}\cdot\frac{1.5}{0.9}\left(\frac{18}{30}\right)^{\frac{1}{4}}(1+0.5) = 0.118 \quad rad \quad \text{ظرفیت IPB200}$$

می‌بینیم که برای نیمرخ نیم پهن ظرفیت چرخش خمیری برابر ۰/۰۶۵ رادیان (۳/۷ درجه) و برای نیمرخ بال پهن حدود ۰/۱۲ رادیان (۶/۹ درجه) بدست می‌آید.

رابطه ۶. ۸۱-۱ برای سالیان دراز به عنوان ظرفیت چرخش خمیری تیرها و مقاطع خمشی شناخته شده و در اغلب کتابهای مهندسی زلزله از جمله مرجع (۷۱) مورد استفاده قرار گرفته است. نکته مهمی که در ابتدای بحث آمد این است که لی و گالامبوس (۱۲۰) در معرفی این رابطه به عنوان ظرفیت چرخش خمیری[۱] منظورشان چرخش تیر در محدوده کرنشهای ε_y تا ε_p است که مطابق شکل ۶. ۹۳-۱، فاصله AB طی می‌شود و رفتار تیر در ناحیه سکوی خمیری قرار می‌گیرد. واضح است که این پایان کار تیر نیست و مشروط به جلوگیری از بروز ناپایداریهای موضعی، تیر می‌تواند خیلی بیشتر از این خم شده و نه تنها کاهش مقاومت نداشته باشد، بلکه با توجه به شکل مزبور در ناحیه کارسختی قرار گیرد و مقاومت آن افزایش یابد. اِراسموس (۱۱۹) نشان داده است که مقاومت خمشی نهایی می‌تواند ۴۰٪ بیش از لنگر خمیری اولیه باشد. اگر فرض شود که رابطه ۶. ۸۱-۱ در محدوده کار سختی BD نیز برقرار است، ظرفیت چرخشی نهایی تیر برای رسیدن به کرنش ε_u برابر است با

$$\theta_h = 2.84x0.0012(167-1)\frac{10}{20}\cdot\frac{0.85}{0.56}\left(\frac{11.2}{8.5}\right)^{\frac{1}{4}}(1+0.5) = 0.65 \quad rad$$

ملاحظه می‌گردد که زاویه چرخش نهایی ۰/۶۵ رادیان یا ۳۷ درجه است و نه آنگونه که تصور می‌رود ۳/۷ درجه. بنابراین مقداری که برای برآورد ظرفیت چرخش نهایی عضو در نیروهای زلزله بکار می‌رود ۳۷ درجه است.



شکل ۶. ۹۳-۴ لولای خمیری تحت لنگر کوچکتر از لنگر خمیری M_p

نکته مهم دیگری که در تعیین ظرفیت چرخش تیرها باید در نظر گرفته شود اثر تغییر هندسه تیر است زیرا در اثر خمش خمیری تیر به صورت خمیده در می‌آید. فرض شود لولای خمیری یک تیر با مقطع مستطیلی به اندازه زاویه θ چرخیده باشد و بار را از روی لولا برداریم.

[۱] plastic rotation capacity

حال اگر لنگری کوچکتر از لنگر خمیری به لولا وارد سازیم وضعیت تنش در مقطع با توجه به شکل ۶ . ۹۳-۴ از رابطه زیر بدست می‌آید[1].

$$\sigma_\theta = -\frac{4M}{N}\left(-\frac{a^2b^2}{r^2}\log\frac{b}{a}+b^2\log\frac{r}{b}+a^2\log\frac{a}{r}+b^2-a^2\right) \quad (۶.\ ۸۱\text{-}۲)$$

$$\sigma_r = -\frac{4M}{N}\left(\frac{a^2b^2}{r^2}\log\frac{b}{a}+b^2\log\frac{r}{b}+a^2\log\frac{a}{r}\right) \quad \text{تنش شعاعی (عرضی)} \quad (۶.\ ۸۱\text{-}۳)$$

که در آن

$$N = \left(b^2-a^2\right)-4a^2b^2\left(\log\frac{b}{a}\right)^2$$

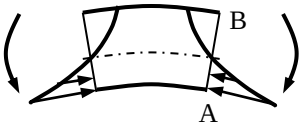
از رابطه ۶. ۸۱-۳ تنش طولی اوج σ_θ در تارهای پایینی و بالایی یک تیر خمیده با مقطع مستطیلی به عرض واحد و ارتفاع d برابر است با

$$\sigma_\theta = n\frac{M}{d^2} \quad (۶.\ ۸۱\text{-}۴)$$

مقدار n برای نسبتهای مختلف d/α تیر خمیده شکل ۶. ۹۳-۵ در جدول زیر آمده است.

جدول ۶. ۴-۱ ضریب تنش n برای تیر خمیده

d/α	ضریب تنش n از روش معمولی (تیر راست)		ضریب تنش n از روش تیر خمیده	
	تار پایینی (A)	*تار بالایی (B)*	*تار پایینی (A)*	*تار بالایی(B)*
۰/۳	-۶	۶	-۶/۵۷	۵/۵۱
۱	-۶	۶	-۷/۷۵	۴/۹۲
۲	-۶	۶	-۹/۱۶	۴/۵۲



شکل ۶. ۹۳-۵ نمودار نمادین توزیع تنش طولی در مقطع یک تیر خمیده

[1] Timoshenko, S. P., Goddier, J.N., 1982, Theory of elasticity, 3rd edition, Mcgraw-Hill, **29**, pp71-75.

توزیع تنش طولی σ_θ در مقطع به‌طور نمادین در شکل ۶. ۹۳-۵ نمایش داده شده است. با توجه به نتایج جدول ۶. ۴-۱ و شکل ۶. ۹۳-۵ بخوبی مشخص می‌شود که تنش تارهای بالا و پایین تیر از حالت تقارن خارج میشود به‌طوری‌که در سمت مقعر (پایین) بیش از سمت محدب است. هر قدر زاویه چرخش زیادتر شود، این تفاوت بیشتر خواهد بود. بنابراین، وقتی تیر تحت لنگر خمیری قرار گیرد و در آن لولای خمیری ایجاد شود، تنش در تارهای فشاری تیر رفته‌رفته بیش از تارهای کششی شده و با افزایش چرخش، این تفاوت زیادتر می‌گردد به‌طوری‌که کرنش خمیری بیشتر در سمت فشاری متمرکز می‌شود. درفشار ،کرنش گسیختگی خیلی بیش از ۰/۲ است و ازاین‌رو زاویه چرخش گسیختگی براحتی چندین برابر مقدار قبلی (۳۷ درجه) خواهد بود. این مطلب در مورد میلگردها بخوبی مشهود است زیرا یک میلگرد را می‌توان براحتی تا ۱۸۰ درجه خم کرد.

نرمی بادبند برون‌محور

همانطور که در بخش ۶. ۱. ۳. ۴ دیدیم، در سیستم مهاربندی برون‌محور، تیر رابط حلقه ضعیف شکست را تشکیل می‌دهد و ضوابط طراحی به گونه‌ای تنظیم شده است که شکست به صورتی هدایت شده در این جزء ایجاد شود و بقیه اجزاء از تسلیم و شکست مصون بمانند و از حوزه ارتجاعی خارج نشوند. ضوابط یوبی‌سی در بخش ۷. ۲. ۲ عمدتاً بر تحقیقات پوپوف و دانشجویانش (۷۰، ۱۲۱-۱۲۴) مبتنی است. در این ضوابط برای تضمین تمرکز شکست در تیر رابط، با اعمال یک ضریب اطمینان مناسب، در سایر اجزاء ظرفیت بیشتری نسبت به ظرفیت لازم برای ایجاد تسلیم در تیر رابط تدارک شده است. برای ایجاد یک شکست نرم و مطلوب در تیر رابط، تلاش شده است که موارد زیر در ضوابط آیین‌نامه در نظر گرفته شوند:

۱. تأمین پایداری موضعی بال تیر از طریق محدود ساختن نسبت عرض به ضخامت بال
۲. تأمین پایداری موضعی جان از طریق:
- نصب ورقهای تقویت به صورت تابعی از ضخامت و ارتفاع جان، و زاویه چرخش تیر
- عدم استفاده از ورق مضاعف[1] برای تقویت جان

۳. حاکم ساختن شکست برشی بجای شکست خمشی در تیر رابط
۴. جلوگیری از ورود به حوزه رفتار کاهنده از طریق محدود ساختن چرخش تیر رابط

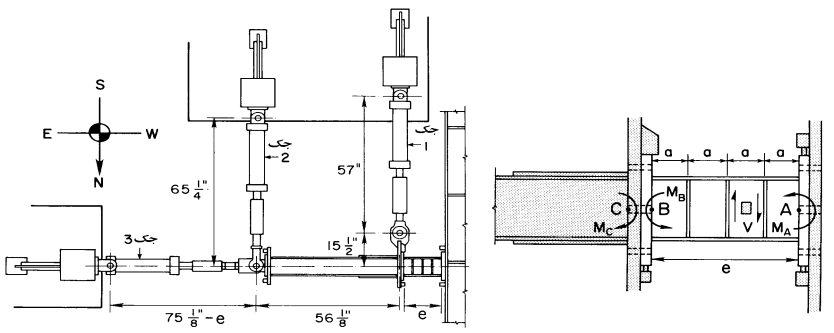
در این بخش به بررسی عوامل مؤثر در بروز ناپایداری و رفتارکاهنده در تیر رابط می‌پردازیم. از آنجا که اطلاعات موجود حاصل تحقیقات انجام شده در دانشگاه برکلی است، ابتدا مروری اجمالی بر این تحقیقات خواهیم داشت.

---

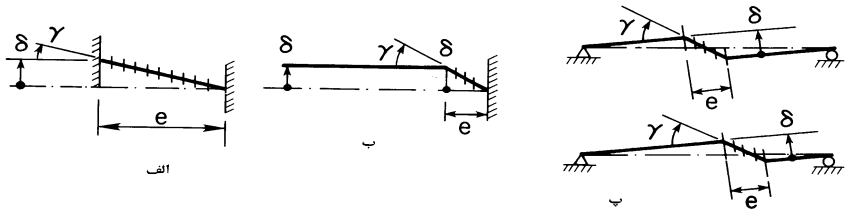
[1] Doubler plate

تحقیقات دانشگاه برکلی

کاسای (۱۲۱) در یک بررسی جامع از تحقیقات انجام شده در دانشگاه برکلی روی سیستمهای برون‌محور، تصویری جامع از اطلاعات موجود در زمینه رفتار این نوع سازه تا زمان انتشار گزارش (۱۹۸۶) ارائه نموده است که شامل نتایج آزمایشها و ارزیابی روابط و مدلهای تحلیلی می‌باشد. شکل ۶. ۹۳-۶ *وضعیت آزمایش*[۱] (شامل مشخصات هندسی، نحوه استقرار و بارگذاری،شرایط تکیه‌گاهی، ...) در تحقیقات انجام شده در دانشگاه برکلی، برای تعیین مقاومت برشی نمونه‌های تیر رابط، را نشان می‌دهد. به کمک این *وضعیت* می‌توان تیر رابط را در موقعیتهای مختلف شکل ۶. ۹۳-۷ زیر اثر ترکیبی از نیروهای خمشی، برشی و محوری آزمایش کرد.



شکل ۶. ۹۳-۶ *وضعیت آزمایش* نمونه‌های تیر رابط در دانشگاه برکلی (۱۲۱)



شکل ۶. ۹۳-۷ وضعیتهای مختلف بارگذاری نمونه‌های تیر رابط

کاسای (۱۲۱) ۷ نمونه تیر رابط را با مشخصات زیر آزمایش کرد. نمونه ۱ و نمودار برش ـ جابجایی آن در شکلهای ۶. ۹۳-۸ و ۶. ۹۳-۹ نشان داده شده است. همه نمونه‌ها از نیمرخ W18x35 فولاد A36 مطابق

[۱] test setup

استاندارد آاِس‌تی‌اِم[1] انتخاب شدند. در کلیه نمونه‌ها ضخامت جان و ارتفاع مقطع تیر، t_w و d، برابر ۴/۳ و ۲۰۲ میلیمتر، ضخامت و عرض بال، t_f و b، برابر ۵/۳ و ۱۰۰ میلیمتر، ممان اینرسی مقطع برابر ۱۳۱۵ cm^4، اساس خمیری برابر ۱۴۸ cm^3، و سطح مقطع برابر ۱۹/۲ cm^2، بوده است. تنشها و کرنشهای تسلیم و نهایی اندازه‌گیری شده در جان و بال در آزمایش کشش به شرح زیر است: تنشهای تسلیم و نهایی در جان برابر ۴۲۵۰ و ۵۶۰۰ کگ بر سمم و در بال برابر ۳۶۸۰ و ۴۹۶۰ بوده است. کرنش آستانه کارسختی، ε_p نظیر نقطه B درشکل ۶. ۹۳-۱، در جان و بال بترتیب برابر ۰/۰۳۱ و ۰/۰۲۶، و کرنش نهایی اسمی نظیر نقطه C در شکل مزبور، در جان و بال بترتیب برابر ۰/۱۶۳ و ۰/۱۹۸ می‌باشد. با استفاده از نتایج تنشهای تسلیم جان و بال از آزمایش، و بر اساس خواص هندسی مقطع، ظرفیت‌های برشی، محوری، و خمشی تیر رابط، V_P، P_y و M_P، محاسبه شدند و بترتیب برابرند با: ۲۱ تن، ۷۵/۸ تن و ۵/۷۴ تن‌متر. بدین‌ترتیب طول بحرانی تیر رابط با استفاده از رابطه ۶. ۵۹ برابر است با

$$e_c = \frac{2M_P}{V_P} = \frac{2\times 5.74}{21} = 0.55 \quad m$$

چنانچه طول تیر رابط از e_c بیشتر اختیار شود، حالت شکست خمشی، و اگر کمتر اختیار شود، شکست برشی حاکم خواهد شد. کاسای (۱۲۱) برای بدست آوردن شکست برشی، طول نمونه‌های متوسط (نمونه ۱ تا ۴) را برابر ۳۷ سانتیمتر، نمونه‌های بلند (۵ و ۶) را برابر ۴۴/۵ و نمونه‌کوتاه (۷) را برابر ۲۹ سانتیمتر انتخاب نمود. در تمام این نمونه‌ها، تقویتهای میانی با ضخامت ۶ میلیمتر به فواصل حدود ۹ سانتیمتر در یک سمت تیر نصب شدند به‌طوری‌که نسبت a/t_w تقریباً برابر ۲۱ گردید. نمونه ۱ تحت بار تک دور و بقیه تحت بار متناوب قرار گرفتند. در نمونه‌های ۴ و ۶، علاوه بر برش، نیروی محوری نیز اعمال گردید. بدین ترتیب، با توجه به‌اینکه طول نمونه‌ها کمتر از طول بحرانی است، حداکثر لنگر خمشی در تیر از $eV_P/2$ تجاوز نخواهد کرد (e طول نمونه است).

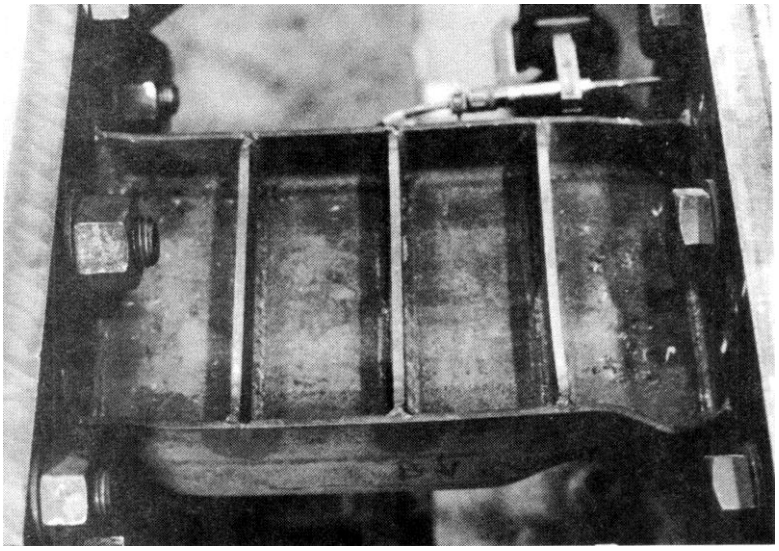
نمونه ۱ در جابجایی ۶۳ مم دچار کمانش برشی جان شد و سپس، همانطور که در شکل ۶. ۹۳-۸ دیده می‌شود، بال تیر در محل تکیه‌گاه سمت راست (اندازه گیریها نشان داد در این تکیه‌گاه لنگر بیشتری از تکیه‌گاه سمت چپ ایجاد شده است) کمانش نمود. شکل ۶. ۹۳-۹ نشان می‌دهد که این کمانشها هیچ تأثیر منفی بر مقاومت برشی نگذاشته است و نمونه تا انتهای بارگذاری یعنی دامنه ۳ اینچ (۷۶ میلیمتر) بدون افت مقاومت پیش رفته است. با توجه به‌اینکه طول نمونه برابر ۳۷ سانتیمتر بوده، کمانش در زاویه چرخش ۰/۱۷۰ رادیان (=۳۷۰÷۶۳ = γ) رخ داده است. علیرغم وقوع کمانش برشی در جان، و کمانش بال، مقاومت برشی آهنگ افزایش خود را تا زاویه چرخش ۰/۲۰۵ رادیان (=۳۷۰÷۷۶ = γ) حفظ کرده است. باید توجه داشت که این زاویه چرخش، پایان کار تیر نیست بلکه چون روش آزمایش بر اساس کنترل جابجایی است[2]، طبق یک برنامه از پیش تعیین شده، بارگذاری در این حد متوقف شده است و گرنه می‌توانست باز

---

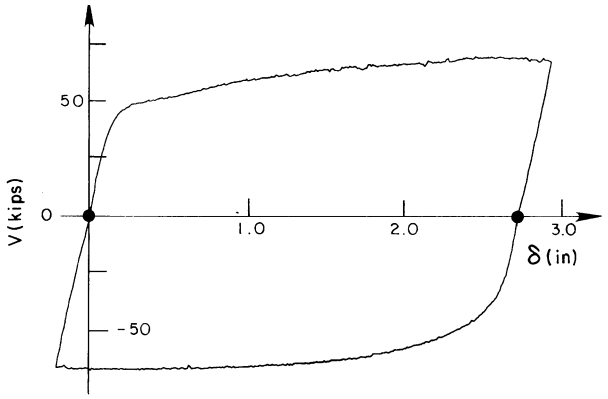
[1] ASTM

[2] displacement-control test

هم ادامه یابد. ازاین‌رو نمودار شکل ۶. ۹۳-۹ مشخص نمی‌کند که حد چرخش تیر رابط چقدر است بلکه نشان می‌دهد نمونه تا ۰/۲۰۵ رادیان بدون مشکل بارگذاری شده است.



شکل ۶. ۹۳-۸ تصویر نمونه ۱- از رشته آزمایشهای کاسای روی تیر رابط (۱۲۱): نمونه در پایان دور اول بارگذاری.

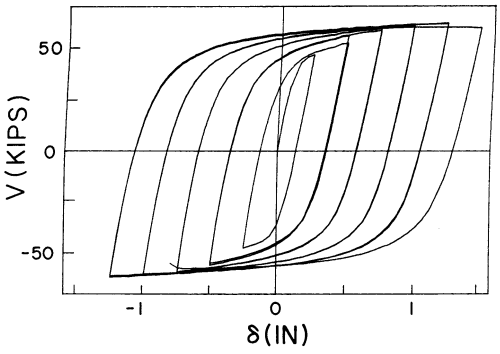


شکل ۶. ۹۳-۹ نمودار برش-جابجایی نمونه ۱

برای بررسی تأثیر تناوب بارگذاری، نمونه‌های ۲ و ۳ که کاملاً مشابه نمونه ۱ بودند تحت بار تناوبی قرار گرفتند. نمودار برش- جابجایی نمونه ۳ در شکل ۶. ۹۳-۱۰ آمده است. از مجموع عملکرد این نمونه‌ها و بویژه نمونه ۳ می‌توان چنین نتیجه‌گیری نمود:

- اولین تسلیم برشی در جان تیر، درنزدیکی تکیه‌گاه سمت راست، در نیروی برشی ۱۹/۷۵ تن در اولین دور بارگذاری و در دامنه‌ای کمتر از ۶ میلیمتر رخ داد (حدود ۶٪ کمتر از نیروی تسلیم برشی محاسبه شده برای تیر).
- کمانش بال در محل تکیه‌گاه سمت راست در دور چهارم بارگذاری، در دامنه‌ای حدود ۲۵ میلیمتر رخ داد اما تأثیر چندانی روی مقاومت نمونه نگذاشت.
- کمانش برشی جان، به صورت خفیف، در تکیه‌گاه سمت راست و در دور هشتم در دامنه جابجایی ۳۲ میلیمتر رخ داد و همانطور که در شکل ۶. ۹۳-۱۰ دیده می‌شود، باعث کاهش خیلی مختصری در مقاومت برشی شد. پس از آن حوزه کشش[1] تشکیل شد و پس از دور دهم، کمانش جان کاملاً آشکار گردید و در باربرداری، ورق جان از محل فصل مشترک با ورقهای تقویت جان در نزدیکی تکیه‌گاه سمت راست پاره شد. متعاقباً، کمانش بال تیر هم تشدید شد.

رفتار نمونه‌های دیگر نیز کم و بیش مشابه نمونه ۳ بوده است.



شکل ۶. ۹۳-۱۰ نمودار پسماند نمونه ۳

جمع بندی

با توجه به نتایج این آزمایشها، کاسای و پوپوف (۱۲۱) جمع بندی زیر را ارائه نموده‌اند:

۱. ظرفیت برشی مقطع در اثر حضور نیروی خمشی، کاهش چندانی نیافته است و اندرکنش میان خمش و برش که از روش تحلیل خمیری کلاسیک بدست می‌آید در این آزمایشها مشاهده نگردیده است.

---

[1] diagonal tension field

۲. کمانش بال تأثیر چندانی بر مقاومت برشی و خمشی، و رفتار پسماند تیر رابط نداشته است.
۳. کمانش جان، عامل اصلی کاهندگی در رفتار پسماند تیر رابط است و تشکیل حوزه کشش موجب ایجاد نیرو در بال تیر و متعاقباً کمانش بال می‌گردد. بدنبال آن، کاهندگی در رفتار پسماند تیر رابط بروز نموده و نهایتاً جان تیر پاره می‌شود. بنابراین، این حالت شکست به عنوان حالت نهایی شکست شناخته می‌شود.
۴. حضور نیروی محوری در کنار برش و خمش در تیر رابط، میل به بروز کمانش در بال تیر را تشدید مینماید.
۵. به نظر می‌رسد در کلیه نمونه‌ها، با طولهای مختلف، و بارگذاریهای متفاوت، کمانش در زاویه چرخش یکسانی صورت گرفته باشد (بشرط آنکه اندازه گیری جابجایی را از محل تلاقی نمودار با محور جابجایی- یعنی نقطه نیروی صفر- انجام دهیم). بنابراین، برای احتراز از وقوع حالت شکست برشی در جان، باید زاویه چرخش تیر رابط محدود گردد. تابع زیر برای محاسبه زاویه چرخش بحرانی که موجب کمانش برشی جان می‌شود ارائه شده است.

$$\gamma = 8.7k\frac{1}{(b/t)^2} \qquad \text{زاویه چرخش بحرانی تیر رابط} \qquad (۶.۸۱\text{-}۵)$$

$$k = 8.98 + \frac{5.6}{(a/b)^2} \qquad a \geq b$$

$$k = 5.6 + \frac{8.98}{(a/b)^2} \qquad b \geq a$$

t و b ضخامت و ارتفاع جان، و α فاصله ورقهای تقویت است. آنگاه بجای این رابطه، تابع سه خطی زیر که متشکل از سه خط راست است، به عنوان یک رابطه ساده‌تر که مقادیر آن در جهت اطمینان است، پیشنهاد شد.

$$\frac{a}{t_w} + \frac{1}{5}\frac{d}{t_w} = C_B \qquad a \leq d \qquad (۶.۸۱\text{-}۶)$$

در این رابطه با اندکی اغماض، ارتفاع تیر، d، جایگزین ارتفاع جان، b، گردیده است و مقدار C_W تابعی از زاویه چرخش تیر رابط، γ، است و برای زوایای ۰/۰۳، ۰/۰۶ و۰/۰۹ رادیان بترتیب برابر ۵۶، ۳۸ و ۲۹ می‌باشد و برای زوایای میانی، با درونیابی خطی تعیین می‌شود. این رابطه تقریباً همان رابطه یوبی‌سی برای تعیین فاصله تقویتها است.

نقدی بر جمع بندی پوپوف ، و ضوابط یوبی‌سی

دیدیم که کاسای و پوپوف (۱۲۱) بر اساس نتایج آزمایشهای کاسای و سایر دانشجویان قبلی آقای پوپوف، جمع بندیهایی نموده‌اند که مبنای تنظیم روابط طراحی سیستمهای مهاربند

برون‌محور در آیین‌نامه یوبی‌سی قرار گرفته است. مهمترین محورهای این جمع بندی به قرار زیر است:

- ظرفیت اتلاف انرژی در حالت شکست برشی بیش از شکست خمشی است، پس بهتر است طول تیر رابط طوری انتخاب شود که شکست برشی حاکم شود.
- کمانش برشی جان حالت شکست اصلی است که کاهندگی شدیدی را به دنبال دارد و باید با محدود ساختن زاویه چرخش تیر رابط مانع بروز آن شد.
- بر اساس نتایج آزمایشهای انجام شده، یوبی‌سی حداکثر زاویه چرخش تیر رابط را به ۰/۰۹ رادیان محدود ساخته است (رابطه ۷. ۳۵).

ابهامات و اشکالاتی که در این زمینه به چشم میخورد که مهمترین آنها عبارتند از:

۱. درست است که برای وارسی چرخش حداکثر تیر رابط در زلزله، یوبی‌سی یک ضریب افزایش $0/4R$ را پیشنهاد می‌کند، اما با تجربه‌ای که از عملکرد واقعی سازه‌ها در زلزله‌های شدیدی همچون طبس، منجیل، پارک فیلد و مانند آن داشته‌ایم، بعید است که جابجاییهای محاسبه شده با واقعیت منطبق باشند. در این صورت احتمال می‌رود که در یک زلزله واقعی، زاویه چرخش تیر از ۰/۰۹ رادیان فراتر رود.

۲. ظاهراً در تمام نمونه‌های آزمایش شده توسط پوپوف و همکارانش، تیر رابط دارای هیچ پوششی نبوده و به صورت لخت آزمایش شده است. چنین حالتی در ساختمانهای معمولی مسکونی، اداری یا تجاری بسیار نادر است. در واقع، در اغلب ساختمانهای واقعی، تیرها عملاً در بتن سقف غرق می‌شود. غرق شدن تیر در مصالح سقف چند اثر مهم بر رفتار تیر خواهد داشت. اولاً جلو کمانش بال و انواع کمانشهای جانبی و نامطلوب که در آزمایشهای پوپوف و همکاران شاهد بوده‌ایم، گرفته می‌شود. ثانیاً پر شدن چشمه‌های برشی تیر رابط با مصالح فشاری نظیر بتن، باعث افزایش چشمگیر مقاومت برشی شده به نحوی که محتمل است دیگر شکست برشی حاکم نباشد و شکست خمشی غالب گردد. در واقع، چشمه برشی مانند یک قاب مرکب عمل می‌کند که در آن بالهای تیر و ورقهای تقویت نقش قاب، و ورق جان و مصالح بتنی نقش میانقاب را خواهد داشت، و همانطور که در بخش ۶. ۱. ۵. ۳ نشان داده شده، حضور میانقاب نقش چشمگیری در افزایش مقاومت برشی دارد. آزمایشهای نگارنده بر روی تیرهای لانه زنبوری نشان داده است که با پر کردن جان تیر به‌وسیله بتن می‌توان جلو شکست برشی جان را کاملاً سد کرد و این تیرها همانند تیرهای با جان یکپارچه (بدون سوراخ) عمل می‌کنند. از این رو، بنظر می‌رسد برای روشن شدن کامل این موضوع به تحقیقات بیشتری نیاز باشد.

شکل ۶. ۹۳-۱۱ تیر لانه زنبوری با جان پر شده از بتن مانند تیر بدون سوراخ رفتار می‌کند

۳. به نظر می‌رسد که الگوی پیشنهادی برای تیر رابط نیاز به تصحیح داشته باشد زیرا در این الگو، بدترین وضعیت در دو انتهای تیر ایجاد می‌شود که لنگر و برش هر دو بیشترین مقدار را دارند درحالی‌که چشمه‌های انتهایی هیچ تفاوتی با چشمه‌های میانی ندارند. برای دستیابی به یک شکست واقعاً برشی (فارغ از تأثیر خمش)، می‌توان در چشمه‌های انتهایی بال تیر را تقویت کرد. برای اینکار ممکن است با نصب ورقهای تقویت بر روی بال، ضخامت آن را افزایش داد، و یا با نصب ورقهای عمود بر بال در لبه آن، امکان کمانش آن را کاهش داد.

شکل ۶. ۹۳-۱۲ تقویت بال در چشمه‌های انتهایی تیر رابط

۴. پوپوف و همکاران از یکسو حالت شکست برشی را بهتر از شکست خمشی دانسته و طراحان را تشویق کرده‌اند که تیر رابط را طوری طرح کنند که به صورت برشی تسلیم شود. از سوی دیگر نشان داده‌اند که در زوایای چرخش بسیار کوچک (۰/۰۹ رادیان)، جان تیر کمانش کرده و پاره می‌شود. این در حالی است که همانطور که در بخشهای قبلی، در برآورد نرمی اعضای خمشی نشان دادیم می‌توان به زوایای چرخشی حدود ۰/۷ رادیان و حتی بیشتر دست یافت. بنابراین به نظر می‌رسد که استراتژی متناقضی اتخاذ شده است. از یکسو از یک حالت شکست نرم و مطلوب (شکست خمشی) اجتناب شده است و از سوی دیگر، یک حالت شکست ترد و شکننده تحت عنوان شکل‌پذیر و مطلوب جایگزین آن شده است؟! در هر حال نگارنده معتقد است با اتخاذ تدابیر مناسبی می‌توان به نرمی بسیار بیشتری از حد مشخص شده (۰/۰۹ رادیان) دست یافت. برای این منظور لازم است تحقیقات بیشتری صورت گیرد.

۶. ۱. ۴. سازه مرکب

منظور از سازه مرکب در این بخش، قابهای فولادی است که در آن تیرها و یا ستونها توسط پوشش بتنی احاطه شده باشند. این نوع سازه هم از مقاومت بهتری در برابر آتش سوزی برخوردار است و هم پوشش بتنی از کمانش موضعی اعضای فولادی جلوگیری کرده و در نتیجه نرمی سازه را افزایش می‌دهد. عملکرد خوب این نوع سازه در زلزله کانتو ۱۹۲۸ در ژاپن موجب شده است که از آن پس در اغلب ساختمانهای بلندتر از ۷ طبقه بکار گرفته شود (۴۰). رفتار خمشی اعضای پوشیده[1] تا لحظه مقاومت اوج مشابه بتن مسلح است اما از نرمی (شکل‌پذیری) بیشتری برخوردار است زیرا پس از خرد شدن بتن، عضو فولادی بار را تحمل مینماید و در برابر نیروهای برشی نیز رفتار بسیار بهتری دارد. استوانه‌های فولادی پرشده از بتن از نرمی خوبی برخوردارند زیرا استوانه فولادی برای بتن نقش محصورکننده دارد. باید توجه داشت که تیرهای

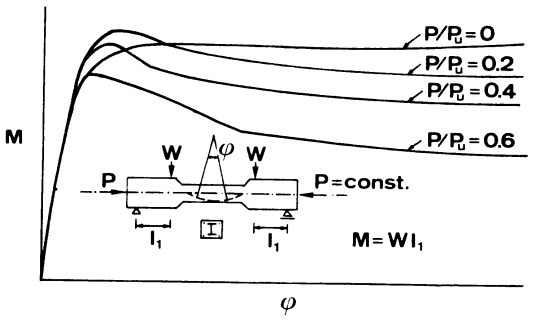
[1] encased

مرکب که در آن عضو فولادی فاقد پوشش کامل بتنی است از رفتار خوبی برخوردار نیستند زیرا میلگردهای تاوه (دال) فقط لنگر منفی را تحمل می‌کنند و با توجه به تغییر جهت نیروی زلزله در برابر لنگر مثبت ضعیف می‌باشند.

۶. ۱. ۴. ۱. اعضای فولادی با پوشش بتنی

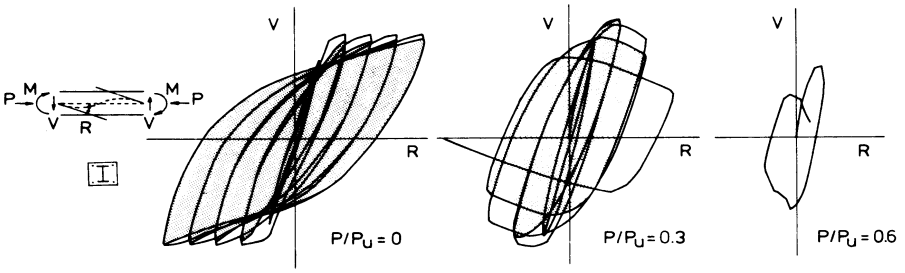
۶. ۱. ۴. ۱. ۱. رفتار خمشی

نمودار لنگر- انحنای اعضای فولادی پوشیده در شکل ۶. ۹۴ نشان داده شده است. مشاهده می‌گردد که با افزایش نیروی محوری از نرمی کاسته می‌شود.



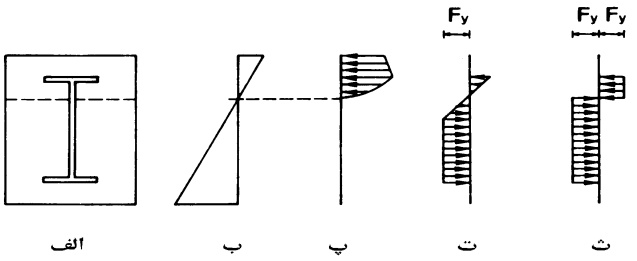
شکل ۶. ۹۴ رابطه لنگر-انحنای اعضای فولادی پوشیده (نقل از مرجع (۴۰))

نمونه رفتار پسماند اعضای فولادی پوشیده، تحت ترکیب نیروهای محوری، برشی ثابت و لنگرخمشی متناوب در شکل ۶. ۹۵ آمده است. حلقه‌های پسماند در غیاب نیروی محوری بیشتر شبیه حلقه‌های پسماند اعضای فولادی است تا بتنی مسلح. با افزایش نیروی محوری از نرمی کاسته شده و به رفتار اعضای بتنی مسلح نزدیک می‌شود.



شکل ۶. ۹۵ رفتار پسماند اعضای فولادی پوشیده (نقل از مرجع ۴۰)

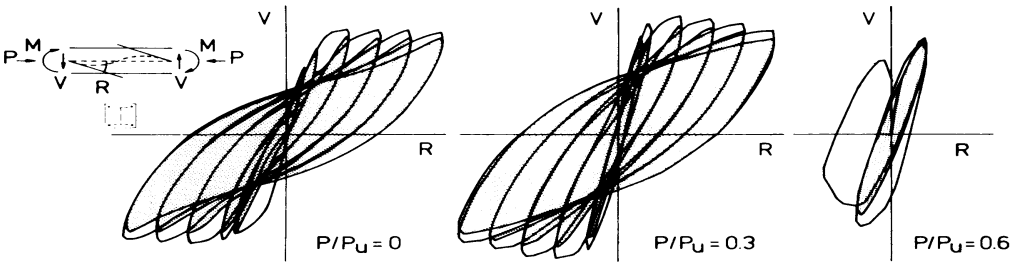
مقاومت نهایی اعضای پوشیده از تعادل نیروها در شکل ۶. ۹۶ بر اساس یک رفتار مفروض برای تنش-کرنش فولاد و بتن بدست می‌آید. همچنین فرض ثبات صفحات در هنگام تغییرشکل عضو (صفحات، صفحه باقی می‌مانند) بکار گرفته می‌شود و محاسباتی مشابه محاسبات بتن مسلح انجام می‌شود. برای سادگی محاسبه، توزیع تنش در فولاد در شکل ۶. ۹۶. ت همچون شکل ث خمیری کامل فرض می‌شود. این ساده سازی تأثیر چندانی در مقاومت نهایی ندارد.



شکل ۶. ۹۶ اعضای پوشیده در حالت نهایی، الف. مقطع، ب. کرنش، پ. تنش در بتن، ت. تنش واقعی در فولاد، ث. تنش مفروض در فولاد

۶. ۱. ۴. ۱. ۲. رفتار برشی

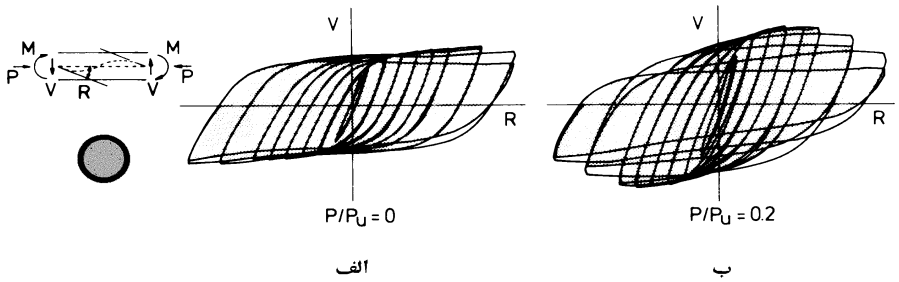
رفتار ستونهای‌فولادی پوشیده که دچار شکست برشی می‌شوند به‌مراتب بهتراز ستونهای بتنی مسلح است. رفتار پسماند ستونهای پوشیده تحت شکست برشی را می‌توان در شکل ۶. ۹۷ دید. مادام که نیروی محوری کوچک باشد، میزان کاهندگی حلقه‌های پسماند کم است و رفتار پسماند نرم محسوب می‌شود اما با افزایش نیروی محوری از نرمی کاسته شده و کاهندگی افزایش می‌یابد. هنگامی که عضو تحت تغییرشکلهای زیاد قرار گیرد، بتن و فولاد از هم جدا شده و نیروی برشی عمدتاً توسط عضو فولادی گرفته می‌شود.



شکل ۶. ۹۷ رفتار پسماند اعضای فولادی پوشیده (نقل از مرجع (۴۰))

۶. ۱. ۴. ۳. استوانه فولادی پرشده با بتن

مقاومت استوانه فولادی را می‌توان مشابه اعضای فولادی پوشیده محاسبه کرد. وجود بتن مانع از بروز کمانشهای موضعی در استوانه فولادی می‌شود و چنانکه در شکل ۶. ۹۸ دیده می‌شود، استوانه‌ها حتی اگر به حالت برشی تسلیم شوند، رفتارشان نرم بوده و کاهندگی کمی دارند.



الف ب

شکل ۶. ۹۸ رفتار پسماند استوانه‌های فولادی پرشده از بتن زیر ترکیب نیروهای خمشی، برشی و محوری با حالت شکست شکست برشی (نقل از مرجع (۴۰))

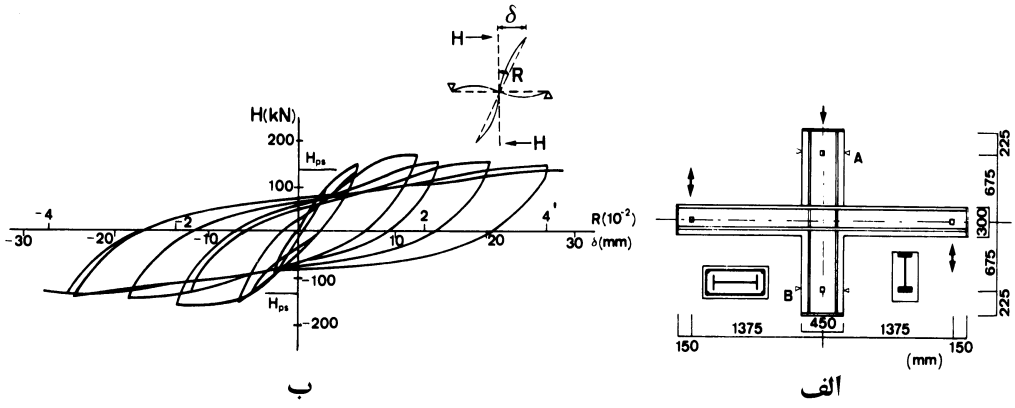
۶. ۱. ۴. ۴. اتصالات

۶. ۱. ۴. ۴. ۱. اتصال تیر به ستون پوشیده

در اتصال تیر پوشیده به ستون، تنش فشاری وارد به جان ستون ناشی از بال فشاری تیر به‌علت وجود پوشش بتنی کاهش می‌یابد اما ازتنش کششی در جان‌ستون چندان کاسته نمی‌شود. در عوض، بخش عمده‌ای از نیروی برشی توسط بتنی که عضو فولادی را احاطه کرده تحمل می‌شود. ظرفیت برشی اتصال را می‌توان برابر مجموع ظرفیتهای برشی عضو فولادی و بخش بتنی دانست که از رابطه زیر بدست می‌آید و حاصل ترکیب روابط (۶. ۴۱) و (۶. ۶۷) است.

$$V_P = v_c t_{pe} j_c + 0.5 f_y A_v j_c / s + A_w F_y / \sqrt{3} \quad \text{ظرفیت برشی عضو پوشیده} \qquad (۸۲ .۶)$$

در این رابطه j_c بازوی داخلی ستون (شکل ۶. ۲۸- ب را ببینید)، t_{pe} کلفتی مؤثر اتصال (برابر متوسط عرض تیر و ستون)، A_v سطح مقطع خاموتهایی با فواصل s، A_w سطح جان عضو فولادی، f_y و F_y تنش تسلیم میلگرد و عضو فولادی می‌باشند. v_c را در جهت اطمینان می‌توان برابر $۰/۳f'_c$ اختیار کرد. در حالتی‌که تیر فولادی فاقد پوشش بتنی باشد، t_{pe} برابر نصف عرض ستون فرض می‌شود. شکل ۶. ۹۹ نمونه‌ای از رفتار پسماند اتصالات پوشیده با حالت شکست برشی را نشان می‌دهد و حاکی از نرمی نسبتاً خوب و کاهندگی کم این نوع اتصال است.

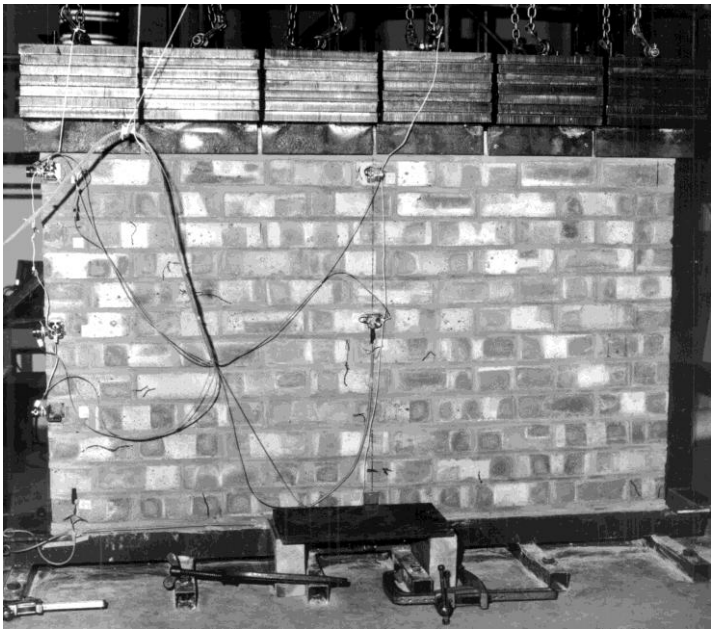


شکل ۶. ۹۹ رفتار پسماند اتصالات پوشیده (نقل از مرجع (۴۰))

۶. ۱. ۵. سازه‌های آجری

۶. ۱. ۵. ۱. دیوار برشی غیرمسلح

دیوار برشی ساخته‌شده از مصالح آجری و مانند آن (بلوک بتنی، سنگ، خشت) از مقاومت برشی قابل ملاحظه‌ای برخوردار است اما متأسفانه رفتاری بشدت ترد و شکننده دارد و به محض رسیدن به مقاومت نهایی، تحلیل می‌رود و فرو می‌ریزد، و به همین دلیل برای مناطق شدیداً لرزه‌خیز سیستم مناسبی نیست. این نوع دیوار دارای دو حالت شکست اصلی است: شکست خمشی و شکست برشی. دیواری که نسبت بُعدی (ارتفاع به طول) کوچکی دارد بقدر کافی پهن بوده و امکان شکست خمشی در آن کم است. به عکس، در دیوار باریک بیشتر حالت شکست خمشی غالب است. با توجه به تردی و شکنندگی دیوار غیرمسلح، و عملکرد بسیار ضعیف در زلزله‌های مخرب گذشته، بکارگیری آن به عنوان عنصر لرزه‌بر اصلاً توصیه نمی‌شود. یک ویژگی مشترک دیوارهای آجری غیرمسلح آن است که تحت شتاب پی، مادام که به حد آستانه نرسیده‌اند مطابق شکل ۶. ۱۰۰ آثار تخریب چندانی در آنها ظاهر نمی‌شود اما به محض عبور از حد آستانه، دیوار شروع به یک حرکت چرخشی حول محور عمود بر دیوار بنام حرکت *تلو* می‌کند و این حرکت به نوبه خود موجب پیدایش تنشهای خردکننده‌ای در پنجه دیوار می‌شود که نهایتاً به خرابی دیوار می‌انجامد (۴۱). پریستلی (۹۷) برای مقابله با این حالت استفاده از صفحات فولادی در پنجه دیوار، بنام قید پنجه را پیشنهاد کرده است. نمونه ای از تبعات این رفتار در زلزله واقعی این است که در خارج از یک شعاع آستانه از مرکز زلزله، ساختمانهای آجری غیرمسلح بدون هیچ خرابی عمده‌ای پایدار می‌مانند، اما به‌محض ورود بداخل این محدوده شاهد خرابی بیحد این نوع ساختمان می‌باشیم (۴۱).



شکل ۶. ۱۰۰ تصویری از یک دیوار آجری غیرمسلح که توسط نگارنده
روی میز زلزله امپریال کالج مورد آزمایش قرار گرفت

سختی دیوار برشی

با توجه به‌اینکه جابجایی جانبی یک دیوار برشی حاصل تغییرشکل برشی و خمشی آن است، داریم

$$\delta = \frac{Ph}{1.2AG} + \frac{Ph^3}{12EI} \qquad G = \frac{E}{2.6} \qquad I = \frac{tL^3}{12} = \frac{AL^2}{12}$$

پس سختی دیوار برابر است با

$$K = \frac{P}{\delta} = \frac{EA}{h\left[(h/l)^2 + 2.16\right]} \qquad \text{سختی دیوار برشی آجری} \qquad (۶.۸۳)$$

مقاومت جانبی دیوار غیرمسلح

هندری (۹۸) مروری بر تحقیقات انجام شده در زمینه اندازه گیری و محاسبه مقاومت جانبی دیوارهای آجری داشته است. این مرور نشان می‌دهد که اکثر محققان برای برآورد مقاومت برشی دیوار از رابطه کولن (کولمب) استفاده نموده‌اند.

$$H = A\tau_f \qquad \text{مقاومت برشی دیوار آجری} \qquad (۶.۸۴)$$

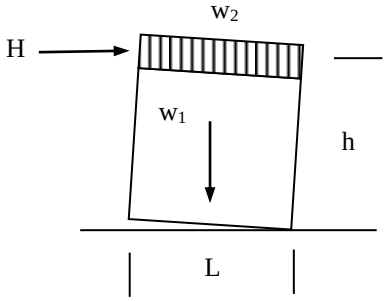
$$\tau_f = \tau_0 + \mu\sigma_n \qquad \text{تنش برشی شکست} \qquad (۶.۸۵)$$

A سطح مقطع دیوار، τ_f تنش چسبندگی ملات، μ ضریب اصطکاک و σ_n تنش قائم در دیوار ناشی از وزن دیوار و سربار است. مقادیر μ و σ_n برای برخی از انواع متداول ملات بر اساس تحقیقات آزمایشگاهی سینها و هندری (۹۹)، چینوا (۱۰۰)، پی پر (۱۰۱) و شنایدر (۱۰۲) در جدول ۶. ۵ ارائه شده است.

جدول ۶. ۵. ضرایب مقاومت برشی دیوارهای آجری

مرجع	نوع آجر	ملات ماسه: آهک: سیمان	τ_0 kg/ cm^2	μ
سینها وهندری (۹۹)	رس	۱ :۱/۴ :۳	۳	۰/۵
چینوا (۱۰۰)	رس	۱ :۱/۴ :۳	۲/۵	۰/۳۴
پیپر (۱۰۱)	ماسه آهک	۱ :۲ :۸	۲	۰/۸۴
پیپر (۱۰۱)	ماسه آهک	۱ :۰ :۴	۷	۱/۰۴
شنایدر (۱۰۲)	سیلیکات کلسیم	۱ :۶:۱	۱/۴	۰/۳

مقاومت خمشی دیوار غیرمسلح بر اساس لنگر مقاوم نیروهای وزنی و سربار و با اغماض مقاومت کششی ملات عمود بر سطح بندهای افقی، باتوجه به‌شکل ۶. ۱۰۱ چنین برآورد می‌گردد:

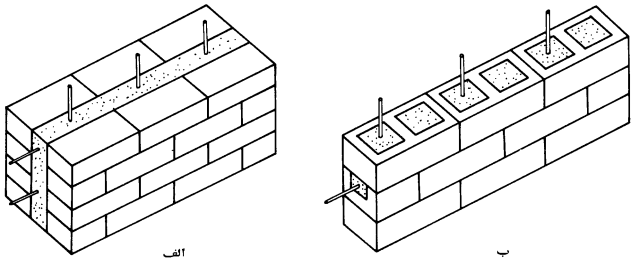


شکل ۶. ۱۰۱ شکست خمشی دیوار

$$H = \frac{L(w_1 + w_2)}{2h}$$ *مقاومت خمشی دیوار* (۶. ۸۶)

۶. ۱. ۵. ۲. دیوار آجری مسلح

برای مقابله با حالتهای شکست خمشی و برشی در دیوار آجری می‌توان از میلگردهای قائم و افقی استفاده کرد. در این صورت، از ترکیب فولاد و دیوار سازه‌ای پدید می‌آید که خواصش مشابه سازه‌های مرکب مانند بتن مسلح است. میلگرد افقی در داخل درزهای افقی قرار می‌گیرد و از این رو، عملاً قطر آن نمی‌تواند از ۱۰ یا ۱۲ میلیمتر بیشتر باشد. میلگرد قائم باید به داخل کلاف افقی زیرین دیوار قلاب شود تا بتواند لنگر خمشی ناشی از نیروی زلزله رابه داخل پی هدایت نموده و از وقوع شکست خمشی جلوگیری نماید.



شکل ۶. ۱۰۲ دیوارهای آجری مسلح

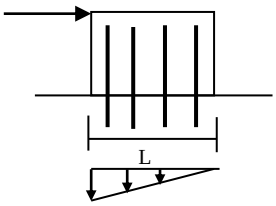
الف. میلگرد قائم مانع از شکست خمشی است *ب. میلگرد افقی مانع از شکست برشی است*

شکل ۶. ۱۰۳ میلگرد قائم و افقی در دیوار آجری برای مقابله با شکست خمشی و برشی

مقاومت خمشی

مقاومت خمشی دیوار آجری مسلح را می‌توان همچون دیوار بتنی مسلح محاسبه نمود. می‌توان در جهت اطمینان از مقاومت خود دیوار صرف نظر کرده و صرفاً مقاومت حاصل از عناصر تسلیح را در نظر گرفت. در این صورت، مقاومت خمشی دیوار برابر است با

$$M = \phi f_y A_s L / 2 \qquad \text{مقاومت خمشی نهایی دیوار} \qquad (۶. ۸۷)$$



f_y تنش تسلیم میلگرد، A_s مساحت میلگردهای قائم و L طول دیوار است. ضریب کاهش مقاومت خمشی ϕ به کیفیت اجرا بستگی دارد و مقدار۰/۷ توسط پریستلی (۹۷) توصیه شده است. در استفاده از این رابطه برای ساختمانهای آجری مسلح، باید توجه داشت که همانطور که در شکل ۶. ۱۰۲. الف به وضوح دیده می‌شود، در هسته دیوار آجری عملاً یک دیوار برشی بتنی مسلح بوجود می‌آید که نقش تعیین کننده‌ای دارد.

باید دانست‌که اعتبار نتایج آزمایشهایی‌که محققان روی این دیوارها انجام داده‌اند محدود به شرایط نمونه مورد آزمایش است. به عنوان مثال، اگر در دیوار برشی بجای استفاده از این هسته بتنی مسلح، میلگردها در داخل گاه‌هایی که در فصل ۳ آیین‌نامه ۲۸۰۰ توصیه نموده قرار گیرند و دور آنها با ملات پر شود، میزان طول مهاری میلگرد بسیار زیادتر خواهد شد و به احتمال زیاد، میلگردهای قائم به جای تسلیم در داخل ملات می‌لغزند. این حالت شکست، در آزمایشهای نگارنده بر روی دیوارهای برشی مسلح مشاهده شد (۱۰۳ و ۱۴۳) و مشخص گردید که رابطه (۶. ۸۷) مقاومت را بیش از واقع برآورد می‌کند[1]. نتایج آزمایشها حاکی از افزایش چشمگیر مقاومت و نرمی (شکل‌پذیری) دیوارهای مسلح در مقایسه با نمونه‌های غیرمسلح است. همچنین مشاهده گردید که نمونه‌های دارای میلگرد قائم از خواص پسماند بسیار بهتری

برخوردارند[2]. حالت شکست و نمونه رفتار پسماند این دیوارهای برشی در شکل ۶. ۱۰۵ ارائه شده است. بر اساس نتایج این تحقیق، می‌توان رابطه زیر را برای محاسبه مقاومت خمشی نهایی ناشی از میلگردهای قائم پیشنهاد کرد.

---

[1] در این پروژه، نمونه‌های دیوار آجری به ارتفاع ۱۳۰ سانتیمتر و طولهای ۸۰ و ۲۰۰ سانتیمتر میلگردگذاری شدند. کلفتی تعدادی از نمونه‌ها برابر ۲۰ و تعدادی دیگر برابر ۳۵ سانتیمتر بود. میلگردهای افقی در درز افقی و میلگردهای قائم در یک فضای خالی استوانه‌ای که در میان دیوار ایجاد شده بود مستقر شدند، و این فضا همراه با چیدن دیوار، با ملات پر می‌شد. در برخی از نمونه‌ها، در بالای دیوار یک کلاف افقی تعبیه شد و میلگردهای قائم در داخل آن مهار گردید.

[2] چکیده نتایج این تحقیق بدین شرح است:

- ایجاد ترک چه در ناحیه پنجه دیوار و چه به صورت قطری با کاهش سختی دیوار همراه است.

$M = f_s A_s L / 2$ *مقاومت خمشی نهایی دیوار (قبل از اعمال ضریب کاهش)* (۸۸ .۶)

f_s تنش لغزش میلگرد قائم است که براساس طول میلگرد و تنش چسبندگی آن از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$f_s = \frac{4h_s \tau}{d_s} \qquad (۱-۸۸ .۶)$$

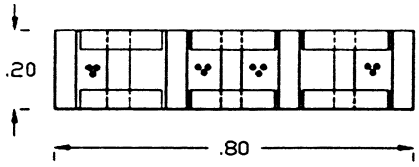
d_s و h_s قطر وطول میلگرد قائم، و τ *تنش‌چسبندگی اسمی* بین میلگرد و ملات است. در آزمایشهای فوق، تنش چسبندگی اسمی τ با استفاده از رابطه ۶. ۸۷ برای تعیین لنگر نظیر لغزش میلگرد قائم در نمونه‌ها، محاسبه شد و نتیجه در جدول زیر ارائه شده است.

نمونه	۳	۵	۶	۷	۹	تنش متوسط
تنش چسبندگی اسمی بین میلگرد و ملات (kg/cm^2)	۲/۲۵	۲/۵۶	۱/۶۱	۲/۹۷	۳/۳	۲/۵۴

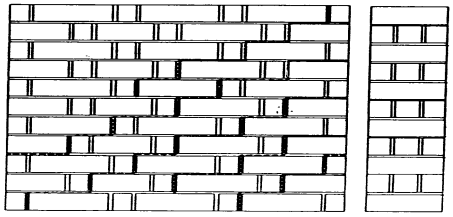
با توجه به‌اینکه لغزش میلگرد نسبت به تسلیم، کاهندگی بیشتری در رفتار پسماند ایجاد می‌کند، توصیه می‌شود ضریب کاهش ϕ کمتر از مقدار پیشنهادی پریستلی در رابطه ۶. ۸۷ اختیار شود. شاید ۰/۵ مقدار مناسبی باشد.

- نمونه‌های فاقد میلگرد افقی پس از ایجاد ترک قطری، هنوز از مقاومت برشی قابل ملاحظه‌ای برخوردار بودند. با توجه به نبود سربار روی دیوار، می‌توان نتیجه گرفت که میلگردهای قائم در باربری برشی دیوار تأثیر قابل توجهی دارند و عملاً در دیوار یک نیروی عکس العمل قائم بوجود می آورند که باعث ایجاد تنش قائم σ_n در رابطه ۶. ۸۵ شده و مقاومت برشی را افزایش می‌دهد.
- در نمونه‌های فاقد میلگرد افقی، پس‌از ترک‌خوردن دیوار، در صورت باربرداری ترکها بسته نمی‌شوند در حالی که در دیوارهای دارای میلگرد افقی، پس از باربرداری ترکها بسته می‌شوند.
- وجودکلاف افقی باعث مهار بیشتر میلگرد قائم است و علاوه‌بر مقاومت، سختی رانیز افزایش می‌دهد.
- وجود کلاف افقی، دیوار بدون میلگرد افقی را قادر می‌سازد که پس از ترک خوردن به مقاومت خود ادامه دهد و از مقاومت پس‌ترک‌خوردگی قابل ملاحظه‌ای برخوردار شود.
- شکست و از دست دادن مقاومت در دیوار آجری مسلح ممکن است در اثر لغزش میلگردهای قائم داخل دیوار صورت گیرد. این لغزش به علت عدم چسبندگی کافی بین میلگرد و ملات، و همچنین حجم کم ملاتی که میلگرد را احاطه کرده، می‌باشد و به‌صورت ترکهایی در ناحیه کششی دیوار بروز می‌کند. استفاده از تنگ عرضی می‌تواند شدت تنشهای کششی در ملات را کاهش داده و از لغزش میلگرد جلوگیری نماید. استفاده از کمرکش نیز در مهار میلگردهای قائم مؤثر است و توصیه می‌شود.
- میلگردهای افقی در نمونه‌های با نسبت بُعدی (ارتفاع به طول) ۰/۵ تأثیر مثبتی روی مقاومت دیوار داشتند درحالی‌که در نمونه‌های با نسبت بعدی ۱/۶ (=۸۰÷۱۳۰) کارایی چندانی بروز ندادند.
- روکش کردن دیوارهایی که در اثر بارگذاری شکست خورده و مقاومت خود را از دست داده بودند، به کمک یک شبکه میلگرد و یک لایه بتنی، مقاومت دیوار را به‌طور چشمگیری افزایش داد و از حالت شکست برشی کاملاً جلوگیری نمود به‌طوری‌که مقاومت و رفتار دیوار از اول نیز بهتر شد.

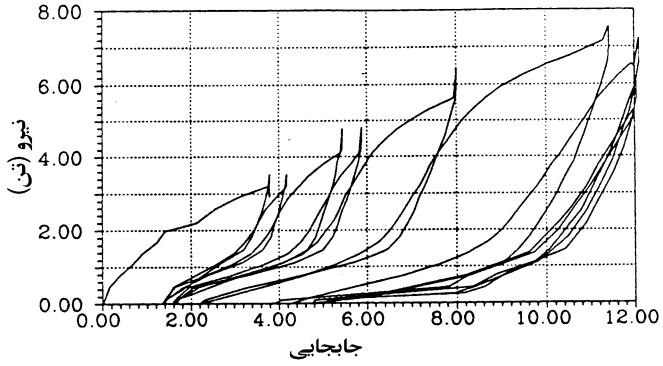
شکل ۶. ۱۰۴ آزمایش دیوار برشی آجری تحت بار جانبی



الف. الگوی آجرچینی و نحوه استقرار میلگردهای قائم در یکی از نمونه‌ها



ب. آرایش ترکها



پ. آرایش ترکها

شکل ۶. ۱۰۵ دیوارهای آجری مسلح

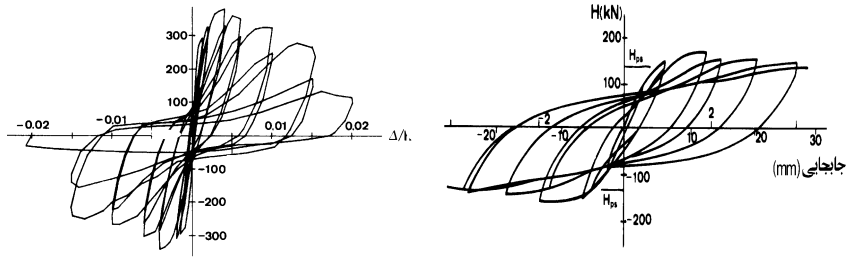
مقاومت برشی

پریستلی (۹۷) رابطه زیر را برای محاسبه مقاومت برشی دیوار آجری پیشنهاد می‌کند:

$$V = \phi f_y A_s \qquad (۸۹ .۶)$$

A_s و f_y سطح مقطع و تنش تسلیم میلگردهای افقی و ϕ ضریب‌کاهش طراحی است که به‌توصیه پریستلی برابر ۰/۴۸ اختیار می‌گردد تا تضمینی باشد که حالت شکست برشی قبل از خمشی رخ‌ندهد زیرا درمقایسه با آن تردتر است. تحقیقات نگارنده (۸، ۴۱، ۱۰۴) نشان داد که با افزایش نسبت بُعدی دیوار (ارتفاع به طول)، این رابطه از محدوده اعتبار خارج شده و مقاومت را زیادتر از واقع برآورد مینماید. ازاین‌رو پیشنهاد شده (۴۱) که ضریب ϕ تا نسبت بعدی ۰/۸ برابر ۰/۴۸، و برای نسبتهای بعدی بیش از ۱، به ۰/۱۲ کاهش یابد، و برای مقادیر بین ۰/۸ تا ۱ به‌صورت خطی درونیابی گردد.

رفتار پسماند دیوار برشی مسلح به حالت شکست آن بستگی دارد و معمولاً شکست خمشی دارای کاهندگی کمتری است. این موضوع درشکل ۶. ۱۰۶ قابل مشاهده است.



الف. شکست خمشی *ب. شکست برشی*

شکل ۶. ۱۰۶ نمودار پسماند دیوارهای برشی مسلح (به نقل از (۴۰))

۶. ۱. ۵. ۳. میانقاب آجری[۱]

وجود دیوار آجری در داخل قاب فولادی یا بتنی عملاً از جابجایی قاب در صفحه خود جلوگیری کرده و درنتیجه بخشی از نیروی جانبی وارد به قاب به میانقاب منتقل می‌گردد.

---

[۱] masonry infill

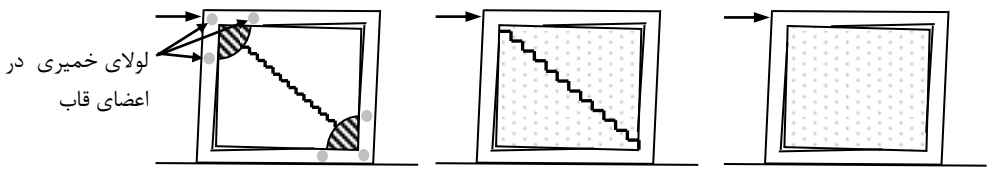
مشاهدات، تجربیات گذشته و تحقیقات گسترده نظری و آزمایشگاهی نشان داده است که مقاومت و سختی این قابها به‌مراتب بیش از قاب لخت (بدون میانقاب) است. گزارش جامع[1] نگارنده (۱۰۴) از تحقیقاتی که از سالهای ۱۹۴۸ تا ۱۹۹۰ در این زمینه صورت گرفته مؤید این واقعیت است که اندرکنش قاب و میانقاب تأثیر غیر قابل اغماضی بر رفتار سازه دارد. به‌طور کلی می‌توان گفت که اندرکنش قاب با میانقاب موجب افزایش سختی و مقاومت از یکسو، و افزایش نرمی (شکل‌پذیری) میانقاب از سوی دیگر می‌شود و در نتیجه خواص لرزه‌ای را به‌طور چشمگیری بهبود می‌بخشد. بر اساس این رفتار اندرکنشی، این قابها را مرکب می‌خوانیم.

هنگامی که یک قاب مرکب تحت نیروی جانبی قرار می‌گیرد، در محدوده ۱۰تا ۱۵ درصد مقاومت نهایی قاب، بین قاب و میانقاب در کنجهای کششی ترکهایی ایجاد می‌گردد که *ترک مرزی* نام دارند. بروز ترک مرزی با کاهش سختی سازه همراه است. با افزایش نیرو، لحظه‌ای فرا می‌رسد که دیوار در امتداد قطر فشاری ترک می‌خورد و رفتار دیوار، که تا اینجا تقریباً خطی بوده، وارد ناحیه غیرخطی می‌گردد. این ترک معمولاً با صدا همراه است و از امتداد درزهای افقی و قائم به‌طور زیگزاگ می‌گذرد. *ترک قطری* بیانگر شکست برشی میانقاب است. با افزایش نیرو، تمرکز تنش در کنج میانقاب موجب شکست مصالح شده و در تیر و یا ستون، در نزدیکی کنج، لولای خمیری ایجاد می‌گردد. این حالت شکست را *شکست کنج* می خوانند. در این حال، سازه هنوز به مقاومت نهایی نرسیده است و با افزایش نیرو، ترکهایی به موازات ترک قطری ظاهر می‌گردد و نواحی دیگری از دیوار خرد می‌شوند تا آنکه قاب مرکب به مقاومت نهایی می‌رسد و مانند سیستمهای ارتجاعی- خمیری وارد ناحیه خمیری می‌شود.

شکل ۶. ۱۰۷ میانقاب آجری در داخل قاب موجب افزایش سختی و مقاومت می‌شود

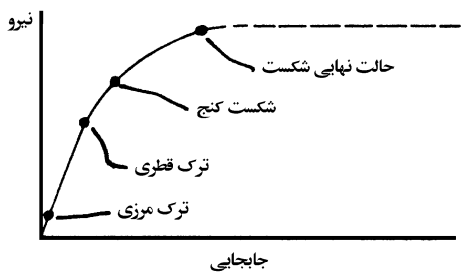
[1] The State-of-The Art Report

شکل ۶. ۱۰۸ قاب مرکب تحت بار جانبی (به نقل از (۸))



الف. بروز ترک *ب. بروز ترک* *پ. بروز شکست کنج و تشکیل لولاهای*

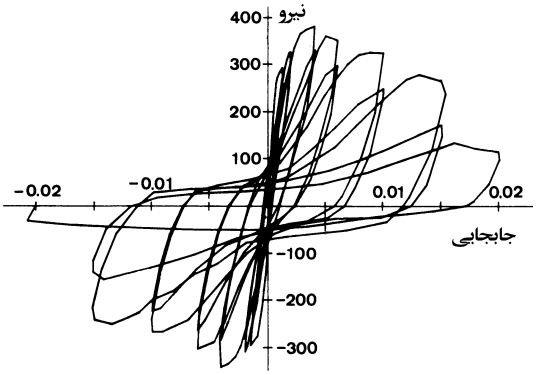
شکل ۶. ۱۰۹ حالتهای شکست قاب مرکب



شکل ۶. ۱۱۰ نمونه رفتار نیرو- جابجایی قاب مرکب

علیرغم تشابه ظاهری نمودار نیرو-جابجایی قاب مرکب و سازه‌های ارتجاعی-خمیری، باید توجه داشت که رفتار پسماند آنها تفاوت زیادی دارد. همان‌طور که در شکل ۶. ۱۱۱ مشهود است در قاب مرکب به علت شکست برشی میانقاب، رفتار پسماند با کاهندگی زیادی همراه است و به

همین علت، قابهای مرکب در برابر زلزله آسیب پذیری نسبی بیشتری از خود نشان می‌دهند (نسبت به قاب فولادی با همان مقاومت و سختی قاب مرکب).



شکل ۶. ۱۱۱ رفتار پسماند قاب مرکب با کاهندگی نسبتاً زیادی همراه است

کاهندگی تابعی از دو عامل است: تکرار بارگذاری و میزان جابجایی. آزمایشهای نگارنده (۸) نشان داده است که برای یک جابجایی ثابت، بیشترین کاهندگی در دور اول بارگذاری رخ می‌دهد که تا دور پنجم نیز ادامه می‌یابد و پس از آن مقاومت ثابت می‌ماند. غالباً میزان این کاهش کمتر از ۳۰٪ مقاومت اولیه می‌باشد.

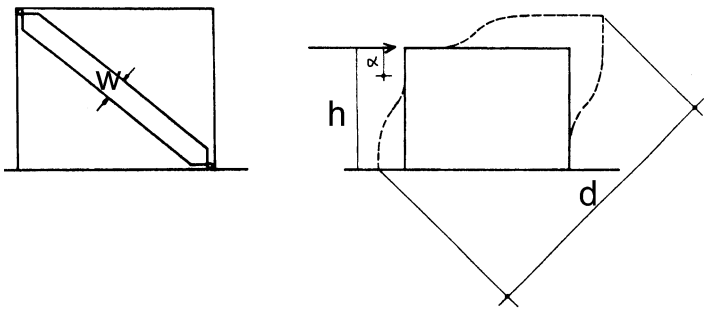
محاسبه سختی قاب مرکب

اثر حضور میانقاب بر افزایش سختی جانبی به‌طور فزاینده‌ای مورد توجه قرار می‌گیرد. در زمینه بارگذاری لرزه‌ای، تعیین زمان تناوب دقیق سازه بستگی زیادی به چگونگی درنظر گرفتن اثر میانقابها دارد. همچنین نحوه توزیع سختی در ارتفاع و پلان، و در نتیجه ایجاد لنگر پیچشی و تبدیل سازه منظم به نامنظم از تبعات حضور میانقابها است. استافورد اسمیت (۱۰۵) با بدست آوردن توزیع تنش و کرنش در میانقاب، جابجایی جانبی را محاسبه نمود و سختی قاب را بدست آورد. آنگاه میانقاب را به صورت یک قید قطری فشاری مدل کرد و رابطه‌ای برای محاسبه عرض مؤثر میانقاب بر حسب طول تماس قاب و میانقاب α در کنجهای فشاری شکل ۶. ۱۱۲ ارائه نمود. وی نشان داد که طول تماس را می‌توان با تقریب خوبی از رابطه زیر حساب کرد:

$$\alpha = \pi \sqrt[4]{\frac{E_f I_f}{E_i t}}$$ (۶. ۹۰) *طول تماس قاب و میانقاب*

که α طول تماس قاب و میانقاب،E_f و E_i ضرایب ارتجاعی مصالح قاب و میانقاب، I_f گشتاور ماند قاب و t ضخامت میانقاب است. وی آنگاه عرض مؤثر قید قطری معادل را به صورت تابعی از سختی نسبی میانقاب λh بدست داد. λh خود تابعی از طول تماس α است و از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\lambda h = \frac{\pi h}{2\alpha} = \sqrt[4]{\frac{E_i t h^3}{4 E_f I_f}}$$ (۶. ۹۱) *سختی نسبی میانقاب*



الف. طول تماس در کنج فشاری *ب. قید فشاری معادل*

شکل ۶. ۱۱۲ میانقاب همچون قید فشاری معادل عمل می‌کند

مین استون (۱۰۶) با اقتباس از رابطه استافورد اسمیت رابطه نیمه تجربی زیر را برای محاسبه عرض مؤثر پیشنهاد کرد:

$$\frac{w}{d} = 0.16(\lambda_h h)^{-0.3} Sin2\theta$$ (۶. ۹۲) *عرض مؤثر میانقاب*

w عرض مؤثر میانقاب و d طول قطر میانقاب است و داریم

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_i t Sin2\theta}{4 E_f I_h h}}$$ (۶. ۹۳)

و

$$\theta = \tan^{-1}\frac{h}{l}$$ (۶. ۹۴)

h، l و t ارتفاع، طول و کلفتی میانقاب، I_h گشتاور ماند ستون و E_i و E_f ضرایب ارتجاعی میانقاب و قاب‌اند. برای محاسبه سختی قاب مرکب می‌توان میانقاب را با یک قید فشاری معادل جایگزین ساخت که مساحتش برابر است با

$$A_e = wt \qquad \text{مساحت قید فشاری معادل} \qquad (۶.۹۵)$$

اگر از تغییر طول تیر و ستونها صرف نظر کنیم، سختی قاب مرکب برابر است با

$$K = \frac{A_e E_i}{d} Cos^2\theta = \left(\frac{w}{d}\right) tE_i Cos^2\theta \qquad \text{سختی قاب مرکب} \qquad (۶.۹۶)$$

در اغلب موارد w/d عملاً بین ۰/۰۸ و ۰/۱ است. در این صورت مساحت قید فشاری معادل حدوداً برابر است با

$$A_e = 0.09td \qquad \text{مساحت قید فشاری معادل} \qquad (۶.۹۷)$$

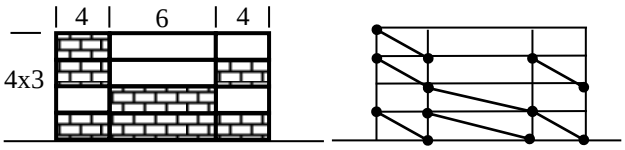
و ضریب ارتجاعی قید فشاری را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد

$$E_i = 400 f_c \qquad (۶.۹۸)$$

f_c تنش فشاری مصالح سازای قاب است.

مثال ۶. ۴ زمان تناوب و مدهای ارتعاش قاب زیر را محاسبه کنید. وزن هر یک از طبقات مساوی ۱۰۰ تن و کلفتی میانقابها برابر ۲۰ سانتیمتر است. مقاومت فشاری مصالح سازای میانقاب برابر ۵۰ کگ بر سمم فرض شوند.

حل. مدل میانقابها در شکل نشان داده شده است. با استفاده از رابطه ۶. ۹۶ سختی تک‌تک دهانه‌ها را محاسبه و با هم جمع می‌کنیم. از رابطه ۶. ۹۷ داریم



$$A_e = 0.09td \qquad \therefore K = \frac{(0.09td)(400 f_c)}{d} Cos^2\theta = 1.8tCos^2\theta \qquad t/cm$$

در طبقه اول زاویه قطر میانقابها با افق برابر است با

$$\theta_1 = \tan^{-1}\frac{3}{4} = 36.9^\circ \quad ; \quad \theta_2 = \tan^{-1}\frac{3}{6} = 26.6^\circ$$

پس

$$K = 1.8tCos^2\theta = 1.8x20[2Cos^2\,36.9 + Cos^2\,26.6] = 74.9 \quad t/cm$$

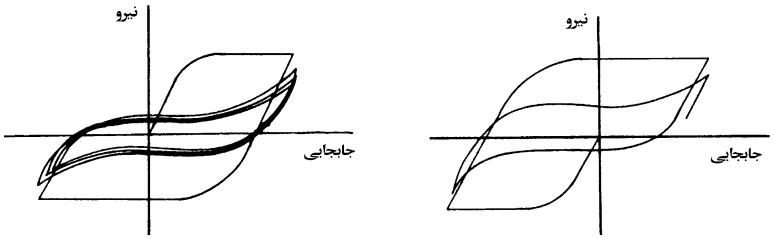
و به‌طور مشابه در طبقات دوم،سوم و چهارم سختی بترتیب برابر ۲۸/۸، ۴۶ و ۲۳ تن‌بر سانتیمتر است. براین اساس ماتریس سختی تشکیل و با استفاده از روابط۲. ۹۳ و ۲. ۹۲ زمانهای تناوب و شکلهای مدی محاسبه می‌شوند. نتایج در زیر آمده است.

$$T_1 = 0.49 \qquad T_2 = 0.19 \qquad T_3 = 0.11 \qquad T_4 = 0.093$$

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} 0.17 \\ 0.58 \\ 0.78 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \phi_2 = \begin{bmatrix} -0.37 \\ -0.89 \\ -0.53 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \phi_3 = \begin{bmatrix} 4.11 \\ 1.26 \\ -3.1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \phi_3 = \begin{bmatrix} -5.96 \\ 6.54 \\ -4.9 \\ 1 \end{bmatrix}$$

مدل پسماند

نوع رفتار پسماند قاب مرکب در دور اول و دورهای بعدی در شکل ۶. ۱۱۳ نشان داده شده است. در دور اول بارگذاری، قاب مرکب از ناحیه خطی به غیرخطی، و سپس به تسلیم می‌رسد و رفتار آن شبیه سازه‌های ارتجاعی-خمیری است اما در باربرداری مشخص می‌شود که حلقه پسماند کوچکتری دارد به‌طوری‌که در دور دوم بارگذاری نوعی باریک شدگی[1] به چشم میخورد که حاصل ترکها و خردشدگی‌های ایجاد شده در میانقاب در دور اول بارگذاری است. شکل ۶. ۱۱۳. ب حاکی است که در دورهای بعدی بارگذاری، شکل حلقه تغییر چندانی نمی‌کند و فقط بر اثر ترکها و خردشدگی‌های مختصر، اندازه حلقه پسماند اندکی کوچکتر شده است. بنابراین رفتار پسماند قاب مرکب از نوع کاهنده است.



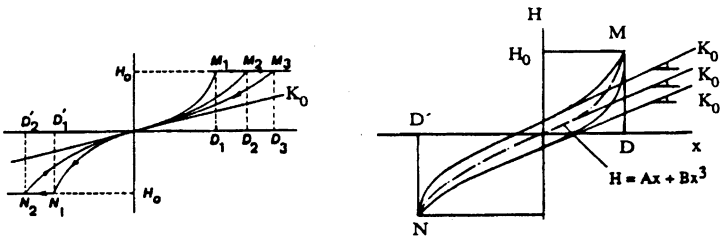
الف. دورهای اول و دوم بارگذاری *ب. دورهای متوالی بعدی*

شکل ۶. ۱۱۳ رفتار پسماند قابهای مرکب در دورهای متوالی بارگذاری

[1] pinching

براساس نمودارهای پسماندی که از آزمایش روی نمونه‌های مختلف قاب مرکب بدست آمده بود نگارنده یک مدل پسماند برای تحلیل دینامیکی قاب مرکب ارائه نمود (۸). همانطور که در شکل ۶. ۱۱۴ می‌بینیم، میانتار حلقه پسماند با یک منحنی درجه ۳ تقریب زده شده است که قسمت ارتجاعی را تشکیل می‌دهد و در M_1 به تسلیم می‌رسد، و با رسیدن به حد تازه‌ای در جابجایی (M_2، M_3 و ...)، ضریب B در تابع درجه ۳ زیر طوری تعیین می‌شود تا نمودار از نقطه جدید عبور کند. ضریب A برابر سختی اولیه قاب (بدون در نظر گرفتن میانقاب) است که در نمودار مزبور با k_0 مشخص شده است.

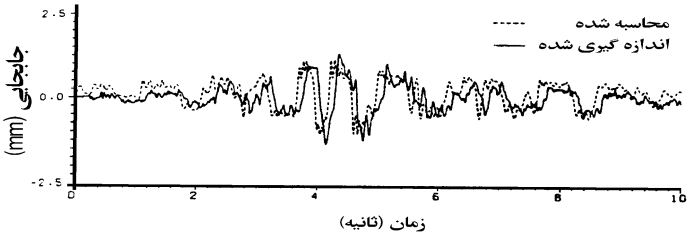
$$H = Ax + Bx^3 \qquad \text{مدل ریاضی میانتار حلقه پسماند} \qquad (۶. ۹۹)$$



الف. میانتار حلقه *ب. تغییرات مدل در اثر تسلیمهای متوالی*

شکل ۶. ۱۱۴ مدل ریاضی نمودار پسماند قاب مرکب

ملاحظه می‌شود که این مدل توانایی بیان کاهندگی ناشی از ترک را دارد. در شکل ۶. ۱۱۵ نتایج تحلیل دینامیکی قابهای مرکب با استفاده از این مدل، با نتایج آزمایش میز زلزله بر روی قابهای مرکب مقایسه شده است. می‌توان نتیجه گرفت که مدل ریاضی مزبور توانسته با دقت خوبی رفتار قاب مرکب را در حوزه غیرارتجاعی پیش بینی کند.



شکل ۶. ۱۱۵ مقایسه پاسخ دینامیکی محاسبه شده قاب مرکب
تحت زلزله پارک‌فیلد امریکا (۱۹۶۶) با نتایج آزمایش

مقاومت قاب مرکب

مقاومت ترک قطری: برای محاسبه نیرویی که موجب ترک قطری در میانقاب می‌شود ردینگتن (۱۰۶) با استفاده از نتایج تحلیل اجزاء محدود، روابط زیر را برای تنش در مرکز میانقاب ارائه نمود.

$$\tau = \frac{1.43H}{l \cdot t} \qquad \sigma_y = \frac{(0.8h/l - 0.2)H}{l \cdot t} \qquad \sigma_t = \frac{0.58H}{l \cdot t} \qquad (۱۰۰ .۶)$$

تنشها در مرکز میانقاب

τ تنش برشی، σ_y تنش محوری در جهت قائم و σ_t تنش کششی اوج در مرکز میانقاب است. h، l و t ارتفاع، طول و کلفتی دیوارند و H نیروی افقی وارد به قاب است. برای بدست آوردن مقاومت مجاز نظیر شکست قطری، باید تنشهای فوق با مقادیر تنش مجاز آجر چینی مقایسه شوند. آیین‌نامه *CPIII* انگلیس تنش کششی مجاز آجر چینی را برای محاسبه خمش برابر ۰/۷ کگ بر سمم[1] توصیه می‌کند. اگر این مقدار را بجای σ_n در رابطه ۶. ۱۰۰ قرار دهیم، مقاومت مجاز نظیر شکست قطری ناشی از کشش بدست می‌آید اما تجربه نشان داده که شکست قطری زمانی ناشی از شکست کششی است که برای ساخت میانقاب از مصالح بسیار اعلا استفاده شود و گرنه برای مصالح معمولی، شکست قطری بیشتر ناشی از شکست برشی در مصالح است‌که از ضابطه کولن در رابطه ۶. ۸۵ پیروی می‌کند. مقدار تنش برشی مجاز در آیین‌نامه *CPIII* چنین داده شده است:

$$\tau = 1 + 0.16\sigma_n \le 5 \quad kg/cm^2 \qquad \text{تنش برشی مجاز در میانقاب} \qquad (۱۰۱ .۶)$$

از نهادن این رابطه در ۶. ۱۰۰ مقاومت برشی مجاز میانقاب برابر خواهد شد با

$$H_{dc} = \frac{100lt}{14.6 - 1.28\beta} \qquad \text{مقاومت مجاز ترک قطری برشی (تن)} \qquad (۱۰۲ .۶)$$

l و t طول و کلفتی دیوار به متر، و β برابر h/l یا l/h (هر کدام که کمترند) است. باید دانست که مقاومت واقعی ترک قطری از مقدار مجاز حاصل از رابطه فوق بیشتر است و برای بدست آوردن آن باید بجای تنش برشی مجاز رابطه ۶. ۱۰۱ مقدار تنش برشی نهایی مصالح میانقاب را نهاد که طبق توصیه‌ایین‌نامه *BS5628* انگلیس برابر است با

---

[1] kg/cm^2

$$\tau_f = 1.5 + 0.6\sigma_n \qquad (۱۰۳ .۶)$$

تنش برشی شکست آجر چینی با ملات ضعیف (کگ بر سمم)

در صورت استفاده از ملات قوی، تنش چسبندگی τ_0 در رابطه فوق از ۱/۵ به ۳/۵ کگ بر سمم افزایش می‌یابد.

مقاومت شکست کنج : بر اساس تحقیقات لیا (۱۰۷) بر روی مدلهای کوچک میانقاب، رابطه ۶. ۲۸ برای محاسبه نیرویی که موجب شکست کنج میانقاب می‌شود، ارائه شده است (۴۱). در رابطه مزبور، تنش مقاوم فشاری f_c برای آجری چینی میانقاب می‌تواند از طریق آزمایش و یا از مقادیر توصیه شده توسط آیین‌نامه‌ها معین گردد. با توجه به نتایج آزمایش روی نمونه‌های کوچک آجر چینی، مقدار ۵۰ کگ بر سمم برای f_c پیشنهاد شده است (۸). آیین‌نامه ۵۱۹ ایران مقدار مجاز تنش فشاری را برابر ۱۲ کگ بر سمم توصیه مینماید.

۶. ۱. ۶. سیستمهای لرزه‌بر در ساختمانهای بلند

مهاربندی

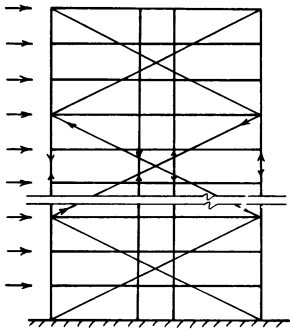
مهاربندی سازه‌های فولادی یکی از روشهای متداول لرزه‌بندی است. در این روش، سازه در برابر نیروهای جانبی باد و زلزله عملاً همچون خرپایی است که بادبندها اعضای قطری و ستونها کشهای افقی[۱] آن می‌باشند. مهاربندی اگرچه عمدتاً درسازه‌های فولادی متداول است، اما گاهی ساختمانهای بتنی‌هم مهاربندی می‌شوند. مهاربندی ساختمانهای بتنی موجود معمولاً برای مقاوم سازی آنها در برابر زلزله صورت می‌گیرد و گاهی هم از بادبندهای فشاری بتنی در طراحی سازه‌های بتنی استفاده می‌گردد. یک نکته مهم که در طراحی بادبند بتنی باید درنظر گرفت، فراهم آوردن امکان شکست نرم بمنظور جلوگیری از شکست بادبند فشاری است. ایده مهاربندی برون‌محوربرای این‌گونه بادبندهای بتنی مناسب به نظر می‌رسد. از سیستم مهاربند می‌توان حتی در بلندترین ساختمانها استفاده نمود زیرا صلبیت جانبی بسیار زیاد آن که به ارزانی و سهولت قابل تأمین است مزیت و جذابیت زیادی برای آن بوجود آورده است.

در چند دهه اخیر تلاشهای زیادی برای بهبود کیفیت رفتار لرزه‌ای مهاربندها به عمل آمده است که یک نمونه آن بادبندهای برون‌محور است که در بخشهای دیگر بررسی شده است. نمونه دیگر، استفاده از سسیستم‌های میراگر است که گفته می‌شود نقش قابل توجهی در افزایش میرایی سازه به هنگام ارتعاش دارند و درنتیجه باعث کاهش نیروی زلزله می‌شوند. یک

---

[۱] chords

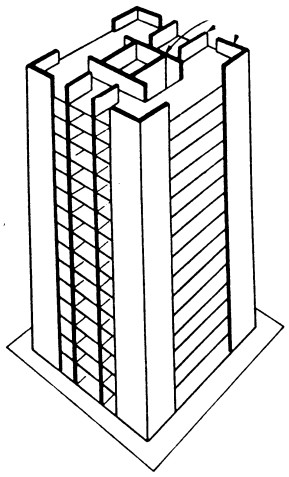
مزیت دیگر سیستم مهاربند این است که طراحی سازه اصلی عمدتاً تحت بارهای وزنی انجام می‌شود و اندازه تیرها در طبقات یکسان خواهد بود. این امر سهولت فراوانی را در طراحی و اجرا فراهم می‌سازد. بادبندها را عموماً در دیوارها و تیغه‌ها، و بخصوص در پیرامون پله و بالابر (آسانسور) مستقر میسازند، اما اخیراً در بعضی ساختمانها، مطابق شکل ۶. ۱۱۵-۱ از بادبندهای خارجی نیز استفاده می‌شود که علاوه بر عملکرد سازه‌ای، جنبه معماری داشته و زیبایی خاصی در ساختمان ایجاد می‌کنند. بادبندهای خارجی می‌توانند چند دهانه و چند طبقه را در برگیرند و در نتیجه سختی جانبی بیشتری را نسبت به بادبندهای تک دهانه‌ایجاد کنند.



شکل ۶. ۱۱۵-۱ بادبندهای خارجی

دیوار برشی

دیوار برشی بتن آرمه سیستم کاملاً مناسب و باصرفه‌ای برای لرزه‌بندی ساختمانهای بلند است. سختی و مقاومت برشی زیاد، رفتار نرم و عدم کاهندگی در بارهای متناوب، و قابلیت تغییر مقاومت خمشی و برشی به میزان دلخواه در طبقات، این سیستم را بسیار جذاب و قابل اعتماد ساخته است. این دیوارها مانند یک تیر طره عمودی عمل می‌کنند و تا ساختمانهای ۳۵ طبقه مقرون بصرفه می‌باشند (۹۵). نقطه منفی در بکارگیری دیوارهای برشی این است که از نظر معماری فاقد انعطاف پذیری سیستمهای قابی می‌باشند و نمی‌توان براحتی فضاهای بسیار باز ایجاد کرد، اما چنانچه طرح معماری به گونه‌ای باشد که بتوان دیوارهای برشی را همچون شکل ۶. ۱۱۵-۲ در وجوه پیرامونی ساختمان مستقر نمود، هم بخشهای داخلی در اختیار معمار قرار می‌گیرد تا طرحهای دلخواه را اجرا کند و هم ساختمان از صلبیت پیچشی بیشتری برخوردار می‌گردد و در نتیجه در برابر نیروهای پیچشی ناشی از برون‌محوری جرم طبقات مقاوم‌تر می‌شود.



شکل ۶. ۱۱۵-۲ دیوارهای برشی در وجوه پیرامونی و در هسته ساختمان

برای افزایش سختی جانبی ساختمان می‌توان از روش درگیرساختن[۱] دیوارها استفاده کرد. برای این منظور کافی است که دیوارهای برشی مجاور هم را با تیرهای عمیق به‌هم متصل نمود. نکته‌ای قابل توجه در طراحی دیوارهای برشی درگیر استقرار میلگردهای ضربدری مذکور در بخش ۶. ۱. ۲. ۳ در تیرهای رابط، به منظور مقابله با برش ایجاد شده در این تیرها است.

یک روش دیگر برای بهبود سیستم دیوار برشی، ترکیب آن با سیستم قاب خمشی است. جابجایی دیوار برشی بصورت خمشی، و قاب خمشی به صورت برشی است و ترکیب این دو بویژه در ساختمانهای ۴۰ تا ۶۰ طبقه، یک اثر اندرکنشی سودمند را در پی دارد که بسیار بهتر از عملکرد تک‌تک هر یک از این دو سیستم لرزه‌بر است. مزیت دیگر چنین سیستم مختلطی این است که می‌توان دیوار برشی را طوری طراحی نمود که قابها در تمام طبقات مقدار مشخص و ثابتی نیروی جانبی را دریافت نمایند. در این صورت، طرح قابها در طبقات به صورت یکنواخت و ثابت در می‌آید که مزیت اجرایی خیلی زیادی را در بر دارد. به چنین طرحی *موزون*[۲] گفته می‌شود.

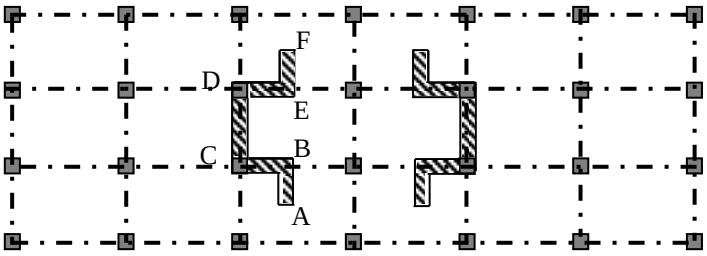
اتصال دیوارهای برشی متعامد مزایای مختلفی دارد. یک مزیت مهم آن، افزایش قابل توجه مقاومت و سختی است زیرا اگر دو دیوار متعامد به‌طور جداگانه عمل کنند، هر یک فقط در یک جهت دارای سختی و مقاومتند، درحالی‌که با اتصال آنها، شکل حاصل در هر دو جهت دارای

---

[۱] coupling

[۲] tuned

اینرسی، و در نتیجه، دارای سختی و مقاومت است. نمونه‌این روش در اتصال دیوارهای برشی شکل ۶. ۱۱۵-۳ دیده می‌شود که پلان سازه یک ساختمان ۹ طبقه در تهران را نشان می‌دهد. این ساختمان فاقد سیستم لرزه‌بر بود. برای لرزه‌بندی آن اتصالات خرجینی توسط روشهای مذکور در ۶. ۱. ۳. ۵. ۲ تقویت شدند و در نقاط ممکن، دیوار برشی ایجاد شد. در شکل مزبور، دیوارهای برشی اطراف راه پله را می‌بینیم که برای افزایش اینرسی در دوجهت، دیوارهای *AB* و *CD*، توسط *BC* بهم وصل شده‌اند. اکنون، در جهت شرقی-غربی، سیستم لرزه‌بر تنها متکی بر سختی و مقاومت دیوارهای *BC* و *DE* نیست بلکه کل مقطع *ABCDEF* بصورت یکپارچه عمل می‌کند که در نتیجه سختی و مقاومت دیوارهای متعامد *AB*، *CD* و *EF* که قبلاً در جهت شرقی-غربی اصلاًمنظور نمی‌شدند، اکنون بسیار مؤثرند و میزان تأثیر آنها حتی بیش از دیوارهای اصلی شرقی-غربی *B C* و *DE* است.



شکل ۶. ۱۱۵-۳ اتصال دیوارهای برشی متعامد موجب افزایش اینرسی، سختی و مقاومت می‌شود

سیستم قاب یکپارچه[۱]

سیستم قاب یکپارچه یکی از مهمترین ابداعات نسبتاً نوین سازه‌ای بشمار می‌آید. در این سیستم، در هر یک از وجوه پیرامونی ساختمان یک قاب با ستونهای نزدیک به‌هم (با فاصله ۲ تا ۴ متر) که با تیرهای قوی و عمیق بهم متصلند، حالت یک تیر قوطی[۲] را دارد که تحت بار جانبی زلزله یا باد، دو تا از قابهای پیرامونی بسان بالها و دو تای دیگر بسان جانهای این تیر عمل می‌کنند. بنابراین، این تکینک نیز مانند روش بهم بستن دیوارهای برشی در بخش پیشین، عملاً تمام عناصر لرزه‌بر در دو جهت را درگیر ساخته و کارایی سیستم را زیاد می‌کند.

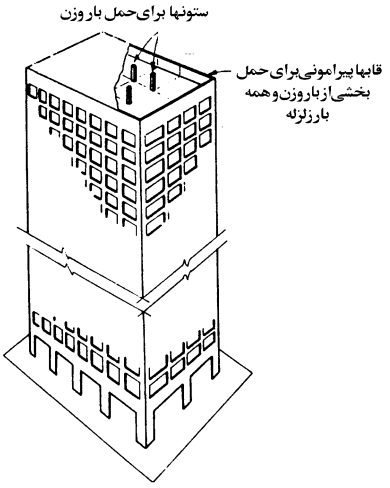
---

[۱] framed-tube structures

[۲] box girder

ضمناً ستونهای پیرامونی بخشی از بار وزنی را نیز می‌برند که این علاوه بر صرفه جویی در عدم نصب ستون اضافی، به پایداری سیستم لرزه‌بر در برابر واژگونی و کاهش نیروی کشش ناشی از زلزله در ستون نیز کمک می‌کند. سیستم قاب یکپارچه، مرکب از قابهای بتنی و یا فولادی، در ساختمانهای ۴۰ تا ۱۰۰ طبقه بکار گرفته شده است. در طبقات پایین که ممکن است طراحی معماری ایجاب نماید فضاها بازتر شوند، ستونهای پیرامونی بر روی یک تیر بسیار عمیق خاتمه می‌یابند و سازه بر روی ستونهای بسیار قطور با فاصله زیاد قرار می‌گیرد. سیستم قاب یکپارچه علاوه بر ساختمانهای با پلان مستطیلی، می‌تواند در پلانهای گرد یا مثلثی نیز اجرا گردد. روش ساخت این سیستم به علت تیپ بودن مقاطع نسبتاً آسان است و می‌توان آن را برای ساختمانهای بسیار بلند بکار گرفت.

در سیستم قاب یکپارچه لازم است به پدیده *افت برش*[1] در قابهای بال (قابهایی که بسان بال عمل می‌کنند) توجه داشت. افت برش باعث کاهش میزان تأثیر ستونهایی که در میانه قاب، دور از ستونهای کنج، قرار دارند می‌گردد. برای رفع آن باید در معماری بنا، سعی شود دو بعد سازه تفاوت زیادی نداشته باشند.



شکل ۶. ۱۱۵-۴ سیستم قاب پیرامونی یکپارچه

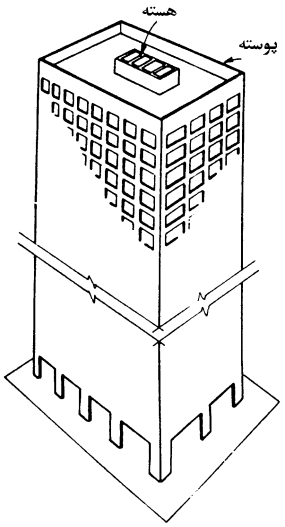
سیستم قاب یکپارچه را می‌توان به صورت هسته‌دار[2] ساخت (شکل ۶. ۱۱۵-۵). قاب پیرامونی، که پوسته نامیده می‌شود، با هسته، که مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قابهای

---

[1] shear lag

[2] tube-in-tube و یا hull-core

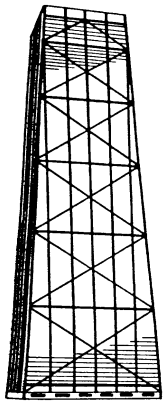
بادبندی شده است، به صورت درگیر عمل کرده و اندرکنش میان این دو موجب بهبود خواص سیستم لرزه‌بر می‌گردد.



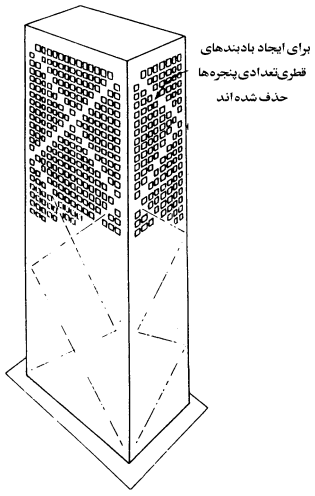
شکل ۶. ۱۱۵-۵ سیستم قاب یکپارچه هسته دار

سیستم قاب یکپارچه را می‌توان به صورت بادبندی شده اجرا کرد[1]. در این سیستم، قابهای پیرامونی با بادبندهای بزرگی که چند دهانه و طبقه را می پوشانند، مهاربندی می‌شوند. بدین ترتیب هم از میزان افت برش کاسته شده و کارایی ستونهای میانی افزایش می‌یابد، و هم میزان صلبیت جانبی سازه زیادتر شده و لنگر وارد به ستونهای قاب پیرامونی کم می‌شود زیرا نیروی جانبی به وسیله کنش خرپایی گرفته می‌شود نه کنش قابی. در نتیجه در این سیستم می‌توان فاصله ستونها را نیز افزایش داد. در قابهای بتنی، عمل مهاربندی به‌وسیله میانقابهای بتنی باز شودار انجام می‌شود. بازشو در وسط میانقاب قرار گرفته و به عنوان پنجره استفاده می‌گردد. نمونه‌ای از قابهای فولادی و بتنی مهاربندی شده در شکلهای ۶. ۱۱۵-۶ و ۶. ۱۱۵-۷ دیده می‌شود که مربوط به آسمانخراش‌هایی در شیکاگو و نیویورک می‌باشند. مهاربندی قابهای یکپارچه به توزیع یکنواخت‌تر بار وزنی بین ستونهای بیرونی نیز کمک می‌کند و بار ستونی که تحت بار بیشتری قرار گرفته است به ستونهای مجاور منتقل می‌گردد.

[1] braced-tube structure



شکل ۶. ۱۱۵-۶ قاب یکپارچه با مهاربندی فولادی - ساختمانی که در سال ۱۹۶۹ در شیکاگو بنا گردیده است (۹۵)



شکل ۶. ۱۱۵- ۷ قاب بتنی یکپارچه با مهاربندی بتنی - ساختمانی که در سال ۱۹۸۵ در نیویورک ساخته شد (۹۵)

سیستم لنگربندی[۱]

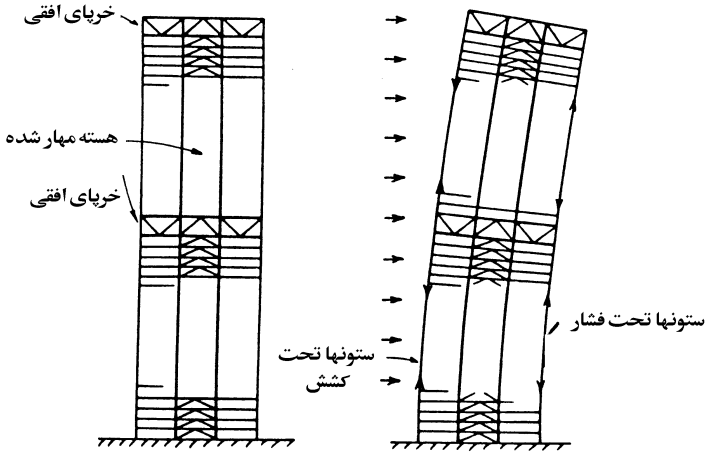
یکی از روشهای افزایش سختی و مقاومت سیستمهای لرزه‌بر که در حوالی هسته مرکزی ساختمان مستقرند، لنگربندی آنها به‌وسیله خرپاهای افقی[۲] است که در ارتفاعهای مختلف

---

[۱] outrigger-braced structures

[۲] outriggers

تعبیه شده‌اند. همانطور که در شکل ۶. ۱۱۵-۸ دیده می‌شود، وقتی سازه زیر بار جانبی قرار می‌گیرد، این خرپاها باعث می‌شوند که ستونهای یک سمت هسته به کشش و سمت دیگر به فشار بیفتند و در نتیجه کل سازه مانند یک تیر طره عمل می‌کند. در واقع لنگر واژگونی هسته لرزه‌بر توسط خرپاهای مزبور به ستونهایی انتقال می‌یابد که در غیاب این خرپاها ظرفیت لرزه‌بری چندانی ندارند. ارتفاع این خرپاها حدود دو طبقه است و هرچه تعداد آنها در ارتفاع سازه زیادتر شود، کارایی سیستم در ابتدا زیاد می‌شود و سپس از میزان تأثیر آن کاسته می‌گردد. تجربه نشان داده است که استقرار خرپای افقی در چهار یا پنج تراز در ارتفاع سازه بهینه است (۹۵). از سیستم لنگر بندی در آسمانخراش‌های ۴۰ تا ۷۰ طبقه استفاده شده است و انتظار می‌رود که بتواند ساختمانهای بلندتر از این را هم در برابر بارهای جانبی نگاه‌دارد.



شکل ۶. ۱۱۵-۸ سیستم لنگربندی به کمک خرپای افقی

رشد برق آسای رایانه در آخرین دهه‌های قرن بیستم و افزایش چشمگیر دانش مهندسی در زمینه خواص مصالح، رفتار اجزاء و ترکیبهای مختلف سازه‌ای، و امکان شبیه سازی شرایط واقعی سازه زیر اثر نیروها و عوامل محیطی، باعث اعتماد به نفس و اشتیاق بیشتر در مهندسان برای استفاده از انواع فرمهای سازه‌ای متنوع و ترکیب آنها باهم شده است. از این رو، امروزه ترکیبهای متنوعی از سیستمهای لرزه‌بر فوق در ساختمانهای بلند استفاده می‌شود. همچنین

سیستمهای پیچیده‌ای همچون سازه‌های فضاکار[۱]، و فرمهای نادری مانند سازه‌های معلق[۲] مورد استفاده فزاینده قرار می‌گیرد.

ارزیابی پایداری لرزه‌ای

در طراحی لرزه‌ای ساختمانهای بلند باید این نکته اساسی را متذکر شویم که سختی جانبی سازه دارای نقشی محوری است و برای محدود ساختن گریز (جابجایی جانبی) ناشی از زلزله، باید سیستم لرزه‌بر از سختی کافی برخوردار باشد، برای برآورد گریز واقعی سازه در زلزله‌های واقعی، لازم است سازه زیر اثر مجموعه‌ای از شتابنگاشت زلزله‌های مخرب و قوی قرار گیرد. برخی از آیین‌نامه‌ها همچون آیین‌نامه ژاپن معیار ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌های بلند را حداکثر ضریب نرمی تحمیل شده دانسته و آن را محدود به ۲ نموده‌اند. به اعتقاد نگارنده، معیارهای متکی به گریز ساده‌تر و مؤثرترند و بهتر است آنها را ملاک قرار داد و درصورتی‌که سازه طرح شده در زلزله گریزی بیش از حد تعیین شده نشان دهد، لازم است که طرح اصلاح شده و سازه مجدداً تحلیل دینامیکی شود. مؤثرترین شیوه برای کاهش گریز ناشی از زلزله افزایش سختی است.

۶. ۲. عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها

مشاهده عملکرد ساختمانها در زلزله اهمیتی بنیادی در تکوین عمل مهندسی زلزله داشته است. اولین ضوابط طراحی لرزه‌ای بدنبال بازدید هیئت مهندسان ایتالیایی از ساختمانهای آسیب دیده در زلزله مخرب مسینا رجیو[۳] ۱۹۰۸ در ایتالیا شکل گرفت. با گذشت زمان و رشد علم دینامیک سازه و بویژه پس از ورود رایانه به صحنه تحقیقات و محاسبات مهندسی، اطلاعات فراوانی راجع به رفتار انواع سازه‌ها در برابر زلزله بدست آمده است که به نوبه خود منجر به اصلاحاتی در ضوابط طراحی لرزه‌ای شده است اما این دریافتهای علمی قویاً نیازمند تأیید تجربی بوده است. تقریب فراوان در روشهای ریاضی و مدلها، و نیز خواص مصالح، اتصالات سازه‌ها می‌تواند به نتایج کاملاً بی ربط و وارونه منجر شود و به همین دلیل، برای تأیید و احیاناً انگ زدن (کالیبره کردن) روابط و ضرایب، می‌باید در عمل مورد آزمایش قرار گیرند. محدودیتهای آزمایشگاهی بویژه در مدلسازی و کاهش مقیاس اتصالات، اندرکنش خاک و پی،

---

[۱] space structures

[۲] suspened structures

[۳] Messina Regio

تأثیر ناسازه‌ها و مانند آن، جایگاه و نقش یگانه‌ای به آزمایشگاه طبیعت بخشیده است و مشاهده عملکرد ساختمانها در زلزله‌های مخرب از ضرورتی بنیادی برخوردار است و در نتیجه همین مشاهدات بوده است که بسیاری از ضوابط طراحی لرزه‌ای شکل گرفته و ضوابط پیشین در معرض تغییر و اصلاح واقع شده است.

۶. ۲. ۱. ساختمانهای بتنی

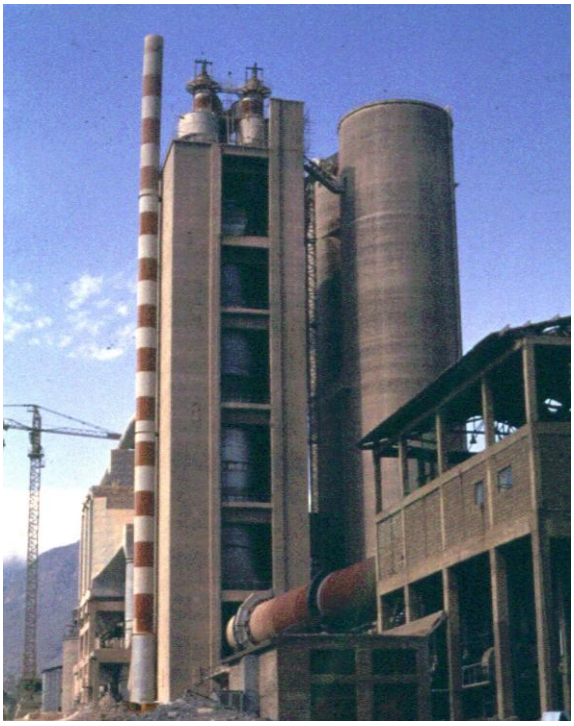
به‌طور کلی سازه‌های بتنی نسبت به سازه‌های فولادی دارای نرمی کمتری هستند و عملکرد لرزه‌ای ضعیفتری در زلزله‌های مخرب ازخود بروز داده‌اند اما در کشورمان بدلیل عدم رعایت ضوابط فنی در طرح و اجرای ساختمانهای اسکلت فولادی، عملکرد ساختمانهای بتنی غالباً بهتر بوده است. نقاط ضعف ساختمانهای بتنی به شرح زیر است:

- کمبود مقاومت برشی لازم در یک طبقه بدلیل کمی ستونها و دیوارهای برشی
- شکست ترد در تیر یا ستون به علت غلبه حالت شکست برشی به خمشی
- شکست ترد (برشی) در ستونهایی که طول آنها به‌طور ناخواسته توسط ناسازه‌هایی همچون میانقاب و مانند آن کاهش یافته است.
- لغزش میلگرد در اتصال تیر به ستون
- شکست برشی در اتصال تیر به ستون
- شکست برشی در دیوار برشی
- پیچش ناشی از عدم تطابق مراکز جرم و سختی در طبقات
- تمرکز تخریب در یک طبقه نرم
- جدا شدن نما از سازه بدلیل عدم اتصال مناسب
- خرد شدن اتصال تیر به ستون در اثر ضربه حاصل از میانقاب
- افزایش ناخواسته سختی در یک سمت ساختمان ناشی از وجود میانقابها که موجب ایجاد پیچش می‌شود.

در مورد نیروهای وارد به اتصال در بخش ۶. ۱. ۲. ۵ بحث شد و کاهش فاصله تنگها در نزدیکی اتصال مورد تأکید قرار گرفت. متأسفانه‌این موضوع چندان برای سازندگان ساختمان روشن نیست و تمهیدات ویژه‌ای را در ناحیه اتصال در نظر نمی‌گیرند. در تصویر زیر یک ساختمان ۴ طبقه بتنی در شهر رشت دیده می‌شود که در زلزله منجیل ۱۳۶۹ فرو ریخت. تلاشی اتصالات در این ساختمان قابل توجه است.

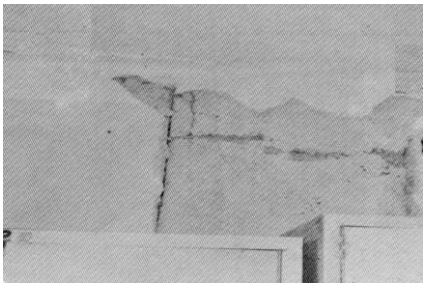
شکل ۶. ۱۱۶ ساختمانی بتنی در رشت که در زلزله منجیل ۱۳۶۹ منهدم شد

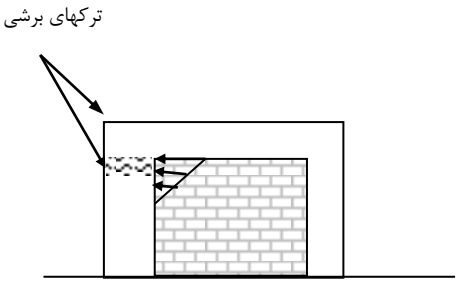
اصولاً ساختمانهای بتنی که سیستم لرزه‌برشان صرفاً قاب خمشی است در مقایسه با آنها که از دیوار برشی بهره می‌گیرند عملکرد ضعیفتری دارند. علت این امر تمرکز تخریب در اتصالات است و به دلیل ضعف ذاتی اتصالات بتنی، آسیب پذیری این نوع سازه زیاد است. به عکس، ساختمانهای دارای دیوار برشی نرمی بیشتر و کاهندگی کمتری دارند و از این رو، عملکرد بسیار بهتری دارند. در شکل ۶. ۱۱۷، تصویری از تأسیسات کارخانجات لوشان را می‌بینیم که علیرغم نزدیکی به مرکز زلزله، به علت داشتن دیوارهای برشی مستحکم در زلزله منجیل ۱۳۶۹ آسیب چندانی ندیده است.



شکل ۶. ۱۱۷ تاسیسات کارخانجات سیمان لوشان- دیوارهای برشی
بخوبی در برابر زلزله مقاومت کردند

گفتیم که میانقاب موجب افزایش سختی شده و مانع از حرکت قاب می‌گردد. در نتیجه نیرویی افقی بین میانقاب و ستون بوجود می‌آید که در صورت پایین بودن ظرفیت برشی ستون در نزدیکی اتصال دچار شکست برشی می‌شود. نمونه این نوع شکست، در زلزله منجیل ۱۳۶۹ در ساختمان دارایی رشت رخ داد. در این ساختمان ۴ طبقه بتنی، میانقابهای آجری داخل قابها را پرکرده بودند و در نتیجه ستونها در اثر ضربه ناشی از عکس العمل میانقابها دچار شکست برشی شدند. باید توجه داشت که این نوع شکست براحتی قابل تعمیر است و عملکرد میانقابها را در اینجا نمی‌توان منفی انگاشت زیرا چنانچه‌این ساختمان فاقد میانقاب می‌بود، به احتمال قوی همچون ساختمان شکل ۶. ۱۱۶ فرو می‌ریخت درحالی‌که وجود میانقابها آنرا از خطر انهدام رهانده است و ساختمان پس از زلزله می‌تواند تعمیر گردد.





الف. ترک برشی در ستون مشاهده شد *ب. نیروهای اندرکنشی بین میانقاب و ستون*

شکل ۶. ۱۱۸ شکست برشی ستونها در اثر ضربه میانقاب

اگر میانقاب فقط بخشی از قاب را پر کند و قسمتی از ستون آزاد بماند موجب کوتاه شدن طول آزاد ستون می‌گردد. از آنجا که سختی ستون با عکس مکعب طول آن متناسب است، چنانچه مثلاً یک‌سوم طول ستون آزاد بماند، سختی آن نسبت به ستونهای کاملاً آزاد ۲۷ برابر می‌شود. بدین ترتیب، این ستونهای کوتاه بخش عمده‌ای از نیروی برشی طبقه را جذب می‌کنند و به علت کوتاه بودنشان، حالت شکست برشی غالب می‌شود که آنرا شکست برشی ستون کوتاه[1] میگویند. در شکل ۶. ۱۱۹ نمونه‌ای از این نوع شکست را در یکی از ساختمانهای نیروگاه لوشان مشاهده می‌کنیم که در آن برای تعبیه دریچه، دیوارها به‌طور کامل قاب را پر نکرده‌اند و در نتیجه ستونها دچار شکست برشی شده‌اند.

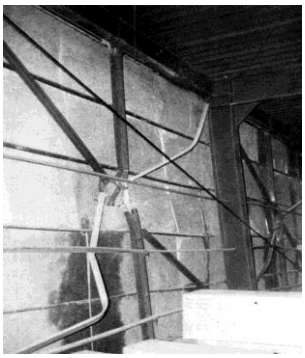
شکل ۶. ۱۱۹ ساختمانی بتنی در نیروگاه لوشان- شکست ستون کوتاه در اثر وجود میانقابها قابل مشاهده است

[1] short column faulure

شکل ۶. ۱۲۰ شکست برشی ستون کوتاه در ساختمان یک مدرسه در زلزله توکاشی ۱۹۶۸ ژاپن

۶. ۲. ۲. ساختمانهای فولادی

واکابایاشی (۴۰) عملکرد سازه‌های اسکلت فولادی را چنین توصیف می‌کند: "در زلزله‌های سان فرانسیسکو ۱۹۰۶ و کانتو ۱۹۳۳ قابهای فولادی مقاومت خوبی نشان دادند و در زلزله مکزیکو سیتی ۱۹۵۷ ساختمانهای فولادی بلندی همچون برج امریکای لاتین عملکرد بسیار خوبی داشتند. از آن به بعد نیز ساختمانهای فولادی که طراحی، ساخت و نصبشان مطابق ضوابط انجام شده، در زلزله‌های مخرب مسأله‌ای نداشته اند. البته ناسازه‌ها و نماسازی از آسیب در امان نبوده‌اند. در زلزله میاگیکین[1] ۱۹۷۸ تعدادی از ساختمانهای با ارتفاع متوسط به علت پارگی بادبندها از محل اتصال آسیب دیدند که نمونه‌ای از آن انبار دو طبقه شکل زیر است".

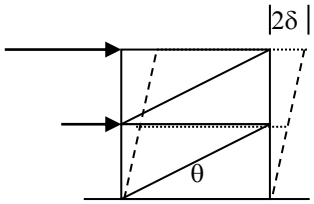


شکل ۶. ۱۲۱ فرو ریختن یک انبار دو طبقه در زلزله میاگیکن ۱۹۷۸ در ژاپن
که در اثر پارگی بادبندها اتفاق افتاد (به نقل از (۴۰))

[1] Miyagiken

فروریختن سازه به دلیل پارگی بادبند (و نه اتصالات) قدری عجیب است و همانطور که در شکل دیده می‌شود، خرابی در واقع ناشی از کنده شدن بادبند از محل ورق اتصال میانی بوده است. باید توجه داشت که اگر طراحی و اجرای اتصالات در سازه‌های فولادی به درستی انجام گیرد، احتمال گسیختگی سازه‌ای بسیار نادر خواهد بود زیرا سازه‌های فولادی ظرفیت فوق العاده بزرگی برای تغییرشکل دارند که بسیار افزون بر حدود مجاز جابجایی در آیین‌نامه‌ها است. مثلاً چنانچه یک ساختمان دو طبقه بادبندی شده را در نظر گیریم، حد اکثر جابجایی غیرارتجاعی پیش بینی شده برای هر طبقه، طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۲-آذر ۷۸) $0/4R$ برابر حد جابجایی ارتجاعی مجاز است یعنی

$$\delta_{all} = (0.4R)(0.03/R)(h) = 0.012h$$



این بدان معناست که جابجایی نسبی هر طبقه‌این سازه در زلزله‌های مخرب، حداکثر از $0/012h$ تجاوز نخواهد کرد. کرنش خمیری که جابجایی نسبی در بادبند ایجاد می‌شود برابر است با

$$\varepsilon = \frac{\delta}{h} Sin\theta Cos^2\theta \qquad \text{کرنش خمیری در بادبند} \qquad (۱۰۴.۶)$$

θ زاویه بادبند با صفحه افق است. پس کرنش ایجاد شده در بادبند برابر است با

$$\varepsilon = 0.012 Sin\theta Cos^2\theta$$

اگر طول دهانه قاب برابر ۴ متر و ارتفاع طبقات برابر ۳ متر باشد، حداکثر کرنش ایجاد شده در بادبند برابر ۰/۰۰۴۶ خواهد بود درحالی‌که کرنش نهایی فولاد نرمه بیش از ۰/۲ است. براساس رابطه ۶. ۱۰۴، ظرفیت این قاب برای تحمل جابجایی جانبی برابر $0/52h$ در هر طبقه می‌باشد! پس بدیهی است که امکان کنده شدن بادبند ها در زلزله بسیار کم است.

ساختمانهای فولادی در زلزله‌های گذشته کشورمان عملکردی کاملاً متضاد با آنچه واکابایاشی (۴۰) فوقاً توصیف نمود، داشته اند. **در زلزله منجیل ۱۳۶۹ شاهد خرابی بیحد این نوع ساختمانها بوده‌ایم**. مهمترین علل این رفتار متضاد عبارت است از:

۱. نداشتن سیستم لرزه‌بر

۲. استفاده از اتصالات خرجینی

متأسفانه اکثر ساختمانهایی که توسط بخش خصوصی ساخته شده است فاقد سیستم لرزه‌برند زیرا بار وزن تنها نیرویی است که سازنده در هنگام ساخت بنا با آن به‌طور جدی مواجه است و نیروی زلزله حضور ندارد، از این رو ایجاد یک سیستم لرزه‌بر از دید سازنده امری اضافی و غیرضروری است، و در واقع غفلت از آن معمولاً هیچ پیامدی برای وی ندارد. از سوی دیگر، خریدار نیز توجه چندانی به‌این کاستی مهم ندارد و کمبود آن را حس نمی‌کند تا حاضر باشد برای کسب آن هزینه مربوطه را بپردازد. همین سهل انگاری است که در گذشته خسارات هنگفت جانی و مالی ببار آورده است.

ضعیف‌ترین نوع ساختمانهای فولادی در ایران، ساختمانهای بی‌اسکلت و نیمه اسکلتند. در این نوع سازه، بخشی از بار قائم توسط ستونهای فولادی و بخش دیگر توسط دیوارها و پایه‌های آجری تحمل می‌شود و هیچ نوع سیستم لرزه‌بری هم وجود ندارد. این نوع بنا تقریباً رایج‌ترین فرم ساختمانی در کشور است و متأسفانه میزان پایداری لرزه‌ای بسیار کمی دارد زیرا بر خلاف ستونهای فولادی که تا حدودی قادرند جابجاییهای افقی را بدون فرو ریختن تحمل کنند، پایه‌های آجری خیلی زود فرو ریخته و موجب ناپایداری کلی سازه می‌گردند.

شکل ۶. ۱۲۲ منظره‌ای از منجیل پس از زلزله ۱۳۶۹- اغلب ساختمانهای این شهر که از نوع نیمه اسکلت و بی اسکلت (فاقد ستونهای فولادی) بودند، فرو ریختند

باید دانست که اگر چه یک دیوار آجری ممکن است مقاومت افقی بیشتری از یک ستون فولادی داشته باشد (بگذریم از اینکه ستونهای فولادی که در ساختمانهای نیمه اسکلت بکار می‌روند اصولاً فاقد مقاومت جانبی‌اند) اما همانطور که در بخش ۳. ۵. ۲ آمد، مقاومت معیار مناسبی برای تعیین درجه پایداری لرزه‌ای یک سازه نیست بلکه رفتار غلتکی است که سازه را در برابر زلزله حفظ می‌کند و از این رو سازه‌ای با مقاومت افقی بسیار کم اگر بتواند جابجاییهای افقی زیادی را در دورهای متوالی بارگذاری تحمل کرده و قدرت تحمل بارهای قائم را از دست ندهد، خواهد توانست در برابر زلزله پایدار مانده و فرو نریزد. در واقع همین اصل مبنای کار روشهای عایق لرزه‌ای[1] است. برعکس، دیوارهای آجری علیرغم مقاومتی قابل توجه، بدلیل نبود ظرفیت تغییرشکل، همانطور که در بخش ۶. ۱. ۵ نشان داده شد در زلزله‌های مخرب بسیار ناپایدارند.

۶. ۱۲۳ نمونه‌ای از قابهای اتصال خرجینی رایج در ایران

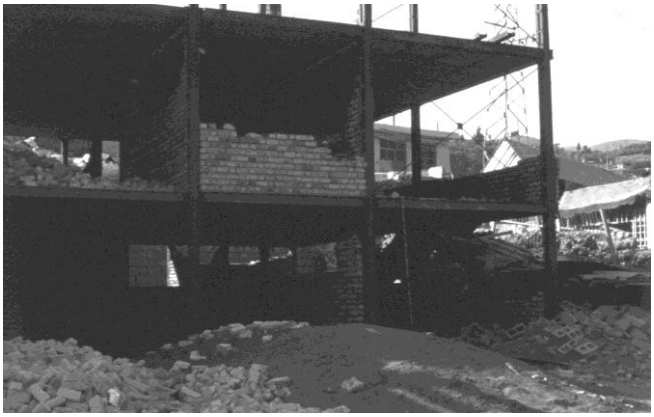
در ساختمانهای تمام اسکلت، کلیه نیروی وزن از طریق تیرهای حمال به ستونهای فولادی منتقل‌می‌شود. در گذشته، اکثر ساختمانهای تمام اسکلت در ایران بدون سیستم لرزه‌بر ساخته می‌شدند. این وضعیت نه تنها در ساختمانهای کوچک و متوسط، بلکه در ساختمانهای بلند هم

[1] base-isolation systems

دیده می‌شود که به عنوان مثال در مورد برج زیست خاور در شکل ۶. ۸۸ بحث شد. در این نوع سازه، در یک جهت هیچ نوع سیستم لرزه‌بری و جود ندارد، و در جهت دیگر قابهای اتصال خرجینی عملاً تا حدودی در برابر زلزله مقاومت می‌کنند اما همانطور که در بخش ۶. ۱. ۵. ۳. ۲ گفتیم، به علت ضعفهای عمده اتصالات خرجینی این قابها نمی‌توانند در برابر زلزله‌های قوی و مخرب دوام بیاورند. البته مقاومت میانقابها، همانطور که در بخش ۶. ۱. ۵ تشریح شد، تا حدودی به پایداری لرزه‌ای کمک می‌کند، اما نحوه طراحی، آرایش و اجرا بگونه‌ای حساب شده نیست که بتوان روی مقاومت لرزه‌ای آنها به‌طور مطمئن حساب کرد.

شکل ۶. ۱۲۴ نمونه‌ای از ساختمانهای اتصال خرجینی که در زلزله منجیل ۱۳۶۹ به‌طور گسترده‌ای منهدم شدند

عملکرد سازه‌های بادبندی شده در زلزله منجیل امید بخش بود. اگر چه نقصهای عمده‌ای در اجرای این نوع سازه وجود دارد که مهمترین آن ضعف اتصالات است، اما به هر حال وجود بادبند در تعدادی از سازه‌ها باعث جلوگیری از فرو ریختن آنها شده بود.



شکل ۶. ۱۲۵ ساختمانی نیمه ساز در رودبار که به کمک بادبندها در زلزله منجیل ۱۳۶۹ پایدار ماند

شکل ۶. ۱۲۶ یک ساختمان ۸ طبقه در رشت که در زلزله منجیل ۱۳۶۹ به علت کنده شدن بادبندها از محل اتصالات دچار جابجایی نسبتاً زیادی شد

همانطور که گفتیم، نقطه ضعف اصلی قابهای بادبندی شده در ایران نحوه اتصال بادبند با قاب است زیرا اغلب با مشکل طراحی نامناسب و جوشکاری ضعیف و ناکافی مواجه‌ایم و درنتیجه قبل از تسلیم بادبند، اتصال گسیخته می‌شود. نمونه این رفتار را در ساختمان ۸ طبقه شکل ۶. ۱۲۶ مشاهده می‌کنیم که در زلزله منجیل بادبندهای آن عموماً از محل اتصالات گسیختند. با اندکی تأمل در بادبندهای اجرا شده می‌توان دریافت که مقاومت اتصال برای رساندن بادبند به حد تسلیم کافی نیست و اتصال قبل از تسلیم بادبند کنده خواهد شد درحالی‌که می‌دانیم یک اصل مهم در طراحی اتصالات در مناطق لرزه‌خیز آن است که مقاومت اتصال بیش از اعضا باشد تا شکست در اتصال متمرکز نگردد.

عملکرد مثبت میانقابها در زلزله منجیل بخوبی مشهود بود. علیرغم نبود سیستم لرزه‌بر در ساختمانهای اتصال خرجینی، وجود میانقاب باعث استقامت قابل ملاحظه‌ای در این ساختمانها شده بود به‌طوری‌که در لوشان و رشت، علیرغم نزدیکی به ناحیه مرکزی زلزله و بالا بودن نسبی نیروی زلزله، اکثر ساختمانها توانستند به کمک میانقابها از خطر فرو ریختن برهند هرچند خود میانقابها اکثراً آسیب دیده و ترک خوردند. حالتهای شکست میانقاب مانند ترکهای مرزی و قطری، و شکست کنج در بسیاری از این ساختمانها براحتی قابل مشاهده بود.

۶. ۱۲۷ یک ساختمان ۴ طبقه در لوشان که فاقد سیستم لرزه‌بر متعارف است و صرفاً به کمک میانقابهای آجری در زلزله منجیل پایدار مانده است

شکل ۶. ۱۲۸ اکثر ساختمانهای رشت اگرچه فاقد سیستم لرزه‌بر متعارف هستند اما به کمک میانقابها توانستند پایداری خود را در زلزله منجیل حفظ کنند

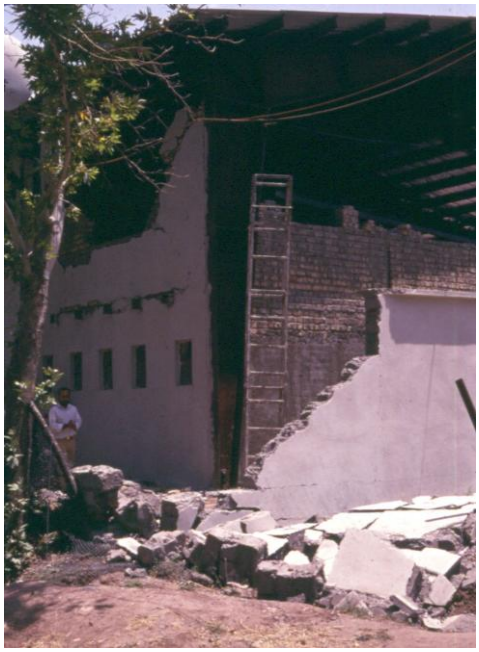
شکل ۶. ۱۲۹ پرتاب میانقاب به خارج از صفحه قاب می‌تواند بسیار خطر آفرین باشد

یکی از خطرناکتری حالتهای شکست میانقاب، پرتاب عرضی (پرتاب به خارج از صفحه خود) است که موجب تغییر ناگهانی خواص دینامیکی سازه و از دست رفتن سختی و مقاومت جانبی

می‌گردد. در زلزله منجیل، شاهد بروز گسترده این حالت شکست بودیم. باید توجه داشت هنگامی می‌توان روی مقاومت لرزه‌ای میانقاب حساب کرد که توانسته باشیم جلو این حالت شکست را بگیریم. برای آشنایی با روش برآورد مقاومت عرضی و نحوه مهار این حالت شکست مرجع (۴۱) را ببینید.

تحقیقات نشان دادکه میانقابهای آسیب دیده را می‌توان براحتی ترمیم کرد و مقاومت و سختی را به حد پیش از آسیب خوردگی و یا حتی بیش از آن رساند (۱۰۸ و ۱۰۹).

سوله به علت سبکی سقف و صلبیت ذاتی قاب در جهت صفحه سوله و وجود بادبند در جهت عمود بر آن، از پایداری لرزه‌ای بسیار خوبی برخوردارند و کمتر گزارشی در مورد ناپایداری سوله‌ها به‌چشم می‌خورد اما چنانچه قطعات الحاقی و دیوارهای پیرامونی درست مهار نشده باشند، امکان دارد در حین زلزله از سازه جدا شده و فرو ریزند. به همین جهت باید با نصب تیر و ستون فرعی، دیوار را به سوله متصل ساخت به‌طوری‌که حداکثر طول و ارتفاع دیوار از حد معینی (مثلاً ۳ یا ۴متر) تجاوز نکند. در شکل ۶. ۱۳۰ سوله‌ای را می‌بینیم که علیرغم حفظ پایداری کلی، بخشی از دیوار پیرامونی به علت نبود مهاربندی مناسب، فرو ریخته است.



شکل ۶. ۱۳۰ سوله‌ای در لوشان که بخشی از دیوار آن در زلزله منجیل فرو ریخت

۶. ۲. ۳. ساختمانهای آجری و روستایی

ساختمانهای روستایی که معمولاً از خشت یا سنگ با ملات گل چیده می‌شوند همواره بدترین عملکرد را در زلزله‌های شدید از خود نشان داده‌اند و موجب بیشترین خسارات جانی شده‌اند. در ساختمانهای روستایی نواحی جنوب خراسان، دیوارها بیشتر از خشت خام و گل، و سقفها گنبدی گلی یا خشتی است. در نواحی شمال ایران (حاشیه دریای خزر) برای ساخت دیوار از سنگهای صاف رودخانه‌ای و یا سنگهای شکسته با ملات گل استفاده می‌شود و سقف با نی‌های بلندی بنام قمیش، و گل پوشانده می‌شود. ویژگی تقریباً مشترک تمام این ساختمانهای روستایی مقاومت کم، سنگینی و شکنندگی است. در بازدیدی از سمیرم که بدنبال زلزله‌های متعدد آن ناحیه در بهار ۱۳۶۹ انجام گرفت ملاحظه شد که ساختمانهای روستایی در زلزله‌هایی با بزرگی کمتر از ۵ دچار خسارت جزئی و کلی شده‌اند.

ساختمانهای آجری امروزه بیشتر باملات ماسه‌سیمان چیده می‌شوند و مقاومت بسیار بیشتری از ساختمانهای روستایی دارند اما نه تا آن حد که بتوانند در نواحی مرکزی[1] زلزله‌های شدید پایدار بمانند. ازاین‌رو، در شهرهایی که در نواحی مرکزی زلزله‌هایی با بزرگی بیش از ۶ قرار می‌گیرند، ساختمانهای آجری صدمه می‌بینند. در زلزله منجیل با بزرگی ۷/۳ بیشتر ساختمانهای آجری یک یا دو طبقه در منجیل و رودبار فرو ریختند.

شکل ۶. ۱۳۱ ساختمانی روستایی در شمال ایران که در زلزله منجیل فرو ریخت

[1] meizoseismal region

شکل ۶. ۱۳۲ اکثر ساختمانهای آجری در منجیل و رودبار در زلزله ۱۳۶۹ فرو ریختند

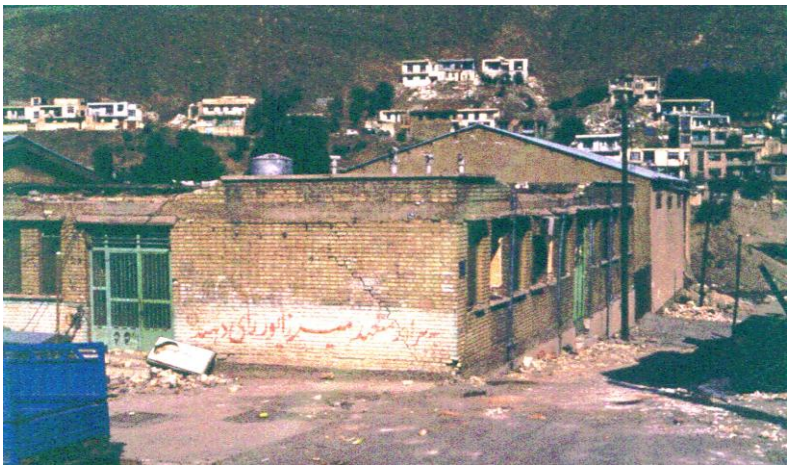
بعضی از حالتهای شکست ساختمان آجری عبارتند از: ترکهای قطری و ضربدری در دیوار برشی، بروز ترک بین دیوار و سقف، جدا شدن دیوارهای متعامد. در شکلهای بعدی می‌توان نمونه‌ای از این حالتهای شکست را دید.

شکل ۶. ۱۳۳ جدا شدن دیوارهای متعامد

شکل ۶. ۱۳۴ بروز ترک بین دیوارها و سقف

شکل ۶. ۱۳۵ ترک قطری در دیوار برشی

رعایت ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ در ساختمان آجری که در فصل ۴ بیان شد می‌تواند به‌طور مؤثری پایداری لرزه‌ای را تقویت کند. به عنوان نمونه می‌توان به تأثیر مثبت کلاف‌بندی اشاره کرد. پایه نظری این تأثیر در بخش ۶. ۱. ۵ در باره قاب مرکب گفته شد. در واقع رفتار سازه‌ای دیوار کلاف‌بندی شده و قاب مرکب بسیار شبیه‌اند.



شکل ۶. ۱۳۶ ساختمانی آجری در رودبار که در زلزله منجیل ۱۳۶۹ به علت وجود کلاف افقی صدمه کمتری دید

۶. ۲. ۴. پل، سد، منبع هوایی آب، تونل

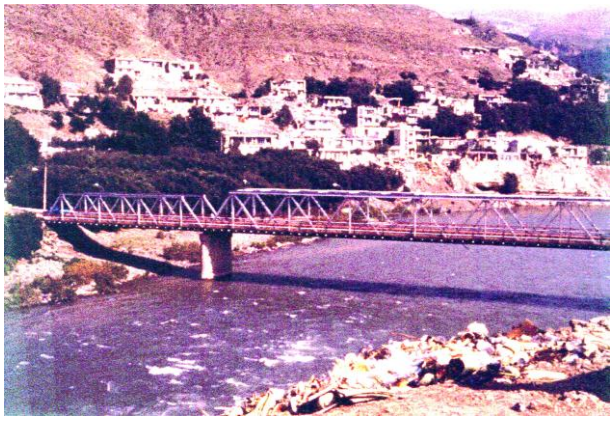
ابنیه‌ای نظیر پل، سد، منبع آب، تونل و ...که مورد استفاده عمومی‌اند، عموماً توسط دستگاههای دولتی ساخته می‌شوند و معمولاً در چارچوب ضوابط فنی طراحی و اجرا می‌گردند و ازاین‌رو دارای سیستم لرزه‌بر محاسبه شده هستند. وجود یک سیستم لرزه‌بر عملاً باعث می‌شود که سازه از ظرفیت رفتار غلتکی بهره مند گردد (بخش ۳. ۵. ۳ را ببینید) و درنتیجه پایداری لرزه‌ای آن تفاوت چشمگیری با ساختمانهای معمولی فاقد سیستم لرزه‌بر دارد. به همین علت این گونه سازه‌ها، در زلزله‌های مخرب رفتار خیلی بهتری از خود بروز میدهند و کمتر شاهد ناپایداری کلی و فرو ریختن آنها بوده‌ایم. در پل فولادی یک دهانه، کفه[1] پل تنها قسمتی که در معرض خطر است و در برابر نیروی افقی زلزله مانند تیری عمل می‌کند که خمش آن حول محور قائم است. پلهای فولادی و بتنی براحتی چنین نیرویی را تحمل می‌کنند و به همین دلیل آیین‌نامه آشتو[2] ضوابط ساده‌ای برای طراحی لرزه‌ای این گروه از پلها در نظر

---

[1] deck

[2] AASHTO

گرفته است. پایه‌های پل هم در واقع بخشی از زمین دوسوی رودخانه‌اند و مشکل چندانی ندارند. در تصویر زیر یک پل فولادی در رودبار دیده می‌شود و علیرغم اینکه این شهر درست در نزدیکی مرکز زلزله قرار داشت، پل پایداری خود را کاملاًحفظ کرده است.



شکل۶. ۱۳۷ یک پل فلزی در رودبار که در زلزله منجیل ۱۳۶۹ پایداری خود را کاملاً حفظ کرد

مؤلفه زلزله موازی محور پل می‌تواند موجب حرکت پل روی تکیه‌گاه شود. در تصویر زیر غلتکهای یک پل فولادی در لوشان دیده می‌شود که درحدود چند سانتیمتر از جایگاه اولیه خود حرکت کرده‌اند.

شکل ۶. ۱۳۸ جابجایی غلتکهای یک پل فولادی در لوشان در زلزله منجیل ۱۳۶۹

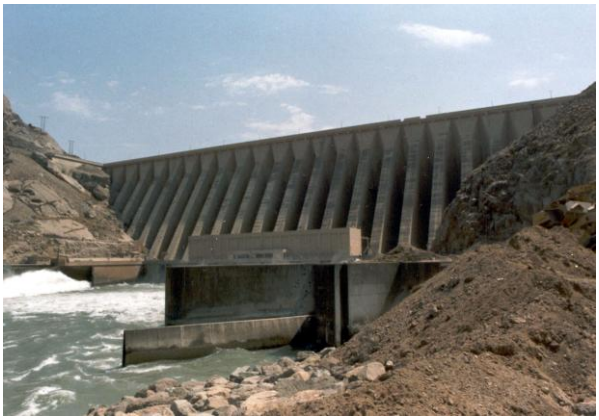
در پلهای چند دهانه، نیروی وارد بر پایه‌ها می‌تواند توسط کفه پل به تکیه‌گاه‌های دو طرف پل منتقل شود اما در هر حال، پایه‌ها باید توانایی تحمل جابجاییهای قابل توجهی را داشته باشند. در شکل ۶. ۱۳۹ ستونهای یک پل بتنی چند دهانه در نزدیکی منجیل دیده می‌شود که در اثر زلزله جابجا شده‌اند. با توجه به حرکت افقی کفه در امتداد محور طولی پل، توجه فزاینده‌ای به تأمین طول نشیمن کافی در تکیه‌گاه معطوف شده است. تحقیقات اخیر نشان داده است که حتی جدیدترین ضوابط آشتو نیز طول کافی را تأمین نمی سازد و درپلهایی که بر اساس این ضوابط و یا ضوابط مشابه طرح شده باشند در زلزله‌های شدید ممکن است کفه از روی تکیه‌گاه فرو افتد (۱۱۰ و ۱۱۱). این پدیده بارها گزارش شده است.

شکل ۶. ۱۳۹ جابجایی ستونهای یک پل بتنی در نزدیکی منجیل در زلزله ۱۳۶۹

شکل ۶. ۱۴۰ سقوط کفه پل به علت کمبود طول نشیمن

شکل ۶. ۱۴۱ یک پل تاریخی در لوشان که در زلزله بخشی از قسمتهای پرکننده بین قوسهای پل فرو ریخت اما بخشهای اصلی پل یعنی قوسها و پایه‌ها سالم ماندند

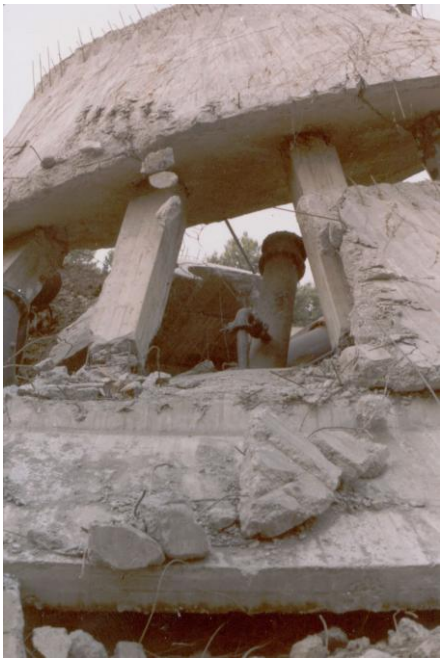
سد وزنی سفید رود در فاصله بسیار نزدیکی از مرکز زلزله منجیل ۱۳۶۹ قرار دارد. با توجه به شتاب زیاد این زلزله (حدود ۷۰٪ شتاب ثقل)، سد پایداری بسیار خوبی نشان داد و دچار ناپایداری کلی نشد اما نشست پی و جابجایی نسبی قطعات بدنه سد، و نیز بروز ترک در ناحیه‌ای نزدیک به تاج که دارای ناپیوستگی هندسی است آسیبهایی را متوجه سد نمود که پس از زلزله توسط کارشناسان بررسی و ترمیم شد. صخره‌های تکیه‌گاهی نیز ترک خوردند.



شکل ۶. ۱۴۲ سد سفید رود در نزدیکی مرکز زلزله منجیل ۱۳۶۹ پایداری کلی خود را حفظ کرد اما دچار آسیبهایی شد که بعداً تعمیر گردید

منابع هوایی آب بتنی عملکرد لرزه‌ای چندان مطلوبی از خود نشان نداده‌اند زیرا فرم طره‌ای با جرم متمرکز انتهایی موجب جابجایی نسبتاً زیاد در این نقطه و ایجاد لنگر بسیار بزرگی در ساقه برج می‌گردد و چون سازه فاقد درجات نامعینی است، ممکن است در محل ساقه شکست خورده و واژگون گردد. اثر وزن[1] این ناپایداری را تشدید می سازد. در زلزله منجیل، برج قدیمی آب رشت واژگون شد و برجهای نوساز که هنوز آبگیری نشده بودند از محل پای ساقه ترک خوردند. در آستانه اشرفیه هم یک برج آب بتنی فرو ریخت. محاسبات نشان میدهد که ضرایب زلزله اینگونه برجهای آب در آیین‌نامه قبلی (موسوم به ۵۱۹) خیلی دست پایین بوده است (۱۱۳). خوشبختانه ضریب زلزله منابع آب در آیین‌نامه ۲۸۰۰ به‌طور چشمگیری افزایش یافته است.

الف. برج نوساز که آبگیری نشده بود و در پای ساقه ترک خورد



ب. برج قدیمی که واژگون شد

شکل ۶. ۱۴۳ عملکرد برجهای آب رشت در زلزله منجیل ۱۳۶۹

[1] p-delta

شکل ۶. ۱۴۴ برج آب بتنی در آستانه اشرفیه که در زلزله منجیل ۱۳۶۹ فرو ریخت

منابع فولادی در مقایسه با بتنی رفتار بهتری را نشان داده‌اند و در زلزله منجیل موردی از ناپایداری گزارشی نشده است. در شکل زیر یک منبع آب فولادی در نزدیکی مرکز زلزله دیده می‌شود که علیرغم پاره شدن بادبندها، پایدار مانده است.

شکل ۶. ۱۴۵ یک منبع آب فولادی در نزدیکی مرکز زلزله که پایداریش را حفظ کرده است

تونلها از فرمهای بسیار پایدارند به طوری‌که گزارشهای مربوط به زلزله‌های مخرب در نقاط مختلف جهان عموماً حاکی از عملکرد خوب تونلها است. در زلزله منجیل ۱۳۶۹ تونلهای متعددی در نزدیکی مرکز زلزله قرار داشتند که هیچیک صدمه جدی ندیدند. تونل زیر در جاده رشت در نزدیکی منجیل قرار گرفته است و همانطور که شکل دیده می‌شود فقط قسمتی از سنگ چینی دهانه ورودی تونل فرو ریخته است. در داخل تونل هیچگونه ناپایداری قابل توجهی مشاهده نگردید.

شکل ۶. ۱۴۶ تونلی در نزدیکی منجیل که در زلزله ۱۳۶۹ فقط قسمت کوچکی از سنگ چینی دهانه ورودی آن آسیب دید

۶. ۲. ۵. لغزش شیروانیهای خاکی

شیبهای تند در نواحی مرکزی زلزله در اثر رانش افقی زلزله دچار ناپایداری می‌شوند و کوه‌لغزه و زمین‌لغزه بوجود می‌آید، و گاهی در اثر زلزله، روستا یا شهری در یک دامنه پرشیب جابجا می‌شود. این پدیده می‌تواند موجب خسارات عمده‌ای نظیر از بین رفتن روستاها و شهرها، و تخریب جاده‌ها گردد. به همین جهت در آیین‌نامه ۲۸۰۰ نسبت به مطالعه‌این موضوع قبل از احداث شهر و شهرک هشدار داده شده است. وجود شیبهای تند در منطقه منجیل

موجب شد تا در زلزله ۱۳۶۹ شاهد لغزشهای فراوانی در شیروانیهای خاکی و خردشدن و ریزش صخره‌ها باشیم.

شکل ۶. ۱۴۷ لغزش شیروانی در منطقه منجیل

۶. ۲. ۶. روانگرایی[۱]

در زمینهای ماسه‌ای تحقق همزمان شرایط زیر زمینه را برای وقوع روانگرایی فراهم می‌سازد:

- چسبندگی کم (خاک دانه‌ای باشد)
- یکنواختی اندازه دانه‌ها
- تراکم کم (آزمایش نفوذ استاندارد کمتر از ۱۰)
- بالا بودن سطح سفره آب و اشباع بودن خاک دانه‌ای

در این صورت، موجهای فشار ناشی از زلزله موجب افزایش ناگهانی فشار خاک می‌شود و چون آب فرصت خروج از بین دانه‌های ریز ماسه را ندارد، همه فشار اضافی به آب منتقل می‌شود و فشار منفذی افزایش می‌یابد تا آنجا که تنش مؤثر خاک تا حد صفر تقلیل می‌یابد[۲]. آنگاه ماسه

---

[۱] liquefaction

[۲] طبق کشف بزرگ ترزاقی: فشار مؤثر خاک = فشار کل منهای فشار منفذی (pore pressure)

بسان سیالی براه می‌افتد و از هرجا که منفذی بیابد خارج می‌شود. این پدیده را روانگرایی می‌نامند.

گاهی ماسه از چاه‌ها خارج شده و روی سطح زمین را می پوشاند. در زلزله منجیل ۱۳۶۹، این پدیده به‌طور گسترده‌ای در بعضی از نواحی شمال ایران دیده شد که با جزئیات دقیقتری توسط حائری (۱۱۴) مطالعه شده است. معمولاً خروج ماسه از زیر پی ساختمانها می‌تواند موجب نشست ساختمان گردد. در تصاویر زیر پدیده روانگرایی در محله دکتر دشتستانی آستانه اشرفیه دیده می‌شود. درصورتی‌که شالوده‌ها از اتصال و یکپارچگی خوبی برخوردار باشند، نشست به‌صورت یکپارچه انجام می‌شود و به‌ساختمان آسیب کمتری می‌رسد در غیر اینصورت نشستهای نسبی به ساختمان آسیب می‌رساند. ذکر این نکته لازم است که پدیده روانگرایی اگر چه از یکسو موجب نشست پی می‌شود، اما از سوی دیگر انرژی امواج زلزله در اثر تسلیم خاک میرا شده و شتاب بسیار کمتری به سازه منتقل می‌گردد و در نتیجه پدیده روانگرایی مشابه عایق لرزه‌ای عمل می‌کند به‌طوری‌که در ازاء افزایش جابجایی پی، شتاب وارد به سازه کاهش می‌یابد. باید دانست که شرایط لازم برای وقوع روانگرایی در اکثر نقاط ایران محقق نمی‌شود زیرا در بیشتر نقاط کشور، جنس زمین رسی بوده و از چسبندگی خوبی برخوردار است. همچنین سطح آب فقط در نقاط ساحلی و برخی از نقاط مجاور رودخانه در آن حد بالا است که پدیده روانگرایی را محتمل سازد. ازاین‌رو به‌نظر نمی‌رسد خطر روانگرایی، بجز برخی از مناطق ساحلی، موضوعی جدی و گسترده بشمار آید. در هر حال، احداث سازه‌های مهم و سنگین، و شهرها و شهرک‌های جدید در زمینهایی که استعداد روانگرایی دارند باید با احتیاط و مطالعه کافی انجام شود.

الف. خروج ماسه از چاه‌ها

ب. نشست ساختمانها

پ. نشست غیر یکنواخت

شکل ۶. ۱۴۸

۷
طراحی لرزه‌ای

طرح لرزه‌ای یک سازه بر پایه دو محور اصلی استوار است: ۱. آشنایی و احاطه به ضوابط آیین‌نامه و انجام محاسبات و طراحی در چارچوب ضوابط آن، و ۲. اطلاع از نظریه‌ها، فرضیه‌ها، و نتایج تحقیقات علمی که زیر بنای این ضوابط را تشکیل می‌دهند به منظور بکارگیری درست و بجای این ضوابط. در فصل ۳ با مبانی بارگذاری لرزه‌ای آشنا شده و دریافتیم که شیوه‌های متعارف آیین‌نامه‌ها در تعیین و توزیع نیروی زلزله بر چه اصولی استوار است و محدوده اعتبار و دقت آنها چیست. در همان فصل مقایسه‌ای میان ضوابط بارگذاری زلزله چند آیین‌نامه معروف به عمل آمد. در فصول ۴ و ۵، ضوابط آیین‌نامه زلزله ایران تشریح گردید. از مجموعه مباحث فصل ۳ به روشنی مشخص شد که بارگذاری زلزله تابعی از خواص و رفتار لرزه‌ای سازه است و نمی‌تواند مستقل از آن اختیار شود. بنابراین، ضوابط بارگذاری زلزله در یک آیین‌نامه مبتنی بر وجود ویژگیهای معینی در سازه است. ازاین‌رو، لازم است که طراح با این ویژگیهای مفروض، که در واقع همان خواص لرزه‌ای سازه می‌باشند، آشنا گردد. این موضوع در فصل ۶ به‌طور مفصل مورد بحث قرار گرفت. بدین ترتیب، در طراحی لرزه‌ای ضمن استفاده از ضوابط بارگذاری زلزله برای یافتن نیروهای طراحی، لازم است ضوابط طراحی لرزه‌ای که مکمل ضوابط بارگذاری و تضمین کننده حصول شرایطی است که به‌طور ضمنی مبنای تعیین نیروی زلزله طرح بوده است، دقیقاً رعایت شود. اصول اصلی طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتنی، فولادی و آجری

در فصل ۶ ارائه شد و در فصل حاضر ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های مختلف بررسی و تشریح خواهد شد.

۷. ۱. سازه‌های بتنی

۷. ۱. ۱. ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰

در آیین‌نامه بتن ایران (آبا) فصلی برای ضوابط ویژه طراحی لرزه‌ای ساختمانهای بتنی در نظر گرفته شده است و در آن سازه‌های بتنی از نظر شکل‌پذیری (نرمی) به سه گروه با شکل‌پذیری زیاد، متوسط و کم تفکیک شده و برای طراحی آنها ضوابط خاصی ارائه شده است. آیین‌نامه ۲۸۰۰، با توجه به این تقسیم‌بندی، ضریب رفتار هرگروه را مشخص و محدودیتهای زیر را اعمال نموده است.

جدول ۷. ۱ ضریب رفتار ساختمانهای بتنی در آیین‌نامه ۲۸۰۰

	سیستم سازه	سیستم لرزه‌بر	R	H متر
۱	دیوار باربر (که در آن دیوارها تمام و بخش اعظم بارهای قائم را تحمل می‌کنند و مقابله با نیروی جانبی زلزله بوسیله دیوارهای برشی تامین می‌شود)	دیوار برشی بتن آرمه معمولی	۵	۷۰
۲	قاب ساده (که در آن تمام بارهای قائم توسط قاب با اتصالات ساده تحمل می‌شود و مقابله با نیروی جانبی زلزله بوسیله دیوارهای برشی یا بادبند تامین می‌شود)	دیوار برشی بتن آرمه معمولی	۷	۵۰
۳	قاب گیردار	قاب بتنی ویژه قاب بتنی قاب بتنی معمولی	۱۰ ۸ ۵	۱۸۰ ۵۰ ۱۵
۴	دوگانه یا مختلط (که ترکیبی از قاب گیردار و دیوار برشی یا بادبند است و بارهای قائم توسط قاب، و بارهای جانبی زلزله تواماً توسط قاب و دیوار برشی یا بادبند تحمل می‌شود[1].)	قاب ویژه (فولادی یا بتنی)+دیوار برشی بتن آرمه ویژه قاب بتنی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط قاب فولادی معمولی+دیوار برشی بتن آرمه معمولی	۱۱ ۹ ۷/۵	۲۰۰ ۷۰ ۷۰

H حداکثر ارتفاع مجاز در مناطق با لرزه‌خیزی خیلی شدید می‌باشد.

۱ . نیروی جانبی زلزله بین قاب و دیوار برشی (یا بادبند) به نسبت سختی توزیع می‌گردد ولی درهرحال هم قابها و هم دیوار برشی (یا بادبند) به تنهایی باید ظرفیت تحمل حداقل ۲۵٪ نیروی جانبی زلزله را دارا باشند. ضمناً در ساختمانهای تا ۸ طبقه و یا کوتاهتر از ۳۰ متر می‌توان بجای

توزیع بار به نسبت سختی عناصر لرزه‌بر، تمام نیروی جانبی زلزله را به دیوارهای برشی و یا بادبندها اعمال نمود مشروط بر آنکه قابها ظرفیت تحمل حداقل ۳۰٪ نیروی جانبی را دارا باشند. همچنین استفاده از قاب بتنی معمولی در سیستم دوگانه مجاز نیست و در صورت استفاده از این نوع قاب، سیستم از نوع قاب ساده ردیف ۳ محسوب می‌شود.

در استفاده از جدول ۷. ۱ توجه به نکات زیر مفید است:

- طبقه‌بندی ویژه، متوسط و معمولی برای قابها و دیوارهای برشی بتنی با طبقه‌بندی آبا (آیین‌نامه بتن ایران) یعنی شکل‌پذیری زیاد، متوسط و کم، متناظر است. البته در مورد قاب بتنی متوسط، در ناحیه مجاور اتصال در ستون (ناحیه l_0) فاصله تنگها نباید از ۱۵ سانتیمتر بیشتر باشد.
- استفاده از قاب بتنی معمولی مذکور در بند ۳ ردیف ۳ جدول (بدون دیوار برشی یا بادبند) برای ساختمانهای با اهمیت زیاد مجاز نیست. همچنین استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب گیردار ردیف ۳ جدول، منحصراً در ساختمانهای سه طبقه یا کوتاهتر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه‌ای مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی یا بادبند تامین گردد.
- در مورد سیستم‌های متفاوت با سیستم‌های معرفی شده در این جدول باید بکمک آیین‌نامه، تحقیقات و یا آزمایشهای معتبر، ویژگی سیستم را از نظر باربری قائم و جانبی تعیین نمود.
- حد ارتفاع در این جدول صرفاً برای مناطق با لرزه‌خیزی خیلی زیاد است و فعلاً آیین‌نامه در مورد سایر مناطق محدودیت ارتفاع قائل نشده است بنابراین ساختن ساختمان با ارتفاعی بیش از حد تعیین شده در جدول، در مناطق با لرزه‌خیزی خیلی شدید مجاز نیست. چنانچه برای سازه‌های خاص‌که‌عمدتاً غیرمسکونی و غیراداری باشند مانند برج‌مخابراتی، یادمان و غیره، ارتفاعی بیش از مقادیر فوق مدنظر باشد **صرفاً با تأیید کمیته دائمی این آیین‌نامه از نظر روش محاسبه و طراحی، مجاز خواهد بود.** بهر حال سیستم‌های مورد استفاده نباید از میان سیستم‌هایی از این جدول که عنوان ویژه را ندارند انتخاب شوند.
- در مناطق با لرزه‌خیزی خیلی شدید برای *بناهای ضروری* فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان ویژه دارند استفاده شود.

باید توجه داشت که آیین‌نامه ۲۸۰۰ استفاده از ساختمان بتنی بدون سیستم لرزه‌بر سخت (مانند دیوار برشی و بادبند) را منوط به‌رعایت ضوابط شکل‌پذیری زیاد و یا متوسط آبا (آیین‌نامه بتن ایران) که در زیر تشریح شده، نموده است و برای ساختمانهای با شکل‌پذیری کم، حداکثر ارتفاع را به ۱۵ متر (حدود ۵ طبقه با احتساب زیر زمین) محدود ساخته است. علت این امر عمدتاً تردی سازه و وقوع پدیده‌هایی همچون شکست در اتصال است که در بخش ۶. ۱. ۲. ۵ بررسی شد. همچنین ساخت ساختمانهای بتنی به‌روش تاوه تخت و قارچی (بدون داشتن تیر حمال) محدود به حداکثر ۳ طبقه (یا ۱۰ متر) با احتساب زیر زمین است.

در مورد سازه‌های غیر ساختمانی، آیین‌نامه ۲۸۰۰ تفاوتی بین بتن و فولاد قائل نشده است. ضریب رفتار سازه‌های غیر ساختمانی در جدول ۷. ۲ درج شده است.

جدول ۷. ۲ ضریب رفتار سازه‌های غیر ساختمانی

ردیف	نوع سازه	R≤2B
۱	سازه‌هایی که رفتارشان مانند آونگ وارونه است مانند مخازن هوایی بر روی پایه‌های بادبندی شده یا نشده.	۳
۲	سیلو، دودکش، برج خنک کننده و به‌طور کلی سازه‌هایی که دارای جرم گسترده بوده و رفتارشان مشابه ستون طره ای است	۵
۳	قیف و کندوی متکی بر روی پایه‌های بادبندی شده یا نشده	۴
۴	برج و دکل مشبک (آزاد یا مهار شده)	۴
۵	علائم، تابلوها، تأسیسات خاص تفریحی و بازی و برجهای یادبود	۵
۶	سایر سازه‌ها	۳/۵

زمان تناوب این سازه‌ها به‌روش تحلیلی یا با استفاده از روابط بخش ۴. ۱۰ بدست می‌آید و بر اساس توصیه آیین‌نامه، اگر زمان تناوب اصلی (مد اول) سازه از ۰/۵ ثانیه بیشتر شود، باید از روش تحلیل دینامیکی استفاده گردد. حداکثر مقدار ضریب رفتار R برابر ۲B است (B ضریب بازتاب از رابطه ۵. ۴) و سازه‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۰۶ صلب تلقی شده و ضریب رفتارشان برابر ۲B است. توزیع نیروی زلزله با استفاده از رابطه ۴. ۷ و یا به‌روش تحلیل دینامیکی بدست می‌آید. ضمناً در این سازه‌ها محدودیت جابجایی جانبی (گریز) اعمال نمی‌شود مگر آنکه خرابی سازه و یا عوامل غیرسازه‌ای آن تلفات جانی همراه داشته باشد و یا محدودیت خاصی از نظر بهره برداری مورد نظر باشد.

برای تعیین نیروی جانبی زلزله در مخازن زمینی و زیرزمینی، در ویرایش جدید آیین‌نامه توصیه شده است که از ضوابط و معیارهای نشریه شماره ۱۲۳ سازمان برنامه و بودجه استفاده گردد.

۷. ۱. ۲. ضوابط آبا[1]

[1] آیین‌نامه بتن ایران

آبا در آخرین ویرایش خود (۱۳۷۴) با پیروی از اِسی‌آی[۱] فصل ویژه‌ای را به‌ضوابط طراحی لرزه‌ای اختصاص داده است (فصل بیستم). در این فصل، طراح موظف شده تا ضمن رعایت سایر فصول آبا، ضوابطی را برای دستیابی به حداقل شکل‌پذیری لازم اعمال نماید. آبا، سه محدوده شکل‌پذیری زیاد، متوسط و کم تعیین نموده که در زیر تشریح شده است.

حدود شکل‌پذیری

در طرح لرزه‌ای سازه‌های بتنی باید یکی از سه حد شکل‌پذیری زیر رعایت شود:

۱. حد شکل‌پذیری کم: این حد برای سازه‌هایی مناسب است که در زلزله ارتجاعی عمل کرده و وارد حوزه غیرارتجاعی نمی‌شوند و در نتیجه تنها تدابیر خاصی برای حفظ ایمنی آنها در برابر بارهای متناوب مورد نظر است.

۲. حد شکل‌پذیری متوسط: این حد برای سازه‌هایی است که در زلزله وارد حوزه غیرارتجاعی می‌شوند و مقاطع سازه باید طوری طراحی شود که از ایمنی کافی در برابر گسیختگی برخوردار باشد.

۳. حد شکل‌پذیری زیاد: این حد برای سازه‌هایی است که اعضای آنها در مقاطع خاصی باید از ظرفیت جذب و اتلاف انرژی زیادی برخوردار باشند به‌طوری‌که در صورت ایجاد سازکار تسلیم در آنها، پایداری و انسجام کلی سازه حفظ شود.

حدود فوق در آیین‌نامه ۲۸۰۰ با عبارات *معمولی*، *متوسط* و *ویژه* مشخص شده‌اند. حد شکل‌پذیری زیاد در واقع بر پایه تفکر *تسلیم هدایت شده* یا *زنجیر ایمن* استوار است که در بخش ۳. ۵. ۴ بررسی شدند.

مشخصات مصالح و تعاریف پایه

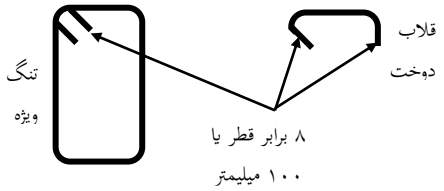
در سازه‌های بتنی مقاوم در برابر زلزله، مقاومت مشخصه بتن نباید کمتر از ۲۰ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم مشخصه فولاد نباید بیشتر از ۴۰۰ مگاپاسکال[۲] بوده و میلگردها باید از نوع آجدار باشند. ضمناً در طول متن، هر جا از واژه‌های زیر استفاده شده باشد، معنای ارائه شده در اینجا مراد است.

---

[۱] ACI (American Concrete Institute)

[۲] هر مگا پاسکال یک میلیون نیوتن بر متر مربع یا یک نیوتن بر میلیمتر مربع است که برابر ۱۰/۱۹۴ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد.

اجزای جمع کننده: اجزایی در داخل دیافراگم که نیروهای ماند ناشی از زلزله را به سیستم لرزه‌بر منتقل می‌سازد.
اجزای لبه: اجزایی در امتداد لبه دیوار و یا دیافراگم که با میلگرد طولی و عرضی تقویت شده باشند. این اجزا می‌توانند هم‌ضخامت دیوار یا دیافراگم و یا ضخیم‌تر از آنها باشند. در صورت لزوم می‌توان در لبه‌های بازشو در دیوار و دیافراگم نیز از اجزای لبه استفاده کرد.
بتن پوسته: بتن قسمتی از مقطع عضو که در خارج از قسمت محصور شده با تنگ (میلگرد عرضی) واقع شده باشد. قسمت محصور شده را هسته نیز میگویند.
سیستم لرزه‌بر: قسمتی از سازه که برای مقاومت در برابر نیروی جانبی زلزله محاسبه شده باشد.
تنگ ویژه: تنگی است بسته که میلگردهای طولی را در بر می‌گیرد. دو انتهای آزاد تنگ به‌صورت قلاب ۱۳۵ درجه با قسمت مستقیم به طول ۸ برابر قطر میلگرد یا ۱۰۰ میلیمتر می‌باشد.
قلاب دوخت: میلگردی است که در یک انتها دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۱۳۵ درجه و قسمت مستقیم به طول حداقل ۸ برابر یا ۱۰۰ میلیمتر و در انتهای دیگر دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۹۰ درجه و قسمت مستقیم به طول حداقل ۸ برابر قطر میلگرد باشد. این قلابها باید میلگردهای طولی واقع در محیط مقطع عضو را در بر گیرند. محل خم ۹۰ درجه قلابها باید به‌صورت یک‌درمیان، در مقاطع متوالی در طول عضو، عوض شود.



لولای خمیری: مقطعی از عضو که در آن میلگرد کششی به حد تسلیم رسیده باشد.
ناحیه خمیری: قسمتی از عضو که در آن دوران خمیری صورت گیرد.
ناحیه بحرانی:ناحیه‌ای که در زلزله احتمال ایجاد لولای خمیری درآن وجود داشته باشد.

۷. ۱. ۲. ۱. ضوابط شکل‌پذیری کم

حد *شکل‌پذیری‌کم* درواقع اجرای ضوابط فصول قبلی آبا است و به شرح زیر می‌باشد:

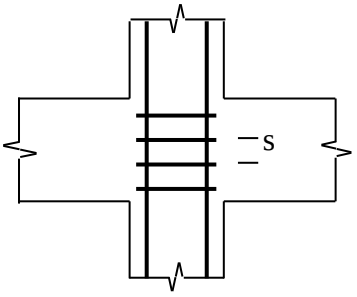
- در اعضای خمشی قاب، نسبت میلگرد کششی ($\rho=A_s/bd$) درهرمقطع نباید کمتر از $1/4/f_y$ و بیشتر از ۰/۰۲۵ باشد. f_y تنش‌تسلیم میلگرد به مگاپاسکال است.
- در اعضای تحت فشار، و فشار و خمش، نسبت میلگرد طولی نباید کمتر از ۱٪ و بیشتر از ۶٪ باشد. محدودیت حداکثر وصله باید در محل وصله نیز رعایت شود. اگر میلگرد طولی

از نوع فولاد S400[1] باشد (فولاد با تنش‌تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال)، نسبت میلگرد در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر ۴/۵٪ محدود می‌گردد.

- در اعضای تحت فشار، و تحت فشار و خمش، فاصله میلگردهای طولی ازهم، محور تا محور، نباید از ۲۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.
- در اتصالات تیر به ستون، درارتفاع تیر منتهی به محل اتصال، باید در امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون، تنگ (خاموت عرضی) به مقدار زیر پیش بینی شود:

$$\frac{A_s}{s} \geq 0.35\frac{b}{f_y} \qquad (۱.۷)$$

f_y تنش تسلیم به مگاپاسکال، b بزرگترین بعد مقطع ستون یا قطر دایره به میلیمتر، A_s سطح دوساق تنگ به مم مربع و s فاصله خاموتها به میلیمتر است. همانطور که در بخش ۶. ۱. ۲. ۵ دیدیم، این تنگها وظیفه انتقال برش از درون اتصال را دارند و نیروی برشی که باید توسط آنها منتقل گردد در رابطه ۶. ۴۰ داده شده است. البته در اینجا آیین‌نامه محاسبه این نیروی برشی را برای ساختمانهای با شکل‌پذیری کم الزامی ندانسته و به تأمین مقدار حداقل برای تنگها اکتفا شده است.



شکل ۷. ۱ حداقل تنگ در اتصالات بتنی با شکل‌پذیری کم

۷. ۱. ۲. ۲. ضوابط شکل‌پذیری متوسط

۷. ۱. ۲. ۲. ۱. عضو خمشی *(تیر)*

تیر یا عضو خمشی عضوی است که تحت خمش خالص یا خمش توأم با نیروی محوری نهایی N_u کوچکتر از $0/15\phi_c f_c A_g$ (f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن و ϕ_c ضریب جزئی ایمنی مقاومت

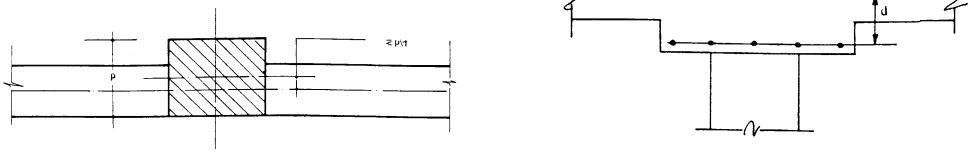
[1] عدد بعد از S بیانگر تنش تسلیم میلگرد ("*مقاومت تسلیم مشخصه*" طبق تعریف بند ۴. ۴. ۱ در فصل ۴ آبا) است.

بتن برابر ۰/۶ است) قرار دارد. N_u نیروی ضریب‌دار است که طبق بند ۱۰. ۵. ۳ آیین‌نامه آبا[1] از ترکیب (1.25D+L)، (D+1.2L+1.2E)، (0.85D+1.2D+1.2E)، و یا سایر ترکیبهای مذکور در آیین‌نامه بدست می‌آید (D، L، و E بارهای مرده، زنده و زلزله می‌باشند). ضوابط آیین‌نامه برای تأمین شکل‌پذیری تیر شامل اعمال محدودیتهایی در هندسه عضو و آرایش میلگردها است.

محدودیتهای هندسی

در تیر محدودیتهای زیر باید رعایت شوند:

- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.
- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن باشد.
- عرض مقطع نباید: الف. بیشتر از عرض ستون تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی تیر، به اضافه سه چهارم ارتفاع تیر، در هر طرف ستون، و ب. بیشتر از عرض ستون تکیه‌گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع ستون، در هر طرف ستون، و کمتر از ۲۵۰ میلیمتر اختیار شود (شکل ۷. ۲. الف).
- برون‌محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر. نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد (شکل ۷. ۲. ب)



الف. محدودیت عرض تیر *ب. محدودیت برون‌محوری e*

شکل ۷. ۲ محدودیت عرض و برون‌محوری تیر

آرایش و مقدار میلگرد

- در کلیه مقاطع تیر نسبت میلگرد، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از $1/4/f_y$ و نسبت میلگرد کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلیمتر باید در پایین و در بالای مقطع در سراسر طول ادامه داده شوند.
- در تکیه‌گاههای تیر و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل لولای خمیری وجود داشته باشد، باید میلگرد فشاری به مقدار یک‌سوم میلگرد کششی موجود درآن مقطع تأمین گردد.
- در هر تیر حداقل یک پنجم میلگرد موجود در مقاطع تکیه‌گاهها، هر انتها که میلگرد بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و در پایین ادامه داده شوند.

[1] آیین‌نامه بتن ایران

- در تیر در طول قسمتهای بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید تنگ ویژه بکار برده شود، مگر آنکه طراح برای برش نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند:

الف. در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه
ب. در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در هر دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل لولای خمیری در اثر جابجایی جانبی غیرارتجاعی قاب وجود داشته باشد.
پ. در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز باشد.

- تنگهای ویژه و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف. قطر تنگ کمتر از ۶ میلیمتر نباشد.
ب. فاصله تنگها از هم بیشتر از مقادیر یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکتر میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر تنگها و ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.
پ. فاصله اولین تنگ از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلیمتر نباشد.

- در قسمتهایی از تیر که مطابق ضابطه فوق تنگ گذاری نمی‌شوند، فاصله تنگها از هم نباید بیشتر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

۷. ۱. ۲. ۲. ۲. ۱. *اعضای فشاری قاب* (ستون)

در یک قاب، عضو فشاری عضوی است که تحت نیروی فشاری خالص یا توأم با خمش بوده و مقدار نیروی محوری نهایی N_u از $0/15\phi_c f_c A_g$ بزرگتر باشد (برای تعریف اجزاء این عبارت ۷. ۱. ۲. ۲. ۲ رابببنید).

محدودیتهای هندسی

در ستون محدودیتهای هندسی زیر باید رعایت شوند:

- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلیمتر باشد.
- نسبت طول آزاد ستون به عرض مقطع آن نباید بیشتر از ۲۵ باشد.

آرایش و مقدار میلگرد

- در ستون مقدار میلگرد طولی نباید کمتر از ۱٪ و بیشتر از ۶٪ باشد. محدودیت حداکثر مقدار میلگرد باید در محل وصله نیز رعایت شود. اگر میلگرد طولی ازفولاد S400[1] باشد (فولاد با تنش‌تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال)، مقدار میلگرد در خارج از محل وصله به حداکثر ۴/۵٪ محدود می‌شود.
- فاصله میلگردهای طولی از هم، محور تا محور، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.
- در قسمتهای بحرانی ستون، به طول l_0 واقع در دو انتهای آن، باید تنگ مطابق بند ۴ زیر بکار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند.

---

[1] عدد بعد از S بیانگر تنش تسلیم میلگرد (*"مقاومت تسلیم مشخصه"* طبق تعریف بند ۴. ۴. ۱ در فصل ۴ آبا) است.

- طول l_0 که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:
  الف. یک ششم ارتفاع آزاد ستون
  ب. ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره ای شکل ستون
  پ. ۴۵۰ میلیمتر
- میلگردهای مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتربوده و فواصل آنها از هم در مواردی که به‌صورت مارپیچ بکار گرفته می‌شوند از روابط ۸. ۱۰ و ۸. ۱۱ فصل هشتم آبا تعیین گردد و وقتی به‌صورت تنگ بکارمی‌روند کمتراز مقادیر زیر در نظر گرفته شود:
  الف. ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون
  ب. ۲۴ برابر قطر تنگ
  پ. نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون
  ت. ۲۵۰ میلیمتر
- فاصله اولین تنگ از براتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف مقادیر فوق در نظر گرفته شود.
- در قسمتهایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط در ستونهای عادی است.
- در ستونهایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند ستونهایی که در زیر دیوار بتن آرمه قرار دارند، در تمام طول ستون باید میلگرد عرضی مطابق بند ۴ بکار برده شود. بعلاوه این میلگرد گذاری باید در قسمتی از میلگرد طولی ستون که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شود. ضابطه ادامه میلگرد عرضی در دیوار در مورد ستونهایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود.
- در محل اتصال ستون به شالوده میلگرد طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با میلگرد عرضی مطابق ضابطه بند ۴ تقویت گردد.

۷. ۱. ۲. ۲. ۳. *ضوابط ویژه برای برش*

مقدار نیروی برشی نهایی V_u (نیروی ضریب‌دار) که در محاسبات مورد استفاده قرار می‌گیرد، برابر بزرگترین دو مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف. نیروی برشی ایجاد شده در عضو با درنظرگرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم، در صورت وجود، و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع لولای خمیری تشکیل شده است. ظرفیت خمشی لولای خمیری، مثبت یا منفی، باید برابر با لنگر خمشی مقاوم اسمی مقطع، M_n، در نظر گرفته شود. در تعیین این لنگرها، در اعضای تحت فشار و خمشی، باید نامساعدترین نیروی محوری نهایی موجود در عضو که منتج به بیشترین لنگر خمشی می‌شود، منظور گردد. جهت این لنگرها باید چنان در نظر گرفته شود که بیشترین نیروی برشی در عضو ایجاد گردد.

$$M_n = \frac{1}{\phi_s} M_r = 1.17 M_r \qquad (۲ .۷)$$

ب. نیروی برشی بدست آمده از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله دو برابر مقدار تعیین شده در آیین‌نامه ۲۸۰۰ منظور شود.

۷. ۱. ۲. ۲. ۴. اتصال تیر به ستون

در اتصال تیر به ستون، در ارتفاع تیر منتهی به محل اتصال، باید در امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون تنگ طبق رابطه ۷. ۱ تعبیه گردد. مقدار تنگ نباید کمتر از دو سوم مقدار تنگ در ناحیه l_0 ستون و فاصله آن نباید از ۱/۵ برابر فاصله تنگها در این ناحیه بیشتر گردد.

۷. ۱. ۲. ۲. ۵. دیوارهای باربر قائم و جانبی، و دیافراگم

در این مورد باید ضوابط مذکور در سازه‌ها با شکل‌پذیری زیاد بکار رود با این استثنا که:

- تنگ گذاری عناصر مرزی مطابق با تنگ گذاری ستون در سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط باشد.
- مهار و وصله میلگردها طبق مفاد فصل ۵ آبا[1] انجام می‌شود.

۷. ۱. ۲. ۳. ضوابط شکل‌پذیری زیاد

۷. ۱. ۲. ۳. ۱. عضو خمشی (تیر)

تیر یا عضو خمشی عضوی است که در خمش یا خمش توأم با نیروی محوری نهایی N_u کوچکتر از $۰/۱۵\phi_c f_c A_g$ (f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن و ϕ_c ضریب جزئی ایمنی مقاومت بتن برابر ۰/۶ است) قرار دارد. N_uنیروی ضریب‌دار است که طبق بند ۱۰. ۵. ۳ آیین‌نامه آبا از ترکیب (1.25D+L)، (D+1.2L+1.2E)، (0.85D+1.2D+1.2E)، و یا سایر ترکیبهای مذکور در آیین‌نامه بدست می‌آید (D، L، و E بارهای مرده، زنده و زلزله می‌باشند).

محدودیتهای هندسی

در تیر باید محدودیتهای زیر رعایت شوند:

ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن باشد.

عرض مقطع نباید: الف. بیشتر از عرض ستون تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی تیر، به اضافه سه چهارم ارتفاع تیر، در هر طرف ستون، و ب. بیشتر از عرض ستون تکیه‌گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع ستون، در هر طرف ستون، و کمتر از ۲۵۰ میلیمتر اختیار شود (شکل ۷. ۲. الف).

---

[1] آیین‌نامه بتن ایران

برون‌محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر. نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد (شکل ۷. ۲. ب)

آرایش و مقدار میلگرد

میلگرد طولی

- در کلیه مقاطع تیر نسبت میلگرد، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از $1/4/f_y$ و نسبت میلگرد کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلیمتر باید هم در پایین و هم در بالای قطع در سراسر طول ادامه داده شوند.
- در تکیه‌گاههای تیر و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل لولای خمیری وجود داشته باشد، باید میلگرد فشاری به مقدار نصف میلگرد کششی موجود در آن مقطع تأمین گردد.
- در هر تیر حداقل یک چهارم میلگرد موجود در مقاطع تکیه‌گاهها، هر انتها که میلگرد بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و در پایین ادامه داده شوند.
- در تیرهای تی (T) و اِل (L) که با تاوه به‌صورت یکپارچه اجرا می‌شوند، مقدار میلگردی که در بر ستونها می‌توان برای خمش مؤثر در نظر گرفت، علاوه بر میلگرد واقع در جان تیر، به شرح زیر است:

  الف. در ستونهای داخلی وقتی که ابعاد تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است، تمام میلگردهایی که در عرضی از تاوه مساوی با چهار برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

  ب. در ستونهای داخلی وقتی که تیر عرضی وجود ندارد، تمام میلگردهایی که در عرضی از تاوه مساوی ۲/۵ برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

  پ. در ستونهای خارجی وقتی که تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است و لازم است میلگردهای عضو خمشی طولی مهار شوند، تمام میلگردهایی که در عرضی از تاوه مساوی با دو برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

  ت. در ستونهای خارجی وقتی که تیر عرضی وجود ندارد، تمام میلگردهایی که در عرض ستون واقع شده‌اند.

  ث. در تمام حالتها حداقل ۷۵٪ میلگرد فوقانی و نیز میلگرد تحتانی که ظرفیت خمشی مورد لزوم را تأمین می‌کنند باید از ناحیه هسته عبور کنند و یا در آن مهار شوند.

- استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله میلگرد عرضی از نوع تنگ یا مارپیچ موجود باشد. فاصله سفره‌های میلگرد عرضی دربرگیرنده وصله از یکدیگر نباید بیشتر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و یا ۱۰۰ میلیمتر اختیار شود.
- استفاده از وصله پوششی در محلهای زیر مجاز نیست:

  الف. در اتصالات تیر به ستون

  ب. در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه

  پ. در محل‌هایی که امکان تشکیل لولای خمیری در اثر جابجایی جانبی قاب وجود دارد.

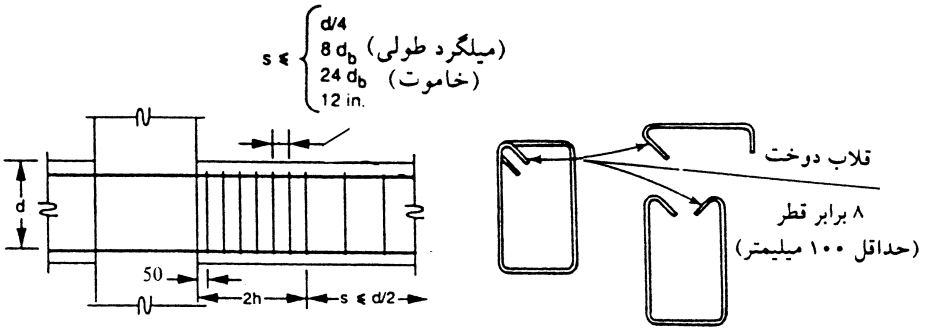
- وصله جوشی یا مکانیکی، به‌شرطی مجاز است‌که وصله درهرسفره میلگرد به‌صورت یک‌درمیان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر، در امتداد طول عضو، کمتر از ۶۰۰ میلیمتر نباشد.

تنگ

- در اعضای خمشی در طول قسمتهای بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید تنگ ویژه بکار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند:
  الف. در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه
  ب. در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل لولای خمیری در اثر جابجایی جانبی غیرارتجاعی قاب وجود داشته باشد.
  پ. در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز باشد.
- تنگهای ویژه و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط زیر باشند:
  الف. قطر تنگ کمتر از ۸ میلیمتر نباشد.
  ب. فاصله تنگها از هم بیشتر از مقادیر، یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر تنگ و ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.
  پ. فاصله اولین تنگ از برتکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلیمتر نباشد.
- در قسمتهایی از طول عضو خمشی که تنگ ویژه بکار برده می‌شود، میلگردهای طولی در محیط مقطع باید دارای تکیه‌گاه عرضی باشند به‌طوری‌که در هر مقطع تعداد تنگها باید به‌گونه‌ای باشد که هر یک از میلگردهای زیر در گوشه یک تنگ با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ در جه به طور جانبی قرار گیرد:
  هر میلگردی که در گوشه‌های عضو واقع شود.
  هر میلگرد غیر گوشه ای به‌صورت حداکثر یک‌درمیان
  هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد محصور شده مجاور بیشتر از ۱۵۰ میلیمتر باشد.

چنانچه میلگردهای طولی روی محیط یک دایره قرار گیرند می‌توان از تنگ گرد استفاده کرد مشروط‌به‌آنکه انتهای آنها به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه ختم شود یا به‌نحوی مناسب دربتن قسمت داخلی دایره مهار شود.

- در قسمتهایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیاز نیست، فاصله تنگها نباید بیش از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.
- در اعضای خمشی تنگ ویژه را می‌توان با دوقطعه میلگرد ساخت. یک میلگرد به شکل یو (U) که در دو انتها به قلاب ۱۳۵ درجه، با طول مستقیم ۸ برابر قطر میلگرد یا ۱۰۰ میلیمتر، ختم شود و میلگرد دیگر به شکل قلاب دوخت که با میلگرد اول یک تنگ بسته تشکیل دهد. در این قطعات قلابهای انتهایی باید در داخل بتنِ محصور شده مهار شوند. قلاب دوخت می‌تواند در یک انتها خم ۹۰ درجه داشته باشد مشروط به آنکه این خم یک‌درمیان در دو سمت عضو خمشی قرار گیرد. چنانچه میلگردهای طولی که توسط قلابهای دوخت نگهداری شده‌اند در داخل یک تاوه که تنها در یک قسمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه قلابهای دوخت را می‌توان در ان سمت، در تاوه قرار داد.



الف. تنگهای بسته یکپارچه و دو قطعه *ب. فاصله تنگهای ویژه*

شکل ۷. ۳ آرایش تنگها در تیر

۷. ۱. ۲. ۳. ۲. ۱. اعضای فشاری قاب (ستون)

در یک قاب، عضو فشاری عضوی است که تحت نیروی فشاری خالص یا توأم با خمش بوده و مقدار نیروی محوری نهایی N_u از $0/15\phi_c f_c A_g$ بزرگتر باشد (برای تعریف اجزاء این عبارت ۷. ۱. ۲. ۲. ۲ را ببینید).

محدودیتهای هندسی

در ستون محدودیتهای هندسی زیر باید رعایت شوند:

الف. عرض مقطع نباید کمتر از چهار دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد.

ب. نسبت طول آزاد ستون به عرض مقطع آن در ستونهایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو انتها در دوجهت خم می‌شوند نباید بیشتر از ۱۶ و در ستونهای کنسولی نباید بیشتر از ۱۰ باشد.

آرایش و مقدار میلگرد

میلگرد طولی

- در ستون نسبت میلگرد طولی نباید کمتر از ۱٪ و بیشتر از ۶٪ باشد. محدودیت حداکثر مقدار میلگرد باید در محل وصله نیز رعایت شود. در مواردی که میلگرد طولی ازفولاد S400[1] است، نسبت میلگرد در خارج از محل وصله به حداکثر ۴/۵٪ محدود می‌شود.
- فاصله میلگردهای طولی از هم، محور تا محور، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.
- استفاده از وصله پوششی در میلگرد طولی فقط درنیمه میانی ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برابر وصله‌های کششی در نظر گرفته شود.

[1] عدد بعد از S بیانگر تنش تسلیم میلگرد ("*مقاومت تسلیم مشخصه*" طبق تعریف بند ۴. ۴. ۱ در فصل ۴ آبا) است.

- وصله جوشی یا مکانیکی، ضمن رعایت ضوابط بندهای ۱۸. ۴. ۱. ۶ و ۱۸. ۴. ۱. ۷ آبا، در میلگردهای طولی به شرطی مجاز است که وصله میلگردها در هر مقطع به‌صورت یک‌درمیان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر، در امتداد طول ستون، کمتر از ۶۰۰ میلیمتر نباشد.

تنگ

در ستون قسمتهایی از دو انتها به طول l_0 ناحیه بحرانی تلقی شده و در آنها باید تنگ ویژه قرار گیرد، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند. طول l_0 که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر زیر باشد :

الف. یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب. ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره ای شکل ستون

پ. ۴۵۰ میلیمتر

مقدار تنگ لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف. در ستونهای گرد نسبت حجمی میلگرد مارپیچ یا تنگ حلقوی، ρ_s، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$\rho_s = 0.12\frac{f_c}{f_{yh}} \qquad (۳ .۷)$$

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c}{f_{yh}} \qquad (۴ .۷)$$

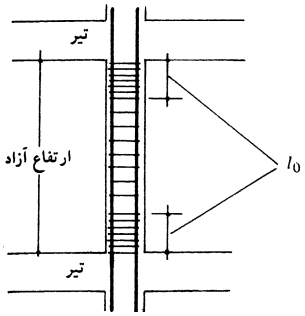
که A_g برابر $4a_s/sD_c$ می‌باشد. A_g مساحت کل مقطع ستون، s فاصله تنگها (گام دور پیچ)، A_c مساحت مغزی ستون محدود بین بر خارجی تنگ، f_{yh} تنش تسلیم میلگرد دور پیچ، a_s سطح مقطع میلگرد دور پیچ و D_c قطر خارجی دایره مارپیچ است. f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن می‌باشد.

ب. در ستونهای با مقطع مستطیل سطح مقطع کل تنگهای ویژه در هر امتداد، A_{sh}، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$A_{sh} = 0.3\left(sh_c\frac{f_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \qquad (۵ .۷)$$

$$A_{sh} = 0.09sh_c\frac{f_c}{f_{yh}} \qquad (۶ .۷)$$

A_{sh} سطح مقطع کلیه ساقهای موجود در امتداد عمود بر h_c (بعد مغزی ستون که از مرکز به مرکز تنگها اندازه گیری می‌شود) و s فاصله تنگها است.



شکل ۷. ۴ ناحیه بحرانی در ستون

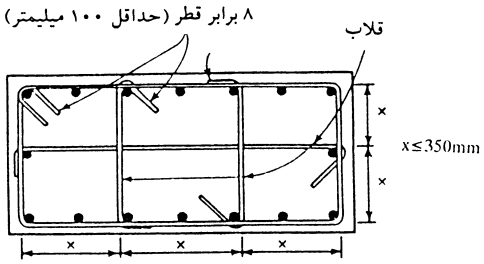
در ستونی که مقاومت هسته آن به تنهایی جوابگوی بارهای وارد به ستون از جمله زلزله می‌باشد، نیازی به استفاده از روابط ۷. ۴ و ۷. ۵ نیست. قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید از ۸ میلیمتر و فاصله آنها از یکدیگر نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

الف. یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب. هشت برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

پ. ۱۲۵ میلیمتر

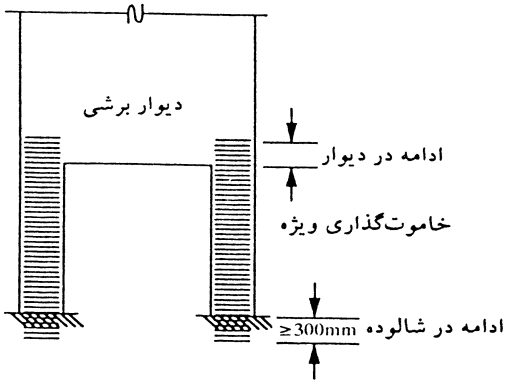
میلگرد عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با تنگهای ویژه یکپارچه و با تنگهای ویژه چند قطعه‌ای که با یکدیگر پوشش دارند ساخت. همچنین می‌توان از قلابهای دوخت با قطر و فاصله مشابه تنگها که دارای خم ۹۰ درجه در یک انتهای آن است استفاده کرد. هر انتهای قلاب دوخت باید دربرگیرنده یک میلگرد طولی باشد و محل خم ۹۰ درجه آن باید در امتداد میلگرد طولی یک‌درمیان عوض شود (شکل ۷. ۵).



شکل ۷. ۵ تنگهای یکپارچه و دو قطعه

در هر مقطع ستون فاصله قلابهای دوخت یا شاخه‌های تنگها از یکدیگر در جهت عمود بر محور طولی ستون، نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر باشد.

- در ستونهایی که در اثر جابجایی غیرارتجاعی قاب در مقطعی غیر از مقاطع انتهایی آن امکان تشکیل لولای خمیری وجود داشته باشد، در هر سمت آن مقطع طولی به اندازه l_0 ناحیه بحرانی تلقی شده و در آن باید میلگرد گذاری عرضی ویژه اجرا شود.
- در ستونهایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند ستونهایی که در زیر دیوار بتن آرمه قرار دارند، در تمام طول ستون باید میلگرد عرضی بکار برده شود. بعلاوه این میلگرد گذاری باید در قسمتی از میلگرد طولی ستون که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شود. ضابطه ادامه میلگرد عرضی در دیوار در مورد ستونهایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود (شکل ۷. ۶).
- در ستونهایی که قسمتی از ارتفاع آنها با یک دیوار بتنی گرفته شده است، در تمام قسمت آزاد ستون باید میلگرد گذاری ویژه اجرا شود.
- در محل اتصال ستون به شالوده میلگرد طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طولی حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با میلگرد گذاری عرضی ویژه تقویت شود.
- در قسمتهایی از طول ستون که میلگرد گذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود باید میلگرد عرضی به‌صورت مارپیچ یا تنگ ویژه به قطر حداقل ۸ میلیمتر بکار برده شود. فاصله سفره‌های این میلگردها از هم باید بر اساس نیاز طراحی برای برش تعیین شود ولی در هر حال نباید بیشتر از نصف ضلع کوچکتر مقطع مستطیل شکل ستون و یا نصف قطر مقطع گرد ستون، شش برابر قطر میلگرد طولی و یا ۲۰۰ میلیمتر اختیار گردد.



شکل ۷. ۶ ستونهایی که در زیر دیوار برشی قرار دارند و بار آن را حمل می‌کنند

حداقل مقاومت خمشی ستون

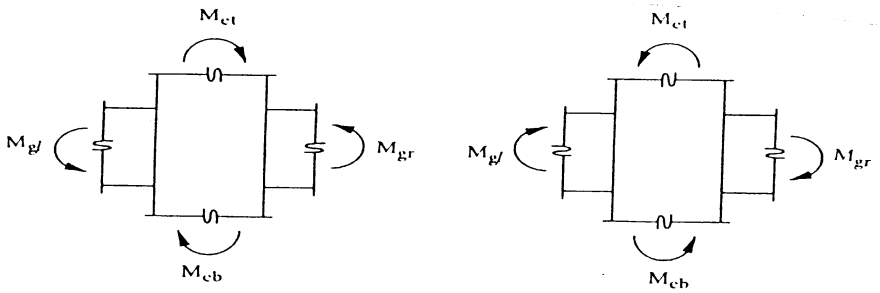
۱. در کلیه اتصالات تیر به ستون، بجز موارد مذکور در بندهای ۲ و ۳ زیر، لنگر خمشی مقاوم ستون باید در رابطه زیر صدق کند (شکل ۷. ۷).

$$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_g \qquad (۷.۷)$$

ΣM_c مجموع لنگرهای خمشی نظیر لنگر خمشی مقاوم ستونها در بالا و پایین اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگر خمشی مقاوم ستونها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری ستونها، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگر را بدست دهد، محاسبه شوند. ΣM_g مجموع

لنگرهای خمشی نظیر لنگر خمشی مقاوم تیرها در دو سمت اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. جمع لنگرها در رابطه ۷. ۷ باید چنان صورت گیرد که لنگر ستونها، در جهت مخالف لنگر تیرها قرار گیرند. رابطه ۷. ۷ باید در حالتهایی که لنگرهای خمشی تیرها در هر دو جهت، در صفحه قائم قاب، عمل نمایند، بر قرار باشد.

۲. چنانچه تعداد ستونهای موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه ۷. ۷ را ارضاء نکند.



شکل ۷. ۷ وضعیت فرضی لنگر تیرها و ستونها در هنگام زلزله

۳. ستونهای قابهای یک و دو طبقه و نیز ستونهای طبقه آخر در قابهای چند طبقه می‌توانند رابطه ۷. ۷ را ارضاء نکنند. دراین‌صورت این ستونها باید ضابطه بند ۴ را ارضاء کنند. این ستونها مشمول ضابطه بند ۵ نمی‌شوند.

۴. چنانچه ستونی رابطه ۷. ۷ را ارضاء نکند باید در تمام طول دارای تنگ ویژه باشد.

۵. چنانچه ستونی رابطه ۷. ۷ را ارضا نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در برابر بار جانبی زلزله صرف نظر شود. این ستونها باید ضوابط اعضایی از قابها که برای تحمل نیروهای زلزله طراحی نمی‌شوند را تأمین کنند.

۷. ۱. ۲. ۳. ۳. ضوابط طراحی برای برش در تیر و ستون

۱. در تیر و تیرستون، کنترل حالت نهایی مقاومت در برش باید بر اساس رابطه $V_u \leq V_r$ صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید بر طبق ضوابط بندهای ۲ تا ۴ زیر محاسبه شوند.

۲. نیروی برشی نهایی V_u، در اعضای خمشی باید با درنظرگرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی عضو با فرض آنکه در این مقاطع لولای خمیری تشکیل شده است، تعیین شود. ظرفیت خمشی لولای خمیری، مثبت یا منفی، باید برابر با لنگر خمشی مقاوم اوج مقطع، M_{max}، منظور شود. جهت این لنگرهای خمشی

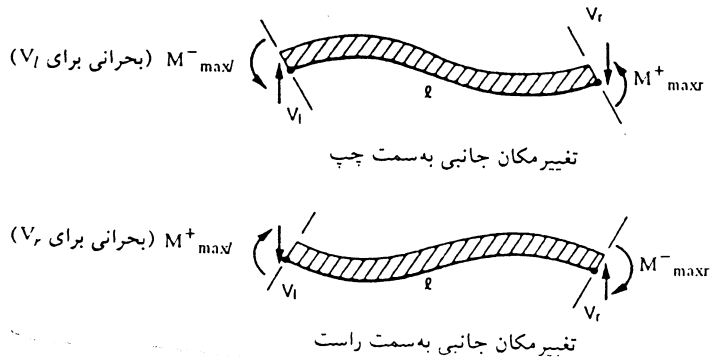
باید چنان در نظر گرفته شود که نیروی برشی ایجاد شده در عضو بیشترین باشد (شکل ۷. ۸)

$$M_{\max} = 1.4M_r \qquad (۷. ۸)$$

M_r مقاومت خمشی تیر می‌باشد.

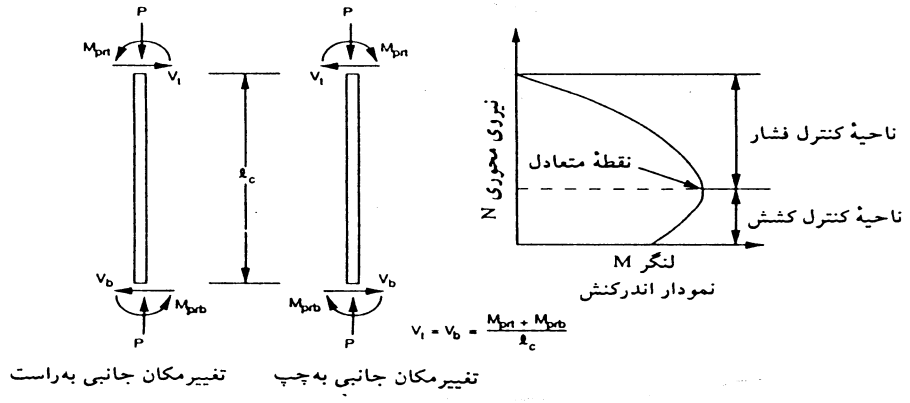
۳. نیروی برشی نهایی، V_u، در اعضای تحت فشار و خمش باید برابر با کمترین دو مقدار زیر در نظر گرفته شود ولی این نیرو در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار نیروی برشی باشد که از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله بدست آمده است.

الف. نیروی برشی ایجاد شده در عضو زیر اثر نیروهای استاتیکی وارد به آن شامل بارهای قائم، در صورت وجود، و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع لولای خمیری تشکیل شده است. ظرفیت خمشی لولای خمیری، مثبت یا منفی، باید برابر با لنگر خمشی مقاوم اوج مقطع، M_{max}، در نظر گرفته شود و در تعیین آن باید نامساعدترین نیروی محوری نهایی موجود در عضو که منتج به بیشترین لنگر خمشی می‌شود، منظور گردد. جهت این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شود که نیروی برشی ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.



شکل ۷. ۸ حداکثر برش نظیر تشکیل لولاهای خمیری در عضو

ب. نیروی برشی ایجاد شده در عضو با فرض آنکه درتیرهای متصل به دو انتهای عضو، در مقاطع مجاور به اتصالها، لولای خمیری با مشخصات مذکور در بند ۲ تشکیل شده باشند. جهت این لنگرها باید چنان در نظر گرفته شود که نیروی برشی ایجاد شده در عضو مورد نظر بیشترین باشد (شکل ۷. ۹).



شکل ۷. ۹ حالتهای بارگذاری برای تعیین نیروی برشی اوج در ستون

٤. مقاومت برشی نهایی مقطع، V_r، باید بر اساس رابطه $V_r=V_c+V_s$ محاسبه شود. نیروی برشی مقاوم بتن در این رابطه، V_c، در اعضایی از قاب که در آنها نیروی برشی ناشی از زلزله بزرگتر از نصف نیروی برشی طرح، V_u، باشد و مقدار نیروی فشاری محوری در آنها کمتر از $0/075\ \phi_c f_c A_g$ باشد، مساوی با صفر منظور می‌گردد (f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن و ϕ_c ضریب جزئی ایمنی مقاومت بتن برابر ۰/۶ است). منظور از نیروی برشی ناشی از زلزله، نیروی برشی ایجاد شده در عضو به‌علت اختلاف لنگرهای خمشی موجود در لولاهای خمیری ایجاد شده در دو انتهای عضو بر طبق ضوابط بندهای ۲ و ۳. الف است.

٥. تنگهایی که برای مقاومت در برابر برش بکار برده می‌شوند، در نواحی بحرانی عضو باید از نوع ویژه باشند.

۷. ۱. ۲. ۳. ۴. اتصال تیر به ستون

در مورد اهمیت اتصالات قبلاً بحث کرده‌ایم. در بخش ۶. ۲. ۱ دیدیم که چگونه اتصالات بتنی براحتی در زلزله تخریب می‌شوند و نیروی برشی که نوعاً در هنگام زلزله باعث تلاشی اتصال می‌شود در رابطه ۶. ۴۰ ارائه شد. بر اساس همین اصول، آبا برای سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد ضوابط خاصی را پیش بینی کرده است که عمدتاً عبارتند از ادامه دادن تنگهای ویژه ناحیه بحرانی ستون در مجاورت اتصال، به داخل اتصال، و محاسبه ظرفیت برشی اتصال برای نیروهای برشی وارد به آن در بدترین شرایط ممکن.

تنگهای ویژه

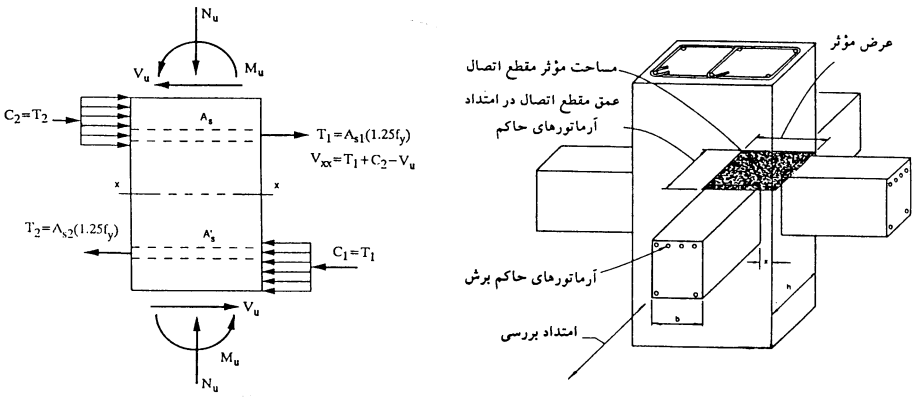
تنگهای ویژه ستون در مجاورت اتصال به داخل اتصال ادامه می‌یابند. درصورتی‌که از هر چهار طرف، تیر به ستون متصل گردد و عرض تیر کمتر از سه چهارم عرض ستون در نقطه اتصال نباشد، نصف تنگهای ویژه ستون را می‌توان در داخل اتصال ادامه داد. این کاهش به‌علت محصور شدن اتصال توسط تیرها است.

طراحی اتصال برای برش

همانطور در شکل ۷. ۱۰ دیده می‌شود، اتصال تحت اثر برآیند نیروهای برشی ناشی از ستونهای بالا و پایین، و نیروهای افقی ناشی از تیرها قرار دارد به‌طوری‌که نیروی برشی کل روی صفحه افقی x -x برابر است با

$$V_{x-x} = T_1 + C_2 - V_u \qquad (۹ .۷)$$

که درآن V_u نیروی برشی ضریب‌دار ستون در محل اتصال، و T_1 و C_2 نیروی افقی تیرها هستند و مطابق شکل ۷. ۱۰، در بدترین حالت برابر نیروی نهایی میلگردها (مساوی با مساحت میلگردها ضربدر تنش نهایی $f_u=1.25f_y$) می‌باشند.



ب. نیروهای وارد بر اتصال *الف. تعریف مساحت A_j*

شکل ۷. ۱۰ وضعیت گره

مقاومت برشی اتصال بتنی برای بتن معمولی با اغماض اثر تنگهای امتداد یافته در داخل اتصال، با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌گردد.

الف. برای اتصالات محصور شده در چهار سمت

$$V_r = 10A_j v_c = 2\phi_c \sqrt{f_c} A_j \quad \text{kN} \qquad (۱۰ .۷)$$

ب. برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم

$$V_r = 7.5A_j v_c = 1.5\phi_c \sqrt{f_c} A_j \quad \text{kN} \qquad (۱۱ .۷)$$

پ. برای سایر اتصالات

$$V_r = 6A_j v_c = 1.2\phi_c \sqrt{f_c} A_j \quad \text{kN} \qquad (۱۲ .۷)$$

$$v_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} \quad \text{kN/mm}^2 \qquad (۱۳ .۷)$$

f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن برحسب مگاپاسکال و ϕ_c ضریب جزئی ایمنی مقاومت بتن برابر ۰/۶ است. یک اتصال زمانی توسط تیری که به یک وجه آن می‌رسد محصور شده تلقی می‌گردد که تیر حداقل سه چهارم سطح اتصال را پوشانده باشد. A_j حداقل سطح مقطع اتصال برحسب mm^2 در صفحه‌ای به موازات محور میلگردهایی که تولید نیروی برشی می‌نمایند می‌باشد. برای بتن سبک مقاومت برشی بتن برابر سه چهارم روابط فوق در نظر گرفته می‌شود.

مهار میلگردها

۱. میلگردهای طولی تیر که به ستون ختم می‌شوند باید تا انتهای دیگر هسته محصور شده ستون ادامه یابند و در صورت کششی بودن مطابق ضوابط بند ۳ زیر و در صورت فشاری بودن مطابق ضوابط فصل ۱۸ آیین‌نامه بتن ایران (آبا) مهار می‌شوند.

۲. در تیرهایی که میلگرد طولی آنها از داخل هسته محصور شده ستون عبور نمی‌کنند، درصورتی‌که این میلگردها توسط تیر دیگری که به اتصال می‌رسد محصور نشده باشند، باید در سراسر طول میلگرد طولی که در خارج از هسته ستون قرار دارند تنگ ویژه قرار داده شود.

۳. طول‌گیرایی میلگرد قلاب‌دار l_{dh}، با خم ۹۰ درجه باید با استفاده از رابطه ۱۸ . ۲ آبا و با منظور کردن مقاومت پیوستگی معادل بتن برابر با $2f_{bm}$، در آن رابطه، در نظر گرفته شود. طول گیرایی قلاب همچنین نباید کمتر از مقادیر: ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.

٤. قلاب باید در هسته محصور شده ستون و یا در اجزای لبه دیوار مهار شود.

٥. طول گیرایی میلگردهای مستقیم l_d، در میلگردهای تحتانی، طبق تعریف بند ۱۸. ۲. ۲. ۱. الف آبا، نباید کمتر از ۲/۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار و در میلگردهای فوقانی نباید کمتر از ۳/۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار منظور گردد.

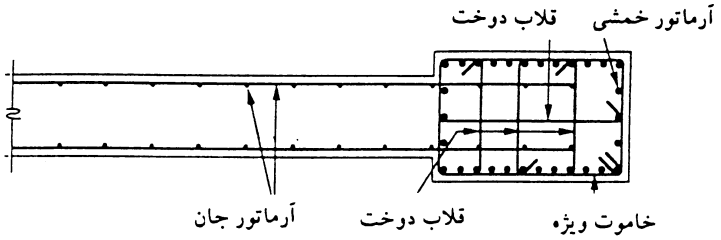
٦. میلگردهای مستقیمی که به یک اتصال ختم می‌شوند باید از داخل هسته محصور شده ستون و یا جزء لبه دیوار عبور داده شوند. طول گیرایی برای آن قسمت از میلگردهایی که در خارج از هسته محصور شده قرار دارند باید به اندازه ۶۰٪ افزایش داده شود.

۷. ۱. ۲. ۳. ۵. دیوار برشی، دیافراگم و خرپا (بادبند)

در صورت ترکیب قاب با دیوار برشی (سیستم لرزه‌بر دوگانه)، مؤثرترین عنصر لرزه‌بر بدست می‌آید. دراین‌صورت می‌توان از کنش قاب برای جذب بارهای قائم و کنش دیوار برای جذب

نیروی زلزله با گریز (جابجایی جانبی) کوچک استفاده نمود (بخصوص در ساختمانهای کوتاه و متوسط).

مشاهده عملکرد ساختمانهای قاب صلب خمشی و ساختمانهای دارای دیوار برشی در زلزله‌های مخرب نشان داده است که ساختمانهای با دیوار برشی رفتار بسیار مطمئن‌تری از خود بروز می‌دهند. عملکرد خوب دیوار برشی قبلاً در بخشهای مختلف کتاب تشریح شده است. لازم به ذکر است که بر خلاف عنوان برشی برای این سیستم، رفتار دیوارهای برشی با نسبت بعدی بیش از ۲ (ارتفاع به طول) بیشتر به‌صورت تیر طره بوده و جابجایی‌های ناشی از خمش حاکم است، هر چند که برای اثر برشی نیز باید کنترل گردد. ضوابط شکل‌پذیری زیاد برای دیوار برشی، دیافراگم و خرپا در زیر آمده است.



شکل ۷. ۱۱ آرایش میلگرد در دیوار برشی

محدودیتهای هندسی

- در دیوارهای سازه‌ای محدودیتهای هندسی زیر باید رعایت گردد.
  الف. ضخامت دیوار نباید از ۱۵۰ میلیمتر کمتر باشد.
  ب. در دیوارهایی که در آنها اجزای لبه‌ای بکار رفته، عرض جزء لبه نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد.
- در دیوارسازه‌ای باید حتی الامکان از ایجاد بازشو باابعاد بزرگ خودداری کرد. در مواردی‌که ایجاد بازشو اجتناب ناپذیر باشد باید موقعیت هندسی آن را طوری در نظر گرفت که بتواند به‌صورت دیوار درگیر[1] (همبسته) عمل نماید. در غیراین‌صورت باید با کمک تحلیل دقیق یا آزمایشهای مناسب اثر وجود بازشو در عملکرد دیوار بررسی شود.
- در دیافراگم دارای بازشو با ابعاد بزرگ، شکل و موقعیت بازشو نباید روی سختی جانبی دیافراگم اثر تعیین کننده داشته باشد. رفتار دیافراگم در هر حالت باید با فرضهای تحلیل در ارتباط با درجه صلبیت آن مطابقت داشته باشد.
- در طراحی دیوارهای با مقطع L وT عرض مؤثر بال، اندازه گیری شده از بر جان در هر سمت که در محاسبات بکار برده می‌شود نباید بیشتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود (مگر با تحلیل دقیق بتوان مقدار آن را تعیین کرد):

---

[1] Coupled walls

الف. نصف فاصله بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور
ب. ۱۰٪ ارتفاع کل دیوار

میلگردهای قائم و افقی

- در دیوارسازه‌ای نسبت میلگرد در هیچیک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰.۲۵٪ باشد، مگر آنکه نیروی برشی نهایی موجود در مقطع دیوار از $0.5A_{cv}v_c$ کمتر باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز باید ضوابط بند ۱۶. ۴ آبا رعایت شود. v_c از رابطه ۷. ۱۳ بدست می‌آید.
- نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از ۰.۴٪ بیشتر باشد.
- فاصله محور تا محور میلگردها درهر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر اختیار شود. در اجزای لبه فاصله میلگردهای قائم نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شوند.
- در دیوارهایی که نیروی برشی نهایی در مقطع آنها از $A_{cv}v_c$ بیشتر است بکارگیری دو شبکه میلگرد الزامی است.
- در اعضای خرپاها، دستکها، کلافها و اجزای جمع کننده نیروها که در آنها تنش فشاری بتن بیشتر از $0/2f_c$ باشد باید در سراسر طول قطعه میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق ستون انجام شود. این میلگردگذاری را در قسمتهایی از طول قطعه که در آنها تنش فشار بتن از $0.25\phi_c f_c$ کمتر باشد می‌توان قطع کرد. تنش فشاری موجود در قطعه زیر اثر بارهای نهایی و با فرض توزیع خطی تنش در مقطع و بر اساس مشخصات مقطع ترک نخورده محاسبه می‌شود.
- کلیه میلگردهای ممتد در دیوارسازه‌ای، دیافراگم، خرپا، دستک، کلاف، و اعضای جمع کننده نیروها باید به عنوان میلگردهای کششی مهار یا وصله شوند.

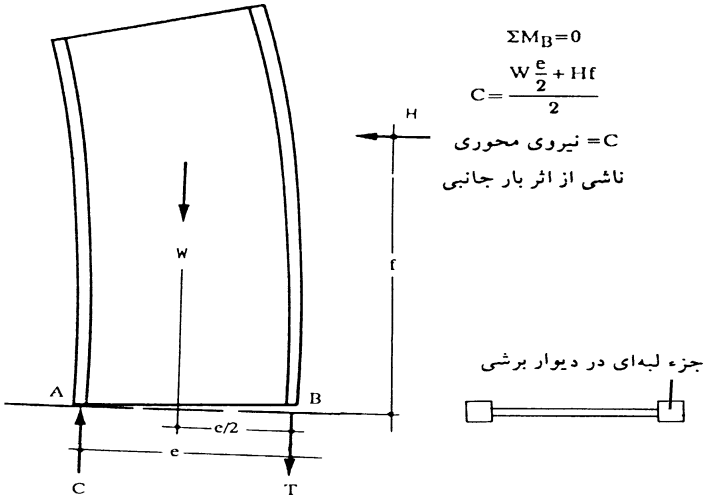
تقویت لبه‌های دیوار برشی (اجزای لبه ای)

۱. در لبه‌ها و در اطراف بازشو در دیوارسازه‌ای و دیافراگم که در آنها تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع زیر اثر بارهای نهایی، به انضمام اثر زلزله، از $0/2f_c$ بیشتر باشد باید اجزای لبه ای پیش بینی شود، مگر آنکه در تمام طول دیوار یا دیافراگم مثل ستون تنگ ویژه پیش‌بینی شده باشد. اجزای لبه را می‌توان در قسمتهایی که تنش فشاری در بتن از $0/15f_c$ کمتر باشد قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع ترک نخورده محاسبه می‌شود، بنابراین:

$$f_c = \frac{N_u}{A_g} + \frac{M_u}{S_g} \qquad (۱۴ .۷)$$

N_u و M_u تلاش محوری و تلاش خمشی نهایی در مقطع مورد مطالعه، A_g سطح مقطع کل افقی دیوار و S_g اساس مقطع ترک نخورده کل مقطع بتنی (مساوی $tl_w^2/6$) می‌باشد. t ضخامت و l_w طول دیوار است.

۲. جزء لبه و دیوار باید در حالت حدی نهایی برای مجموع بارهای قائم وارد به دیوار شامل بارهای اجزای مرتبط با دیوار و وزن دیوار و نیروی محوری ناشی از لنگر واژگونی حاصل از نیروهای جانبی زلزله همانند یک ستون کوتاه طراحی شوند (شکل ۷. ۱۲).



الف. اجزای لبه‌ای *ب. نیروی محوری فشاری در جزء لبه‌ای*

شکل ۷. ۱۲ اجزای لبه ای در دیوار برشی

۳. جزء لبه در دیافراگم باید درحالت حدی نهایی برای مجموع نیروهای محوری که در صفحه دیافراگم عمل می‌کنند و نیروی محوری ناشی از تقسیم لنگر خمشی مؤثر در مقطع دیافراگم به فاصله بین دو جزء لبه‌های دیافراگم در آن مقطع، همانند یک ستون کوتاه طراحی شود.

۴. جزء لبه باید در سراسر طول خود دارای تنگ ویژه مثل ستون باشد.

۵. در دیوار لبه‌دار میلگردهای افقی دیوار باید درناحیه محصور شده اجزاء لبه مهار شوند تا امکان بوجود آمدن تنش کششی در حد مقاومت تسلیم در آنها میسر گردد.

۶. در دیوارهایی که دارای اجزای لبه نیستند میلگردهای افقی دیوار باید به قلاب استاندارد ختم شوند و میلگردهای قائم لبه‌های دیوار را دربر گیرند. در غیراین‌صورت میلگردهای قائم لبه دیوار باید بوسیله رکابهایی که دارای قطر و فاصله مشابه میلگردهای افقی هستند و به آنها وصله می‌شوند، نگهداری شوند. چنانچه نیروی برشی نهایی در مقطع دیوار از $۰/۵A_{cv}v_c$ کمتر باشد رعایت ضوابط این بند الزامی نیست.

۷. *درزهای اجرایی:* کلیه درزهای اجرایی در دیوار و دیافراگم باید ضوابط درزهای اجرایی در بخش ۹. ۸ آبا را تأمین کنند. سطح درز باید زبری مذکور در بند ۱۲. ۱۴. ۳. ۵ آبا را دارا باشد. ضوابط طراحی درز اجرایی برای برش باید بر اساس عملکرد برش اصطکاکی، طبق ضوابط بند ۱۲. ۱۷. ۳. ۳ آبا رعایت گردد.

ضوابط برش در دیوار و دیافراگم

۱. در دیوارسازه‌ای و دیافراگم، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید بر اساس رابطه زیر صورت گیرد:

$$V_u \le \phi_n V_r \qquad (۱۵ .۷)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی نهایی در مقطع مورد نظر است که از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و بارهای جانبی زلزله بدست آمده و V_r مقاومت برشی نهایی مقطع است که مطابق ضوابط زیر محاسبه می‌شود. ϕ_n ضریب اصلاحی مقاومت است که در این قطعات مساوی با ۰/۷ منظور می‌گردد.

۲. مقاومت برشی نهایی مقطع، V_r، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_r = A_{cv}(\alpha_c v_c + \phi_s \rho_h f_y) \qquad (۱۶ .۷)$$

تنش برشی بتن v_c، از رابطه ۷. ۱۳ محاسبه می‌گردد. ρ_h نسبت میلگرد افقی دیوار، f_y تنش تسلیم میلگرد افقی و α_c ضریبی است که به شرح زیر بدست می‌آید:

الف. در دیوارها و دیافراگمهایی که در آنها نسبت ارتفاع به طول دیوار بزرگتر یا مساوی ۲ است، α_c برابر ۱ است.

ب. در دیوارها و دیافراگمهایی که در آنها نسبت ارتفاع به طول دیوار کوچکتر یا مساوی ۱/۵ است، α_c برابر ۰/۷۵ می‌باشد.

پ. در دیوارها و دیافراگمهایی که در آنها نسبت ارتفاع به طول دیوار بین ۱/۵ و ۲ است، α_c با درونیابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

۳. در تعیین مقاومت برشی نهایی مقطع در قطعات یک دیوار یا دیافراگم مقدار ضریب α_c باید برای بیشترین مقدار نسبت ارتفاع به طول در کل دیوار یا دیافراگم و در قطعه مورد نظر محاسبه شود.

۴. میلگردهای برشی در دیوار و دیافراگم باید در صفحه دیوار و دیافراگم در دو جهت عمود بر هم توزیع شوند به‌طوری‌که در این دو جهت مقاومت برشی ایجاد نمایند. در مواردی که نسبت

ارتفاع به طول کمتر از ۲ است نسبت میلگرد قائم، ρ_n نباید کمتر از نسبت میلگرد افقی برشی، ρ_h، در نظر گرفته شود.

۵. مقاومت برشی نهایی مقطع، V_r، در دیوارهایی‌که متشکل از تعدادی پایه دیوارگونه‌اند و مشترکاً نیروی جانبی را تحمل می‌کنند نباید بیشتر از $۴A_{cv}v_c$ در نظر گرفته شود. در این دیوارها مقاومت برشی نهایی مقطع درهرپایه دیوارگونه نیز نباید بیشتر از $۵A_{cp}v_c$ منظور گردد. A_{cp}سطح مقطع یک پایه دیوارگونه و A_{cv} مجموع سطح مقطعهای این پایه‌ها است.

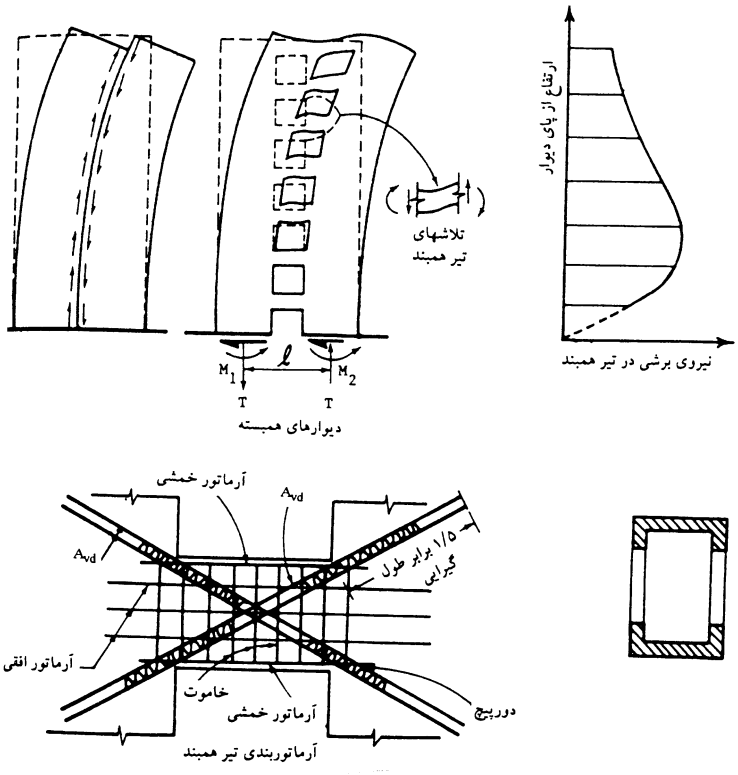
۷. ۱. ۲. ۳. ۶. *دیوار برشی همبسته (درگیر) و تیر همبند*

اگر دو یا چند دیوار برشی به فواصل نسبتاً کمی از هم قرار گرفته و توسط تیرهای نسبتاً عمیقی بهم متصل شوند، نحوه تغییرشکل آنها تحت نیروی جانبی، مطابق شکل ۷. ۱۳، حاکی از این است که تا حدودی مانند یک دیوار یکپارچه عمل کرده باشند. این تیرهای اتصال را تیر همبند، و دیوارهای برشی مزبور را دیوار همبسته می‌خوانند.

- تیرهای همبند در دیوارهای همبسته که در آنها نیروی برشی نهایی از $۲A_{cv}v_c$ بیشتر و نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع آنها کمتر از ۳ باشد باید طبق ضوابط بندهای زیر میلگردگذاری شوند. در غیراین‌صورت میلگردگذاری در این تیرها طبق ضوابط تیرهای خمشی انجام می‌شود. عرض این تیرها نباید از ۳۰۰ میلیمتر کمتر باشد.
- مقاومت برشی در تیر همبند باید کلاً بوسیله میلگردهای قطری که به‌صورت ضربدری و متقارن در سراسر طول تیر ادامه دارند و در دیوارهای طرفین تیر در طولی به اندازه یک و نیم برابر طول گیرایی میلگرد مهار می‌شوند، تأمین گردد. سطح مقطع میلگرد قطری در هر یک از شاخه‌های ضربدری از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$V_{vd} = \frac{V_u}{2 f_y Sin\alpha} \qquad (۱۷ .۷)$$

در این رابطه α زاویه بین میلگرد قطری و محور طولی تیر، و f_y تنش تسلیم میلگردها است.



شکل ۷. ۱۳ دیوار برشی همبسته و تیر همبند زیر اثر نیروی جانبی

- میلگردهای طولی باید به وسیله تنگ (مارپیچ یا معمولی) با قطر حداقل ۸ میلیمتر و با فاصله از یکدیگر حداکثر برابر با کوچکترین ۳ مقدار زیر محصور شوند.
  الف. ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد قطری
  ب. ۲۴ برابر قطر تنگ
  پ. ۱۲۵ میلیمتر
- مقاومت خمشی تأمین شده توسط میلگردهای قطری را می‌توان در محاسبه ظرفیت خمشی تیر همبند منظور کرد.
- مقاومت برشی نهایی مقطع در قطعات افقی در دیوار نظیر تیررابط در دیوارهای همبسته نباید بیشتر از $5A_{cp}v_c$ در نظر گرفته شود. A_{cp} سطح مقطع قطعه افقی دیوار است و v_c از رابطه ۷. ۱۳ بدست می‌آید.

۷. ۱. ۲. ۳. ۷. اعضای غیر لرزه‌بر قاب

طبق ضوابط آبا، آن دسته از اعضای قاب که بخشی از سیستم لرزه‌بر نمی‌باشند باید برای حالتی که سازه به‌طور جانبی به اندازه دو برابر جابجایی محاسبه شده برای بارهای جانبی نهایی تغییرشکل می‌یابد، ظرفیت باربری کافی برای بارهای قائم را دارا باشند و همچنین این اعضا

علاوه بر رعایت ضوابط متن اصلی آبا، درصورتی‌که تیر خمشی باشند باید در کلیه مقاطع حداقل دو میلگرد در بالا و پایین با مقدار حداقل $1/4b_wd/f_y$ داشته باشند و نسبت میلگرد خمشی آنها از ۰/۰۲۵ تجاوز نکند و درصورتی‌که دیوار یا دیافراگم باشند نسبت حداقل میلگردهای افقی و قائم آنها نباید از ۰/۰۰۲۵ کمتر باشد و فاصله این میلگردها نباید از ۳۵۰ میلیمتر تجاوز نماید. درکلیه اعضای قاب که درآنها نیروی محوری فشاری نهایی از $0/15\phi_c f_c A_g$ تجاوز می‌کند، فاصله تنگها S_0 در طولی مساوی l_0 از بر اتصال نباید بیش از مقادیر زیر باشد:

۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی
۲۴ برابر قطر تنگ
نصف بعد کوچک مقطع ستون

فاصله l_0 نباید از یک ششم ارتفاع آزاد ستون، بزرگترین بعد مقطع ستون و ۴۵۰ میلیمتر کمتر باشد. اولین تنگ به فاصله $0/5S_0$ از بر ستون قرار داده می‌شود و فاصله بین تنگها در سایر نقاط نباید از $2S_0$ تجاوز نماید. تنگها باید در انتها دارای قلاب ۱۳۵ درجه با طول ادامه حداقل ۶ برابر قطر تنگ یا ۶۰ میلیمتر باشند. استفاده از قلاب دوخت طبق تعریف قبلی (شکل ۷. ۳) نیز بلا مانع است.

۷. ۲. سازه‌های فولادی

۷. ۲. ۱. ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰

بخشی از ضوابط مربوط به طراحی سازه‌های فولادی در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲ (آذر ۷۸) در متن آیین‌نامه آمده است که در زیر ارائه و بحث خواهد شد. بخش دیگر در پیوست ۲ آیین‌نامه آمده که در بخش ۷. ۲. ۱. ۲ بررسی می‌شود.

۷. ۲. ۱. ۱. ضوابط کلی

زمان تناوب

برای محاسبه زمان تناوب سازه‌های فولادی روابط زیر داده شده است که به وجود مهار جانبی و میانقاب در ساختمان بستگی دارد. برای ساختمانهای قابی فولادی چنانچه سایر اجزای ساختمانی مانعی در برابر حرکت قابهای ساختمان ایجاد نکند، زمان تناوب برابر است با

$$T = 0.08H^{0.75} \qquad (۱۸ .۷)$$

H زمان تناوب به متر است. طبق توصیه آیین‌نامه، در صورت وجود میانقاب ۲۰٪ از تناوب کاسته می‌شود[1]. باید دانست که اثر واقعی میانقابها می‌تواند خیلی بیشتر از این باشد اما بخشی از این اثر در رابطه فوق به‌طور ضمنی در نظر گرفته شده است. برای سایر ساختمانها، با و بدون میانقاب رابطه زیر توصیه شده است.

$$T = 0.05H^{0.75} \qquad (۱۹ .۷)$$

ضریب *رفتار*

ضریب رفتار سازه‌های فولادی در جدول زیر درج شده است.

جدول ۷. ۳ ضریب رفتارسازه‌های فولادی

سیستم سازه	سیستم لرزه‌بر	R	ارتفاع مجاز(متر)
قاب ساده (غیر گیردار)	دیوار برشی بتن آرمه	۷	۵۰
	دیوار برشی آجری مسلح	۵	۳۰
	باد بند برون‌محور	۷	۵۰
	بادبند هم محور	۶	۴۰
قاب گیردار	قاب فولادی ویژه	۱۰	۱۸۰
	قاب فولادی معمولی	۶	۵۰
دوگانه (مختلط)	قاب ویژه (بتنی یا فولادی) + دیوار برشی بتن آرمه	۱۱	۲۰۰
	قاب فولادی معمولی+ دیوار برشی بتن آرمه	۷/۵	۷۰
	قاب فولادی ویژه + بادبند برون‌محور	۱۰	۱۸۰
	قاب فولادی معمولی + بادبند برون‌محور	۷/۵	۶۰
	قاب فولادی ویژه + بادبند هم محور	۹	۱۵۰
	قاب فولادی معمولی + بادبند هم محور	۶/۵	۵۰

در مورد انتخاب سیستم لرزه‌بر، توجه به نکات زیر مفید بنظر می‌رسد:

۱. *استفاده از اتصال خرجینی* ـ طبق توصیه آیین‌نامه قاب با اتصالات خرجینی همانند قاب ساده (غیر گیردار) محسوب می‌شود. البته با توجه به مطالب بخش ۶. ۱. ۳. ۵. ۲، در مورد اتصال خرجینی باید توجه نمود که این نوع اتصال از صلبیت قابل ملاحظه‌ای برخوردار است به‌طوری‌که درهنگام زلزله بخشی از لنگر

[1] اثر میانقابها بر سختی و تناوب سازه در بخش ۶. ۱. ۵. ۳ بحث شده است. در این مورد مثال ۶. ۴ را ببینید. برای جزئیات بیشتر مراجع ۴۱ و ۹۵ را مطالعه کنید.

ناشی از نیروی جانبی زلزله را دریافت می‌کند و چنانچه مقدار چرخش ایجاد شده در گره‌ها از حد شکست اتصال فراتر رود امکان گسیختگی اتصال و فرو ریختن سقف وجود دارد. بنابراین استفاده از این اتصال بدون آشنایی با رفتار واقعی آن می‌تواند خطر آفرین باشد حتی اگر آنرا به‌صورت اتصال ساده منظور نموده باشیم.

۲. *سیستم دوگانه* ـ در سیستم‌های دوگانه برای ساختمانهای تا ۸ طبقه و یا کوتاهتر از ۳۰ متر می‌توان بجای توزیع بار به نسبت صلبیت عناصر باربر جانبی، ۱۰۰٪ نیروی جانبی زلزله را به دیوار برشی یا بادبند داد مشروط بر آنکه قابها ظرفیت تحمل ۳۰٪ نیروی زلزله را داشته باشند. برای آشنایی بیشتر در این مورد به بخش ۴. ۹. ۲ مراجعه شود.

۳. *حد ارتفاع* ـ در جدول ۷. ۳ برای هر سیستم سازه‌ای یک ارتفاع مجاز مشخص شده است. ساختن ساختمان با ارتفاع بیش از این حد مجاز در مناطق با خطر نسبی زیاد مجاز نیست. طبق توصیه آیین‌نامه، چنانچه برای سازه‌های خاص که عمدتاً غیر مسکونی و غیر اداری باشند مانند برج مخابراتی، یادمان، و غیره، ارتفاع بیش از مقادیر مزبور مد نظر باشد، **صرفاً با تایید کمیته دائمی این آیین‌نامه از نظر روش محاسبه و طراحی، مجاز خواهد بود** و بهر حال استفاده از سیستم‌های غیرویژه در این مورد مجاز نیست.

۴. *بناهای ضروری* ـ در مناطق با خطر نسبی زیاد برای *بناهای ضروری* (بناهایی که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد مانند بیمارستان، مرکز آتش نشانی، تأسیسات آبرسانی، مرکز مخابرات، ...) فقط باید از سیستم‌های ویژه استفاده شود. نحوه طراحی سیستم‌های فولادی ویژه در بخش ۷. ۲. ۱. ۲. ۲ آمده است.

افزایش بار طراحی ستونها

درمواردی‌که یک عضو لرزه‌بر مانند دیوار برشی یا بادبند تا روی شالوده ادامه پیدا نکند، مقاومت نهایی ستونهایی که این عضو را تحمل می‌کنند (که ۱/۷ برابر مقاومت حاصل از روش تنش مجاز فرض می‌شود) باید حداقل برابر با بارهای بدست آمده از ترکیبات زیر، علاوه بر سایر ترکیبات بار باشد:

ترکیب ۱: (بار زلزله)R ۰/۴ +/- (بارزنده)۰/۸+بار مرده

ترکیب ۲: (بار زلزله)R ۰/۴ +/- (بارمرده)۰/۸۵

در هر حال کل نیروی محوری ستون لازم نیست از مجموع ظرفیت نهایی سایر اعضایی که به این ستون نیرو وارد می‌کنند، بیشتر باشد.

افزایش بار طراحی اجزای غیر لرزه‌بر

برای ساختمانهای بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه‌ای که در سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی شرکت ندارند اما از طریق کف با سیستم باربر جانبی مرتبطند، باید برای اثر هم‌زمان بارهای قائم وقتی که عضو دارای گریزی مساوی با گریز نسبی طبقه ضربدر ۰/۴R می‌باشد وارسی شود. در این محاسبه لازم نیست که حداقل B/R (=۰/۰۹) در هنگام برآورد نیروی برش

پایه رعایت گردد. اثر وزن (P-Δ) نیز در این محاسبات باید منظور گردد. درصورتی‌که در طراحی این اجزا از روش تنشهای مجاز استفاده شده باشد، ظرفیت باربری نهایی آنها را می‌توان ۱/۷ برابر ظرفیت باربری مجاز آنها گرفت.

کنترل سازه تحت زلزله متوسط

در ساختمانهای با اهمیت زیاد و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیش از ۱۵ طبقه، سازه باید در برابر اثر زلزله خفیف یا متوسطی که در طول مدت ۵۰ سال عمر مفید سازه احتمال وقوع آنها بیشتر از ۹۹/۵٪ است قابلیت استفاده خود را حفظ کند. این زلزله را *زلزله سطح بهره برداری* می‌خوانند و حرکت زمین در این زلزله مطابق بندهای ۲-۵-۱-ب و ۲-۵-۱-پ آیین‌نامه همراه با منظور نمودن عدد ۱/۶ بجای 1/R تعیین می‌گردد و نیروی برش پایه در زلزله سطح بهره برداری از رابطه V=(ABI/R)W محاسبه می‌شود. در این زلزله نیروها و جابجاییها نباید از مقدار زیر بیشتر تجاوز کند:

الف. در سازه‌های فولادی تنش ایجاد شده در اعضا زیر اثر بارهای سطح بهره برداری، بدون ضریب بار، از حد جاری شدن تجاوز نکند. همچنین در کنترل اتصالات اجزای فولادی نیازی به اعمال ضریب ۱/۲۵ نیست.

ب. گریز نسبی طبقات از ۰/۰۰۵ ارتفاع طبقه تجاوز نکند (=R/ ۰/۰۳).

پ. در هر طبقه تنش در ۱۰٪ ستونها و ۱۵٪ تیرهای قابهای خمشی می‌تواند تا ۲۵٪ بیش از تنش تسلیم باشد.

ج. چنانچه نوع و نحوه بکارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیرسازه‌ای به‌گونه‌ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر جابجاییهای بیشتر و بدون خسارت عمده برجا بمانند حد گریز نسبی مجاز تا ۰/۰۰۸ افزایش می‌یابد.

با توجه با افزایش تنش مصالح تا حد تنش تسلیم، چنانچه بخواهیم نیروهای زلزله سطح بهره‌برداری را هم ارز حالت تنش مجاز نماییم، لازم است R را در نسبت $f_y/(0.6x1.33f_y)$ ضرب کنیم، پس:

$$R = [1/(0.6x1.33)]6 = 7.5$$

ملاحظه می‌گردد که در مورد سیستم‌هایی مانند قاب فولادی ویژه که مشروط به انجام تمهیدات خاصی، آیین‌نامه مجاز دانسته که از ضریب رفتار ۱۰ استفاده شود، بدلیل محدودیت ارائه شده در این بخش، عملاً نمی‌توان مقدار این ضریب را بیش از ۷/۵ اختیار نمود.

ترکیب نیروی زلزله با سایر نیروها

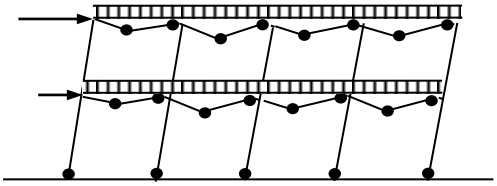
- در صورت استفاده از روش تنش مجاز، ضوابط استاندارد ۵۱۹ ملاک خواهد بود.

- در صورت استفاده از روش مقاومت نهایی یا حدی، آیین‌نامه مورد استفاده برای سازه‌های فولادی رعایت خواهد شد.

۷. ۲. ۱. ۲. ضوابط خاص (پیوست ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰)

ویرایش دوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ طراحی کلیه سازه‌های فولادی را ملزم به رعایت ضوابط مندرج در پیوست ۲ این آیین‌نامه نموده است. در پیوست ۲، ضمن توصیه به رعایت ضوابط مندرج در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ، ضوابط خاصی نیز مشخص شده است که باید در طرح کلیه سازه‌های فولادی در نظر گرفته شود. ضوابط مندرج در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان تحت عنوان *طرح و اجرای ساختمانهای فولادی* عمدتاً برگرفته از ویرایشهای نسبتاً قدیمی‌تر اِ آی اِس‌سی[1] می‌باشد. عدم توجه به عملکرد غیرارتجاعی سازه در زلزله‌های شدید یک از عمده‌ترین اشکالات ضوابط مزبور می‌باشد. در واقع، به دلیل اینکه حوزه اصلی فعالیت و خاستگاه انجمن سازه‌های فولادی که ضوابط مزبور را تدوین نموده در شرق امریکا است، خیلی دیرتر از غرب این کشور توجه خود را به زلزله معطوف نمود. به همین دلیل، طبق ضوابط اِآی‌اِس‌سی‌تا یک دهه قبل، حداقل لنگر طراحی اتصال در قابهای خمشی برابر نصف ظرفیت خمشی تیر بود. با مطالعه تأثیر رفتار غیرارتجاعی سازه بر نیروهای زلزله در بخشهای مختلف این کتاب، از جمله بخشهای ۳. ۲ و ۳. ۵، بخوبی روشن شد که سازه در زلزله‌های شدید از حد مقاومت ارتجاعی گذشته و تسلیم می‌گردد. بدیهی است که تسلیم در نقاط ضعیف سازه متمرکز می‌شود. با درنظرگرفتن این واقعیت، در نسل نو آیین‌نامه‌ها سعی گردیده است تسلیم به‌گونه‌ای هدایت شده (بخش ۳. ۵. ۴ را ببینید) صورت پذیرد و با اعمال ضوابط مناسبی از وقوع تسلیم در آن دسته از اجزاء سازه مانند اتصالات که رفتار پسماندشان از نرمی و ثبات کافی برخوردار نیست، جلوگیری شود. این‌کار معمولاً با تأمین مقاومتی بیش از مقاومت عضو مجاور صورت می گیرد تا تسلیم به نقاط مجاور منتقل گردد.

[1] AISC(American Institute of Steel Construction), Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design



شکل ۷. ۱۴ نمونه سازکار تسلیم در یک قاب خمشی در زلزله

با تأسی به ضوابط طراحی در غرب امریکا، اِآیِاِس‌سی در سال ۱۹۹۲ ضوابط ویژه‌ای را برای طرح لرزه‌ای سازه‌های فولادی منتشر ساخت[۱] که در آن قابهای فولادی به دو گروه معمولی و ویژه تقسیم شده‌اند و اصل *قویتر بودن اتصال از عضو* به منظور اعمال *تسلیم هدایت شده* به سازه در این ضوابط رعایت شده است. آیین‌نامه ۲۸۰۰ نیز در ویرایش ۲، با بهره‌گیری از این ضوابط، قابهای فولادی را به دو گروه معمولی و ویژه تقسیم نمود و برای طراحی آنها ضوابط خاصی در پیوست ۲ ارائه ساخت. در این بخش، ضوابط پیوست ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰ تشریح و بحث خواهد شد.

تعاریف

مهاربند ضربدری[۲] ـ حالتی که در آن دو عضو بادبند بصورت قطری قرار می‌گیرند.

مهاربند قطری ـ حالتی که فقط یک قطر در دهانه قرار می‌گیرد.

مهاربند جناغی[۳] ـ حالتی که دو عضو مهاربند در روی یک گره در رو و یا زیر تیر با یکدیگر متقاربند.

مهاربند زانویی[۴] ـ حالتی‌که یک‌جفت مهاربند در یک طرف ستون قرار می‌گیرند و یکدیگر را در نقطه‌ای در روی ستون قطع می‌کنند.

گره ـ محل برخورد دو یا چند عضو

اتصال ـ جزئی سازه‌ای که دو عضو را بهم متصل می‌کند.

چشمه *اتصال*[۵] ـ بخشی از ستون در محل اتصال، محصور بین خطوط محاذی بالهای تیر

---

[۱] AISC, 1992, Seismic provisions for structural buildings

[۲] X bracing

[۳] chevron bracing که در پیوست ۲، مهاربند ۷ و یا ۸ نامیده شده و بنظر نگارنده چندان مناسب نیامد.

[۴] K bracing که در پیوست ۲ مهاربند k خوانده شده است.

[۵] panel zone

مقاومت اعضا ـ منظور از مقاومت اعضا، مقاومتی اسمی است که گمان می‌رود برابر مقاومت نهایی عضو باشد و مقدار آن در جدول زیر درج گردیده است.

جدول ۷. ۴ مقاومت نهایی اسمی اعضا و اتصالات فولادی

عضو یا اتصال	علامت اختصاری یا توصیف	نوع مقاومت	مقدار مقاومت
اعضا	M_{ps} V_s P_{sc} P_{st}	خمش برش فشار محوری کشش محوری	$M_{ps}=Zf_y$ $V_s=0.55f_ydt$ $P_{sc}=1.7F_aA$ $P_{st}=f_yA$
اتصالات	جوش لب با نفوذ کامل	کلیه حالات	[1]مقدار مجاز*۱/۷
	جوش لب با نفوذ نسبی	کلیه حالات	مقدار مجاز*۱/۷
	جوش گوشه	کلیه حالات	مقدار مجاز*۱/۷
	پیچ	کلیه حالات	مقدار مجاز*۱/۷

علائم اختصاری که در جدول فوق و یا بخشهای زیر آمده عبارتند از: f_y تنش تسلیم فولاد، F_a تنش فشاری مجاز[2]، M_{ps} لنگر خمیری عضو، P_{DL} نیروی محوری ناشی از بار مرده، P_E نیروی محوری ناشی از زلزله، P_{LL} نیروی محوری ناشی از بار زنده، P_{SC} مقاومت محوری فشاری عضو، P_{ST} مقاومت محوری کششی عضو، V_S مقاومت برشی عضو، Z اساس خمیری مقطع و R ضریب رفتار ساختمان.

۷. ۲. ۱. ۲. ۱. ستون

کلیه ستونها باید دارای مقاومت فشاری و کششی کافی برای تحمل نیروهای محوری ناشی از ترکیبات زیر باشند.

$$1.0\,P_{DL} + 0.8\,P_{LL} + (0.4R)P_E < P_{SC} = 1.7F_aA \qquad \text{در فشار} \qquad (۷. ۲۰)$$

$$0.8\,P_{DL} + (0.4R)P_E < P_{ST} = F_yA \qquad \text{در کشش} \qquad (۷. ۲۱)$$

---

[1] کلیه مقادیر تنش مجاز در این جدول، بدون درنظرگرفتن ضریب افزایش ۱/۳۳ مربوط به بارگذاری فوق العاده تعیین می‌شود. البته در ویرایش ۲-آذر ۷۸، مقاومت نهایی برابر f_yA داده شده است که بدلیل در نظر نگرفتن ضریب کاهش ϕ برای جوش، با ضوابط آیین‌نامه فولاد ایران در تناقض قرار می‌گیرد و به احتمال قوی، در ویرایشهای بعدی به‌صورت نشان داده شده در جدول اصلاح خواهد شد.

[2] کلیه مقادیر تنش مجاز در این جدول، بدون درنظرگرفتن ضریب افزایش ۱/۳۳ مربوط به بارگذاری فوق العاده تعیین می‌شود.

رعایت این ضابطه برای ستونهای قاب خمشی که روابط اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در مورد آنها صادق است و تنش فشاری محوری آنها، f_a، برای تمام ترکیبات بارگذاری از $0/3f_y$ بیشتر نیست، لازم نمی‌باشد. البته تجارب طراحی نشان می‌دهد که در ساختمانهای متعارف، عموماً رابطه اندرکنش (رابطه ۶. ۵۱ و یا نظیر آن برای طراحی به روش تنش مجاز) غالب است و رابطه پایداری (رابطه ۶. ۵۰) کنترل کننده نیست. بنابراین در شرایطی که نیروی محوری از مقدار فوق کمتر باشد، عملاً نیازی به کنترل شرط فوق نیست.

وصله ستون

وصله ستون علاوه بر سایر ترکیبات، باید مقاومت نهایی کافی برای بارهای فشاری و کششی روابط ۷. ۲۰ و ۷. ۲۱ را دارا باشد. همچنین، در وصله جوش ستونهایی که تحت نیروی خالص کششی قرار دارند، ظرفیت جوشها نباید کمتر از ۵۰٪ ظرفیت بالهای ستون باشد. ضمناً محل وصله در صورتی که با جوش نفوذ ناقص اجرا شده باشد باید حداقل ۹۰ سانتیمتر از بال تیر فاصل داشته باشد.

محاسبه لاغری ستون در قاب خمشی

در قابهای خمشی (بدون مهاربندی) ضریب طول موثر ستون در صفحه نیروهای زلزله مشروط به احراز شرایط زیر، می‌تواند برابر ۱ اختیار شود.

الف. ستون در محل اتصال پیوسته و یا گیردار باشد.

ب. تحت بارهای طراحی، تنش فشاری محوری f_a از $0/4f_y$ تجاوز نکند.

ج. شاخص گریز طبقه کوچکتر از ۰/۰۴ باشد یعنی

$$\theta_i = P_i \Delta_i / V_i h_i < 0.04$$

P_i مجموع نیروی محوری ستونهای طبقه در شرایط بارگذاری در سطح بهره برداری، Δ_i جابجایی نسبی طبقه، V_i برش طبقه و h_i ارتفاع طبقه است.

۷. ۲. ۱. ۲. ۲. قاب خمشی معمولی

در پیوست ۲ درمورد قابهای معمولی (غیر ویژه) صرفاً ضوابطی برای طرح ستون و اتصال مشخص است. ضوابط مربوط به ستون در بخش ۷. ۲. ۱. ۲. ۱ تشریح گردید. در مورد اتصال تیر به ستون رعایت ضابطه مقاومت زیر الزامی است، مگر اینکه بتوان نشان داد اتصالات توان مقاومت در برابر ترکیب بار وزنی بعلاوه $0/4R$ برابر نیروهای زلزله طرح را دارا می‌باشند.

مقاومت اتصال

مقاومت نهایی اسمی اتصال تیربه‌ستون (طبق جدول ۷. ۴) باید حداقل مساوی ۱/۲۵ برابر کمترین دو مقدار زیر باشد:

۱. مقاومت خمشی تیر M_{ps}

۲. لنگر متناظر با مقاومت برشی چشمه اتصال[۱] که از رابطه زیر بدست می‌آید

$$V = 0.55 f_y d_c t \left(1 + \frac{3 b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t}\right) \qquad \text{مقاومت برشی چشمه اتصال} \qquad (۲۲ .۷)$$

$$M_{pz} = V d_b \qquad \text{لنگر نظیر تسلیم برشی چشمه اتصال} \qquad (۲۳ .۷)$$

t ضخامت جان ستون بعلاوه ضخامت ورق مضاعف[۲]، d_b و d_c ارتفاع مقاطع تیر و ستون، و b_c و t_{cf}، عرض و ضخامت بال ستون می‌باشند.

تبصره:

الف. اگر اتصال منطبق با شرایط زیر باشد، نیازی به درنظرگرفتن ضریب ۱/۲۵ برای مقاومت اتصال نیست و کافی است مقاومت اتصال از کمترین مقدار حاصل از بندهای ۱ و ۲ کمتر نباشد:

- اتصال بال تیر به ستون با استفاده از ورق اتصال بال[۳] که توسط جوش لب با نفوذ کامل به بال ستون متصل شده است تأمین گردد.
- اتصال بال تیر به ورق اتصال بال توسط جوش لبه در امتداد موازی محور تیر و یا با استفاده از حداقل دو ردیف پیچ پر مقاومت اصطکاکی (جمعاً چهار پیچ برای هر بال) تأمین گردد.
- از جوش و پیچ به‌طور هم‌زمان برای انتقال نیرو از بال تیر به ورق اتصال بال استفاده نشده باشد.
- اتصال جان تیر به ستون با ورق اتصال جان و با استفاده از جوش یا پیچ پرمقاومتِ اصطکاکی تأمین گردد. دو نمونه از چنین اتصالی در شکل ۷. ۱۶ نشان داده شده است.

ب. اگر با آزمایش نشان داده شود که یک اتصال جوشی یا پیچی از مقاومت کافی برخوردار است (مقاومتش از کمترین مقدار حاصل از بندهای ۱ و ۲ کمتر نیست) نیازی به درنظرگرفتن ضریب افزایش ۱/۲۵ نمی‌باشد.

---

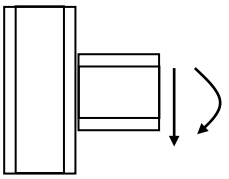
[۱] panel zone shear

[۲] doubler plate

[۳] flange plates

پ. برای فولادهایی که مقاومت نهایی آنها، f_u، کمتر از ۱/۳ برابر مقاومت تسلیم f_y باشد، در اتصالات پیچی، ورقهای اتصال بال تیر و ستون، باید نسبت مقطع مؤثر به مقطع کلی (یعنی A_e/A_g) بزرگتر از $1/1 f_y/f_u$ باشد و حداقل از دو ردیف پیچ در این اتصال استفاده شود.

مثال ۷. ۱ اتصال زیر را بر اساس ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ـ ویرایش ۲ طرح نمایید.
تیر از نیمرخ IPE200 و ستون IPB180 فولاد نرمه با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کگ‌برسمم است. لنگر بدست آمده در تحلیل سازه زیر اثر بارگذاری فوق العاده زلزله برابر ۴ تن متر می‌باشد. سازه مورد نظر در منطقه ای با خطر لرزه‌ای خیلی زیاد قرار دارد.



حل. ابتدا مقاومت خمشی تیر و مقاومت خمشی نظیر چشمه اتصال تعیین می‌شوند.

$M_{ps} = zf_y = 220x2400 = 5.280 \ \ t.m$ *لنگر خمیری*

$$V = 0.55 f_y d_c t\left(1+\frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t}\right) = 0.55x2400x18x0.85\left(1+\frac{3x18x1.4^2}{20x18x0.85}\right) = 27.18t$$ *تیر*

$M=V.d_b=27.18x0.2=5.43 \ t.m$ *لنگر نظیر شکست برشی چشمه اتصال*

مقاومت خمشی تیر کمتر از لنگر نظیر شکست خمشی چشمه اتصال است. پس لنگر تیر مبنای مقایسه برای انتخاب لنگر حداقل طراحی است. برای مقایسه لنگر حاصل از تحلیل با این لنگر، چون طرح اتصال با استفاده از جدول ۷. ۴ به‌روش خمیری انجام می‌شود، باید آن را هم‌سنگ کرد بنابراین

$M_u = (1.7/1.33)(4) = 5.11 \ \ t.m$ *لنگر هم‌سنگ شده*

$M_u < 1.25x5.28 = 6.60$

البته اگر از اتصال نمونه شکل ۷. ۱۶ استفاده کنیم، می‌توان ضریب ۱/۲۵ را حذف کرد و اتصال را برای لنگر کمتری طرح نمود، اما در اینجا ترجیح داده‌ایم که یک حالت کلی‌تر بررسی شود. پس لنگر طراحی حدی اتصال برابر است با

$M_{\text{اتصال}} = 6.60 \ \ t.m$

نیروی افقی بال برابر است با

$$F = \frac{M}{0.95d_b} = \frac{6.60x10^2}{0.95x20} = 34.74 \quad t$$

بخش بحرانی در انتقال این نیرو به بال ستون، جوش بال تیر به بال ستون است. اگر از جوش لب برای این‌کار استفاده شود، با توجه به جداول ۷. ۴ و ۷. ۵ حداقل سطح مورد نیاز جوش برابر است با

$A_{weld} = F/f_{weld} = F/[1.7(\phi x0.6f_y)] = 34740/(1.7x0.75x0.6x2400) = 18.92 \ cm^2$

در اینجا فرض شده که جوش فقط به‌طور چشمی بازرسی می‌شود و آزمایش غیرمخرب انجام نمی‌گردد، ازاین‌رو ضریب کاهش ۰/۷۵ برای تنش مجاز جوش منظور شده است. مساحت ورق مورد نیاز برابر است با

$A = A_{weld} - A_f = 18.92 - 10x.85 = 10.42 \ cm^2$

اگر ورق ۱۶*۸۰ میلیمتر انتخاب شود سطح جوش برابر ۱۲/۸ (= ۱/۶*۸) است که کافی می‌باشد. طول ورق بر اساس طول جوش گوشه مورد نیاز بدست می‌آید. تنش برشی مجاز جوش گوشه از جدول ۷. ۵ برابر است با

$f_{fillet\ weld} = \phi\ (0.3F_u) = 0.75x(0.3x4200) = 945 \quad kg/cm^2$

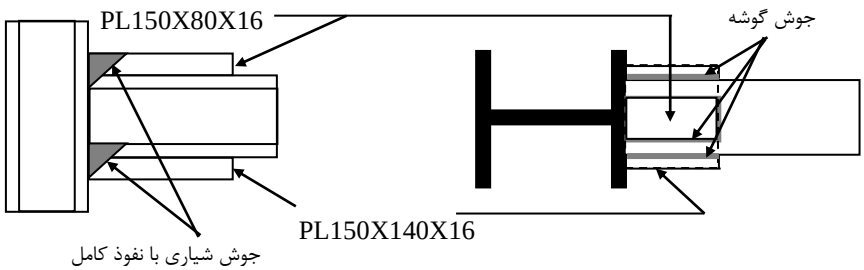
پس با استفاده از جدول ۷. ۴ تنش مجاز جوش در حالت حدی برابر ۱۶۰۶ (۱/۷*۹۴۵) می‌باشد و سطح مؤثر جوش گوشه مورد نیاز برابر است با

$A_w = (12.8x2400)/1606 = 19.1 \ cm^2$

اگر ضخامت جوش را برابر ۱۰ میلیمتر بگیریم، طول جوش برابر است با

$l_w = 19.1/(0.707x1) = 27 \ cm$

پس ورق اتصال بال ۱۶*۸۰*۱۵۰ میلیمتر هم دارای سطح جوش کافی برای اتصال به بال ستون است و هم دارای طول کافی برای جوش گوشه اتصال به بال تیر می‌باشد. برای بال پایینی تیر ورق اتصال را پهن‌تر انتخاب می‌کنیم تا جوشکاری بال تیر به ورق در حالت تخت (و نه سربالا) انجام شود. البته باید وارسی‌های دیگری نیز انجام شود. برای آشنایی با نحوه حل کامل چنین مسأله ای بهتر است به مثال ۷. ۲ مراجعه شود.

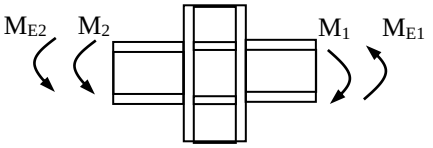


تذکر: به‌نظر نمی‌رسد که رابطه ۷. ۲۳ همواره مقادیر ایمنی را برای طرح اتصال بدست دهد زیرا در محاسبه ظرفیت برشی چشمه اتصال، V، طبق بند ۲ بخش ۷. ۲. ۱. ۲. ۳ نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:

الف. برش ناشی از لنگر خمشی تیر زیر اثر بارهای وزنی بعلاوه ۱/۸۵ برابر نیروی زلزله

ب. برشی نظیر $۰/۸\sum M_{ps}$

اکنون حالتی را در نظر می‌گیریم که تیرها کاملاً متقارنند و لنگرهای حاصل از بارگذاری وزنی و زلزله مطابق زیر بدست آمده است



$M_1 = M_2 = 0.6M_y$ *لنگر نیروهای وزنی*

$M_{E1} = M_{E2} = 0.2\ M_y$ *لنگر نیروهای زلزله*

M_y لنگر تسلیم هر یک از تیرها است. ملاحظه می‌شود که هم در بارگذاری عادی و هم فوق العاده شرایط مقاومت مجاز بر قرار است زیرا:

$M_1 = 0.6M_y = M_{allowable}$ *بارگذاری عادی*

$0.75(M_1 + M_E) = 0.75(0.6\ M_y + 0.2\ M_y) = 0.6\ M_y = M_{allowable}$ *بارگذاری فوق العاده*

مقدار مقاومت برشی نهایی طراحی چشمه اتصال، با اغماض از اثر مثبت برش ستون در طبقات فوقانی و تحتانی در جهت اطمینان، برابر است با

$$V=\sum(M_{D+L} + 1.85M_E)/d_b = (M_2 + 1.85M_{E1} + 1.85M_{E2} - M_1)/d_b = 0.74M_y/d_b$$

و اگر برش ستونها را نیز در نظر بگیریم، مقدار برش نهایی طراحی چشمه اتصال برابر است با

$$V = 0.74\ M_y/d_b - 1.85(2M_E/h) = 0.74\ M_y/d_b(1-d_b/h)$$

d_b ارتفاع مقطع تیر و h ارتفاع طبقه است. اگر برای ساختمانهای معمولی نسبت این دو را تقریباً برابر ۲۰/۳۰۰ بگیریم، داریم

$$V = 0.74\ M_y/d_b(1-20/300) = 0.69M_y/d_b$$

ازاین‌رو، لنگر نظیر مقاومت برشی چشمه اتصال برابر است با

$M_{pz} = Vd_b = 0.69M_y < M_y < M_{ps}$

ملاحظه می‌شود که لنگر نظیر چشمه اتصال از لنگر تیر کمتر است. در یک زلزله واقعی که چشمه اتصال به تسلیم برسد، چون چشمه اتصال برای این لنگر طرح شده است، لنگر ایجاد شده در انتهای تیر، M_{E2}، با توجه به شکل فوق، نصف این لنگر است. پس

$M_{E2} = (0.69M_{ps})/2 = 0.345M_{ps}$

پس لنگر کل وارد به انتهای تیر در یک زلزله واقعی برابر است با

$M_{\text{اتصال}} = M_{D+L} + M_{E2} = 0.6M_y + 0.345\,M_y = 0.945\,M_y$

ازاین‌رو، لنگر نهایی که در یک زلزله واقعی به انتهای تیر وارد می‌شود برابر $0.945\,M_y$ است درحالی‌که طبق ضوابط آیین‌نامه، اتصال برای M_{pz} یعنی $0.69M_y$ طرح شده است. بنابراین، نقطه ضعیف زنجیره شکست در اتصال متمرکز خواهد شد و نه آنچنان‌که فرض شده، در چشمه اتصال. در نتیجه با توجه به عدم قابلیت شکل‌پذیری جوش، به احتمال قوی جوشها خواهد گسیخت. برای پرهیز از روبرو شدن با چنین حالتی، توصیه می‌شود که **همواره اتصالات بر اساس بند ۱ بخش ۷. ۲. ۱. ۲. ۲ طرح شوند یعنی حداقل مقاومت نهایی اتصال کمتر از مقاومت نهایی عضو نباشد.**

۷. ۲. ۱. ۳. ۲. قاب خمشی ویژه

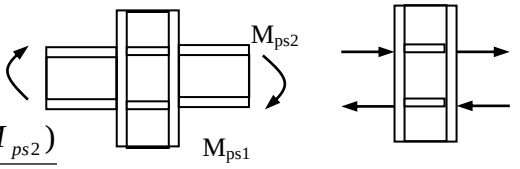
در طرح لرزه‌ای قاب خمشی ویژه باید ضوابط زیر رعایت شود:

۱. مقاومت خمشی نهایی اسمی اتصال تیر به ستون (بر مبنای جدول ۷. ۴) شرایط مقاومت مذکور در بخش ۷. ۲. ۱. ۲. ۲ ارضاء نماید.

۲. مقاومت برشی چشمه اتصال[1] که از رابطه ۷. ۲۲ بدست می‌آید، از کمترین دو مقدار زیر کمتر نباشد.

الف. برش ناشی از لنگر خمشی تیر زیر اثر بارهای وزنی بعلاوه ۱/۸۵ برابر نیروی زلزله

ب. برشی نظیر $0.8\sum M_{ps}$ تیرهای متصل به بالهای ستون در محل اتصال (برای M_{ps} جدول ۷. ۴ را ببینید) که با توجه به شکل برابر است با



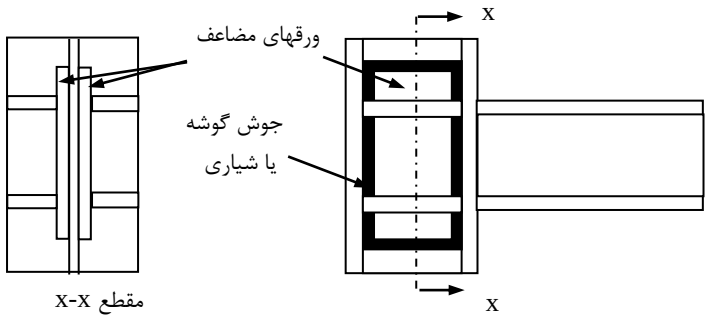
$$V_{bf} = \frac{0.8(M_{ps1} + M_{ps2})}{d_b}$$

[1] panel zone shear

۳. ضخامت چشمه اتصال، t_z، باید

$$t_z \geq (d_z + w_z)/90 \qquad (۲۴ .۷)$$

d_z عمق چشمه اتصال بین ورقهای پیوستگی (ورقهای تقویت افقی محاذی بالهای تیر) و w_z عرض چشمه اتصال بین بالهای ستون است. t_z شامل ورقهای مضاعف[1] نمی‌شود مگر اینکه ورق مضاعف با جوش انگشتانه به میزان کافی برای جلوگیری از کمانش موضعی، به جان ستون متصل شود. در صورت نیاز به ورق تقویت برای تقویت مقاومت برشی چشمه اتصال، فاصله آن تا جان ستون نباید بیشتر از ۱/۵ میلیمتر باشد و باید در طول لبه بالا و پایین ورق با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۵ میلیمتر جوش شود. ورق مضاعف باید با جوش شیاری یا گوشه به بال ستون جوش داده شود تا بتوان از مقاومت برشی آن استفاده کرد



شکل ۷. ۱۵ ورقهای مضاعف برای تقویت مقاومت برشی جان ستون در چشمه اتصال

۴. تیرها باید ضوابط پایداری موضعی مربوط به مقطع فشرده طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی ایران را برآورده سازند و علاوه‌براین، بال تیر باعرض b_f و ضخامت t_f باید ضابطه پایداری زیر را ارضا نماید.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{435}{\sqrt{f_y}} \qquad \textit{ضابطه پایداری بال تیر در قاب ویژه} \qquad (۲۵ .۷)$$

[1] doubler plates

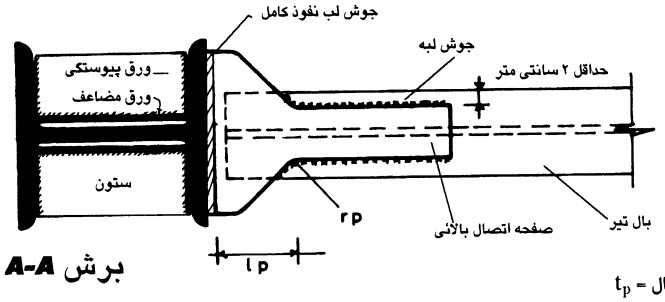
f_y بر حسب کگ‌برسمم (kg/cm^2) است. همانطور که قبلاً در بخش ۶. ۱. ۳. ۱ دیدیم، طبق ضوابط پایداری موضعی برای مقاطع فشرده، نسبت $b_f/2t_f$ برابر ۱۱ است که با توجه به شکل ۶. ۳۶ از نرمی مناسبی برخوردار نیست درحالی‌که این نسبت از رابطه فوق برای فولاد نرمه (f_y =۲۴۰۰) برابر ۸/۹ بدست می‌آید که به توجه به شکل مزبور وضعیت بهتری را دارد، اما به هر حال باید دانست که برای دستیابی به ظرفیتهای تغییرشکل بالاتر، هنوزهم رابطه فوق غیر ایمن بنظر می‌رسد. البته برای اغلب نیمرخهای بال پهن، نسبت $b_f/2t_f$ کمتر از اینها است و پایداری موضعی این مقاطع در محدوده تغییرشکلهای غیرارتجاعی تا حدود زیادی ثابت می‌ماند. نسبت $b_f/2t_f$ برای نیمرخهای بال پهن *IPB160*، *IPB200* و *IPB300* بترتیب برابر ۶/۱، ۶/۷ و ۷/۹ می‌باشد.

۵. ورقهای پیوستگی ـ در تعیین احتیاج یا عدم احتیاج به ورقهای پیوستگی[1]، نیروی کششی بال تیر P_{bf}، در رابطه ۱۰-۸-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان باید مساوی $1/8 b_f t_f f_{yb}$ منظور گردد. این رابطه عبارت است از

$$t_c \geq 0.4\sqrt{\frac{P_{bf}}{f_{yc}}} \qquad (۲۶ .۷)$$

اگر این رابطه ارضا نشود باید در مقابل بال کششی از ورق پیوستگی استفاده نمود. در این رابطه P_{bf} نیروی افقی بال در حالت حدی، t_c ضخامت بال ستون و f_{yc} تنش تسلیم ستون است. در گذشته، معمولاً نیروی افقی بال تیر در حالت حدی برابر $b_f t_f f_{yb}$ در نظر گرفته می‌شد که اگر در رابطه فوق نهاده شود، و تنشهای تسلیم تیر و ستون یکسان فرض شوند، این رابطه به رابطه ۶. ۶۲ تبدیل خواهد شد و ازاین‌رو می‌توان نتیجه گرفت که در ضوابط جدید، حداقل ضخامت بال ستون برای عدم نیاز به ورق تقویت پیوستگی حدود ۳۴٪ افزایش یافته است. برای پرهیز از تمرکز تنش در جوش منتقل کنند نیروی افقی، توصیه می‌شود که مهندسان طراح همواره از ورق تقویت پیوستگی استفاده نمایند.

[1] continuity plates یا ورقهای تقویت افقی که به محاذات بال تیر، در ستون نصب می‌شود.

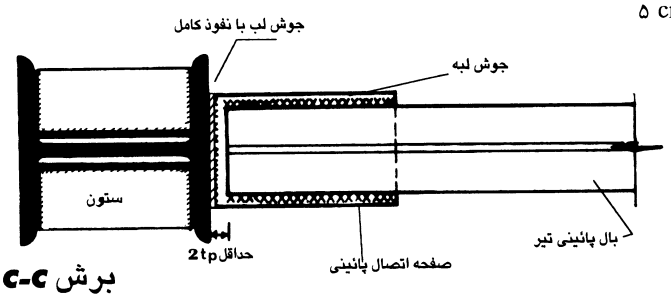


برش A-A

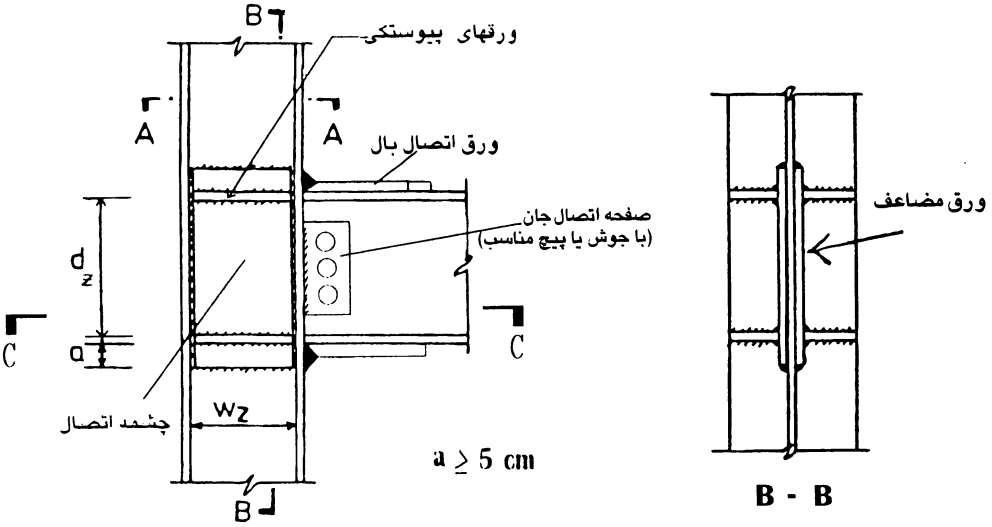
t_p = ضخامت صفحه اتصال

$5\ cm < l_p < 10\ t_p$

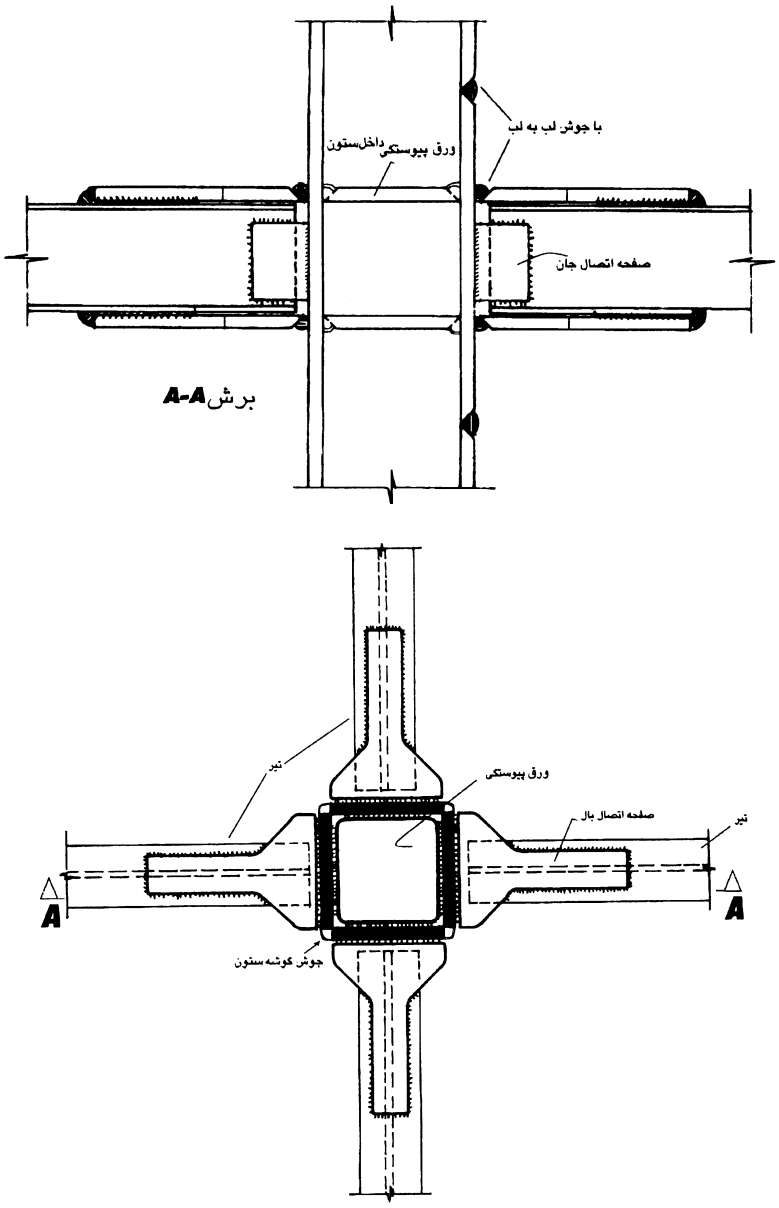
$5\ cm < r_p$



برش C-C



الف. اتصال نمونه ۱ـ اتصال تیر به ستون H



ب. اتصال نمونه ۲ ـ اتصال تیر به ستون قوطی

شکل ۷. ۱۶ نمونه‌های مناسب اتصال گیردار به کمک ورق اتصال بال

۶. در هر گره، مجموع مقاومت خمشی ستونها از تیرها و چشمه اتصال کمتر نباشد. برای این منظور باید حداقل یکی از روابط زیر ارضا شود.

$$\sum Z_c(f_{yc} - f_a) \geq \sum Z_b f_{yb} \qquad (۲۷ .۷)$$

$$\sum Z_c(f_{yc} - f_a) \geq 1.25 M_{pz} \qquad (۲۸ .۷)$$

f_{yb} وf_{yc} تنشهای تسلیم تیر و ستون، Z_b و Z_c اساس خمیری تیر و ستون، f_a قدر مطلق بیشترین تنش محوری ایجاد شده در ستون درهنگام زلزله و M_{pz} لنگر نظیر تسلیم برشی چشمه اتصال است (که در آیین‌نامه به‌صورت $\sum M_{pz}$ آمده است که درست بنظر نمی‌رسد) و از رابطه ۷. ۲۳ بدست می‌آید. این ضابطه تضمین می‌کند که تسلیم در بخش اصلی ستون رخ ندهد و در تیر و یا چشمه اتصال متمرکز شود.

۷. مهاربندی تیر ـ هر دو بال تیر باید مستقیم یا غیر مستقیم، به‌طور جانبی مهار شوند. فاصله بین مهارهای جانبی تیر در حد فاصل محور ستونها نباید از ۹۶ برابر شعاع چرخش (ژیراسیون) تیر حول محور ضعیف، r_y ، تجاوز نماید. همچنین در محل تأثیر نیروهای متمرکز که در آن امکان تشکیل لولای خمیری وجود دارد، باید یک مهار جانبی قرار داده شود.

۸. در ناحیه‌ای که امکان تشکیل لولای خمیری وجود دارد هرگونه تغییر ناگهانی در مساحت بال ممنوع است.

۷. ۲. ۱. ۲. ۴. قاب مهاربندی شده

آیین‌نامه ۲۸۰۰ ملزم می‌دارد که کلیه قابهای مهاربندی شده هم محور طبق ضوابط زیر طرح شوند.

۱. اعضای خمشی

آن دسته از اعضای قاب که از طریق رفتار برشی و یا خمشی نیروی زلزله را تحمل می‌کنند باید طبق مقررات قاب خمشی ویژه مذکور در بند ۷. ۲. ۱. ۲. ۲ طرح شوند (منظور تیر و ستون می‌باشد).

۲. قاب با مهاربند برون‌محور

به استثنای اتصال مهاربند مذکور در بند ۴ زیر، قاب با مهاربندی برون‌محور باید مطابق مقررات ویژه مندرج در آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شود. ضوابط یوبی‌سی به عنوان نمونه در بخش ۷. ۲. ۲ ارائه شده است.

۳. بادبند

الف. لاغری ـ لاغری بادبند نباید از $۶۰۲۵/\sqrt{f_y}$ تجاوز کند (f_y به kg/cm^2)، مگر در ساختمان تا دو طبقه‌ای که مقاومتش ۰/۴R برابر نیروی زلزله طرح (از آیین‌نامه) است و در سازه‌های مهاربندی شده غیرساختمانی مانند سیلو، مخزن و ...

ب. کاهش تنش مجاز ـ تنش فشاری مجاز بادبند، F_{as} برای اعضایی که نیروی زلزله را بصورت فشاری تحمل می‌کنند برابر است با

$$F_{as} = \frac{F_a}{1+\frac{kL/r}{2C_c}} \qquad \text{تنش فشاری مجاز بادبند} \qquad (۲۹.۷)$$

که F_a تنش فشاری مجاز طبق ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان، C_c از همان ضوابط مزبور و kL/r بزرگترین ضریب لاغری عضو می‌باشد. اگر مقاومت اعضای فشاری به تنهایی، براساس تنش فشاری مجاز F_a (بدون اعمال کاهش فوق) قادر به‌تحمل ۰/۴R نیروی زلزله باشد، نیازی به اعمال رابطه کاهشی فوق نمی‌باشد.

پ. توزیع نیروی جانبی ـ نیروی برشی در هرطبقه از مهاربند، باید طوری بین عناصر قطری مهاربند توزیع گردد که مجموع مؤلفه افقی نیروی اعضای فشاری و یا مجموع مؤلفه افقی نیروی اعضای کششی، هیچکدام از ۷۰٪ برش کل تجاوز ننماید. به نظر می‌رسد منظور از وضع این ضابطه مشارکت مؤثر بادبندهای فشاری و کششی در گرفتن نیروی زلزله بوده است و بنابراین استفاده از مقاطع لاغر مانند میلگرد برای مهاربندی مجاز نیست زیرا فاقد مقاومت فشاری لازم‌اند.

ت. در مورد بادبندهای مرکب (ساخته شده از چند نیمرخ)، لاغری حداکثر هر نیمرخ در حدفاصل بین قیدها (محلهای اتصال نیمرخها)، نباید از ۷۰٪ لاغری کل عضو تجاوز کند.
تبصره. در ساختمانهای تا دو طبقه لازم نیست شرایط فوق رعایت شود بشرط آنکه مقاومت نهایی بادبند حداقل مساوی ۰/۴ R برابر نیروهای زلزله آیین‌نامه باشد.

۴. اتصال بادبند

الف. مقاومت اتصال بادبند نباید کمتر از کوچکترین مقادیر زیر باشد:

- مقاومت کششی بادبند
- ۰/۴R برابر نیروی بادبند ناشی از زلزله

حداکثر نیرویی که توسط سیستم به مهاربند اعمال می‌گردد (منظور حداکثر نیروی ایجاد شده در بادبند در اثر تشکیل سازکار تسلیم زیر اثر ترکیب نیروهای وزنی و زلزله است)

ب. اتصال تیری که جزئی از سیستم بادبند است، باید دارای ظرفیت لازم برای انتقال نیروی تعیین شده به روش فوق باشد.

پ. مساحت خالص بادبند ـ در بادبندهایی که با پیچ متصل می‌شوند، نسبت مساحت مؤثر به مساحت کل مقطع باید

$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{1.2\alpha F}{F_u} \qquad (۳۰ .۷)$$

A_g و A_e مساحت کل و مؤثر بادبند، F نیروی عضو که طبق بند الف محاسبه شده ، F_u حداقل مقاومت کششی و α در صدی از F که‌باید از مقطع خالص موردنظر منتقل شود.

۵. مهاربند جناغی[۱]

مهاربند جناغی باید شرایط زیر را دارا باشد:

- اعضای بادبند برای ۱/۵ برابر نیروی زلزله طرح شوند
- تیر افقی باید در حد فاصل دو ستون به‌صورت پیوسته باشد
- در بادبند نوع ۸، تیر افقی باید قادر به تحمل نیروهای قائم در حد فاصل دو ستون بدون توجه به وجود بادبند باشد

تبصره. این محدودیت لازم نیست در خرپشته، ساختمان یک‌طبقه و آخرین طبقه ساختمان اعمال شود.

۶. مهاربند زانویی[۲]

استفاده از این نوع مهاربند ممنوع است مگر در ساختمان تا دوطبقه مشروط به رعایت شرایط زیر:

- اعضای بادبند برای ۱/۵ برابر نیروی زلزله طرح شوند (اگر مقاومت نهایی بادبند حداقل برابر ۰/۴R برابر نیروی زلزله آیین‌نامه باشد نیازی به اعمال ضریب ۱/۵ نیست).
- تیر افقی باید در حد فاصل دو ستون به‌صورت پیوسته باشد.

---

[۱] مهاربند ۷ و ۸ یا chevron

[۲] مهاربند K

۷. ساختمان یک و دو طبقه

در ساختمان تا دو طبقه لازم نیست شرایط مذکور در بندهای ۲ و ۴ رعایت شوند بشرط آن‌که مقاومت نهایی بادبند حداقل مساوی ۰/۴R برابر نیروهای زلزله آیین‌نامه باشد.

۸. سازه غیرساختمانی

سازه‌های بادبندی شده غیرساختمانی، همچون سیلو و مخزن فقط لازم است ضوابط مربوط به اتصال بادبند را رعایت کنند و نیازی به رعایت سایر شرایط نیست.

۷. ۲. ۱. ۲. ۴. آزمایشهای غیر مخرب

اتصالات جوشی بین اعضای اصلی قاب ویژه باید به کمک آزمایشهای غیر مخرب بررسی شوند و به عنوان یک برنامه حداقل، انجام آزمایشهای زیر ضروری است:

- تمام جوشهای لب یا شیاری با نفوذ کامل در وصله‌ها و اتصالات باید به روش آزمایش *صوتی* (اولتراسونیک) و یا *پرتونگاری* (رادیوگرافی) بررسی شوند.
- در صورت تشخیص دستگاه نظارت، جوشهای با نفوذ ناقص در وصله ستون، تحت آزمایش صوتی و یا پرتونگاری قرار گیرد.
- ورقهای ضخیم‌تر از ۳۸ میلیمتر که در معرض کرنش عرضی (در جهت عمود بر صفحه) ناشی از انقباض جوش هستند، بعد از جوشکاری تحت آزمایش صوتی قرار گیرند.

۷. ۲. ۲. ضوابط طراحی یوبی‌سی[۱] برای بادبند برون‌محور[۲]

اصول و نکات مذکور در بخش ۶. ۱. ۳. ۴ تحت عنوان مبانی طراحی بادبند برون‌محور کم و بیش در آیین‌نامه یوبی‌سی پذیرفته شده است. یوبی‌سی در مورد طراحی بادبند برون‌محور موارد زیر را توصیه می‌کند. باید توجه داشت که اگر چه در اینجا ضوابط مربوط به طراحی به روش تنشهای مجاز درج گردیده، اما بخاطر ماهیت واقعی رفتار سازه در زلزله و بروز سازکار تسلیم، یوبی‌سی ناگزیر از اشاره به مقاومت نهایی اعضای سازه شده است. بنابراین، در طول متن، هر جا از مقاومت عضو نام برده شده منظور مقاومت نهایی اسمی مطابق جدول ۷. ۴ است

---

[۱] *UBC (1997 Uniform Building Code, Vol 2, Structural Engineering Design Provisions), Division V: Seismic provisions for structural steel buildings for use with allowabe stress design).*

[۲] یوبی‌سی‌دو روش مقاومت نهایی و تنشهای مجاز را ارائه کرده است که در اینجا روش تنش مجاز تشریح شده است زیرا ضوابط مندرج در آیین‌نامه ۲۸۰۰ و مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمانهای فولادی) بر پایه این روش تنظیم شده است.

و نه مقاومت مجاز. ضمناً برای آشنایی بیشتر با ضوابط زیر، خوانندگان گرامی می‌توانند به مثال ۷. ۶ مراجعه نمایند.

۱. *تیررابط*

حساسترین جزء یک مهاربندی برون‌محور، تیررابط است و در طراحی آن باید نکات زیر رعایت شود:

- در انتهای هر بادبند باید حداقل یک تیررابط قرار گیرد.
- برای جلوگیری از کمانش موضعی بال تیررابط باید

$$b_f/2t_f < 435/\sqrt{f_y} = 8.7 \qquad (۳۱ .۷)$$

مقاومت تیررابط

مقاومت برشی و خمشی تیررابط برابر است با

$$V_s = 0.55 f_y dt \qquad \text{مقاومت برشی تیررابط} \qquad (۳۲ .۷)$$

$$M_s = zf_y \qquad \text{مقاومت خمشی تیررابط} \qquad (۳۳ .۷)$$

f_y تنش تسلیم، d و t عمق و ضخامت جان تیر، و z اساس خمیری مقطع تیر است.

تبصره ۱. اگر شکست برشی بر تیررابط حاکم شود، در محاسبه مقاومت خمشی و محوری تیر باید فقط بالها را به حساب آورد.

تبصره ۲. اگر تنش محوری وارد به تیر، f_a، از ۰/۱۵f_y بیشتر شود، مقاومت خمشی تیر از رابطه زیر حساب می‌شود.

$$M_{rs} = z(f_y - f_a) \qquad \text{مقاومت خمشی کاسته (کاهش یافته)} \qquad (۳۴ .۷)$$

ظرفیت برشی مجاز

نیروی برشی واردبه جان تیررابط دراثر بارگذاری تعیین‌شده[۱] نباید از ۰/۸V_s تجاوز کند.

محدودیت چرخش تیررابط

حداکثر چرخش تیررابط نسبت به تیر اصلی (نیمه دیگر تیر که، در امتداد تیررابط، در آن سوی اتصال تیر به بادبند قرار دارد)، γ ، تحت گریز[۲] غیرارتجاعی سازه (برابر ۰/۴R ضربدر گریز ارتجاعی سازه) زیر اثر نیروی زلزله طرح، نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد[۱].

---

[۱] طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ بار زلزله + بیست درصد بار زنده + بار مرده

[۲] جابجایی جانبی

$\gamma_{max} = 0.09$ rad اگر $e \leq 1.6\ M_s/V_s$ (۳۵ .۷)

$\gamma_{max} = 0.03$ rad اگر $e \geq 3 M_s/V_s$ (۳۶ .۷)

و برای مقادیر طول خالص تیررابط، e، بین دو مقدار فوق، از درونیابی خطی استفاده می‌شود.

محدودیتهای هندسی و تقویتهای جان

جان تیررابط باید یک لایه باشد و استفاده از ورق مضاعف[۲] مجاز نیست.

اتصال بادبند به تیر باید مقاومت فشاری بادبند را به‌طور کامل به تیررابط منتقل سازد اما نباید این اتصال به ناحیه جان تیررابط امتداد یابد.

تقویت جان تیر با نصب ورقهای تقویت عمود بر صفحات بال و جان انجام می‌شود. این ورقها در محل اتصال بادبند به تیررابط و نیز در طول تیررابط مستقر می‌شوند.

۱. محل اتصال با بادبند ـ در تیررابط در محل اتصال با بادبند، باید یک جفت ورق تقویت در دو طرف جان قرار گیرد. علاوه‌براین، چنانچه طول خالص تیررابط بین حدود معین شده در روابط ۷. ۳۵ و ۷. ۳۶ باشد، یک جفت ورق تقویت به فاصله b_f از هر انتهای تیررابط قرار می‌گیرد. مجموع عرضهای هر جفت ورق تقویت نباید از $b-2t_w$ کمتر و ضخامتشان نباید از $0/75t_w$ و ده میلیمتر کمتر باشد (t_w ضخامت جان و b عرض بال تیررابط است).

۲. تقویت های میانی ـ در طول تیررابط ورقهای تقویت میانی نصب می‌شود. استفاده از این تقویت ها در موارد زیر الزامی است:

- اگر حالت شکست برشی غالب باشد
- $f_y dt \quad M_{rs}$.

فاصله این ورقهای تقویت میانی بستگی به زاویه چرخش γ دارد. حداکثر فاصله‌بندی تقویتهای میانی S مطابق زیر است. اگر γ برابر ۰/۰۹ رادیان باشد:

$S < 30t_w - d/5$

و اگر γ کمتر یا مساوی ۰/۰۳ رادیان باشد:

$S < 56t_w - d/5$

---

[۱] البته در یوبی‌سی گریز غیرارتجاعی متفاوت با این مقدار است، اما در اینجا برای محاسبه گریز غیرارتجاعی از ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ استفاده شده است.

[۲] *doubler plate*

برای بقیه مقادیر γ متناسباً، S از درونیابی بین مقادیر فوق بدست می‌آید. اگر ارتفاع جان بزرگتر یا مساوی ۳۰۰ میلیمتر باشد، ورقهای تقویت میانی باید تمام عرض جان را پوشانده و به‌صورت زوج در دو طرف آن نصب شوند و چنانچه ارتفاع جان کمتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد، این ورقهای تقویت می‌توانند فقط در یک سمت جان نصب شوند. ضخامت هر ورق تقویت نباید کمتر از ۱۰ میلیمتر و عرض آن کمتر از ($b_f/2-t_w$) باشد. t_w ضخامت جان و b_f عرض تیررابط است. جوشهای گوشه که ورق تقویت را به جان و بال وصل می‌کند بترتیب برای نیرویی برابر $A_{st}f_y$ و$A_{st}f_y/4$ طرح می‌شوند. A_{st} سطح مقطع افقی ورق تقویت می‌باشد. در هر دو انتهای تیررابط، باید بالهای فوقانی و تحتانی را در برابر حرکت جانبی مهار کرد. مقاومت طراحی این مهارهای جانبی برابر ۶٪ مقاومت تسلیم بال تیر، $۰/۰۶f_yb_ft$ می‌باشد.

استثنا

الف. حذف تیررابط در طبقه آخر ـ در طبقه آخر ساختمانهای بیش از ۵ طبقه، که دارای مهاربند برون‌محورند، تیررابط ضروری نیست.

ب. استفاده از مهاربند هم محور ـ در طبقه اول ساختمانهای بیش از ۵ طبقه، که دارای مهاربند برون‌محورند، می‌توان در دهانه مهاربندی شده به جای مهاربند برون‌محور از مهاربند هم محور استفاده کرد، مشروط بر آنکه ظرفیت ارتجاعی[۱] آن ۱/۵ برابر ظرفیت تسلیم طبقه فوقانی باشد.

۲. *اتصال تیررابط به ستون*

در مواردی‌که یک انتهای تیررابط به ستون ختم می‌شود، طول تیررابط نباید از $1.6M_P/V_P$ بیشتر باشد. درصورتی‌که تیررابط به بال ستون متصل شود باید:

- اتصال بال تیررابط به ستون باید با جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. درصورتی‌که حالت شکست برشی بر تیررابط حاکم باشد، اتصال جان تیررابط به ستون جوش می‌شود و باید بتواند تمام مقاومت برشی جان تیر را به ستون منتقل سازد.

---

[۱] عبارت یوبی‌سی در مورد ظرفیت ارتجاعی کمی مبهم به نظر می‌رسد زیرا ظرفیت ارتجاعی در واقع ظرفیت سازه در آستانه تسلیم است که با ظرفیت تسلیم سازه یکی است (با فرض عدم وجود مقاومت اضافی یا. (strength over) و دلیلی ندارد که از یک مقوله با دوعنوان متفاوت در یک جمله استفاده شود، و اگر منظور مقاومت مجاز است که دراین‌صورت تفاوت زیادی بین مقاومت تسلیم طبقات اول و دوم ایجاد می‌شود (حدوداً برابر ۲/۱=۱/۴×۱/۵) که به نظر می‌رسد خیلی زیاد است و برای تضمین عدم وقوع تسلیم در طبقه اول به چنین تفاوتی نیاز نباشد. در هر حال به گمان نگارنده، همان تعبیر مقاومت تسلیم برای مقاومت ارتجاعی مناسب‌تر به نظر می‌رسد.

- در صورتی که تیررابط از جهت ضعیف به ستون متصل شود، بال تیر با جوش لب با نفوذ کامل به ورق اتصال نصب شده و اتصال جان تیر به ستون به‌گونه‌ای جوش داده می‌شود که بتواند تمام مقاومت برشی جان تیر را منتقل سازد. دراین‌صورت زاویه چرخش نسبی تیررابط ، γ، تحت گریز[۱] غیرارتجاعی سازه (برابر ۰/۴R ضربدر گریز ارتجاعی سازه) بر اثر نیروی زلزله طرح، نباید از ۰/۰۱۵ رادیان بیشتر گردد.

۳. تیر اصلی و بادبند

حداقل مقاومت خمشی کاسته تیر اصلی[۲] (از رابطه ۷. ۳۴) و مقاومت فشاری بادبند باید برابر نیروی ایجاد شده در این اعضا زیر اثر ۱/۵ برابر نیروی نظیر مقاومت غالب تیررابط (مقاومت خمشی یا برشی تیررابط، هر کدام که کمتر است) باشد[۳]. ضمناً نیروی محوری ایجاد شده در تیر زیر اثر نیروی افقی زلزله نیز باید در نظر گرفته شود. بالهای فوقانی و تحتانی تیر باید در دو انتهای تیررابط و در فواصل حداکثر $۶۳۷/\sqrt{f_y}$ برابر عرض بال تیر به‌طور جانبی مهار شوند. f_y تنش تسلیم به kg/cm^2 است. مقاومت طراحی مهارهای جانبی انتهای تیر ، برابر ۶٪ مقاومت تسلیم بال تیر، $۰/۰۶f_yb_ft$ می‌باشد. مهارهای جانبی میانی (غیر انتهایی) باید بتوانند ۱٪ نیروی ایجاد شده در بال تیر در محل اتصال به بادبند، زیر اثر بارهای نظیر مقاومت غالب تیررابط، را تحمل نمایند.

۴. مقاومت ستون

ستون باید علاوه‌برآنکه پاسخگوی بارگذاریهای توصیه شده در آیین‌نامه باشد، مقاومت نهایی اسمی آن (از جدول ۷. ۴) حداقل برابر کمترین دو مقدار زیر باشد:

۱. نیروی ایجاد شده در ستون زیر اثر ۱/۲۵ برابر نیروی نظیر مقاومت غالب تیررابط (مقاومت خمشی یا برشی تیررابط، هر کدام که کمتر است)

۲. نیروی حاصل از روابط ۷. ۲۰ و ۷. ۲۱[۴]

---

[۱] جابجایی جانبی

[۲] منظور از تیر اصلی، بخشی از تیر است که در امتداد تیررابط و در آنسوی اتصال تیررابط به بادبند قرار دارد.

[۳] منظور از مقاومت در اینجا، مقاومت نهایی اسمی طبق جدول ۴. ۷ می‌باشد.

[۴] در اینجا با اقتباس از یوبی‌سی نقل به مضمون شده و ضابطه مربوطه متناسب با ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ بیان شده است. روابط نظیر ۷. ۲۰ و ۷. ۲۱ در یوبی‌سی با آیین‌نامه ۲۸۰۰ اندکی تفاوت دارند.

۵. اتصال تیر به ستون

اتصال تیر به ستون، در سمت مقابل اتصال تیررابط به ستون، می‌تواند به‌صورت مفصلی طرح شود اما درهرحال باید در برابر پیچش حول محور افقی تیر مهار گردد. برای این منظور، تیر در برابر یک جفت نیروی فرضی برابر ۱٪ مقاومت تسلیم بال، $۰/۰۱f_yb_ft_f$، که در تراز بالهای بالا و پایین در دوجهت مختلف اعمال شده‌اند، مهار می‌شود. برای آشنایی بیشتر با ضوابط فوق، خوانندگان گرامی می‌توانند به مثال ۷. ۶ مراجعه نمایند.

۷. ۲. ۳. مسائل و جزئیات طراحی سازه‌های فولادی

در این بخش با برخی از مسائل خاص و حائز اهمیت در طراحی سازه‌های فولادی آشنا خواهیم شد و با طرح مثالهایی، نحوه استفاده از ضوابط آیین‌نامه و برخی از ریزه کاریها در زمینه طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی تشریح می‌گردد.

۷. ۲. ۳. ۱. اتصال گیردار

در بخشهای قبلی دیده‌ایم که یکی از سیستم‌های شناخته شده و مناسب برای مقابله با زلزله، سیستم قاب خمشی است. در ساختمانهای بتنی، اسکلت بخودی خود حالت قاب خمشی را دارد زیرا فرم طبیعی اتصال تیر و ستون در هر گره، با حالت اتصال گیردار تطابق دارد و چنانچه بهر دلیل بخواهیم این اتصالات به‌صورت لولایی یا مفصلی عمل کنند، باید تمهیدات ویژه‌ای را به‌اجرا بگذاریم. بر عکس، در یک اسکلت فولادی، اتصالات بخودی خود مفصلی هستند مگر آنکه تمهیدات مناسب و حساب شده‌ای اندیشیده شود تا اتصال گیردار گردد. شاید مهمترین و حساسترین بخش عملکرد یک اتصال گیردار، انتقال نیروی افقی بال تیر به ستون باشد. در بخش ۶. ۱. ۳. ۵. ۱ دیدیم که انتقال این نیرو با چه مشکلاتی همراه است. همچنین مسائل کلی در تحلیل اتصال گیردار در بخش مزبور مورد بحث قرار گرفت. یک اتصال گیردار می‌تواند بصورت جوشی یا پیچی طرح شود. اگر چه صلبیت اتصالات جوشی معمولاً بیشتر از اتصالات پیچی است[1]، اما بدلیل نرمی (شکل‌پذیری) زیاد، عملکرد خیلی بهتری در زلزله دارند. متأسفانه در حال حاضر، استفاده از اتصالات پیچی در ایران چندان مرسوم نیست و تقریباً بخش اعظم

[1] صلبیت اتصال غیر از مقاومت است و همانطور که در شکل ۶. ۶۸ نشان داده شده، بستگی به سختی چرخشی (خمشی) اتصال دارد. به عبارت دیگر، اتصالی ممکن است بسیار صلب اما کم مقاومت باشد و در زلزله به راحتی گسیخته شود (مانند اتصالات جوشی با اجرای نادرست)، و برعکس، یک اتصال می‌تواند صلبیت کمتری داشته باشد اما از مقاومت و نرمی خیلی بیشتری برخوردار باشد (مانند اتصالات پیچی). کمبود صلبیت در چنین اتصالی باعث می‌شود که در زلزله، در ابتدا جابجایها کمی بیشتر شود اما به‌علت مقاومت و نرمی مناسب اتصال، نهایتاً عملکرد لرزه‌ای آن خیلی بهتر از اتصالات صلب ولی کم مقاومت و ترد خواهد بود.

سازه‌های فولادی با اتصالات جوشی اجرا می‌شود. نکته اصلی در رفتار لرزه‌ای اتصالات جوشی این است که اگر درست طراحی و اجرا نشوند، از مقاومت و نرمی کافی برخوردار نخواهند بود و در نتیجه درهنگام زلزله، نقطه ضعف و شکست سازه به حساب می‌آیند و عملاً گسیختگی اتصالات حالت غالب شکست را تشکیل خواهد داد. نظر به اینکه اتصالات جوشی، گونه متداول اتصال در کشور است، در این بخش مسائل اصلی اتصالات جوشی مورد بحث قرار گرفته است و این بهیچوجه بدان معنا نیست که اتصالات پیچی از درجه اهمیت و تناسب کمتری برخوردارند. برخی از نکات و مسائلی که لازم است در طراحی یک اتصال گیردار مورد توجه قرار گیرد بدین شرح اند:

- انتخاب فرم مناسب با توجه به نوع مقاطع تیر و ستون، و نحوه قرار گرفتن این دو نسبت به هم (محور تیر موازی محور قوی ستون است یا محور ضعیف آن)
- درنظرگرفتن سیستم مناسب برای انتقال نیروی بال تیر. معمولاً بهتر است این‌کار توسط یک ورق اتصال بال انجام شود به‌طوری‌که نیروی افقی بال تیر ابتدا توسط جوش یا پیچ به این ورق و سپس به ستون منتقل گردد. بدین ترتیب، ابعاد این ورق می‌تواند طوری انتخاب شود که هم ورق توانایی حمل نیروی افقی مزبور را داشته باشد، و هم فضای کافی برای جوش بال تیر با ورق اتصال از یکسو، و جوش این ورق به بال یا جان ستون از سوی دیگر، فراهم آید. ضمناً، وجود این ورقهای اتصال کمک می‌کند تا بتوان رواداری اجرایی بیشتری را قبول کرد زیرا دیگر نیازی نیست بال تیر به ستون مماس شود.
- درنظرگرفتن ترتیب و نحوه جوشکاری، تأکید و ارجح داشتن جوش پای کار[۱] و پرهیز از جوش سرکار[۲]
- استفاده بیشتر از جوش تخت و پرهیز از جوش سربالا
- توجه به پخ‌زنی صحیح (بخش بعدی را ببینید) ورقها بویژه ورق اتصال بال در جوش لب
- تمایز بین جوش لب با نفوذ ناقص و کامل، و آشنایی با روش اجرای صحیح جوش با نفوذ کامل.
- درنظرگرفتن اصل تفوق مقاومت خمشی اتصال بر تیر (یا چشمه اتصال در ستون)، هم در مرحله طراحی و هم در اجرا
- درنظرگرفتن اصل جدا سازی اجزای انتقال نیروی قائم و لنگر در اتصال، به‌طوری‌که گسیختگی جزء لنگرگیر باعث شکست جزء برشگیر نگردد
- طراحی سیستم مناسب برای نظارت بر اجرای اتصالات گیردار بر مبنای نظارت فعال و نه منفعل (نظارت فعال آن است که معلوم شود اجرای هر اتصال توسط چه کسی نظارت شده

---

[۱] *shop weld*

[۲] *field weld*

است و اینکه ناظر باید حساسترین موارد را شخصاً گواهی کند مثل اینکه آیا ورق اتصال قبل از جوشکاری پخ‌خورده است، فاصله آن تا برستون در موقع جوشکاری چقدر بوده است، و مانند آن). بدون یک نظارت حساب شده و بسیار جدی و با توجه به وضعیت اجرای جوشکاری ساختمان در حال حاضر، احتمال بسیار اندکی وجود دارد که اتصالات گیردار آنگونه که طرح شده‌اند اجرا گردند.

۷.۲.۳.۱.۱. *جوش در اتصالات*

انواع جوشهای رایج در سازه‌های فولادی عبارتند از: شیاری ، لب، گوشه، انگشتانه و کام[۱]. یک جزء اصلی و کلیدی در طراحی و اجرای صحیح اتصالات جوشی، آشنایی با جوشهای شیاری و لب و درک تفاوت محاسباتی و اجرایی آنها با جوش متداول (جوش گوشه) است. جوشهای شیاری و لب، در واقع طبق ضوابط اآی اس‌سی[۲]و ادبلیواِس[۳]درصورتی‌که با رعایت اصول و ضوابط این آیین‌نامه‌ها طرح و اجرا شوند، مقاومتشان بیش از فولاد اصلی است و در نتیجه ارقام توصیه شده برای مقاومت مجاز جوش با فولاد اصلی برابر می‌باشد. ازاین‌رو، انتقال نیرو از فولاد اصلی عضو اول به جوش، و از جوش به عضو دوم، بدون هیچ کاهش مقاومتی انجام می پذیرد. تنشهای مجاز جوش مطابق ضوابط اِآی‌اِس‌سی(که با ضوابط اِدبلیو اِس یکسان است) و ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمانی ایران (طرح و اجرای ساختمانهای فولادی) در جدول زیر ارائه شده است. ضوابط ایران در واقع مثل ضوابط اِآی‌اِس‌سی است اما یک ضریب کاهش ϕ در نظر گرفته شده است که بستگی به نحوه ارزیابی و کنترل کیفیت جوش دارد.

---

[۱] *slot, plug, fillet, butt, grove*

[۲] *AISC (American Institute of Steel Construction)*

[۳] *AWS (American Welding Society)*

جدول ۷. ۵ تنشهای مجاز جوش طبق آی‌اِس‌سی‌و مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمانی ایران[۱]

نوع جوش	نوع تنش	تنش مجاز
جوش لب با نفوذ کامل و لبه آماده شده	کششی یا فشاری، در امتداد عمود بر مقطع مؤثر	نظیر فولاد اصلی
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	نظیر فولاد اصلی
	برشی، در مقطع مؤثر	۰/۳F_{ue}
جوش لب با نفوذ نسبی	فشاری، در امتداد عمود بر مقطع مؤثر	نظیر فولاد اصلی
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	نظیر فولاد اصلی
	کششی، در امتداد عمود بر مقطع مؤثر	۰/۳ F_{ue}
	برشی، موازی با محور جوش	۰/۳ F_{ue}
جوش گوشه	برشی، در مقطع مؤثر	۰/۳F_{ue}
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	نظیر فولاد اصلی
جوش انگشتانه و کام	برشی، موازی سطح برش شونده (روی مقطع مؤثر)	۰/۳F_{ue}

F_{ue} مقاومت نهایی کششی فلز جوش (الکترود مصرفی) است که باید با فولاد اصلی سازگار باشد و شرایط جدول زیر را تأمین سازد.

جدول ۷. ۶ حداقل مقاومت کششی فلز جوش

تنش تسلیم فولاد f_y kg/cm^2	مقاومت نهایی کششی فلز الکترود F_{ue} (kg/cm^2)	نوع الکترود
تا ۲۹۵۰	۴۲۰۰	E60
تا ۳۸۶۰	۴۹۰۰	E70
تا ۴۵۷۰	۵۶۰۰	E80

[۱] طبق ضوابط مبحث ۱۰، چنانچه جوشها با آزمایشهای غیر مخرب نظیر عکسبرداری و صوتی تأیید نشده باشند باید در ضریب کاهش ϕ ضرب شوند که برای جوش اجرا شده در کارخانه (و یا شرایط مشابه) همراه با بازرسی چشمی کارشناس برابر ۰/۸۵، و برای جوش در محل همراه با بازرسی چشمی کارشناس برابر ۰/۷۵ می‌باشد

طراحی و اجرای جوش شیاری

عوامل اصلی مؤثر بر کیفیت و قیمت تمام شده جوش گوشه عبارتند از:

۱. نوع درز[۱] (درز ۷ (هفت)، درز گلویی[۲]، ...)، و مشخصات هندسی آن (فاصله، لبه، زاویه[۳] - شکل ۷. ۱۷ را ببینید)

۲. نوع و اندازه الکترود

۳. موقعیت جوشکاری (تخت، افقی، سربالا، بالاسر[۴])

٤. مشخصات الکتریکی عملیات جوشکاری (شدت جریان، ...)

٥. طول قوس (ولتاژ قوس)

٦. سرعت جوشکاری

بخشی از این عوامل بویژه موارد ۴ تا ۶ توسط تیم جوشکاری در کارگاه تعیین می‌شود زیرا بستگی به موقعیت کار و تجربه جوشکار دارد. اگر چه یک تیم جوشکاری مجرب قاعدتاً باید با موارد ۱ تا ۳ نیز آشنا باشد و درصورت لزوم تصمیم‌گیری کند، اما با توجه به اینکه بخشی از این موارد با عوامل طراحی ارتباط دارد، بهتر است توسط طراح مشخص شده باشد، ضمن اینکه تجربه جاری نشان می‌دهد که متأسفانه تیمهای اجرایی در کشورمان توجه چندانی به مسائل پایه‌ای در جوشکاری نداشته و کمتر نسبت به کیفیت کار پاسخگو می‌باشند. در مورد بند ۲، حداقل نوع الکترود باید توسط طراح مشخص شده باشد و برای این‌کار می‌توان نوع الکترود را بر حسب فولاد مصرفی از جدول ۷. ۶ تعیین کرد. در مورد بند ۳ باید در طراحی اتصال سعی شود از جوشکاری در حالتهای غیرتخت پرهیز شود زیرا اگر چه در جوشکاری سربالا، مواد مذاب تحت تأثیر نیروهای مولکولی می‌توانند بر نیروی وزن غلبه کرده و نریزند، اما این‌کار مستلزم مهارت بیشتر و استفاده از جوشکاران مجرب‌تر است که اغلب بدلیل نبود نیروی ماهر و یا دستمزد بالا، و عدم نظارت عملاً جوشکاری توسط کارگران نه چندان ماهر انجام می‌شود و در نتیجه، جوشهای سربالا از کیفیت مناسب برخوردار نیستند.

بخشهای اصلی کار در جوش شیاری عبارتند از:

- ایجاد مشخصات هندسی درز از طریق پخ زنی
- جوش دادن یک سمت کار

---

[۱] *joint*

[۲] *U, V (vee)*

[۳] *angle, land, root opening*

[۴] *overhead, vertical, horizontal, flat*

- پشت‌برداری[۱] سرباره[۲] جوش و رسیدن به فلز اصلی جوش
- جوش دادن سمت دیگر جوش
- نصب پشت‌بند[۳] (در مواردی‌که پشت‌برداری مشکل باشد، می‌توان با خال جوش کردن پشت‌بند، عملاً تمام مقطع مورد نیاز را از یک سمت جوش داد. این جوش با فولاد پشت‌بند مخلوط می‌شود و تمام مقطع را در بر می‌گیرد، و نیازی به پشت‌برداری نخواهد بود.)

مشخصات هندسی درز

فاصله ـ همانطور که گفته شد مشخصات هندسی درز عبارتند از فاصله، لبه، و زاویه. با توجه به شکل ۷. ۱۷، *فاصله* عبارت است از فاصله دو قطعه فولاد اصلی که قرار است جوش داده شوند و معمولاً با R نشان داده می‌شود. فاصله برای این است که الکترود بتواند به نقاط انتهایی دسترسی داشته باشد. همانطور که در شکل ۷. ۱۸ نشان داده شده است، هر قدر زاویه پخ کمتر باشد، فاصله افزایش می‌یابد. هر سه آرایش درز نشان داده شده در این شکل قابل قبول می‌باشند و انتخاب نهایی بر اساس هزینه جوشکاری صورت می گیرد. اگر مقدار فاصله کم باشد، باید از الکترود نازکتر استفاده شود و این باعث کاهش سرعت کار جوشکاری می‌شود. بهر حال اگر این فاصله کافی نباشد، جوش درست با فولاد اصلی مخلوط نمی‌شود و عمل نفوذ به‌صورت کامل انجام نمی‌گیرد. به همین علت هم در ضوابط اِآی‌اِس‌سی‌که نمونه‌ای از آن در جدول ۷. ۷ نشان داده شده است، برای فاصله حداقلی را قائل شده که تابعی از زاویه پخ می‌باشد. البته اگر فاصله بیش از مقدار مورد نیاز باشد، کیفیت جوش کم نمی‌شود اما از یک طرف حجم جوشکاری افزایش می‌یابد و کار گرانتر تمام می‌شود و از سوی دیگر مقدار تاب ناشی از جوشکاری افزایش می‌یابد.

---

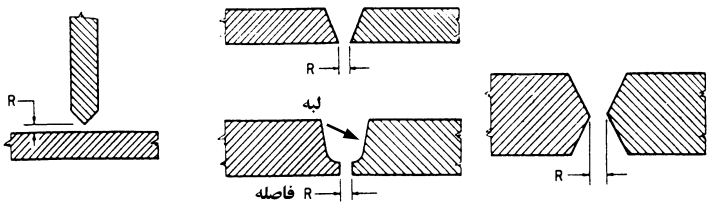
[۱] *back gouging*

[۲] *slag*

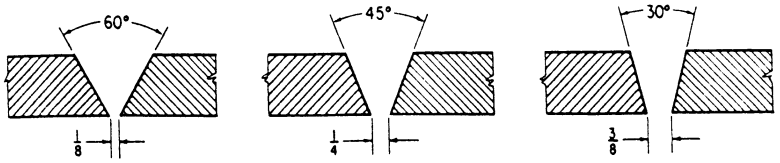
[۳] *backup strip*

جدول ۷. ۷ مشخصات درز ۷ برای جوش با نفوذ کامل بر اساس ضوابط اِی‌اِس‌سی

نوع جوشکاری	فاصله R (mm)	زاویه درز α (درجه)	حالت مجاز برای جوشکاری
SMAW	۷	۴۵	همه حالتها (تخت، افقی، سربالا، بالاسر)
	۱۰	۳۰	تخت، سربالا، بالاسر
	۱۳	۲۰	تخت، سربالا، بالاسر
GMAW FCAW	۷	۴۵	تخت، سربالا، بالاسر
	۱۰	۳۰	تخت، سربالا، بالاسر
SAW	۷	۳۰	تخت



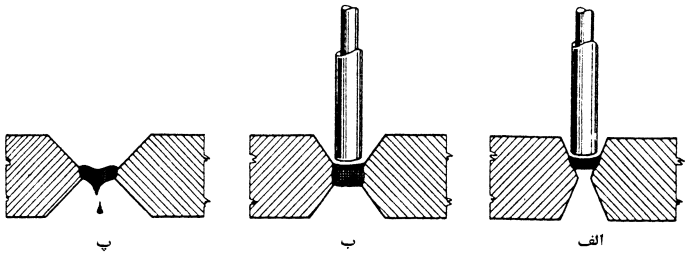
شکل ۷. ۱۷ نمونه‌ای از درزهای هفت و گلویی



شکل ۷. ۱۸ تأثیر زاویه پخ بر فاصله

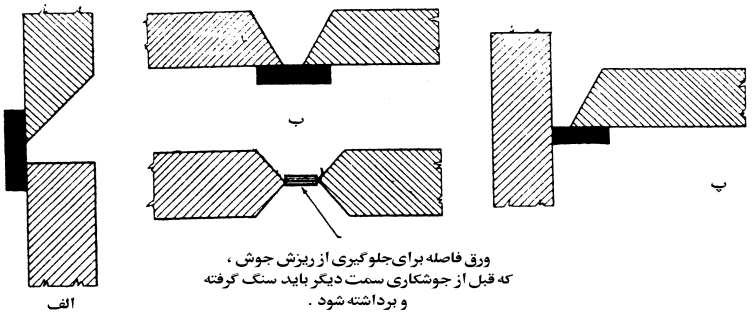
همانطور که در شکل ۷. ۱۹. الف می‌بینیم، اگر زاویه پخ و یا فاصله کم باشند، امکان دارد که الکترود نتواند قسمت پایین کار را ذوب کند و در این قسمت روباره جوش محبوس می‌شود. در نتیجه مقدار زیادی پشت‌برداری (سنگ گرفتن لایه سست و ناخالصی که در پشت کار ایجاد شده است) لازم خواهد بود. شکل ۷. ۱۹. ب آرایش مناسبتر را نشان می‌دهد. بنابراین با انتخاب آرایش مناسب برای درز می‌توان از حجم عملیات پشت‌برداری کاست و آن را به حداقل رساند. در شکل ۷. ۱۹. پ می‌بینیم که چگونه با افزایش فاصله، دیواره ورق توسط جوش اصطلاحاً

میسوزد[۱] و جوش میریزد. برای جلوگیری از سوختن دیواره، می‌توان از *ورق فاصله*[۲] استفاده کرد. این ورق فاصله مزبور را پرمی‌کند و جوش نمی ریزد. دراین‌صورت حتماً باید ورق فاصله را بعداً پشت‌برداری کرد.



شکل ۷. ۱۹ تأثیر فاصله بر کیفیت جوش

ورقهای پشت‌بند و فاصله ـ همانطور که در شکل ۷. ۲۰ دیده می‌شود، *ورق پشت‌بند* در مواردی‌که جوشکاری فقط از یک‌سمت انجام می‌شود و امکان پشت‌برداری نیست بکار می‌رود. این ورق بعد از جوشکاری در محل باقی می‌ماند و بخشی از جوش را تشکیل می‌دهد. ازاین‌رو، نوع فولاد مصرفی برای پشت‌بند باید با فولاد اصلی یکسان باشد. ضمناً ورق پشت‌بند باید کاملاً به کار بچسبد تا سرباره جوش نتواند به زیر کار نفوذ نماید. *ورق فاصله*، مطابق شکل ۷. ۲۰، برای جلوگیری از ریزش جوش بکار می‌رود و پس از جوش دادن یک سمت، باید بوسیله سنگ برداشته شود تا بتوان سمت دوم را جوش داد.



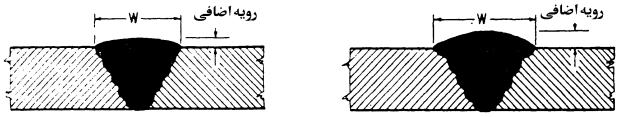
شکل ۷. ۲۰ ورقهای پشت‌بند و فاصله

---

[۱] burn-through

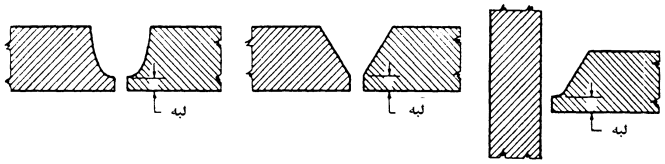
[۲] spacer strip

رویه اضافی جوش[1] ـ مطابق شکل ۷. ۲۱، در جوش‌لب یک رویه اضافی‌جوش به‌ضخامت حدود ۱/۵ میلیمتر کافی است (شکل سمت چپ) و اضافه بر آن هیچ فایده‌ای ندارد (شکل سمت راست).



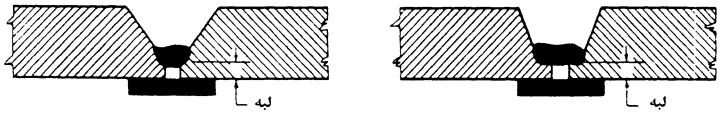
شکل ۷. ۲۱ رویه اضافی جوش

پخ زنی[2]ـ پخ زنی را می‌توان با شعله و یا با ماشین‌کاری انجام داد. شعله بسیار ارزانتر از ماشین‌کاری تمام‌می‌شود. دیواره کار را می‌توان به‌صورت لب تیز اجرا کرد (شکل ۷. ۲۰) و یا لبه‌دار (شکل ۷. ۲۲). لبه باعث جلوگیری از سوختن و ریزش جوش می‌شود. به همین جهت اِآی‌اِس‌سی در دیتیل درزهای مورد قبول، درزهای لبه‌دار را نیز آورده است. البته اجرای درزهای لبه‌دار به آسانی و ارزانی درزهای لب تیز نیست زیرا مستلزم ماشین‌کاری می‌باشد.



شکل ۷. ۲۲ درزهای لبه‌دار

ضمناً چنانچه جوش با نفوذ کامل طرح شده باشد، در درزهای لبه‌دار باید حتماً پشت‌برداری انجام پذیرد و نمی‌توان از پشت‌بند استفاده نمود زیرا امکان پشت‌برداری نیست و ممکن است حباب‌گاز در پشت پشت‌بند محبوس شود (شکل ۷. ۲۳).

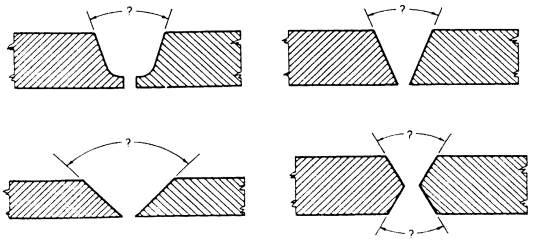


شکل ۷. ۲۳ استفاده از ورق پشت‌بند در درزهای لبه‌دار درست نیست و توصیه نمی‌شود

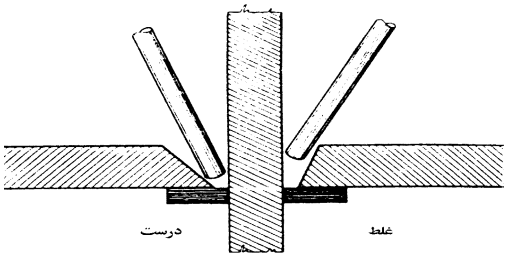
[1] *weld reinforcement*

[2] *edge preparation*

زاویه پخ برای آن است که الکترود بتواند به همه نقاط درز دسترسی داشته باشد و هرچه بازتر باشد، دسترسی راحت‌تر است. به همین ترتیب، فاصله نیز نقش مشابهی دارد. برای هر درزی، یک انتخاب بهینه شامل بیشترین زاویه و کمترین فاصله وجود خواهد داشت (شکل ۷. ۲۴). البته در بعضی از موارد زاویه قرار گرفتن الکترود تعیین کننده حداقل زاویه پخ است، مانند وضعیت نشان داده شده در شکل ۷. ۲۵ که حداقل زاویه پخ برابر ۴۵ درجه است.



شکل ۷. ۲۴ انتخاب بهینه زاویه و فاصله



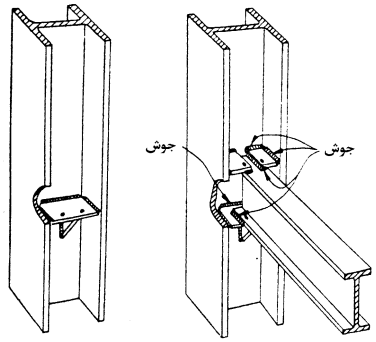
شکل ۷. ۲۵ حداقل زاویه پخ برای دسترسی الکترود به داخل درز

پشت‌برداری ـ گفتیم که در درزهای دو طرفه، انجام پشت‌برداری برای برداشتن لایه ناخالص و رسیدن به فلز مرغوب ضروری است. چنانچه نتوان درزی را به شکل دوطرفه اجرا کرد، دراین‌صورت باید از درزی استفاده شود که به پشت‌برداری نیاز نداشته باشد. ازاین‌رو استفاده از درزهای دوطرفه و یا لبه‌دار مناسب نبوده و تقریباً تنها درز مناسب، درز هفت یک‌طرفه است که با کمک پشت‌بند می‌تواند بدون پشت‌برداری به‌صورت جوش با نفوذ کامل عمل کند. برای اطلاعات بیشتر می‌توان مرجع (۱۱۵) را مطالعه کرد.

۷. ۲. ۳. ۲. ۱. انواع اتصال گیردار

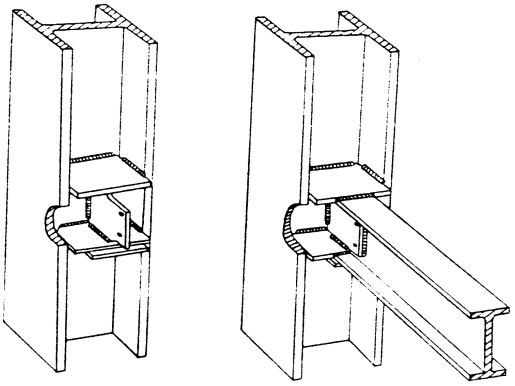
بسته به نوع تیر و ستون، و اینکه ستون در جهت قوی قاب‌بندی می‌شود یا ضعیف، و یا در هر دو جهت، نوع اتصال گیردار متفاوت خواهد بود. برخی از انواع متداول اتصال گیردار در اینجا

ارائه شده است. در شکل ۷. ۲۶ یک نوع اتصال گیردار را می‌بینیم که در آن تیر، ستون را در جهت ضعیف قطع کرده است. در این اتصال، ابتدا ورق نشیمن زیر در پای کار جوش داده می‌شود. این ورق دو نقش را در اتصال ایفا می‌کند: ابتدا برای تیر بصورت نشیمن موقت عمل می‌کند، و سپس با جوش دادن بال پایین به ورق افقی، این ورق نیروی افقی بال پایینی را به بالها و جان ستون منتقل می‌سازد. ضمناً لچکی قائم زیر آن، واکنش قائم تیر را به جان ستون انتقال می‌دهد. ورق افقی زیر را می‌توان با جوش گوشه و یا شیاری به ستون جوش داد. لچکی زیرین نیز با جوش گوشه به جان ستون متصل می‌شود. پس از بر پا کردن ستون، تیر روی نشیمن قرار گرفته و بال پایینی با جوش گوشه به ورق نشیمن وصل می‌شود. سپس، ورقهای اتصال فوقانی از یکسو با جوش گوشه به بال تیر، و از سوی دیگر با جوش شیاری و یا گوشه به بال و جان ستون متصل می‌گردند. در چنین اتصالی، سهم جان ستون در گرفتن نیروی افقی بال زیاد نیست زیرا صلبیت آن در جهت نیروی افقی مزبور نسبت به بالهای ستون کم است. در نتیجه، نیروی افقی عمدتاً به بالهای ستون منتقل می‌شود و در محل جوش صفحات افقی اتصال به بال ستون، تنش نسبتاً زیادی متمرکز خواهد شد. البته وجود یک تیر قرینه در طرف دیگر ستون از شدت این مسأله می‌کاهد. در بارگذاری وزنی که لنگرها در دو جهت مقابل وارد می‌شوند، جان ستون تقریباً به‌صورت صلب عمل کرده و بخش عمده‌ای از نیروی افقی را از یک تیر گرفته و از طریق ورقهای اتصال در سمت دیگر ستون، آنرا به تیر سمت مقابل منتقل می‌سازد. برای افزایش سهم جان ستون و کاهش این تمرکز تنش در ستونهایی که فقط از یک سمت با تیر تماس دارند می‌توان در سمت خالی ستون و به محاذات بالهای تیر ورقهای تقویت افقی را به بالها و جان ستون جوش داد. این کار باعث ایجاد صلبیت قابل توجهی در جان ستون گردیده و بخشی از نیروی افقی توسط جان به این ورق انتقال می‌یابد.



شکل ۷. ۲۶ اتصال تیر به ستون در جهت ضعیف

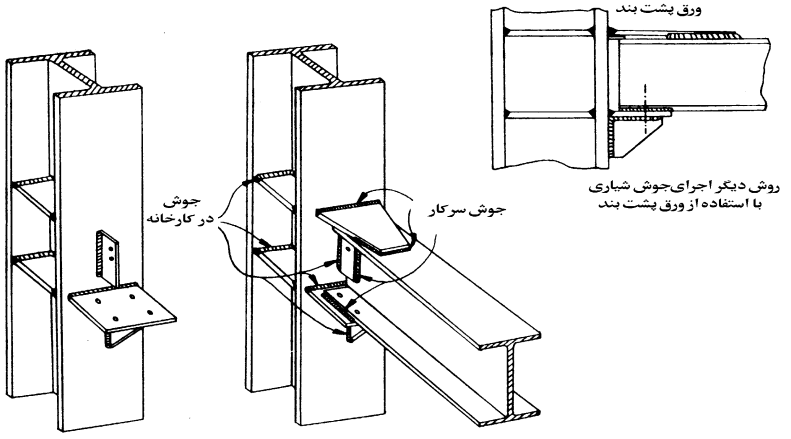
شکل ۷. ۲۷ یک اتصال گیردار را نشان می‌دهد که از جهت ضعیف به ستون متصل شده است. این اتصال شباهت زیادی به اتصال قبلی دارد با این تفاوت که بجای لچکی برشگیر از ورق اتصال جان استفاده شده است. زیر ورق زیرین یک ورق کوچک نصب می‌شود که تکیه‌گاه موقت تیر است. ورق افقی فوقانی بسیار صلب‌تر از اتصال قبلی عمل می‌کند و تقریباً براحتی می‌تواند نیروی افقی بال فوقانی را به بالهای ستون منتقل سازد. هردو ورق فوقانی و تحتانی با جوش گوشه یا شیاری به ستون، و با جوش لب به بالهای تیر متصل می‌شوند بنابراین نیروی افقی بدون هیچ کاستی از بال تیر به این ورقها انتقال می‌یابد. ورق فوقانی و ورق اتصال جان را می‌توان پای کار و یا سرکار جوش داد که البته بستگی به میزان دقت و رواداری اجرایی پیمانکار دارد. در این اتصال باید توجه داشت که لبهای بال تیر باید پخ زده شوند. جزء برشگیر در این اتصال و اتصال شکل ۷. ۲۶ از اجزاء لنگرگیر جدا است و به‌طور مستقل عمل می‌کند، اما اتصال قبلی بهتر است زیر چرخش تیر در محل اتصال (ناشی از شکست احتمالی اجزاء لنگرگیر) هیچ تأثیری بر مقاومت لچکی برشگیر ندارد.



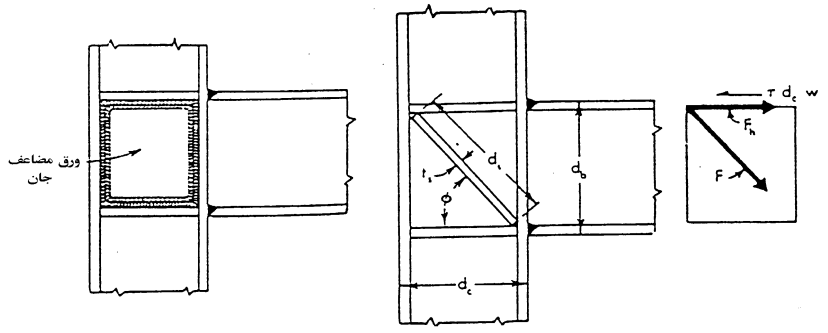
شکل ۷. ۲۷ اتصال گیردار در جهت ضعیف ستون

در شکل ۷. ۲۸ نمونه‌ای از اتصال گیردار در جهت قوی ستون دیده می‌شود. در این اتصال نیروی افقی بالهای تیر توسط ورق اتصال بال، به بال ستون منتقل می‌شود و در نتیجه، این اتصال شبیه اتصال شکل ۶. ۱۶ است و آنچنان‌که در بند ۷. ۲. ۱. ۲. ۲ آمد، در محاسبه مقاومت خمشی لازم برای اتصال، نیازی به درنظرگرفتن ضریب ۱/۲۵ نمی‌باشد. ورق اتصال زیرین با یک لچکی برشگیر در پای کار نصب می‌شوند و بدین ترتیب تکیه‌گاه موقت نیز برای نصب تیر فراهم می‌گردد. می‌توان برای اطمینان بیشتر ورق اتصال جان را نیز در پای کار به ستون جوش داد و بعداً در سرکار با جوش گوشه به جان تیر وصل کرد. ورق اتصال بال فوقانی

در سرکار به بالهای تیر و ستون جوش داده می‌شود. اتصال آن به بال ستون با جوش شیاری با نفوذ کامل، و به بال تیر با جوش گوشه انجام می‌گیرد. مزیت این ورق اتصال بال این است که در محل اتصال به ستون عرض بیشتری از بال تیر دارد و در نتیجه می‌توان از مقدار جوش بیشتری استفاده نمود. در تأمین جوش این نوع ورق اتصال بال به بال تیر معمولاً مشکلی وجود ندارد و می‌توان طول آن را بقدر کافی بزرگ گرفت تا طول جوش لازم تأمین شود. در اتصال، ورقهای پیوستگی نیز به محاذات بال تیر نصب شده است. در این اتصالات، برای تقویت چشمه اتصال می‌توان مطابق شکل ۷. ۲۹ از ورق مضاعف، و یا ترکیبی از ورقهای تقویت افقی (ورق پیوستگی) و ورق قطری استفاده کرد.

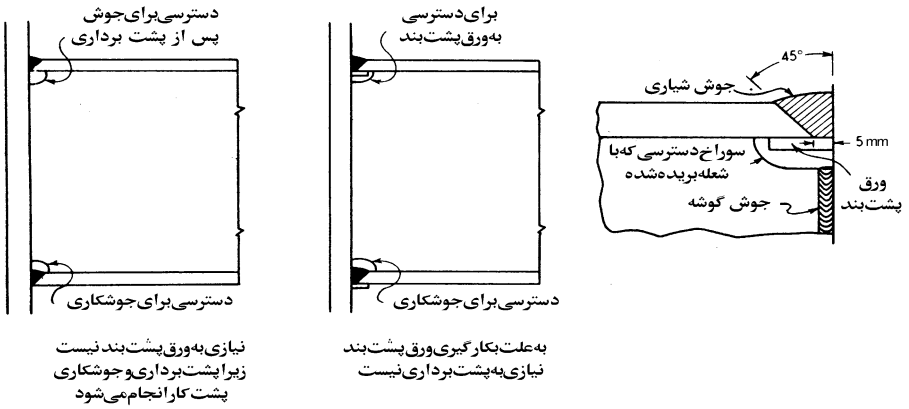


شکل ۷. ۲۸ اتصال گیردار در جهت قوی ستون با ورق اتصال بال



شکل ۷. ۲۹ استفاده از ورقهای مضاعف و قطری برای تقویت برشی چشمه اتصال

یک نکته مهم در طراحی اتصالات گیردار این است که در جوشهای شیاری با نفوذ کامل، درصورتی‌که امکان پشت‌برداری نباشد، حتماً باید از درز هفت یک‌طرفه بعلاوه پشت‌بند استفاده کرد. مثلاً اتصال شکل ۷. ۲۸، جوش ورق اتصال بال به ستون قاعدتاً باید با نفوذ کامل باشد تا مقاومت جوش به‌حد مقاومت ورق برسد. بنابراین، درز مزبور باید یا پشت‌برداری شده و مجدداً جوش شود، که عملاً کار مشکلی است و مستلزم انجام جوش سربالا است، و یا اینکه از درز هفت یک‌طرفه بعلاوه پشت‌بند استفاده گردد و ورق پشت‌بند پس از جوشکاری درجای خود باقی می‌ماند. برای این‌منظور معمولاً در گوشه‌های جان حفره دسترسی[۱] ایجاد می‌شود تا انجام پشت‌برداری و نصب ورق پشت‌بند آسان گردد (شکل ۷. ۳۰).



شکل ۷. ۳۰ حفره‌های دسترسی در جان برای اجرای درست جوش بال

شکل ۷. ۳۱ نوع دیگری از اتصال گیردار در جهت قوی را نشان می‌دهد که در آن از ورق تقویت بال[۲] بجای ورق اتصال بال استفاده شده است. در این اتصال، لبه‌های هر دو بال تیر پخ خورده و با ورقهای تقویت بال فوقانی و تحتانی بدون پخ زدن یک درز لاله‌ای[۳] را تشکیل می‌دهند. بدین ترتیب، با توجه به فضای زیاد فراهم شده برای جوش، نیازی به جوش با نفوذ کامل نیست (و گرنه درز لاله‌ای بدون پشت‌برداری نمی‌تواند جوش با نفوذ کامل بدست دهد).

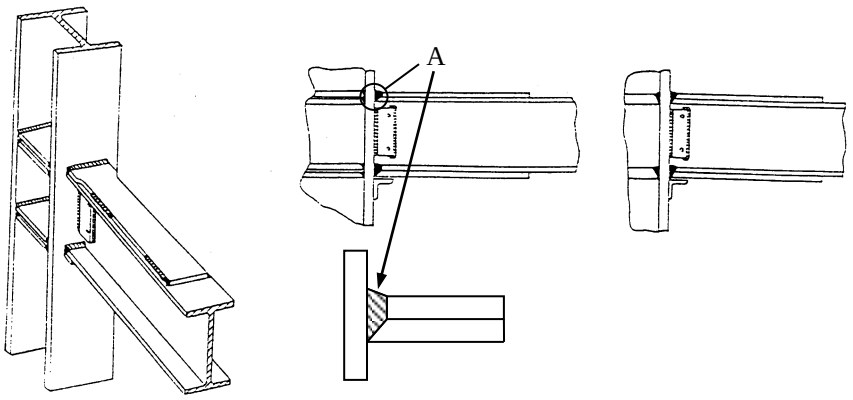
---

۱ *cope holes*

۲ *coverplate*

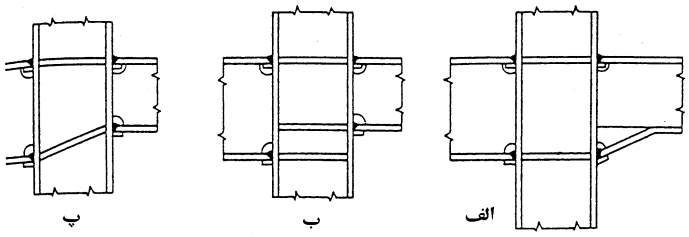
۳ *J*

ضخامت ورقهای پیوستگی برابر مجموع ضخامت بال تیر و ورق اتصال بال خواهد بود. این ورقها در پای کار جوش می‌شوند.



شکل ۷. ۳۱ استفاده از ورق تقویت بال به جای اتصال بال تیر به ستون

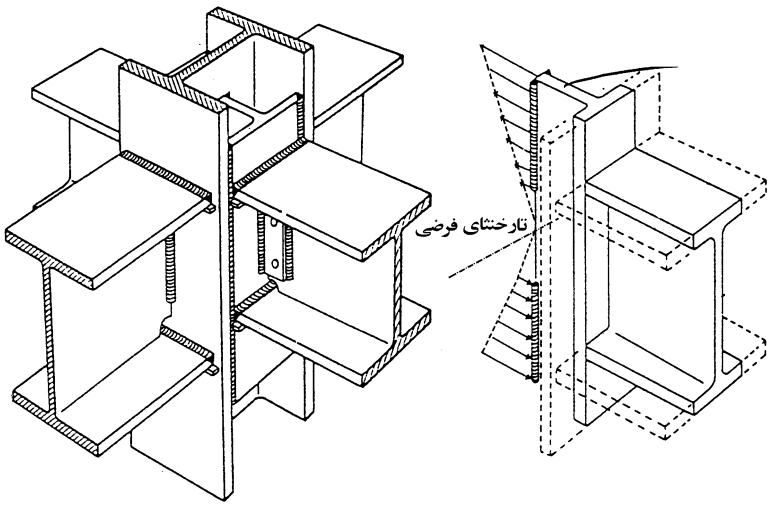
در مواردی‌که تیر های دو سمت ستون نابرابر باشند، ورقهای پیوستگی می‌تواند به‌صورتهای مختلفی که در شکل ۷. ۳۲ آمده، اجرا شود.



شکل ۷. ۳۲ ورقهای پیوستگی برای تیرهای نابرابر

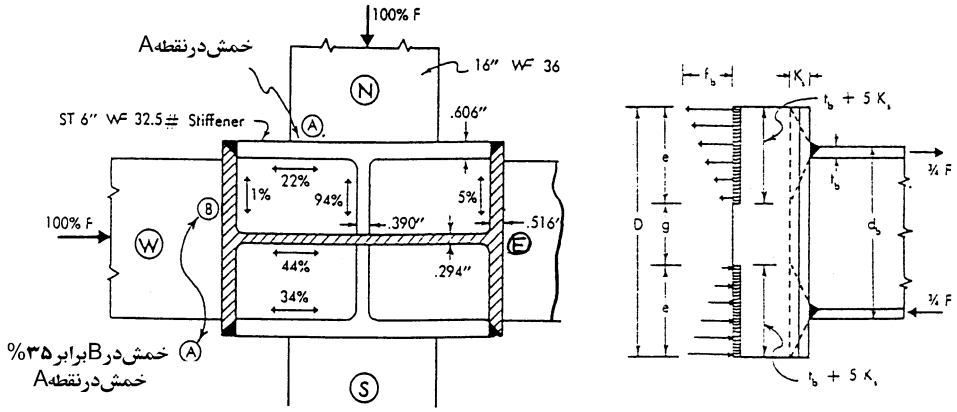
گاهی لازم است قابها درهر دو جهت گیردار شوند، از جمله در ساختمانهایی که ارتفاع از حد معینی بیشتر می‌شود (به جدول ۷. ۳ مراجع شود) باید حتماً از سیستم قاب خمشی استفاده نمود. در شکل ۷. ۳۳ نمونه‌ای از یک اتصال دوسویه نشان داده شده است. این اتصال در هر دو جهت گیردار است. در جهت ضعیف برای انتقال لنگر تیر به ستون از یک سپری استفاده شده است. اتصال تیر به بال سپری مانند نمونه‌های قبلی است که در آنها بال تیر به بال ستون متصل می‌شد. در واقع، در اینجا بال سپری مانند بال ستون در مثالهای قبلی عمل می‌کند و البته بهتر است که بجای اتصال مستقیم بال تیر به بال سپری از ورق اتصال بال

استفاده گردد. تحقیقات نشان داده است که بخش بزرگی از لنگر تیر توسط جان سپری به ستون وارد می‌شود. همانطور که در شکل دیده می‌شود، سپری با جوش گوشه در بالا و پایین به جان ستون متصل می‌گردد و میانه آن به دلیل عدم دسترسی جوش داده نمی‌شود. نحوه توزیع تنش در جوش مطابق شکل براساس تغییرشکل صلب سپری صورت می‌گیرد به‌طوری‌که یک تار خنثای فرضی از وسط سپری عبور می‌کند. باید دانست که این توزیع تنش به شرطی درست است که در سمت مقابل هم اتصال مشابهی نصب شود در غیراین‌صورت، به‌علت انعطاف پذیری نسبی جان ستون، میزان لنگر وارد به جان سپری به شدت کاهش خواهد یافت. ازاین‌رو، در ستونهای کناری، بهتر است یک سپری به‌صورت آزاد در سمت بیرونی ستون قرار داد تا صلبیت جان را افزایش دهد.



شکل ۷. ۳۳ اتصال دوسویه و نحوه توزیع نیرو در سپری اتصال

همانطور که گفته شد، نتایج تحقیقات نشان داده است (۱۱۵) که بیشتر نیروی افقی بال تیر به جان سپری منتقل می‌شود. به عنوان نمونه همانطور که در شکل ۷. ۳۴ دیده می‌شود، از ۱۰۰٪ نیروی افقی بال در جهت شمالی جنوبی، مقدار ۹۴٪ آن به جان انتقال یافته است. علت این امر این است که عرض بال تیر حدود نصف عرض بال ستون است. در جهت شرقی غربی که عرض بال تیر تقریباً مساوی بال ستون است، میزان نیروی انتقالی به جان به ۴۴٪ کاهش یافته است. بر همین اساس، بلاجت (۱۱۵) پیشنهاد نموده است که در جهت اطمینان، سپری اتصال برای ۷۵٪ لنگر تیر طرح شود. در این مورد بعداً توضیح داده خواهد شد.



شکل ۷. ۳۴ میزان انتقال نیرو از بال تیر به سپری اتصال ـ نتایج تحقیقات دانشگاه لیهای امریکا[1] به نقل از بلاجت (۱۱۵)

۷. ۲. ۳. ۲. محاسبات طراحی

محاسبه اتصال گیردار

اصول کلی محاسبه اتصال گیردار قبلاً در بخش ۶. ۱. ۳. ۵. ۱ بیان شد. محاسبه اتصال گیردار در جهت قوی ستون، شامل گامهای زیر است:

۱. محاسبه برش اتصال

برش اتصال از تحلیل سازه بدست می‌آید و طبق ضوابط اِآی‌اِس‌سی مقدار آن نباید از حداقل نصف ظرفیت برشی تیر کمتر باشد.

۲. محاسبه لنگر اتصال

حداقل مقاومت‌نهایی‌اسمی اتصال طبق توصیه آیین‌نامه ۲۸۰۰ که دربخش ۷. ۲. ۱. ۲. ۲ تشریح شد، برابر است با کمترین M_1 و M_2:

$$M_1 = 1.25M_{ps} = 1.25zf_y$$ *لنگر نظیر تسلیم تیر*

$$M_2 = 1.25Vd_b$$ *لنگر نظیر تسلیم برشی چشمه اتصال*

$$V = 0.55 f_y d_c t \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t}\right)$$ *نیروی برشی حدی چشمه اتصال*

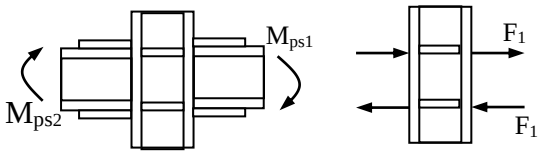
---

[1] *Lehigh*

مقاومت نهایی اسمی اتصال تیر به ستون (بر مبنای جدول ۷. ۴) تعیین می‌شود. z اساس خمیری تیر، t ضخامت جان ستون بعلاوه ضخامت ورق مضاعف[۱]، d_b و d_c ارتفاع مقاطع تیر و ستون، و b_c و t_{cf}، عرض و ضخامت بال ستون می‌باشند. چنانچه در طراحی اتصال، از ورق اتصال بال استفاده شود و سایر شرایط مذکور در بخش ۷. ۲. ۱. ۲. ۲ رعایت شود نیازی به اعمال ضریب افزایش ۱/۲۵ در فوق نیست. نکته مهم این است که لنگرهای حاصل از بارگذاری عادی و فوق العاده هیچگاه در طرح اتصال کنترل کننده نخواهند بود زیرا در رابطه اول، حتی بدون درنظرگرفتن ضریب ۱/۲۵، ظرفیت نهایی تیر را مبنا قرار داده‌ایم و لنگرهای حاصل از تحلیل پس از ضرب در ضرایب تبدیل حالت مجاز به حدی، نباید از آن بیشتر شوند. البته اگر رابطه دوم حاکم شود، لنگر طراحی از ظرفیت تیر کمتر می‌شود (بدون درنظرگرفتن ضریب ۱/۲۵) اما باز هم لنگر حاصل از تحلیل نمی‌تواند بیشتر از آن باشد زیرا دراین‌صورت، نیروی افقی ناشی از چنین لنگری از حد مقاومت برشی اتصال بیشتر می‌شود درحالی‌که ظرفیت برشی چشمه اتصال قبلاً برای چنین نیرویی وارسی شده است و قاعدتاً از آن کمتر نیست. نکته خیلی مهم دیگر این است که با توجه به تذکر ذیل مثال ۷. ۱ در بخش ۷. ۲. ۱. ۲. ۲، **بهتر است طرح اتصال بر ظرفیت برشی چشمه اتصال متکی نباشد زیرا در حالت کلی غیر ایمن است. بنابراین لازم است ظرفیت تیر مبنای طرح اتصال گیرد.**

۳. محاسبه نیروی افقی بال

نیروی افقی بال یک نیروی اسمی است که با F نشان داده می‌شود و مقدار آن در موارد مختلف متفاوت می‌باشد.



حد اکثر مطلق نیرویی که در خود بال تیر می‌تواند ایجاد شود برابر است با $A_f f_y$. اما نیرویی که توسط بال تیر به ورق اتصال بال وارد می‌شود می‌تواند از این بیشتر باشد زیرا بخشی از تنشهای محور جان به بال منتقل شده و نهایتاً در طول ورق اتصال بال، به این ورق منتقل خواهند شد. بنابراین، نیروی وارد به ورق اتصال بال از رابطه ۶. ۶۰-۱ برابر است با

---

[۱] *doubler plate*

$$F = \frac{M}{d_b}$$ *نیروی افقی بال*

d_b ارتفاع مقطع تیر است. نیروی کنترل لهیدگی جان ستون از رابطه ۶. ۶۰-۲ برابر است با

$$P_{bf} = mF$$

که m بستگی به نوع بارگذاری دارد. به توصیه آیین‌نامه فولاد این مقدار برای بارگذاری فوق العاده (بارهای مرده و زنده بعلاوه زلزله) برابر ۱/۳۳ است. بالاخره، به توصیه آیین‌نامه ۲۸۰۰، نیروی افقی بال تیر برای کنترل کشیدگی بال ستون از رابطه ۶. ۶۰-۳ برابر است با

$$P_{bf} = 1.8 A_f f_y$$

که در آن A_f مساحت بال تیر و f_y تنش تسلیم فولاد است.

۴. انتخاب ورق اتصال بال

این ورق طوری انتخاب می‌شود که اتصال آن با بال ستون بتواند تمام نیروی افقی در این ورق را به ستون منتقل کند. همانطور که قبلاً گفته شد، برای اتصال این ورق به ستون از جوش شیاری با نفوذ کامل استفاده می‌شود. تنش مجاز از جدول ۷. ۴ بدست می‌آید و بر اساس ضوابط آیین‌نامه فولاد ایران، قدری از تنش مجاز فولاد کمتر است (مگر آنکه جوشهای تحت آزمایش قرار گیرند).

۵. ورقهای تقویت پیوستگی

کنترل کشیدگی بال ستون، و لهیدگی و کمانش جان ستون با استفاده از روابط زیر انجام می‌شود و در صورت لازم از ورقهای تقویت افقی (ورق پیوستگی) استفاده می‌گردد. برای کنترل لهیدگی جان ستون با استفاده از رابطه ۶. ۶۰-۴

$$f_y t_w (t_b + 5k_c) \geq P_{bf}$$

k_c فاصله بر ستون تا ساقه جان، t_b ضخامت بال تیر، t_w ضخامت جان ستون، و f_y تنش تسلیم فولاد به kg/cm^2 می‌باشد. برای جلوگیری از کمانش جان ستون با استفاده از روابط ۶. ۶۱ و ۶. ۶۰-۱ (که برای راحتی واحد تنش به kg/cm^2 تبدیل شده است)، باید

$$\frac{d_c}{t_w} \leq \frac{1500}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{d_c}{t_w} \leq \frac{34400 t_w^2 \sqrt{f_y}}{P_{bf}}$$

d_c عمق جان ستون (طول ساقه جان) و f_y تنش تسلیم فولاد به kg/cm^2 می‌باشد. اگر هر یک ازاین‌روابط برقرار نباشد، بطریقی که در زیر آمده است، باید یک جفت ورق تقویت افقی در مقابل بال فشاری قرار گیرد. برای مقابله با کشیدگی مفرط بال ستون در ناحیه کششی طبق رابطه ۶. ۶۲-۱ باید

$$t_c \geq 0.4\sqrt{\frac{P_f}{f_y}}$$

t_c ضخامت بال ستون است. اگر این روابط ارضاء نشوند باید مشابه ورقهای تقویت فشاری، در مقابل بال کششی نیز یک جفت ورق تقویت نصب شود. حداقل عرض و ضخامت این ورقها باید شرایط زیر را ارضا نماید (روابط ۶. ۶۳ و ۶. ۶۴).

$$2b_s + t_w \geq \frac{2}{3}b_f$$
$$t_s \geq t_f / 2$$

همچنین، برای جلوگیری از کمانش موضعی ورقهای تقویت از رابطه ۶. ۶۵ باید

$$b_s / t_s \leq 550/\sqrt{f_y}$$

در این روابط، t_s و b_s ضخامت و عرض ورق تقویت، t_w ضخامت جان ستون، t_f و b_f ضخامت و عرض بال تیر، و f_y تنش تسلیم فولاد به کگ‌برسمم است.

۶. تقویت جان چشمه اتصال

ضخامت چشمه اتصال، t_z، با استفاده از رابطه ۷. ۲۴ باید

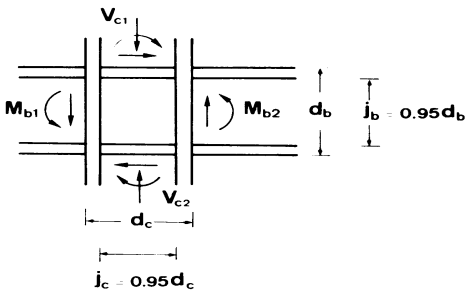
$$t_z \geq (d_z + w_z)/90$$

d_z عمق چشمه اتصال بین ورقهای پیوستگی (ورقهای تقویت افقی محاذی بالهای تیر) و w_z عرض چشمه اتصال بین بالهای ستون است. t_z شامل ورقهای مضاعف[1] نمی‌شود مگر این‌که ورق مضاعف با جوش انگشتانه به میزان کافی برای جلوگیری از کمانش موضعی، به جان ستون متصل شود. در صورت نیاز به ورق تقویت برای تقویت مقاومت برشی چشمه اتصال، فاصله آن تا جان ستون نباید بیشتر از ۱/۵ میلیمتر باشد و باید در طول لبه بالا و پایین ورق با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۵ میلیمتر جوش شود. ورق مضاعف باید با جوش شیاری یا گوشه به

[1] *doubler plates*

بال ستون جوش داده شود تا بتوان از مقاومت برشی آن استفاده کرد. نیروی برشی حدی با استفاده از رابطه ۶. ۶۶ برابر است با

$$V_P = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{j_b} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2}$$



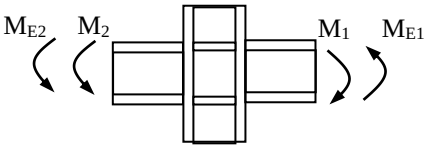
فاصله نیروهای افقی j_b را با توجه به بکارگیری ورق اتصال می‌توان برابر ارتفاع مقطع تیر، d_b، فرض کرد و از تأثیر مثبت جزء دوم رابطه فوق در جهت اطمینان صرف نظر کرد، پس نیروی برشی حدی وارد به چشمه اتصال برابر است با

$$V_P = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{d_b}$$

این نیروی برشی با مقاومت‌برشی‌حدی چشمه اتصال در بند ۲ مقایسه می‌گردد. چنانچه نیاز به تقویت برشی باشد می‌توان ورقهایی را با جوش انگشتانه به ورق جان چسباند.

۷. جزء برشگیر اتصال برای نیروی برشی اتصال (ناشی از واکنش قائم تیر) طرح می‌گردد. ورق اتصال جان، نبشی یا لچکی نشیمن برای این منظور مناسب است.

مثال ۷. ۲ شکل زیر، گرهی از یک قاب ویژه را نشان می‌دهد. تیرها از نیمرخ IPE300 و ستونها IPB240 از فولاد نرمه معمولی با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کگ‌برسمم می‌باشند. لنگرهای حاصل از بارهای وزنی و زلزله در تیرهای دو سمت اتصال به ترتیب برابر با (۵۳۰- و ۳۲۰-)، و (۵۳۰- و ۳۲۰+) تن‌سانتیمتر می‌باشند. بیشترین واکنش قائم هر یک از تیرها از بارگذاری وزنی و زلزله بترتیب برابر ۱۶ و ۱/۶ تن است. این اتصال را بر اساس ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ و مشابه نمونه ارائه شده در شکل ۷. ۱۶ طرح نمایید.



حل:

۱. *محاسبه برش اتصال* ـ طبق ضوابط اِآی‌اس‌سی ، حداقل برش اتصال نصف ظرفیت تیر است پس

$V = (0.4f_y.d.t)/2 = 0.4x2400x30x0.71/2 = 10.22\ t$

مقدار حاصل از تحلیل عبارت است از

$V = 16\ t$ *بارگذاری وزنی*

$V = 0.75(16 + 1.6) = 13.2\ t$ *بارگذاری وزنی بعلاوه زلزله*

پس لنگرطراحی برای برش برابر ۱۶ تن است که از نصف ظرفیت اتصال نیز بیشتر است.

۲. *محاسبه لنگر اتصال* ـ باتوجه به توضیح بخش ۷. ۲. ۳. ۲، مبنای طرح اتصال، ظرفیت تیر و چشمه اتصال است و نه مقادیر ناشی از تحلیل سازه تحت بارگذاری‌های مختلف، زیرا همواره به طرح ایمن‌تری می‌انجامد. همچنین باتوجه‌به تذکر ذیل مثال ۷. ۱ در بخش ۷. ۲. ۱. ۲. ۲، طرح اتصال بهتر است به ظرفیت برشی چشمه اتصال متکی نباشد زیرا ممکن است غیر ایمن باشد. بنابراین لازم است ظرفیت تیر مبنای طرح اتصال گیرد. در این مثال، به‌علت استفاده از اتصال نمونه موردتأیید آیین‌نامه، نیازی به درنظرگرفتن ضریب ۱/۲۵ در روابط مربوطه نیست، پس

$M_1 = zf_y = 628x2400 = 1507\ t.cm$ *لنگر نظیر تسلیم تیر*

$M_{u\,(D+L)} = 1.7(530) = 900\ t.cm$ *لنگر نهایی نظیر بارهای وزنی*

$M_{u(D+L+E)} = 1.7[0.75(530 + 320)] = 1084\ t.cm$ *لنگر نظیر بار وزنی بعلاوه زلزله*

$M_1 = 1507 > 1084$

پس لنگر نهایی طراحی اتصال برابر ۱۵۰۷ تن سانتیمتر است.

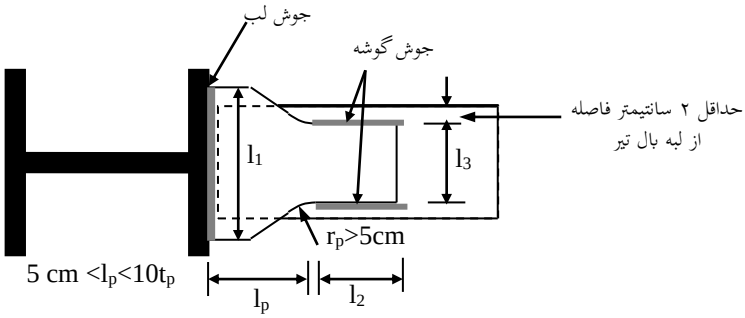
۳. *نیروی افقی بال*

$F = M/d_b = 1507/30 = 50.2\ t$

$P_{bf} = mF = 1x50.2 = 50.2\ t$ *نیروی نهایی بال افقی*

توجه شود که چون لنگر نهایی تیر را مبنا قرار داده‌ایم ، مقدار m در رابطه فوق برابر ۱ اختیار می‌شود، درحالی‌که اگر از لنگر ناشی از بارهای وارده استفاده می‌شد، این ضریب بسته به نوع بارگذاری برابر ۱/۶۷ و ۱/۳۳ می‌بود. بالاخره، برای کنترل کشیدگی بال ستون، طبق توصیه آیین‌نامه ۲۸۰۰

$P_{bf} = 1.8A_f\ f_y = 1.8x15x1.07x2400 = 69.33\ t > F = 50.2\ t$



۴. *انتخاب ورق بال*

با توجه به نمونه اتصال در شکل ۶. ۱۶، ورق اتصال بال فوقانی در شکل نشان داده شده است. با استفاده از مقاومت مجاز جوش لب با بازرسی چشمی و آزمایش غیر مخرب[1] در جدول ۷. ۵، حداقل مساحت جوش لب (با نفوذ کامل) مورد نیاز برای اتصال ورق به بال ستون برابر است با

$$A = P_{bf}/1.7f_{\quad} = P_{bf}/[1.7(\phi)(0.6f_y)] = 50200/[1.7(1x0.6x2400)] = 20.5\ cm^2$$

اگر عرض ورق در محل اتصال به ستون، l_1 برابر ۲۰ سانتیمتر و ضخامت آن برابر ۱۲ میلیمتر اختیار شود،

$$A = 1.2x20 = 24 > 20.5 \quad ok$$

برای اتصال ورق به بال تیر از جوش گوشه استفاده می‌کنیم. چون آزمایش غیرمخرب برای جوشهای گوشه اجباری نیست، فقط بازرسی چشمی انجام می‌گردد و برای این حالت، ضریب کاهش تنش مجاز جوش، ϕ، از جدول ۷. ۵ برابر ۰/۷۵، و تنش مجاز جوش گوشه قبل از اعمال ضریب کاهش برابر $0/3F_{ue}$ می‌باشد. اگر از الکترود E60 با مقاومت نهایی کششی ۴۲۰۰ استفاده و ضخامت جوش برابر ۱۰ میلیمتر اختیار شود:

$$1.7\{2(0.707x1.0xl_2)[0.75x(0.3x4200)]\} \geq F = 50200\ kg$$
$$l_w = 22\ cm \qquad \textit{نصف طول جوش گوشه مورد نیاز}$$

اگر l_p برابر ۱۰سم انتخاب شود، طول ورق اتصال بال کلاً ۳۲ سم خواهد شد پس

$$5 < l_p = 10 < 10t_p = 10x1.2=12\ cm \quad ok$$

عرض قسمت باریک ورق، l_3، را برابر ۱۰ سم می‌گیریم تا از هر طرف ۲/۵ سم فاصله تا لبه بال تیر باقی بماند (حداقل فاصله تا لبه ۲ سم است). دراین‌صورت حداکثر مقاومت کششی ورق برابر است با

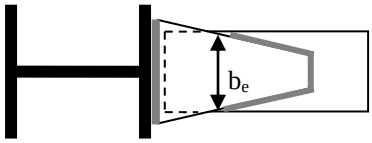
---

[1] چون اتصال مربوط به قاب ویژه است، مطابق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰، مذکور در بخش ۷. ۲. ۱. ۲. ۲، همه جوشهای لب باید آزمایش غیر مخرب (عکسبرداری و یا صوتی) شوند.

$F' = Af_y = 1.2x10x2400 = 28.8 < 50.2$

ملاحظه می‌شود که حداکثر مقاومت کششی ورق اتصال بال خیلی کمتر از نیروی افقی بال است. برای رفع این نقیصه می‌توان یکی از تمهیدات زیر را انجام داد:

- استفاده از ورق ذوزنقه ای برای افزایش عرض مؤثر ورق (عرض مؤثر ورق، b_e، برابر عرض بال تیر خواهد بود)
- افزایش ضخامت ورق



اگر از ورق ذوزنقه ای استفاده کرده و ضخامت ورق را هم به ۱۴ میلیمتر افزایش دهیم:

$F' = Af_y = 1.4x15x2400 = 50400>50200$ ok

برای بال زیرین، ورق تقویت باید کمی پهن‌تر باشد تابتوان جوش گوشه را درحالت تخت اجرا کرد. پس از ورق ۱۴*۳۲۰*۲۰۰ مم برای اتصال بال زیرین تیر استفاده می‌گردد.

۵. *ورقهای پیوستگی* ـ ورقهای پیوستگی بر اساس وارسی لهیدگی و کمانش جان ستون، و کشیدگی بال ستون تعیین می‌شوند. برای وارسی لهیدگی جان ستون

$$f_y t_w (t_b + 5k_c) \geq P_{bf}$$

$2400x1.0\ (1.07 + 5x3.8) = 48168<50200$

$A_{sreq.} =(50200 - 48168) = 2032/2400 = 0.8$ *حداقل سطح مقطع ورق پیوستگی* cm^2

پس نیازی به وارسی کمانش‌جان نیست زیرا لهیدگی حاکم است و باید حتماً از ورق پیوستگی استفاده شود، ولی برای آشنایی‌باچگونگی کار، کمانش‌جان هم وارسی می‌شود.

$$\frac{d_c}{t_w} \leq \frac{1500}{\sqrt{f_y}} \qquad \therefore (24\text{-}2x3.8)/1.0 = 16.4 < 1500/\sqrt{2400} = 30.6 \text{ ok}$$

$$\frac{d_c}{t_w} \leq \frac{34400 t_w^2 \sqrt{f_y}}{P_{bf}} \qquad \therefore 16.4 < [(34400X1.0^2\sqrt{2400})/50200] = 33.6 \quad \text{ok}$$

وارسی کشیدگی بال ستون

$$t_c \geq 0.4\sqrt{\frac{P_f}{f_y}} \qquad \therefore 1.0 < 0.4\sqrt{(69330/2400)} = 2.15$$

پس باید در مقابل بال کششی نیز ورق پیوستگی نصب شود. اگر عرض و ضخامت این ورقها برابر ۷۰ و ۱۰ مم اختیار شود، داریم

$2b_s + t_W \geq \frac{2}{3} b_f \quad \therefore 2x7 + 0.9 = 14.9 > 0.67x15 = 10$

$t_s \geq t_f / 2 \qquad \therefore 1 > 1.07/2 = 0.50$

$A = 1x7 = 7 > A_{sreq} = 0.8\ cm^2 \qquad ok$

همچنین، برای جلوگیری از کمانش موضعی ورقهای تقویت از رابطه ۶. ۶۵ باید

$b_s / t_s \leq 550/\sqrt{f_y} \qquad \therefore 7/1 = 7 < 550/\sqrt{2400} = 11.2\ ok$

۶. *تقویت جان چشمه اتصال* ـ ضخامت چشمه اتصال، t، باید با استفاده از رابطه ۷. ۲۴

$t = 1.0 > (d_z + w_z)/90 = (30 + 24)/90 = 0.60 \qquad ok$

نیروی برشی حدی با استفاده از رابطه ۶. ۶۶ برابر است با

$$V_u = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{j_b} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2}$$

و یا در جهت اطمینان

$$V_u = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{d_b}$$

این نیروی برشی با مقاومت برشی حدی چشمه اتصال، V، مقایسه می‌گردد

$$V = 0.55 f_y d_c t \left(1 + \frac{3 b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t}\right)$$ *نیروی برشی حدی چشمه اتصال*

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ مقاومت برشی چشمه اتصال، از کمترین دو مقدار زیر کمتر نباشد:

الف. برش ناشی از لنگر خمشی تیر زیر اثر بارهای وزنی بعلاوه ۱/۸۵ برابر نیروی زلزله

ب. برش نظیر $0/8\sum M_{ps}$ تیرهای متصل به بالهای ستون در محل اتصال (برای M_{ps} جدول ۷. ۴ را ببینید)

$$V_u = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{d_b} = \frac{\left[(530 + 1.85x320) + (-530 + 1.85x320)\right]}{30} = 39.47 \quad t$$

$V_u = 0.8\sum M_{ps}/d_b = 0.8(2x1507)/30 = 80.4\ t > 39.47$

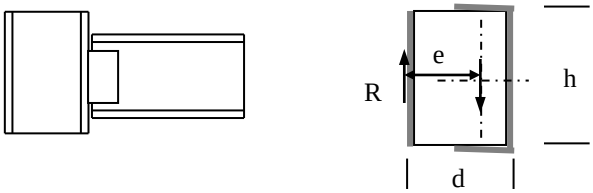
مقدار حاصل از رابطه الف غالب است (مقدار کمتر). ظرفیت برشی نهایی اتصال برابر است با

$$V = 0.55 f_y d_c t \left(1 + \frac{3 b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t}\right) = 0.55x2400x24x1.0\left(1 + \frac{3x24x1.7^2}{30x24x1.0}\right) = 41.85t > 39.47$$

پس جان چشمه اتصال نیازی به تقویت ندارد، اما برای آشنایی با نحوه تقویت آن، فرض می‌شود که چشمه اتصال لازم است تقویت گردد. اگر از یک ورق مضاعف[1] به ضخامت ۶ میلیمتر استفاده شود:

$$V = 0.55 f_y d_c t\left(1+\frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t}\right) = 0.55x2400x24x1.6\left(1+\frac{3x24x1.7^2}{30x24x1.6}\right) = 59.8 > 39.4$$

۷. *طراحی جزء برشگیر* ـ جزء برشگیر اتصال برای نیروی برشی اتصال (ناشی از واکنش قائم تیر) طرح می‌گردد. ورق اتصال جان، نبشی یا لچکی نشیمن برای این منظور مناسب است. فرض کنیم که از ورق اتصال جان به ابعاد ۱۶*۸۰*۲۲۰ مم استفاده شود و این ورق با جوش شیاری به ستون و با جوش گوشه به تیر متصل گردد.



برای محاسبات جوش، می‌توان در جهت اطمینان فرض کرد که واکنش تیر R، در بیشترین فاصله e یعنی d وارد می‌شود. بنابراین لنگر وارد به جوش ستون و تیر برابر با R .d خواهد بود. پس

R = 16 t M = R.d = 16x8 = 128 t.cm

اگر اتصال ورق به ستون از جوش لب با نفوذ کامل بدون آزمایش غیرمخرب باشد، با استفاده از جدول ۷. ۵، تنش مجاز جوش برابر است با

$f_{wt} = \phi(0.6f_y) = 0.75(0.6x2400) = 1080 \quad kg/cm^2$ *تنش کششی مجاز در جوش لب*

$f_{wv} = \phi(0.3F_{ue}) = 0.75(0.3x4200) = 945 \quad kg/cm^2$ *تنش برشی مجاز در جوش لب و گوشه*

تنش وارد به جوش در اتصال ورق به ستون برابر است با

$f_t = M/(th^2/6) = 128000/(1.6x22^2/6) = 991 < 1080$ ok *تنش کششی*

$f_v = V/th = 16000/(1.6x22) = 454 < 945$ ok *تنش برشی*

تنش وارد به جوش گوشه در اتصال ورق به جان تیر از روابط زیر بدست می‌آید

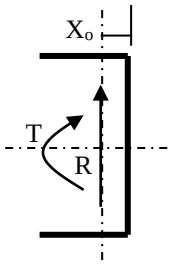
$f_y = R/A_w$

---

[1] *doubler plates*

$f'_x = Ty/I_p \quad f'_y = Tx/I_p \quad f_v = [f'^2_x + (f_y + f'_y)^2]^{1/2} \quad I_p = I_x + I_y$

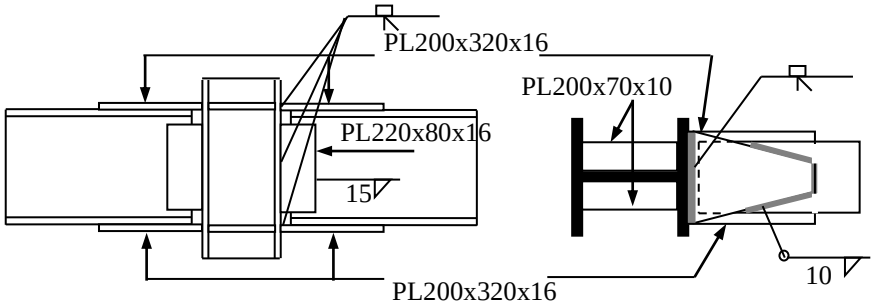
$x_o = 2x5x2.5/(2x5 + 22) = 0.78 \text{ cm}$
$I_x = 2x5x11^2 + 22^3/12 = 2097 \text{ cm}^4$
$I_y = 2x5x(2.5-0.78)^2 + 22x0.78^2 = 43 \text{ cm}^4$
$I_p = 2097 + 43 = 2140$
$f'_x = 128000x11/2140 = 658$
$f'_y = 128000x(5-0.78)/2140 = 252$
$f_y = 16000/(2x5 + 22) = 500$
$f_v = [f'^2_x + (f_y + f'_y)^2]^{1/2} = [658^2 + (500 + 252)^2]^{1/2} = 999$
$(0.707a)(945) \geq 999 \qquad a \geq 1.5 \text{ cm}$ *ضخامت لازم برای جوش گوشه*



ضخامت جوش گوشه را برای رعایت شرایط حداقل و حداکثر نیز باید وارسی کرد.

$t_{min} = 7 \text{ mm}$ *(با توجه به ضخامت ورق ضخیمتر که ۱۶ مم است)*
$t_{max} = 16 - 1.5 = 14.5 \text{ mm}$

اما با توجه به نیاز محاسباتی، آیین‌نامه مجاز دانسته است تا حد ضخامت ورق جوشکاری شود، بنابراین جوش گوشه با ضخامت ۱۵ میلیمتر اجرا می‌شود.



همانطور که قبلاً نیز اشاره شده است، اتصال نشیمن برای جزء برشگیر مناسب‌تر از ورق اتصال جان به نظر می‌رسد زیرا در صورت شکست جزء لنگرگیر، و چرخش زیاد تیر در تکیه‌گاه، از ایمنی بیشتری برخوردار است، اما در آیین‌نامه ۲۸۰۰، تصریح شده است که برای اجرای اتصال نمونه، اتصال جان تیر به ستون باید با استفاده از ورق اتصال جان انجام شود. برای آشنایی‌با ریزه کاریها و شیوه طراحی انواع اتصالات، مراجع ۱۱۵ تا ۱۱۸ مطالعه شود.

تمرکز تنش در جوش

دیدیم که کشیدگی بال ستون توسط رابطه زیر وارسی می‌شود

$$t_c \geq 0.4\sqrt{\frac{P_f}{f_y}}$$

می‌توان نشان داد که P_f تقریباً بار عرضی نهایی است که بال ستون، قبل از تسلیم کامل، تحمل می‌کند[۱] و همانطور که شکل زیر نشان می‌دهد، تحت این نیرو، در بالهای ستون خطوط سیلان (لولاهای خمیری) ایجاد می‌شود. باید دانست که برای رسیدن به این نیرو، باید تغییرشکل زیادی در بال ستون رخ دهد. ازاین‌رو، توزیع تنش در جوش لب که ورق اتصال بال را به بال ستون وصل می‌کند، کاملاً از حالت یکنواخت مفروض خارج شده و تنش متمرکز بزرگی در وسط آن (محاذی جان ستون) ایجاد می‌شود که میتواند به گسیختگی اتصال بیانجامد، بویژه آنگاه که اتصال تحت خستگی کم دور[۲] (خستگی ناشی از اعمال مکرر کرنشهای فراتر از حد کرنش تسلیم) قرار گرفته و پدیده رشد ترک[۳] و گسیختگی پیشرونده[۴] حاکم شود. برای احتراز از این وضعیت، پیشنهاد می‌شود که همواره ورقهای افقی پیوستگی در جان ستون، به محاذات بال تیر، نصب شود.

---

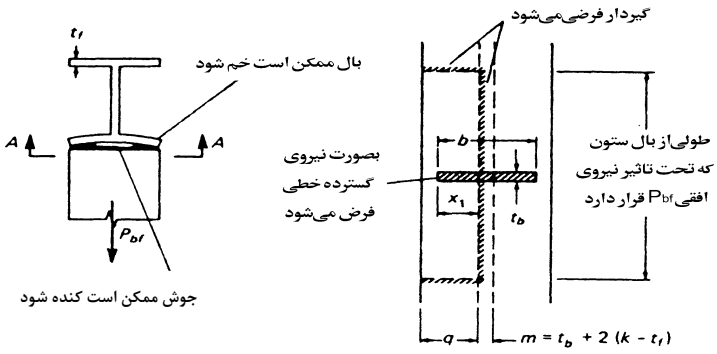
[۱] فصل ۱۳ سالمن (۱۱۶) به نقل از مرجع زیر:

Graham, J. D., et al, 1959, Welded interior beam-to-column connections, AISC, Inc.

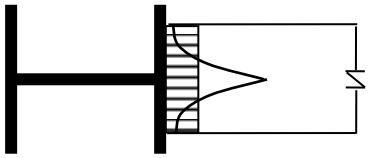
[۲] *low-cycle fatigue*

[۳] *crack growth*

[۴] *progressive failure*



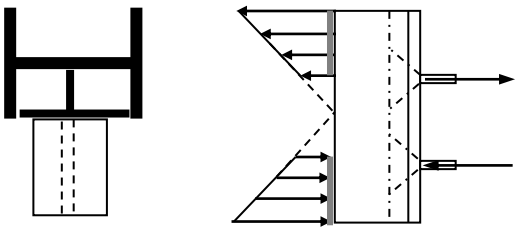
شکل ۷. ۳۴ -۱ سازکار مفروض برای انتقال نیرو از بال تیربه ستون



شکل ۷. ۳۵ تمرکز تنش در جوش ورق اتصال بال

اتصال گیردار در جهت ضعیف ستون

در شکلهای ۷. ۲۶، ۷. ۲۷ و ۷. ۳۳ انواع اتصال گیردار در جهت ضعیف ستون نشان داده شده است. یک روش متداول، استفاده از سپری است. در بخش ۷. ۲. ۳. ۱. ۲ و در شکل ۷. ۳۴ دیدیم که طبق نتایج تحقیقات، بخش عمده نیروی افقی بال تیر به جان سپری منتقل می‌شود. به همین دلیل، بلاجت (۱۱۵) توصیه نموده است که در مواقعی که بال تیر تقریباً هم پهنای بال سپری باشد، ۷۵٪ نیرو به جان سپری داده شود، و اگر بیش از ۲/۵ سانتیمتر باریکتر از عرض بال سپری باشد، تمام نیرو به جان سپری منتقل شود.



شکل ۷. ۳۶ اتصال گیردار در جهت ضعیف با استفاده از سپری
(فرض گسترش خطی تنش در جوش جان سپری به جان ستون)

وارسی ها عبارتند از:

۱. *لهیدگی جان سپری* ـ برای کنترل لهیدگی جان سپری با استفاده از رابطه ۶. ۶۰-۴ و درنظرگرفتن اینکه ۷۵٪ نیروی افقی بال تیر به جان سپری منتقل می‌شود، ضخامت جان سپری باید شرط زیر را ارضاء کند (البته اگر عرض بال تیر بیش از ۲/۵ سانتیمتر از عرض بال سپری کمتر باشد، در رابطه زیر ضریب ۰/۷۵ به ۱ تبدیل می‌شود).

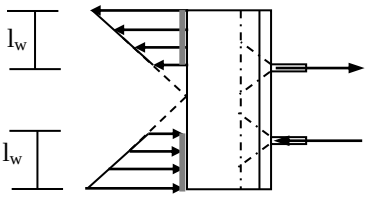
$$t_w \geq \frac{0.75P_{bf}}{(t_b + 5k_c)f_y} \qquad \text{حداقل ضخامت جان سپری} \qquad (۳۷ .۷)$$

P_{bf} نیروی نهایی بال تیر از رابطه ۶. ۶۰-۲، k_c فاصله از بر بال تا ساقه جان سپری، t_b ضخامت بال تیر، t_w ضخامت جان سپری، و f_y تنش تسلیم فولاد به kg/cm^2 می‌باشد.

۲. *وارسی کشیدگی بال سپری* ـ ضخامت بال سپری بر اساس وارسی کشیدگی بال از رابطه زیر بدست می‌آید (البته اگر عرض بال تیر بیش از ۲/۵ سانتیمتر از عرض بال سپری کمتر باشد، در رابطه زیر ضریب ۰/۳۵ به ۰/۴ تبدیل می‌شود).

$$t_c \geq 0.4\sqrt{\frac{0.75P_f}{f_y}} = 0.35\sqrt{\frac{P_f}{f_y}} \qquad \text{حداقل ضخامت بال سپری} \qquad (۳۸ .۷)$$

۳. *انتقال نیرو ازجان سپری به‌جان ستون* ـ طبق‌شکل ۷. ۳۶، جان‌سپری در دو قسمت از هردو سمت با جوش گوشه به جان ستون وصل می‌شود و بخش میانی به‌علت عدم دسترسی، جوش داده نمی‌شود. با فرض حرکت چرخشی صلب برای سپری، توزیع تنش مطابق شکل ۷. ۳۶ خواهد بود. تنشها به‌صورت خطی است و از یک مرکز خنثای فرضی میگذرد. مقدار زیر به عنوان حداقل طول جوش در بالا و پایین توصیه می‌شود.



$$l_w = t_b + 5\,k_c \qquad (۳۹ .۷)$$

بنابراین حداقل طول سپری برابر $2l_w$ خواهد بود. لنگر وارد به جان سپری برابر ۷۵٪ لنگر کل اتصال است، مگر اینکه عرض بال تیر بیش از ۲/۵ سانتیمتر از عرض بال سپری کمتر باشد که دراین‌صورت تمام لنگر اتصال به جان سپری وارد خواهد گردید.

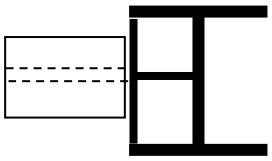
۴. *جوش لبه‌های سپری* ـ در جهت اطمینان فرض می‌شود که جوش لبه‌های سپری یک‌سوم نیروی بال را منتقل می‌سازند و این نیرو در طول جوش l_e توزیع می‌شود. معمولاً از جوش شیاری برای اتصال لبه سپری استفاده می‌شود. بدین ترتیب می‌توان سطح مؤثر جوش و از آنجا تنش را بدست آورد.

$$l_e = t_b + 5\,t_s \qquad \text{طول مؤثر جوش لبه در گرفتن نیروی افقی} \qquad (۴۰.۷)$$

t_s ضخامت بال سپری است.

۵. *انتقال نیروی‌قائم توسط سپری* ـ به‌توصیه سالمن (۱۱۶)، جوشها فقط‌برای‌لنگر طرح می‌شوند و نیازی برای وارسی اثر تنشهای برشی ناشی از انتقال نیروی قائم نمی‌باشد.

مثال ۷. ۳ اتصال زیر در یک قاب خمشی معمولی و در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی خیلی زیاد ساخته خواهدشد. اتصال را با استفاده از سپری به‌صورت کاملاً گیردار طرح نمایید. مقاطع ستون و تیر از نیمرخهای بال پهن IPB300 و IPB240 می‌باشند. تنش تسلیم فولاد ۲۴۰۰ کگ‌برسمم است.



حل:

۱. *محاسبه لنگر اتصال* ـ لنگر اتصال در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد، طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، و باتوجه به بحثهای قبلی، نباید کمتر از ظرفیت خمشی تیر باشد. پس

$$M_{con.} = M_{beam} = zf_y = 1054x2400 = 2530\ t.cm$$

در اینجا ضریب افزایش لنگر ۱/۲۵ آیین‌نامه ۲۸۰۰ اعمال نشده است زیرا از ورق اتصال بال استفاده خواهد شد. نیروی افقی بال برابر است با

$$P_{bf} = F = M/d_b = 2530/24 = 105.4\ t$$

و برای وارسی کشیدگی بال سپری، بر اساس ضوابط آیین‌نامه

$$P_{bf} = 1.8A_f f_y = 1.8x1.7x24x2400 = 176.2\ t$$

چون از ورق اتصال بال هم عرض سپری استفاده خواهد شد، در روابط مربوطه ضریب انتقال ۰/۷۵ بکار خواهد رفت.

۲. *وارسی کشیدگی بال سپری* (تعیین ضخامت بال سپری) ـ حداقل ضخامت بال سپری از رابطه ۷. ۳۸ برابر است با

$$t_c = 0.35\sqrt{\frac{P_f}{f_y}} = .35\sqrt{\frac{176200}{2400}} = 3.00 \qquad cm$$

فرض شود سپری از برش یک نیمرخ بال پهن IPB360 بدست آید و بال آن در محل اتصال با چسباندن یک ورق به ضخامت ۱۰ مم تقویت گردد. دراین‌صورت، ضخامت بال برابر ۳/۲۵ سانتیمتر می‌شود که بیش از مقدار مورد نیاز است.

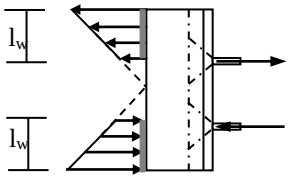
۳. *وارسی لهیدگی جان‌سپری* ـ حداقل ضخامت جان سپری از رابطه ۷. ۳۷ برابر است با

$$t_w \geq \frac{0.75P_{bf}}{(t_b + 5k_c)f_y} = \frac{0.75x105400}{[1.7 + 5(1 + 4.95)]2400} = 1.04cm$$

می‌بینیم که ضخامت جان‌سپری برابر ۱/۲۵سم است و از حداقل مزبور بیشتر است.

۴. *اتصال سپری به جان ستون* ـ حداقل طول سپری برابر است با $2l_w$. از رابطه ۷. ۳۹ داریم:

$l_w = t_b + 5\ k_c = 1.7 + 5(1 + 4.95) = 31.65\ \ cm$



البته اجرای این طول از جوش قدری مشکل است و بهتر است طول جوش را برابر ۲۵ سانتیمتر بگیریم و طول سپری را برابر ۶۰ سانتیمتر انتخاب نماییم. لنگر انتقال یافته به جان سپری برابر است با

$M_{\text{سپری}} = 0.75M_{con.} = 0.75x2530 = 1898\ t.cm$

اساس مقطع جوش (به پهنای واحد) و تنش در جوش برابر است با

$S = 2(60^3/12 - 10^3/12)/30 = 1194\ \ cm^4$
$f = 1898000/1194 = 1589$

تنش مجاز جوش گوشه در حالت حدی با استفاده از جداول ۷. ۴ و ۷. ۵ برابر است با

$f_w = (0.707a)[1.7(0.75x0.3x4200)] = (0.707a)(1606) = 1136a > 1589 \quad \therefore a > 1.39$

پس، جوش گوشه با ضخامت ۱۴ میلیمتر در دو طرف جان سپری قرار می‌گیرد. تنش ایجاد شده در جان سپری برابر است با

$2x0.707x1.4x1606 = 3213 > 2400 t_w = 2400 \times 1.25 = 3000$

جان ستون توان انتقال این تنش را به جوشها ندارد، ازاین‌رو، یک نیمرخ بزرگتر را می‌آزماییم. ضخامت جان IPB400 برابر ۱/۳۵ سانتیمتر است که

$2400x1.35 = 3240 > 3213$ ok.

۵. *اتصال سپری به بال ستون* ـ طول مؤثر جوش لب که لبه سپری را به لبه بال ستون متصل می‌کند، از رابطه ۷. ۴۰ برابر است با

$l_e = t_b + 5\, t_s = 1.7 + 5x2.4 = 13.7$ cm

نیروی انتقال یافته به جوشهای مزبور برابر یک سوم نیروی افقی فرض می‌شود، پس

$F'' = 105.4/3 = 35.1$ t

$F_w = 1.7x945 = 1606$ *تنش برشی مجاز جوش لب در حالت حدی*

$f_w = 35100/(13.7x2.4) = 1067 \ kg/cm^2 < 1606$

ملاحظه می‌شود که نیازی به جوش با نفوذ کامل نیست و می‌توان از جوش لب با نفوذ ناقص استفاده نمود که ضخامت مؤثر آن برابر خواهد بود با ۱۶ میلیمتر زیرا

$t_e = 2.4x1067/1606 = 1.59$ cm

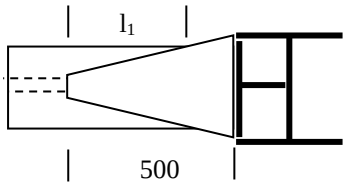
۶. *ورقهای اتصال بال* ـ مشابه مثال ۷. ۲، با توجه به مقاومت مجاز جوش لب با بازرسی چشمی و آزمایش غیر مخرب[1] در جدول ۷. ۵، حداقل مساحت جوش لب (با نفوذ کامل) مورد نیاز برای اتصال ورق به بال ستون برابر است با

$A = P_{bf} / 1.7f \quad = P_{bf} / [1.7(\phi)(0.6f_y)] = 105400/[1.7(1x0.6x2400)] = 43.0 \ cm^2$

[1] چون اتصال مربوط به قاب ویژه است، مطابق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰، مذکور در بخش ۷. ۲. ۱. ۲. ۲، همه جوشهای لب باید آزمایش غیر مخرب (عکسبرداری و یا صوتی) شوند.

ورق اتصال بال را به ابعاد ۱۶*۵۰۰*۳۰۰ انتخاب می‌کنیم. سطح جوش لب برابر ۴۸ سمم خواهد بود که بیش از مقدار مورد نیاز است. مقاومت نهایی جوش گوشه به ضخامت ۱۴ مم برابر است با

$2l_1 \times (0.707 \times 1.4)(1.7 \times 945) = 105400$
$l_1 = 32.9$

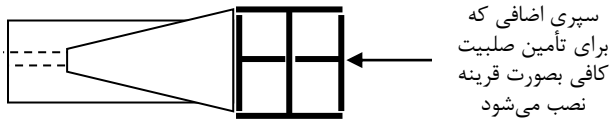


با توجه به ابعاد ورق به نظر نمی‌رسد مشکلی از نظر تأمین طول لازم برای جوش ورق به بال تیر داشته باشیم. مقاومت نهایی سطح بحرانی ورق اتصال بال برابر است با

$F' = Afy = 1.6 \times 24 \times 2400 = 92160 < 105400$

پس باید ضخامت ورق را افزایش داد. ورق به ضخامت ۲۰ مم بخوبی جواب می‌دهد.

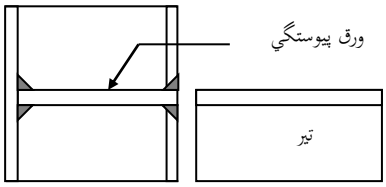
۷. *تقویت پشت سپری* ـ برای‌ستونهای‌کناری که فقط از یک طرف به تیر وصل می‌شوند، لازم است یک سپری هم به‌طور قرینه درسمت دیگر ستون نصب شود تا اتصال از صلبیت کافی برخوردار باشد و فرضیات بکار گرفته شده در محاسبات خدشه‌دار نگردد.



اتصال گیردار در ستونهای قوطی

در ساختمانهای بلندتر از ۱۰ طبقه، معمولاً برای ستونها نیمرخ نورد شده در دسترس نیست و طراحان ناگزیرند از مقاطع مرکب (ساخته شده از چند ورق و نیمرخ نورد شده) استفاده نمایند. در این میان، کاربرد ستونهای قوطی مرکب از چهار ورق که به‌صورت قوطی به هم جوش شده‌اند بسیار رایج شده است. در شکل ۷. ۱۶. ب یک نمونه از این اتصال که توسط آیین‌نامه ۲۸۰۰ مورد تأیید قرار گرفته و توصیه شده، نمایش داده شده است. همانطور که می‌بینیم، تیرها از هر چهار طرف می‌توانند بوسیله ورقهای اتصال بال بدون هیچ مشکلی با جوش لب به بالهای ستون وصل شوند. به‌علت پهنای کافی بالهای ستون، معمولاً فضای کافی برای قسمت

حساس جوش، یعنی جوش لب ورق اتصال به بال ستون، وجود دارد. مشکل اصلی در اینجا وارسی کشیدگی بال ستون، و محاسبه مقاومت آن در برابر نیروی افقی بال تیر است که در زیر شرح داده شده است. برای احتراز از کشیدگی بالهای ستون، می‌توان از ورقهای پیوستگی شکل ۷. ۱۶. ب استفاده کرد که بخش حساس و نسبتاً مشکل کار است. همانطور که در برش A-A دیده می‌شود، دو ورق پیوستگی به محاذات بال تیرها باید به هر چهار بال ستون با جوش شیار متصل گردند. برای اجرای این جوش، ابتدا هنگامی که سه بال ستون بهم جوش شدند، ورقهای پیوستگی در محل اتصالات نصب و جوش شیاری سه طرف آن کامل می‌گردد. آنگاه ورقهای کمکی به طول حدود ۱ تا ۱/۵ متر و به عرض و مشخصات بال چهارم ستون در محل اتصالات قرار گرفته و همانطور که در شکل دیده می‌شود، جوش شیاری ضلع چهارم این ورقهای پیوستگی تکمیل می‌شود و سپس بقیه بال چهارم ستون در محل خود قرار گرفته و به ورقهای کمکی مزبور با جوش شیاری متصل می‌گردد. باید توجه داشت که چنانچه بخواهیم جوش شیاری ورقهای پیوستگی با نفوذ کامل انجام شود، باید حتماً از ورقهای پشت‌بند استفاده گردد. البته، توصیه می‌شود که با توجه به مشکلات اجرای چنین جوشی، از جوش با نفوذ ناقص استفاده شود و در عوض ضخامت ورقهای پیوستگی به میزان مورد نیاز افزایش یابد. بجای روش مزبور، می‌توان ورقهای پیوستگی را مطابق شکل ۷. ۳۷ نصب کرد. در این روش، ورقهای پیوستگی ابتدا از سه طرف به بالهای ستون جوش خورده و ضلع چهارم آن هم باد سطح خارجی بال چهارم ستون خواهد شد. آنگاه قطعات بال چهارم ستون در جای خود نصب شده و به ورق پیوستگی با جوش شیاری نصب می‌گردد. همچنین می‌توان این ورقها را از بر ستون بیرون آورد تا مانند ورق اتصال تیر عمل کند.

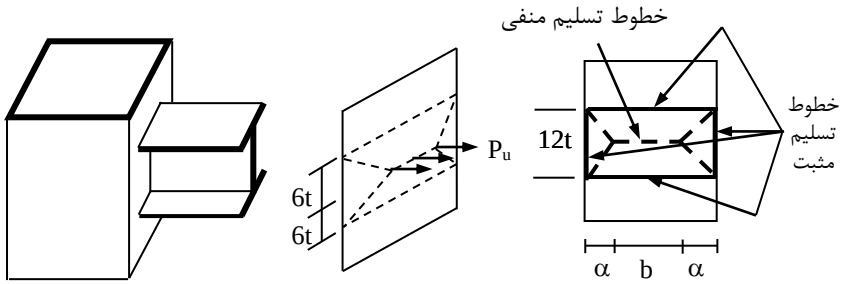


یک روش دیگر برای ایجاد مقاومت کافی در بال ستون، افزایش ضخامت آن است. در تحلیل زیر که به نقل از بلاجت (۱۱۵) آمده است، مقاومت نهایی بال در برابر نیروی عرضی برابر است با

$$P_u = \frac{tf_y}{6}\left(2a + b + 36\frac{t^2}{a}\right) \qquad (۴۱ .۷)$$

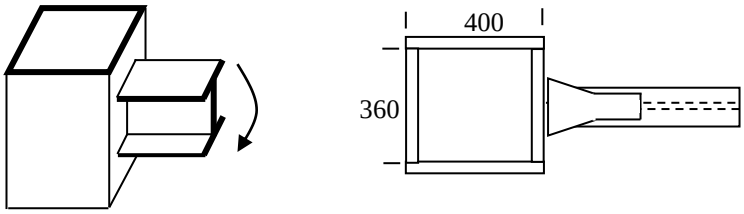
برای طراحی، بلاجت یک ضریب اطمینان ۲ را پیشنهاد می‌کند، یعنی

$$P_d = \frac{P_u}{F_s} = \frac{1}{2} P_u \qquad (۴۲ .۷)$$



شکل ۷. ۳۷ سازکار تسلیم بال ستون تحت نیروی افقی (عرضی)

مثال ۷. ۴ ضخامت ورقهای یک‌ستون قوطی برابر ۲۰ مم است. چنانچه تیرها در قابهای خمشی از نیمرخ IPE220 باشند، اتصال را براساس ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ طرح کنید.



حل. لنگر نهایی اتصال بر اساس مقاومت خمشی نهایی تیر محاسبه می‌گردد. فرض می‌کنیم که از ورقهای اتصال بال استفاده شود و سایر شرایط آیین‌نامه رعایت گردد (از جمله آزمایش غیر مخرب جوشهای شیاری)، در نتیجه لازم نیست ضریب افزایش ۱/۲۵ برای لنگر اعمال شود.

$M_{con.} = M_{beam} = zf_y = 286x2400 = 686.4$ t.cm

نیروی افقی بال برابر است با

$P_{bf} = F = M/d_b = 686.4/22 = 31.2$ t

اگر عرض ورق اتصال بال در محل تماس با ستون برابر ۲۰۰ مم و ضخامت آن برابر ۱۴ مم اختیار شود، نیروی نهایی از رابطه ۷. ۴۱ برابر است با

$\alpha = (36 - 20)/2 = 8$ cm $b = 20$ cm

$P_u = 2x2400(2x8 + 20 + 36x2^2/8)/6 = 43 \ t > 31.2 \ ok$

ملاحظه می‌شود که ضخامت بال ستون برای تحمل چنین نیرویی کاملاً کافی است. درصورتی‌که ضخامت جواب ندهد، می‌توان با چسباندن ورق اضافی در ناحیه اتصال بوسیله جوش گوشه در دورتا دور ورق و جوش انگشتانه در میانه آن، ضخامت بال ستون را به‌طور موضعی افزایش داد. بقیه مسأله مشابه مثال ۷. ۳ دنبال خواهد شد.

پایداری لرزه‌ای ستونها

آیین‌نامه ۲۸۰۰ ضوابط خاصی برای بررسی پایداری لرزه‌ای ستونها توصیه نموده است. همانطور که در بخش ۷. ۲. ۱. ۲ دیدیم، طبق روابط ۷. ۲۰ و ۷. ۲۱ کلیه ستونها باید دارای مقاومت فشاری و کششی کافی برای تحمل نیروهای محوری ناشی از ترکیبات زیر باشند.

$1.0\,P_{DL} + 0.8\,P_{LL} + (0.4R)P_E < P_{SC} = 1.7F_aA$ *در فشار*

$0.8\,P_{DL} + (0.4R)P_E < P_{ST} = F_yA$ *در کشش*

باید دانست این ضابطه در واقع برای جلوگیری از وقوع شکست محوری (تسلیم کششی یا کمانش) در ستون درهنگام زلزله تنظیم شده است و بیشتر برای ستون در قاب مهاربندی شده مطرح است و در قابهای خمشی بدون مهاربندی اثر چندانی ندارد.

مثال ۷. ۵ در مثال ۴. ۳ در بخش ۴. ۹. ۲ (ساختمان ۶ طبقه فولادی)، ستونها را براساس ضوابط فوق وارسی کنید. تنش تسلیم فولاد برابر ۲۴۰۰ کگ‌برسمم است.

حل. الف. ستون در قابهای خمشی

در حالتی که بخواهیم نیروی زلزله به نسبت سختی قاب و بادبند تقسیم شود (بجای آنکه همه نیروی زلزله به بادبندها داده شود)، از محاسبات مثال مزبور برای ستونهای طبقه اول داریم:

$M_c = 2.44 \ t.m$

$f_{bx} = M/S = (2.44x10^5)/(2x324) = 376 \ kg/cm^2$

با درنظرگرفتن بارهای مرده، زنده و تیغه‌ها بر واحد سطح برابر ۵۰۰، ۲۰۰ و ۱۰۰ کیلوگرم بر متر

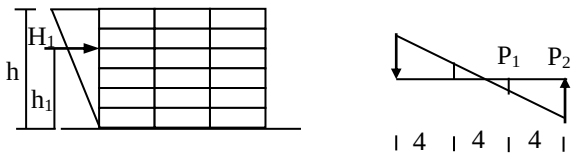
$P_a = (500+200+100)(16x6) = 76.8 \ t$ *بار ستونهای طبقه اول*

$f_a = 76800/(2x39.1) = 982 \ kg/cm^2$ *تنش محوری ستونهای طبقه اول*

$\lambda = kL/r = 30 \qquad F_a = 1331$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = 0.75\left(\frac{982}{1331} + \frac{376}{1440}\right) = 0.75 < 1.0 \quad \text{ok}$$

اکنون اگر بخواهیم ضوابط فوق را در مورد ستونها وارسی کنیم، باید نیروی محوری زلزله را در قابها محاسبه نماییم. به‌طور تقریبی می‌توان نیروی محوری ناشی از زلزله در ستونها را با توجه به شکل، به‌صورت خطی توزیع نمود. سهم قابها ۵۴٪ کل نیروی زلزله است، پس نیروی جانبی یک قاب، H_1 برابر است با



$H_1 = H/6 = (0.54V)/6 = (0.09)(72.5) = 6.53$ t

$M_{ov} = h_1H_1 = (2h/3)H_1 = 12x6.53 = 78.3$ t.m *لنگر واژگونی*

$M_{ov.} = 2(2xP_1+6xP_2)$ $P_1= 2k$; $P_2 = 6k$

$M_{ov} = 2(4k+36k) = 80k$ $k = 78.3/80 = 0.979$

$P_E = P_2 = 6k = 5.87$ t *نیروی محوری ستونهای بیرونی ناشی از زلزله*

$P_{sc}= 1.7F_aA = 1.7x1331x78.2=176.9$ t

$P_{DL} = (0.500+0.100)(16x6) = 57.60$ t *بار مرده ستون*

$P_{LL} = (0.200)(96) = 19.20$ t *بار زنده ستون*

می‌دانیم‌که سهم بارگیر ستون‌کناری تقریباً نصف مقدار فوق است اما در جهت اطمینان در اینجا همان سهم بارگیر منظور شده است. ضریب افزایش بار زلزله برابر است با

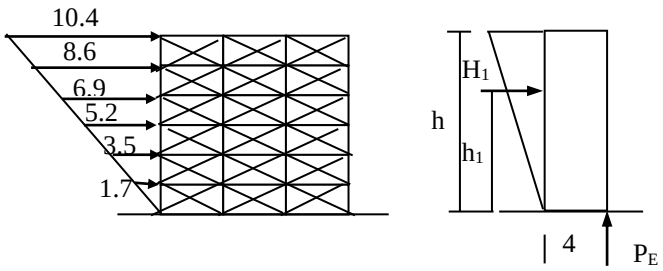
$0.4R = 0.4x8 = 3.2$

$1.0\,P_{DL} + 0.8\,P_{LL} + (0.4R)P_E = 57.6 + 0.8x19.2 + 3.2x5.87 = 91.75 < P_{SC} = 176.9$

بدیهی است که نیروی محوری ناشی از زلزله در قابهای خمشی اثر چندانی نداشته است.

ب. ستون در قابهای مهاربندی شده

اگر تمام نیروی زلزله را به قابهای مهاربندی شده بدهیم (برای بوجود آمدن بیشترین اثر)، نیروی زلزله بین دو قاب تقسیم می‌شود، پس با استفاده از توزیع نیروی زلزله در مثال مزبور، نصف آن مقادیر مطابق شکل، روی هر قاب توزیع خواهد شد:



به‌طور تقریبی می‌توان فرض کرد که هر دهانه بادبند یک‌سوم نیرو را می‌گیرد (یک‌ششم کل نیروی زلزله)، پس

$H_1 = V/6 = 72.5/6 = 12.08$ t

$P_E = H_1 h_1/4 = 12.08x12/4 = 36.25$ t

۱. وارسی ضابطه فشار

از قبل

$P_{sc} = 176.9$

$P_{DL} = 57.6/4 = 14.4$ *(سهم ستون کنج یک چهارم بار است)*

$P_{LL} = 19.2/4 = 4.8$ t

$$1.0\,P_{DL} + 0.8\,P_{LL} + (0.4R)P_E = 14.4 + 0.8x4.8 + 3.2x36.25 = 134.2 < P_{SC} = 176.9$$

ملاحظه می‌شود که اثر نیروی زلزله در اینجا نسبت به حالت الف (قاب بدون مهاربندی) خیلی بیشتر شده است.

۲. وارسی ضابطه کشش

$$0.8\,P_{DL} + (0.4R)P_E < P_{ST} = F_y A$$

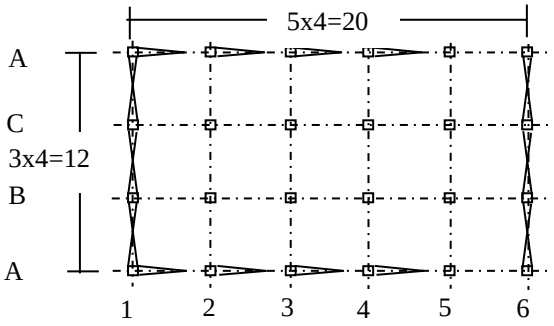
$$-0.8x14.4 + 3.2x36.25 = 104.5 < P_{ST} = 2400x78.2 = 187.7 \quad t \quad ok$$

اگر چه ظرفیت کششی ستون بیش از نیروی محاسبه شده است، اما باید توجه داشت که معمولاً در ساخت ستون، توجه چندانی به قرار گرفتن ستون در کشش نمی‌شود درحالی‌که نیروی کششی بزرگی درآن بوجود می‌آید که باید در طراحی و اجرای وصله ستون و کف ستون مورد توجه قرار گیرد. همانطور که قبلاً نیز گفته شد، هدف آیین‌نامه از اعمال ضوابط وارسی فشار و کشش، جلوگیری از بروز حالت شکست کمانش یا تسلیم در ستون، و هدایت حالت شکست به مسیر تشکیل لولای خمیری در عضو خمشی (عمدتاً تیر) و تسلیم و کمانش بادبند می‌باشد. ازاین‌رو، با اعمال ضریب اطمینان زیاد در قالب ضریب افزایش بار زلزله، ۰/۴R، مانع از بروز حالتهای شکست نامطلوب می‌گردد.

مهاربندی برون‌محور

در بخش ۶. ۱. ۳ درباره رفتارسازه‌ای بادبند برون‌محور و مبانی طراحی آن سخن گفتیم. در بخش ۶. ۱. ۳. ۸ مطالبی پیرامون تحقیقات انجام شده در دانشگاه برکلی، که مبنای ضوابط آیین‌نامه یوبی‌سی برای طراحی این نوع بادبند است، ارائه گردید و بالاخره در بخش ۷. ۲. ۲، ضوابط یوبی‌سی در این زمینه تشریح شد. در اینجا با ذکر مثالی نحوه استفاده از این ضوابط مشخص خواهد شد.

مثال ۷. ۶ یک ساختمان مسکونی فولادی ۶ طبقه در تهران قرار دارد. وزن بارهای مرده، زنده و تیغه بندی در هر طبقه بترتیب برابر ۵۰۰، ۲۰۰ و ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است و ارتفاع کلیه طبقات برابر ۳ متر می‌باشد. در جهت شمالی جنوبی از قاب ساده با بادبند هم محور و در جهت شرقی-غربی از سیستم قاب خمشی با مهاربندی برون‌محور استفاده شده است. کلیه ستونهای دو طبقه اول از نیمرخ IPB240، دو طبقه بعدی از نیمرخ IPB200، و در دو طبقه آخر از نیمرخ IPB140 تشکیل شده‌اند. تیرهای اصلی در جهت شرقی غربی از نیمرخ IPE220 طرح شده‌اند. با نصب بادبندهای برون‌محور در راستای محورهای A و D مطابق شکل زیر، سیستم لرزه‌بر را در جهت شرقی ـ غربی به‌صورت مهاربندی برون‌محور طرح نمایید. خاک از نوع ۲ فرض می‌شود. تنش تسلیم فولاد برابر ۲۴۰۰ کگ‌برسمم است.



حل:

۱. محاسبه وزن ساختمان

$W = (500+100+0.2x200)(12x20)(6)/1000 = 921\ t$

۲. شتاب مبنای طرح در تهران برابر ۰/۳۵، ضریب اهمیت ساختمانهای مسکونی برابر ۱ و ضریب رفتار سیستم قاب خمشی معمولی با مهاربندی برون‌محور برابر ۷/۵ می‌باشد. زمان تناوب و ضریب بازتاب سازه برابر است با

$T = 0.05H^{3/4} = 0.05(18)^{0.75} = 0.44\ Sec$

$B = 2.5(T_0/T)^{2/3} = 2.5(0.5/0.44)^{2/3} = 2.72 > 2.5 \qquad \therefore B = 2.5$

۳. محاسبه نیروی برش پایه و توزیع آن در ارتفاع

$V = (ABI/R)W = (0.35x2.5x1/7.5)921 = 107.4\ t$

$F_i = (V-F_t)(W_ih_i/\sum W_ih_i) \qquad T<0.7\ Sec \qquad \therefore F_t = 0$

$F_1 = 5.12\ t \quad F_2 = 10.24 \quad F_3 = 15.35 \quad F_4 = 20.46 \quad F_5 = 25.6 \quad F_6 = 30.7$

۴. تعیین نیروی وارد به قابهای مهاربندی شده

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، چنانچه قاب به تنهایی بتواند حداقل ۳۰٪ از نیروی زلزله را ببرد (تحمل کند) می‌توان از نقش آن صرف نظر کرده و همه نیروی زلزله را به بادبندها داد. لنگر ناشی از زلزله در ستونهای طبقه اول به‌طور تقریبی برابر است با

$M_c = 0.3x107.4x1.5/24 = 1.96$ t.m

بار ناشی از نیروهای وزنی روی ستونها برابر است با

$P = (500+200+100)(16x6)/1000 = 76.8$ t

IPB 240:

$r_x = 10.3$ cm $L_x = 300$ cm $k_x = 1$ *(در جهت اطمینان)* $\lambda_x = 1x300/10.3 = 29.1$

$r_y = 6.08$ cm $L_y = 300$ cm $k_y = 1$ $\lambda_y = 1x300/6.08 = 49.3$

$\therefore F_a = 1237$ kg/cm^2 $f_a = 76800/106 = 724$

$C_m = 0.6-0.4M_1/M_2 = 0.2 < 0.4$ $\therefore C_m = 0.4$

$$F'_{ex} = \frac{12}{23}\cdot\frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = \frac{12}{23}\cdot\frac{\pi^2 x2x10^6}{(29.1)^2} = 12162 \quad \text{kg/cm}^2$$

بخاطر بارگذاری فوق العاده زلزله باید تنشهای مجاز به میزان یک سوم زیاد شوند، پس

$F'_{ex} = 1.33x1262 = 16175$

$f_{bx} = 1.5x10^5/938 = 160$ kg/cm^2 *تنش خمشی ناشی از زلزله در ستون*

$F_{bx} = 0.6x2400x1.33 = 1915$ *تنش خمشی مجاز*

ضابطه پایداری ستون

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1-\frac{f_a}{F'_{ex}}\right)F_{bx}} \le 1$$

$$\frac{724}{1237x1.33} + \frac{0.4x160}{\left(1-\frac{724}{16175}\right)1915} = 0.48 < 1$$

ضابطه عدم تسلیم ستون

$$\frac{f_a}{0.6F_y x1.33} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \le 1$$

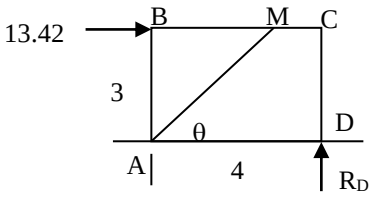
$$\frac{724}{0.6x2400x1.33} + \frac{150}{0.6x2400x1.33} = 0.46 < 1$$

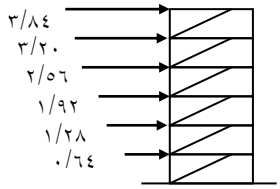
پس قاب به تنهایی توانایی تحمل حداقل ۳۰٪ نیروی زلزله را دارد. بنابراین، می‌توان تمام نیروی زلزله را به بادبندها داد.

۵. تیررابط

الف. محاسبه نیروی برشی وارده ـ سازه در جهت شرقی-غربی جمعاً ۸ دهانه بادبند برون‌محور دارد. می‌توان فرض کرد که با توجه به تقارن سازه و تشابه بادبندها، نیروی زلزله میان این بادبندها به‌طور مساوی تقسیم می‌شود. دراین‌صورت، نیروی وارد به هر طبقه یک دهانه بادبند

مطابق شکل، برابر یک هشتم نیروی کل طبقه خواهد بود. بیشترین نیروی برشی در طبقه اول ایجاد خواهد شد و برابر با ۱۳/۴۲ تن می‌باشد. برای محاسبه برش تیررابط در طبقه اول، با اغماض از لنگر ایجاد شده در ستون در نقطه D:





$R_D = 13.42x3/4 = 10.07$ t
$V_{MC} = R_D = 10.07$ t

حداقل ظرفیت برشی مجاز تیررابط باید برابر ۱۰/۰۷ تن باشد.

ب. *محاسبه ظرفیت برشی تیررابط* ـ ظرفیت برشی نهایی تیررابط از رابطه ۷. ۳۲ برابر است با
$V_s = 0.55f_y dt = 0.55x2400x22x0.59 = 17.13$ t
$V_{مجاز} = 0.8V_s = 13.70$ t > 10.07 ok

بنابراین ظرفیت برشی مجاز تیررابط از نیروی ایجاد شده در بارگذاری فوق العاده بیشتر است و تیر از این بابت مشکل ندارد.

پ. *بررسی سایر شرایط تیررابط* ـ بر اساس ضوابط یوبی‌سی مذکور در ۷. ۲. ۲ وارسی‌های زیر باید انجام گردد:

- استقرار حداقل یک تیررابط در انتهای هر بادبند: با توجه به شکل مهاربندی، این شرط رعایت شده است
- وارسی پایداری موضعی بال تیررابط

$$b_f/2t_f = 11/(2x0.92) = 6 < 435/\sqrt{f_y} = 8.7 \quad \text{ok}$$

- وارسی طول تیررابط: در مواردی‌که یک انتهای تیررابط به ستون ختم می‌شود، طول تیررابط نباید از $1.6M_s/V_s$ بیشتر باشد. داریم

$$M_s = zf_y = 286x2400 = 6.86 \quad t.m$$

طبق ضوابط یوبی‌سی، اگر شکست برشی بر تیررابط حاکم شود، در محاسبه مقاومت خمشی و محوری تیر باید فقط بالها را به حساب آورد. دراین‌صورت

$$M_s = z' f_y = [11x0.92x(22-0.92)]x2400 = 5.12 \quad t.m$$

و اگر تنش محوری وارد به تیر، f_a، از $0/15f_y$ بیشتر شود، باید تأثیر آنرا نیز در نظر گرفت، اما در اینجا بدلیل ناچیز بودن نیروی محوری در تیررابط، نیازی به وارسی این اثر نیست. در نتیجه، حداکثر طول تیررابط برابر است با

$$1.6M_s/V_s = 1.6x512/17.13 = 47.8 \ cm$$

می‌توان طول تیررابط را برابر ۴۵ سانتیمتر انتخاب کرد.

- وارسی چرخش تیررابط: این وارسی را پس از طراحی عضو بادبند انجام می‌دهیم زیرا جابجایی سازه بستگی به مشخصات این عضو دارد.

- محدودیتهای هندسی و تقویتهای جان[1]

- ورق تقویت در محل اتصال با بادبند[2]

- نصب ورقهای تقویت میانی در طول تیر رابط[3]

ت. موارد استثنا[1]

---

[1] ۱. جان تیررابط باید یک لایه باشد و استفاده از ورق مضاعف مجاز نیست. این ضابطه در طرح تیررابط مورد نظر رعایت شده است.

۲. اتصال بادبند به تیر باید مقاومت فشاری بادبند را به‌طور کامل به تیررابط منتقل سازد اما نباید این اتصال به ناحیه جان تیررابط امتداد یابد.

۳. تقویت جان تیر با نصب ورقهای تقویت عمود بر صفحات بال و جان انجام می‌شود. این ورقها در محل اتصال بادبند به تیررابط و نیز در طول تیررابط مستقر می‌شوند.

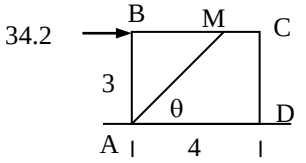
[2] در تیررابط در محل اتصال با بادبند، باید یک جفت ورق تقویت در دو طرف جان قرار گیرد. مجموع عرضهای هر جفت ورق تقویت نباید از $b-2t_w$ کمتر و ضخامتشان نباید از $0/75t_w$ و ده میلیمتر کمتر باشد (t_w ضخامت جان و b عرض بال تیررابط است). بنابراین، مجموع عرضهای یک جفت ورق تقویت نباید از (۹/۸ = ۰/۵۹*۲-۱۱) کمتر و ضخامت آنها نباید از کمترین ۱۰ و (۰/۵۹*۰/۷۵) کمتر باشد. پس ورقهای تقویت را به عرض ۵۰ و به ضخامت ۱۰ میلیمتر انتخاب می‌کنیم.

[3] استفاده از این تقویت ها در موارد زیر الزامی است: ۱. اگر حالت شکست برشی غالب باشد، ۲. اگر حالت شکست خمشی غالب بوده و ظرفیت خمشی کاسته، M_{rs}، از $0/45f_ydt$ بیشتر باشد. چون در اینجا حالت شکست برشی غالب است نصب ورقهای تقویت میانی الزامی است. فاصله این ورقهای تقویت میانی بستگی به زاویه چرخش γ دارد و بنابراین، بعداً تعیین خواهد شد.

۶. بادبند

حداقل مقاومت فشاری بادبند AM باید برابر نیروی ایجاد شده در آن زیر اثر ۱/۵ برابر نیروی نظیر مقاومت غالب تیررابط (مقاومت خمشی یا برشی تیررابط، هر کدام که کمتر است) باشد[۲].

چون در تیررابط این مثال، مقاومت برشی غالب است و برش نهایی برابر ۱۷/۱۳ تن بدست آمد، نیروی جانبی لازم برای ایجاد چنین نیرویی در تیر برابر است با



$P = 1.5x[13.42x(17.13/10.07)] = 34.2\ t$
$\theta = \tan^{-1}300/[400 - (45+24/2)] = 41.2$
$P_{AM} = 34.2/\cos 41.2 = 45.4\ t$ *مقاومت طراحی بادبند*

اگر یک جفت ناودانی ۱۶ برای بادبند AM انتخاب کنیم، داریم

$A = 2x24 = 48\ cm^2 \qquad I_x = 2x925 = 1850$
$I_y = 2[85.3+24x(6.5-1.85+0.5)^2] = 1444$
$r_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{1444/48} = 5.48\ cm \qquad \lambda_y = L_{AM}/r_y = 455/5.48 = 83.1$
$\therefore F_a = 1015\ kg/cm^2$

لاغری بادبند نباید از $۶۰۲۵/\sqrt{f_y}$ تجاوز کند[۳]

$\lambda_y = 83.1 < 6025/\sqrt{f_y} = 123 \quad ok$

تنش فشاری مجاز بادبند، F_{as} برای اعضایی که نیروی زلزله را بصورت فشاری تحمل می‌کنند برابر است با[۴]

$$F_{as} = \frac{F_a}{1+\frac{kL/r}{2C_c}} = \frac{1015}{1+\frac{83.1}{2x131}} = 770 \qquad kg/cm^2$$

---

[۱] حذف تیررابط در طبقه آخر ـ ساختمانهای بیش از ۵ طبقه، که دارای مهاربند برون‌محورند، تیررابط ضروری نیست. پس می‌توان در صورت تمایل، بادبندهای طبقه ششم را حذف کرد.
استفاده از مهاربند هم محور ـ در طبقه اول ساختمانهای بیش از ۵ طبقه، که دارای مهاربند برون‌محورند، می‌توان در دهانه مهاربندی شده به جای مهاربند برون‌محور از مهاربند هم محور استفاده کرد، مشروط بر آنکه ظرفیت ارتجاعی آن ۱/۵ برابر ظرفیت تسلیم طبقه فوقانی باشد. پس می‌توان در صورت تمایل، درطبقه اول ساختمان موردنظر بجای بادبند برون‌محور، از بادبند هم محور استفاده نمود.

[۲] منظور از مقاومت در اینجا، مقاومت نهایی اسمی طبق جدول ۴. ۷ می‌باشد.

[۳] مگر در ساختمانهای تا دو طبقه ای که مقاومتشان ۰/۴R برابر نیروی زلزله طرح (از آیین‌نامه) است و در سازه‌های مهاربندی شده غیر ساختمانی مانند سیلو، مخزن و ...

[۴] اگر عضو فشاری به‌تنهایی، بر اساس تنش فشاری مجاز F_a (بدون اعمال کاهش فوق) قادر به تحمل ۰/۴R نیروی زلزله باشد، نیازی به‌اعمال رابطه کاهشی فوق نمی‌باشد. ضمناً C_c برابر $۶۴۴۰/\sqrt{f_y}$ می‌باشد.

مقاومت نهایی فشاری بادبند برابر است با

$P_{sc}= 1.7(770x48) = 62.8 > 45.4$ ok

شاید یک جفت ناودانی ۱۴ نیز جواب دهد.

۷. تیر اصلی

نظیر بادبند، حداقل مقاومت خمشی کاسته تیر اصلی BM (از رابطه ۷. ۳۴) باید برابر نیروی ایجاد شده در آن زیر اثر ۱/۵ برابر نیروی نظیر مقاومت غالب تیررابط (مقاومت خمشی یا برشی تیررابط، هر کدام که کمتر است) باشد[1]. پس مقاومت نهایی عضو باید پاسخگوی نیروهای ناشی از زلزله زیر باشد:

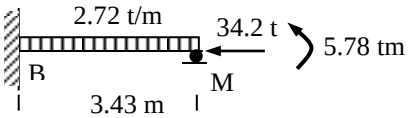
$M_M = 1.5(e.V_S/2) = 1.5x0.45x17.13/2 = 5.78$ t.m *لنگر وارد به تیر در محل اتصال به بادبند*

$P_{BC} = 34.2$ t *نیروی محوری تیر ناشی از زلزله*

مقاومت نهایی تیر باید پاسخگوی نیروهای فوق، بعلاوه نیروهای ناشی از وزن باشد. چون همه نیروها و مقاومتها در حالت نهایی مقایسه می‌شوند، باید نیروهای وزنی را نیز در ضریب ۱/۷ ضرب کرد، بنابراین، بار وزنی مرده و زنده تیر پس از اعمال ضریب ۱/۷ برابر است با

$w = 1.7[2(500+200+100)] = 2.72$ t/m

و وضعیت نیروهای وارد به تیر مطابق شکل خواهد بود:



$f_a = 34200/33.4 = 1024$

$M_{rs}= z(f_y - f_a) = 286(2400-1024) = 3.93$ t.m *مقاومت خمشی کاسته (کاهش یافته)*

چون مقاومت کاسته تیر اصلی از لنگر تکیه‌گاهی B کمتر است، بدیهی است که باید تیر را تقویت نمود. برای این‌کار دو ورق سراسری به عرض ۱۰۰ و ضخامت ۱۰ میلیمتر به هر دو بال تیر جوش می‌دهیم. پس

$A = 33.4 + 2x10x1 = 53.4$ cm^2

$f_a = 34200/53.4 = 640$

$M_{rs} = z(f_y - f_a) = (286+10x23)(2400-640) = 9.08$ t.m

[1] منظور از مقاومت در اینجا، مقاومت نهایی اسمی طبق جدول ۴. ۷ می‌باشد.

وارسی لنگر در تکیه‌گاه

$M_B = 2.72x3.43^2/8 + 5.78/2 = 6.89<9.08$ ok

وارسی لنگر میانی

$$M(x) = \frac{wL}{2}x - \frac{w}{2}x^2 - \frac{M_B}{L}(L-x) + \frac{M_M}{L}x = 4.66x - 1.36x^2 - 2(3.43-x) + 1.69x$$

$$M(x) = 8.35x - 1.36x^2 - 6.86 \qquad M_{max} = M(x=0.9L) = 5.96 \text{ tm} < 9.08 \text{ ok}$$

ضمناً می‌توان در صورت تمایل تیر را به‌صورت خمیری تحلیل نمود.

۸. محدودیت چرخش تیررابط

حداکثر چرخش تیررابط نسبت به تیر اصلی (نیمه دیگر تیر که، در امتداد تیررابط، در آن سوی اتصال تیر به بادبند قرار دارد)، γ، تحت گریز[۱] غیرارتجاعی سازه (برابر ۰/۴R ضربدر گریز ارتجاعی سازه) زیر اثر نیروی زلزله طرح، نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد[۲].

$\gamma_{max} = 0.09$ rad اگر $e \le 1.6\ M_s/V_s$

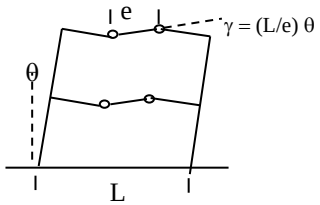
$\gamma_{max} = 0.03$ rad اگر $e \ge 3 M_s/V_s$

و برای مقادیر طول خالص تیررابط، e ، بین دو مقدار فوق، از درونیابی خطی استفاده می‌شود. بنابراین، با توجه به اینکه طول تیررابط از ۱/۶Ms/Vs کمتر است، چرخش آن نباید از ۰/۰۹ بیشتر شود. زاویه چرخش تیررابط را می‌توان با فرض سازکار خمیری شکل ۶. ۵۵ و رابطه ۷. ۳۶-۱ محاسبه نمود. ابتدا گریز ارتجاعی سازه Δ_e تحت نیروی زلزله طرح محاسبه شده (به کمک برنامه رایانه‌ای مانند سپ) و در ضریب ۰/۴R ضرب می‌شود تا گریز غیرارتجاعی Δ_p بدست آید. آنگاه داریم

$\theta = \Delta_p/h$

و زاویه چرخش تیررابط برابر است با

$\gamma = (L/e)\ \theta$

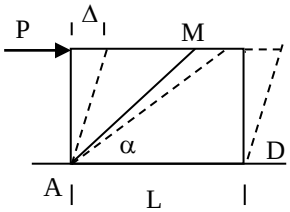


[۱] جابجایی جانبی

[۲] البته در یوبی‌سی گریز غیرارتجاعی متفاوت با این مقدار است، اما در اینجا برای محاسبه گریز غیرارتجاعی از ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ استفاده شده است.

برای انجام محاسبات دستی می‌توان از روش تقریبی زیر استفاده نمود. اگر از تغییرشکل سایر اعضای قاب بجز بادبند صرف نظر کنیم، کار خارجی نیروی F با کار داخلی ناشی از تغییرشکل بادبند برابر است، پس

$$\Delta = \frac{P_{AM}^2 L_{AM}}{EA_{AM}} = \frac{f_a L_{AM}}{E \cdot \frac{P}{P_{AM}}}$$



و یا

$$\Delta = \frac{fL_b}{ECos\alpha} \qquad \text{جابجایی افقی قاب} \qquad (۴۳.۷)$$

f تنش محوری بادبند و L_b طول آن است. با استفاده از این رابطه برای محاسبه جابجایی ارتجاعی قاب مورد نظر تحت نیروی زلزله ۱۳/۴۲ تن، داریم:

$P_{AM} = 13.42/Cos41.2 = 17.83\ t \qquad f = P_{AM}/A = 17836/48 = 372\ kg/cm^2$

$$\Delta = \frac{fL_b}{ECos\alpha} = \frac{372x455}{2x10^6 Cos41.2} = 0.11\ cm \qquad \text{جابجایی ارتجاعی قاب}$$

و جابجایی غیرارتجاعی قاب برابر است با

$\Delta_P = (0.4R)\ \Delta_e = 0.4x7.5x0.11 = 0.337\ cm$

زاویه چرخش کلی قاب برابر است با

$\theta = \Delta_p/h = 0.337/300 = 0.0011\ rad$

و زاویه چرخش تیررابط برابر است با

$\gamma = (L/e)\ \theta = (400/45)(0.0011) = 0.0098\ rad < 0.09\ ok$

۹. ورقهای تقویت جان

تقویت جان تیر با نصب ورقهای تقویت عمود بر صفحات بال و جان انجام می‌شود. این ورقها در محل اتصال بادبند به تیررابط و نیز در طول تیررابط مستقر می‌شوند. در تیررابط، در محل اتصال به بادبند، باید یک‌جفت ورق تقویت در دو طرف جان قرار گیرد. مجموع عرضهای هرجفت ورق تقویت نباید از $b-2t_w$ کمتر و ضخامتشان از ۰/۷۵t_w و ۱۰ مم کمتر باشد (t_w ضخامت جان و b عرض بال تیررابط است). بنابراین، مجموع عرضهای یک جفت ورق تقویت نباید از (۹/۸ = ۰/۵۹*۲-۱۱) کمتر و ضخامت آنها نباید از کمترین ۱۰ و (۰/۵۹*۰/۷۵) کمتر باشد. پس ورقهای تقویت را به عرض ۵۰ و به ضخامت ۱۰ میلیمتر انتخاب می‌کنیم.

فاصله ورقهای تقویت میانی بستگی به زاویه چرخش γ دارد[1]. حداکثر فاصله‌بندی تقویتهای میانی S. اگر γ کمتر یا مساوی ۰/۰۳ رادیان باشد، برابر است با

$S = 56t_w - d/5 = 56x0.59 - 22/5 = 37.4$ cm

بنابراین نصب یک تقویت در طول تیررابط کافی است، اما در جهت اطمینان در دو نقطه جان را تقویت می‌کنیم. ضمناً چون ارتفاع جان کمتر از ۶۰۰ میلیمتر است، نصب ورقهای تقویت در یک‌سمت جان کافی است. پس دو ورق تقویت در فواصل ۱۵ سم نصب می‌شوند.

PL 180x50x10 @ 150 mm

جوشهای گوشه که ورق تقویت را به جان و بال وصل می‌کنند بترتیب برای نیرویی برابر $A_{st}f_y$ و $A_{st}f_y/۴$ طرح می‌شوند. A_{st} سطح مقطع افقی ورق تقویت می‌باشد، یعنی

مقاومت نهایی جوش جان $\geq A_{st}f_y = 5x1x2400 = 12$ t
مقاومت نهایی جوش بال $\geq A_{st}f_y/4 = 12/4 = 3$ t

اگر از جوش با ضخامت ۶ میلیمتر در دوسمت ورق استفاده شده باشد، مقاومت جوشهای جان و بال به‌ترتیب برابرند با

$1.7[2(0.707x0.6x20)(\phi x0.3F_u)] = 28.8(0.75x0.3x4200) = 28.8x945 = 27.2$ t>12 ok
$1.7[2(0.707x0.6x5)(\phi x0.3F_u)] = 6.8$ t>3 ok

۱۰. اتصال بادبند به تیر اصلی

اتصال بادبند به تیر باید مقاومت فشاری بادبند را به‌طور کامل به تیررابط منتقل سازد اما نباید این اتصال به ناحیه جان تیررابط امتداد یابد. بنابراین، حداقل مقاومت نهایی اتصال برابر است با ۶۲/۸ تن (مقاومت فشاری بادبند). اگر مطابق شکل، دورتادور ناودانیها را به تیر جوش داده به ورق اتصال نیز با جوش گوشه به ضخامت ۸ میلیمتر وصل شوند، مقاومت نهایی جوش برابر است با

$1.7[2(16/\sin 41+2x20/\sin 41)+2x6.5](0.707x0.6)(945)=134$ t>61.8

---

[1] حداکثر فاصله‌بندی تقویتهای میانی S مطابق زیر است. اگر γ برابر ۰/۰۹ رادیان باشد:

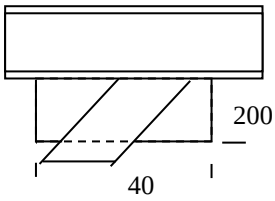
$S < 30t_w - d/5$

و اگر γ کمتر یا مساوی ۰/۰۳ رادیان باشد:

$S < 56t_w - d/5$

برای بقیه مقادیر γ متناسباً، S از درونیابی بین مقادیر فوق بدست می‌آید. اگر ارتفاع جان بزرگتر یا مساوی ۶۰۰ میلیمتر باشد، ورقهای تقویت میانی باید تمام عرض جان را پوشانده و به‌صورت زوج در دو طرف آن نصب شوند و چنانچه ارتفاع جان کمتر از ۶۰۰ مم باشد، این ورقهای تقویت می‌توانند فقط در یک سمت جان نصب شوند.

ملاحظه می‌شود که اتصال از مقاومت کافی برخوردار است.



۱۱. مهار جانبی تیررابط

در هردو انتهای تیررابط، باید بالهای فوقانی و تحتانی را در برابر حرکت جانبی مهار کرد. مقاومت طراحی این مهارهای جانبی برابر ۶٪ مقاومت تسلیم بال تیر، $۰/۰۶f_yb_ft_f$ می‌باشد. مهارهای جانبی میانی (غیر انتهایی) باید بتوانند ۱٪ نیروی ایجاد شده در بال تیر در محل اتصال به بادبند، زیر اثر بارهای نظیر مقاومت غالب تیررابط، را تحمل نمایند. چون تیر در بتن کف غرق می‌شود، مقاومت جانبی کافی تأمین خواهد شد.

۱۲. اتصال تیررابط به ستون[1]

نحوه طراحی اتصال گیردار قبلاً به‌طور مشروح در بخش ۷. ۲. ۳. ۲ تشریح شده است.

۱۳. اتصال تیر اصلی به ستون

اتصال تیر به ستون، در سمت مقابل اتصال تیررابط به ستون، می‌تواند به‌طور مفصلی طرح شود اما درهرحال باید دربرابر پیچش حول محور افقی تیر مهار شود. برای این منظور، تیر دربرابر یک جفت نیروی فرضی برابر ۱٪ مقاومت تسلیم بال، $۰/۰۱f_yb_ft_f$ ، که در تراز بالهای بالا و پایین در دوجهت مختلف اعمال شده‌اند، مهار می‌شود.

---

[1] ۱. درصورتی‌که تیررابط به بال ستون متصل شود بااتصال بال تیررابط به ستون باید با جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. درصورتی‌که حالت شکست برشی بر تیررابط حاکم باشد، اتصال جان تیررابط به ستون جوش می‌شود و باید بتواند تمام مقاومت برشی جان تیر را به ستون منتقل سازد.

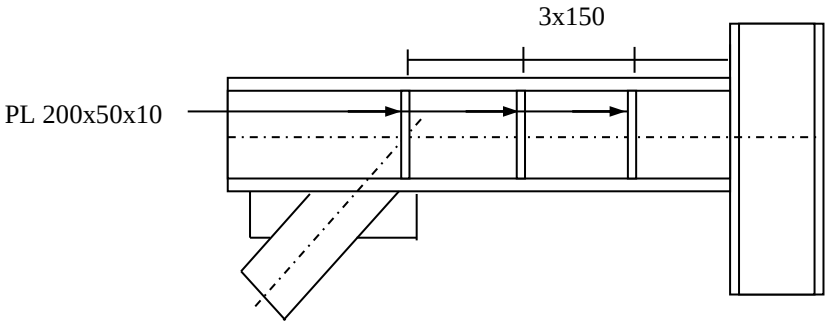
۲. درصورتی‌که تیررابط از جهت ضعیف به ستون متصل شود، بال تیر با جوش لب با نفوذ کامل به ورق اتصال نصب شده و اتصال جان تیر به ستون به‌گونه‌ای جوش داده می‌شود که بتواند تمام مقاومت برشی جان تیر را منتقل سازد. دراین‌صورت زاویه چرخش نسبی تیررابط ، γ، تحت گریز غیرارتجاعی سازه (برابر $۰/۴R$ ضربدر گریز ارتجاعی سازه) بر اثر نیروی زلزله طرح، نباید از ۰/۰۱۵ رادیان بیشتر گردد.

۱۴. مقاومت ستون

ستون باید علاوه‌برآنکه پاسخگوی بارگذاریهای توصیه شده در آیین‌نامه است دارای مقاومت نهایی اسمی (از جدول ۷. ۴) حداقل برابر کمترین دو مقدار زیر باشد:

- نیروی ایجاد شده در ستون زیر اثر ۱/۲۵ برابر نیروی نظیر مقاومت غالب تیررابط (مقاومت خمشی یا برشی تیررابط، هر کدام که کمتر است)
- نیروی حاصل از روابط ۷. ۲۰ و ۷. ۲۱

وارسی و طرح سیستم مهاربندی در سایر طبقات به‌طور مشابه فوق انجام خواهد شد.



۷. ۳. سازه‌های آجری

خواص لرزه‌ای سازه‌های آجری در بخش ۶. ۱. ۵ تشریح شد و ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ درمورد سازه‌های آجری غیرمسلح در فصل ۴ نقل گردید. درحال‌حاضر، هنوز آیین‌نامه‌ای برای طراحی ساختمانهای آجری مسلح دربرابر نیروهای زلزله، در کشورمان تدوین نشده است و قاعدتاً لازم است از ضوابط آیین‌نامه‌های معتبری همچون یوبی‌سی استفاده شود. روش تحلیل و طراحی لرزه‌ای ساختمانهای آجری مسلح برای اولین بار در مرجع (۴۱) ارائه شد. روش محاسبه سختی و مقاومت دیوارهای برشی آجری مسلح و غیرمسلح، و قابهای مرکب (میانقابهای آجری) در بخش ۶. ۱. ۵ تشریح شده است.

ضریب رفتار

ساختمان آجری غیرمسلح ـ ضریب رفتار ساختمان آجری غیرمسلح در آیین‌نامه ۲۸۰۰ داده نشده است. در برخی از آیین‌نامه‌ها با توجه به رفتار ترد و شکننده این نوع سازه، ضریب رفتار ۱/۲۵ توصیه شده است. از آنجا که ساختمانهای آجری غیرمسلح فاقد نرمی‌اند، باید در زلزله از حوزه ارتجاعی خارج نشوند. در زلزله‌های قوی و مخرب نظیر طبس و منجیل، براحتی می‌توان تحقیق کرد که نیروی زلزله در یک سازه ارتجاعی کم تناوب (ساختمانهای آجری کوتاه معمولاً تناوبشان کمتر از یک‌دهم ثانیه است) می‌تواند تا ۲ یا ۳ برابر وزن ساختمان باشد. بنابراین، باتوجه‌به این‌که مقدار نیروی زلزله در آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای ساختمانهای کوتاه در مناطق شدیداً لرزه‌خیز، برابر است با

$$V = ABIW/R = 0.35x2.5x1xW/R = 0.875W/R$$

ملاحظه می‌شود که برای آنکه نیروی زلزله بیش از دو برابر وزن ساختمان باشد، لازم است که ضریب رفتار از حدود ۰/۴ تجاوز نکند. تأمین چنین مقاومتی، نیازمند استقرار تعداد زیادی دیوار برشی در دو جهت است که کاری مشکل و غیراقتصادی است. در عوض، با تأمین مقدار کمی میلگرد، می‌توان هم مقاومت سازه را بالا برد و هم نرمی (شکل‌پذیری) آن را بهبود بخشید. بدین‌ترتیب نیاز به‌مقاومت هم کاهش می‌یابد (به‌علت افزایش ضریب رفتار). ازاین‌رو، قویاً توصیه می‌شود از احداث ساختمانهای آجری در نقاط با لرزه‌خیزی شدید پرهیز گردد.

ساختمان آجری مسلح ـ در آیین‌نامه ۲۸۰۰، ضریب رفتار ساختمانهایی که سیستم برنده قائم از نوع دیوار باربر، و سیستم لرزه‌بر از نوع دیوار آجری مسلح است، به تبعیت از یوبی‌سی برابر ۴ تعیین شده است.

قاب مرکب - براساس بررسی رفتاردینامیکی قاب مرکب (قاب + میانقاب آجری)، نگارنده (۸) نشان داده است که این سیستم به‌علت کاهندگی، همواره در زلزله جابجایی پاسخ بیشتری از

سازه‌های با رفتار پسماند ثابت دارد. بنابراین همانطور که در شکل ۷. ۳۸ دیده می‌شود، چنین سیستمی برای ماندن در یک محدوده جابجایی معین، بناچار باید مقاومت اولیه بیشتری نسبت به سیستم‌های غیرکاهنده داشته باشد.

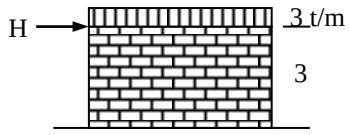
شکل ۷. ۳۸ مقایسه نمادین جابجایی پاسخ لرزه‌ای سازه کاهنده و غیر کاهنده

بر اساس این نگرش، و باتوجه‌به نتایج تحلیل دینامیکی قابهای‌مرکب در زلزله‌های مختلف، ضریب رفتار ۲/۸ برای این نوع سازه پشنهاد شده است (۸ و ۴۱).

محاسبه مقاومت برشی دیوار برشی آجری

مقاومت دیوار برشی آجری غیرمسلح را می‌توان با استفاده از رابطه ۶. ۸۵ بدست آورد. برای محاسبه مقاومت برشی، لازم است مقدار سربار وارد به دیوار مشخص شود. همچنین لازم است که ضرایب مقاومت برشی آجرچینی که در رابطه ۶. ۸۵ بکار رفته تعیین شود. برای این منظور می‌توان از مقادیر توصیه شده در آیین‌نامه‌ها استفاده نمود، و یا اینکه از طریق آزمایش مقدار این ضرایب را بدست آورد. در جدول ۶. ۵ ضرایب مقاومت‌برشی آجرچینی‌های مختلف را براساس تحقیقات و آزمایشهای برخی از محققان ارائه گردیده است.

مثال ۷. ۷ مقاومت برشی یک دیوار برشی به ابعاد ۳*۴*۰/۳۵ متر (ارتفاع*طول*کلفتی) زیر یک سربار یکنواخت برابر ۳ تن‌برمتر را محاسبه کنید. مقاومت چسبندگی ملات برابر ۲ کگ‌برسمم، و ضریب اصطکاک آن برابر ۰/۵ است.



حل. با استفاده از رابطه ۶. ۸۵

$$\tau_f = \tau_0 + \mu\sigma_n = 2 + (0.5)\left(\frac{3000}{100x35}\right) = 2.43\,\mathrm{kg/cm^2}$$ *تنش برشی شکست*

$H= 2.43x400x35 = 34000\ kg$ *مقاومت برشی دیوار*

طراحی ساختمان آجری مسلح

برای طراحی یک ساختمان آجری، با استفاده از دیوارهای آجری مسلح، لازم است مراحل زیر انجام شود:

۱. محاسبه نیروی زلزله با استفاده از ضریب رفتار مناسب ـ برای دیواری که براساس ضوابط یوبی‌سی طراحی و اجرا شده‌اند می‌توان ضریب رفتار را برابر ۴ گرفت، و چنانچه ضوابط یوبی‌سی کاملاً رعایت نشده است، بهتر است ضریب‌رفتار کوچکتری درنظرگرفته شود. مثلاً، برای دیوارهایی که براساس ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ مسلح شوند، توصیه می‌شود مانند قابهای مرکب، ضریب رفتار برابر ۲/۸ اختیار شود.

۲. نیروی زلزله محاسبه شده در ضریب بار ضرب می‌شود[1] و سپس بین دیوارهای برشی تقسیم می‌شود. برای دیوارهای کوتاه (تا دو طبقه) می‌توان نیرو را به نسبت سطح مقطع افقی هر دیوار توزیع نمود. برای دیوارهای بلندتر، سختی هر دیوار از رابطه ۶. ۸۳ بدست می‌آید و نیرو به نسبت سختی توزیع می‌شود.

۳. مقدار میلگرد قائم و افقی هر دیوار از روابط ۶. ۸۷ و ۶. ۸۹ تعیین می‌گردد.

مثال ۷. ۸ یک ساختمان آجری یک طبقه دارای دو پایه برشی با مشخصات زیر است که در دوطرف ساختمان به‌طور متقارن قرار گرفته‌اند. اگر کل نیروی زلزله وارد به ساختمان برابر ۴۰ تن باشد، پایه‌های برشی را طرح کنید؛ سربار دیوار ۱/۵ تن بر متر، کلفتی دیوار ۲۰ سانتیمتر، طول دیوار ۴ متر و ارتفاع آن ۳ متر است.

حل. نیروی وارد به پایه پس از ضرب در ضریب بار زلزله، به دلیل تقارن برابر است با

$H = 1.4(40/2) = 28\ t$

الف. میلگرد قائم ـ لنگر خمشی مقاوم دیوار از جمع روابط ۶. ۸۶ و ۶. ۸۷ بدست می‌آید. پس

$w_1= 0.2x4x3x1.8 = 4.3\ t$ *وزن دیوار*

$w_2= 1.5x4 = 6\ t$ *وزن سربار*

$$H = \frac{L(w_1 + w_2)}{2h} = \frac{4(4.3+6)}{2x3} = 6.87\ t$$

[1] چون طراحی دیوارهای به روش حدی انجام می‌شود، لازم است بارگذاری با نیروهای ضریب‌دار انجام شود. آیین‌نامه اسی آی، ضریب بار زلزله را ۱/۴ تعیین نموده است. ضمناً چون بارهای قائم نقش چندانی روی کاهش مقاومت دیوار ندارند، معمولاً در نظر گرفته نشده‌اند.

$M = (28 - 6.87)3 = 63.4$ t.m
$A_s = 63.4/(0.7x2.8x4/2) = 16.2$ cm^2

میلگردها از نوع آ۱ با تنش تسلیم ۲۸۰۰ کگ‌برسمم فرض شده‌اند. اگر از میلگرد نمره ۱۴ استفاده کنیم، تعداد میلگردها برابر است با

$n = 16.2/1.54 = 10.5$

پس ۱۱ عدد میلگرد نمره ۱۴ به‌طور عمودی قرار می‌گیرد. مطابق توصیه پریستلی (۹۷) بهتر است این میلگردها حتی الامکان به طور یکنواخت در طول دیوار توزیع شوند.

ب، میلگرد افقی ـ میلگرد افقی از رابطه ۶. ۸۹ بدست می‌آید. با توجه به نسبت بُعدی (ارتفاع به طول) دیوار که برابر ۰/۷۵ (کمتر از ۰/۸) است، مقدار ϕ در این رابطه برابر ۰/۴۸ می‌باشد. پس

$A_s = 28/(0.48x2.8) = 20.8$ cm^2

اگر از میلگرد نمره ۱۲ استفاده کنیم (که خوب داخل درزهای افقی غرق شود)

$n = 20.8/1.13 = 18.4$

پس ۱۹ عدد میلگرد افقی نمره ۱۲ در داخل درزهای افقی دیوار قرار خواهد گرفت. برای اینکه میلگردهای قائم از کارآیی کافی برخوردار بوده و به تسلیم برسند، لازم است به نکات اجرایی زیر توجه شود:

- استفاده از بتن ریز دانه برای پر کردن فضای اطراف میلگردهای قائم برای افزایش مقاومت چسبندگی آنها.
- استفاده از قلاب استاندارد در میلگردهای قائم در داخل کلافهای افقی تحتانی و فوقانی
- تعبیه یک کلاف افقی در میانه ارتفاع دیوار کمک بسیار شایانی به افزایش مهار میلگردهای قائم و بهبود رفتار کلی دیوار خواهد داشت.

طراحی قاب مرکب

برای طراحی قابهای مرکب گامهای زیر برداشته می‌شود:

- مقاومت شکست کنج از روابط ۶. ۲۸ تا ۶. ۳۲ برآورد می‌شود. در این روابط، f_c مقاومت فشاری آجر چینی است که می‌توان با رجوع به آیین‌نامه‌های معتبر بدست آورد. آیین‌نامه ۵۱۹ مقدار آن را برابر ۱۲ کگ‌برسمم تعیین نموده است.
- مقاومت بدست آمده در ضریب کاهش ۰/۷ ضرب می‌شود تا اثر کاهش مقاومت در دوره‌های متوالی بارگذاری منظور شود.
- نیروی زلزله با استفاده از آیین‌نامه ۲۸۰۰ و با درنظرگرفتن ضریب رفتار ۲/۸ برای قاب مرکب بدست می‌آید. قابل ذکر است که در بسیاری از حالتهای عملی به محاسبه سختی و زمان

تناوب نیازی نیست زیرا زمان تناوب ساختمانهای ۴ تا ۵ طبقه غالباً کوچکتر از زمان تناوب زمین است و طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، بیشترین ضریب بازتاب یعنی ۲/۵ را باید در نظر گرفت.

- نیروی زلزله در ضریب بار ضرب می‌شود. در آیین‌نامه‌ها ترکیبهای مختلف بارگذاری با ضریبهای بار مربوط به آنها آمده است؛ مثلاً در ضوابط اِسی‌آی

$U = 1.4\,D + 1.7L$ *ترکیب بار مرده و سربار*

$U = 0.75(1.4\,D + 1.7L) + 1.4E$ *ترکیب بار مرده، سربار و زلزله*

$U = 0.9\,D + 1.43E$ *ترکیب بار مرده و زلزله*

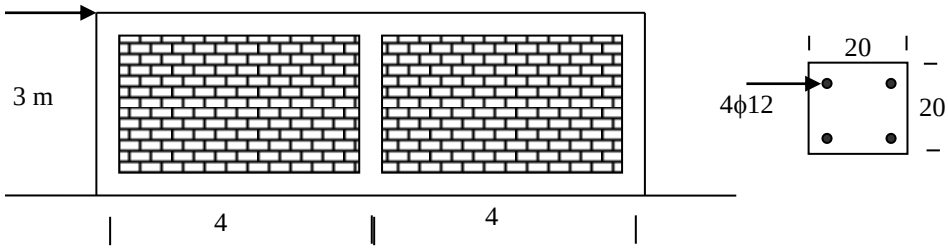
با توجه به اینکه میانقابها برای نیروی زلزله طرح می‌شوند و بارهای مرده و سربار در آنها نقشی ایفا نمی‌کند، فقط نیروی زلزله را در نظر می‌گیریم. پس

$U = 1.4E$

بنابراین ضریب بار زلزله برای طراحی قابهای مرکب برابر ۱/۴ است.

- نیروی برشی که بر اثر نیروی زلزله بر هر دهانه قاب وارد شده است نباید از مقاومت محاسبه شده در بند ۲ تجاوز کند.
- برای تضمین عملکرد ایمن میانقاب درهنگام زلزله، بهتر است تعدادی میلگرد افقی در داخل درزهای افقی دیوار قرار دهیم تا از پرتاب عرضی آن جلوگیری شود. استقرار این میلگردها در ثلث میانی ارتفاع میانقاب، و اتصال آنها به ستون تأثیر چشمگیرتری خواهد داشت. برای اتصال به ستون می‌توان قبلاً میلگردهای کوتاهی را به ستون نصب کرد تا میلگردهای افقی به آنها وصله شوند.

مثال ۷. ۹ ساختمان آجری یک طبقه ای با ابعاد ۸*۱۵ متر (در پلان) در منجیل ساخته شده است. کلفتی دیوارهای برشی ۲۰ سانتیمتر است و مطابق ضوابط حداقل در آیین‌نامه ۲۸۰۰ کلاف‌بندی شده‌اند. آیا مقاومت این ساختمان پاسخگوی نیروهای طراحی آیین‌نامه ۲۸۰۰ می‌باشد؟



حل. طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ حداقل ابعاد و مشخصات کلاف بندی قائم مطابق شکل است. برای کلاف افقی حداقل ۴ میلگرد نمره ۱۴ توصیه شده است؛ پس $M_{pb}>M_{pc}$ ، و ازاین‌رو لولای

خمیری در ستون ایجاد می‌شود و ظرفیت خمشی این مقاطع با درنظرگرفتن بازوی لنگر ۱۵ سانتیمتر تقریباً برابر است با

$M_u = 0.9[(2x1.13x2.8)x0.15] = 0.85$ tm

۱. مقاومت شکست کنج از رابطه ۶. ۲۸ برابر است با

$H_{cc} = mf_cth$
$f_c = 120$ t/m^2 ; $t = 0.2$ m ; $h = 3$ m

برای m از رابطه ۶. ۲۹ داریم

$$m = \sqrt{\frac{2(M_j + M_c)}{f_c th^2}} = \sqrt{\frac{2(0.85+0.85)}{120x0.2x3^2}} = 0.1255$$

$H_{cc} = 0.1255x120x0.2x3 = 9.04$ t

۲. مقاومت را در ضریب کاهش ۰/۷ ضرب می‌کنیم تا کاهش آن در اثر بار متناوب منظور شود. پس، مقاومت نهایی هر دهانه قاب برابر است با

$H_u = 0.7H_{cc} = 0.7x9.04 = 6.33$ t

۳. نیروی زلزله از آیین‌نامه ۲۸۰۰

$W = (8x15)(0.500 + 0.200x0.2) = 64.8$ t

(در محاسبه W، ۲۰٪ بار برف منظور شده است)

$V = (ABI/R)W = (0.35x2.5x1/2.8)64.8 = 20.25$ t

چون این نیرو بین دو قاب شرقی و غربی تقسیم می‌شود، و هر قاب از دو دهانه تشکیل شده است، پس نیروی افقی وارد بر هر دهانه برابر است با

$V_1 = V/4 = 20.25/4 = 5.06$ t

۴. نیروی زلزله در ضریب بار ضرب می‌شود

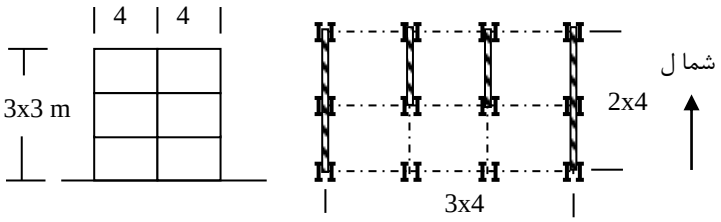
$H_1 = 1.4V_1 = 1.4x5.06 = 7.09$

۵. نیروی برشی وارد بر هر دهانه قاب، H_1، باید از مقاومت نهایی قاب، H_u، کمتر باشد اما ملاحظه می‌شود که

$H_1 = 7.09 > H_u = 6.33$

مقاومت سازه اندکی کمتر از نیروی زلزله طراحی است. البته باید توجه نمود که در ویرایش جدید آیین‌نامه، ضریب بازتاب از ۲ به ۲/۵ افزایش یافته و نسبت به قبل ۲۵٪ افزایش یافته وگرنه، طبق ضوابط پیشین مقاومت این سازه بیش از نیروی طراحی است.

مثال ۷. ۱۰ یک ساختمان مسکونی سه طبقه فولادی با ستونهای دوبل IPE160 و تیرهای دوبل IPE180 و اتصالات مفصلی در تهران بر روی خاک نوع ۲ساخته شده است. داخل قابها مطابق شکل با دیوارهای آجری به کلفتی ۳۵ سم پر شده است (درهر سه‌طبقه). آیا مقاومت قابهای مرکب پاسخگوی نیروی زلزله در راستای شمالی-جنوبی می‌باشد؟



حل. برای محاسبه نیروی زلزله، وزن ساختمان برابر است با

$W = 3(8x12)(0.500 + 0.2x200) = 155.5$ t

و تناوب ساختمان فولادی با جداگرهای میانقابی برابر است با

$T = 0.08H^{3/4} = 0.08(9)^{0.75} = 0.41$ Sec

$B = 2.5(0.5/0.41)^{2/3} = 2.8 > 2.5$ پس $B = 2.5$

$V = (ABI/R)W = (0.35x2.5x1/2.8)155.5 = 48.6$ t

$H = 1.4x48.6 = 68.03$ t *نیروی طراحی زلزله*

نیروی طراحی هر دهانه برابر است با یک‌ششم نیروی کل

$H_1 = H/6 = 11.34$ t

محاسبه مقاومت قابهای مرکب ـ چون اتصالات مفصلی هستند

$M_j = 0$

$M_c = 2x123.8x2400 = 5.94$ t.m *لنگر خمیری ستون*

از رابطه ۶. ۲۹ داریم

$$m = \sqrt{\frac{2(M_j + M_c)}{f_c th^2}} = \sqrt{\frac{2(0+5.94)}{120x0.35x3^2}} = 0.177$$

و از رابطه ۶. ۳۱

$$m = \frac{4M_j}{f_c th^2} + \frac{1}{6} = 0 + 0.167 = 0.167 < 0.177$$

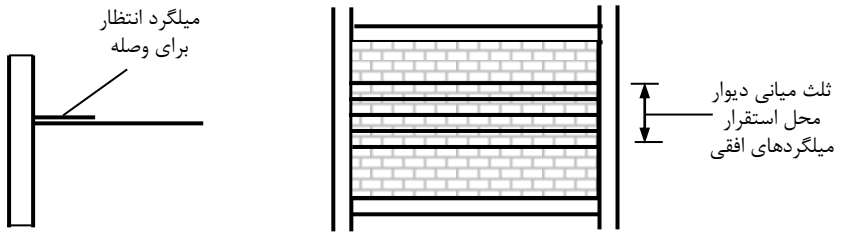
پس مقاومت شکست کنج از رابطه ۶. ۲۸ برابر است با

$H_{cc} = mf_c th = 0.167x120x0.35x3 = 21.04$ t

$H_u = 0.7H = 0.75x21.07 = 15.8$ t *کاهش بخاطر بار متناوب*

$H_u > H_1 = 11.34$ ok

ملاحظه می‌شود که قابهای مرکب براحتی می‌توانند پاسخگوی نیروی زلزله باشند. همانطور که قبلاً نیز بیان شد، برای تضمین عملکرد ایمن میانقاب درهنگام زلزله، باید تعدادی میلگرد افقی در داخل درزهای افقی دیوار قرار دهیم تا از پرتاب عرضی آن جلوگیری شود. استقرار این میلگردها در ثلث میانی ارتفاع میانقاب، و اتصال آنها به ستون تأثیر چشمگیرتری خواهد داشت. برای اتصال به ستون می‌توان قبلاً میلگردهای کوتاهی را به ستون نصب کرد تا میلگردهای افقی به آنها وصله شوند. مثلاً توصیه می‌شود یک میلگرد در هررج دیوار در فاصله ارتفاع ۱ تا ۲ متر مستقر گردد. ضمناً میلگردهای کوتاهی نیز به‌طول ۴۰ سانتیمتر به ستون جوش داده شود تا با میلگردهای افقی مزبور وصله شوند.



طراحی میانقاب بتنی

همانطور که در بخش ۶. ۱. ۲. ۴ دیدیم، قاب مرکب با میانقاب بتنی زیر اثر نیروی جانبی دارای دو حالت اصلی شکست می‌باشد: شکست قطری و شکست کنج. مقاومت نظیر این حالات شکست در روابط ۶. ۲۶، ۶. ۲۷ و ۶. ۲۸ ارائه شده است. برخلاف میانقاب آجری، مبنای مقاومت نهایی میانقاب بتنی را می‌توان برحالت شکست قطری گذاشت و باتأمین مقدار میلگرد مورد نیاز، مقاومت شکست قطری را آنقدر افزایش داد که شکست قطری پس از شکست کنج رخ دهد. بدین ترتیب می‌توان حالت شکست میانقاب را از یک حالت ترد و نامطلوب (شکست قطری) به حالت شکل‌پذیر و مطلوب هدایت کرد (شکست کنج)، که در نتیجه رفتار پسماند سازه بهبود زیادی خواهد یافت. برای این منظور، پیشنهاد شده است که مقاومت شکست قطری، ۲۰٪ بیش از مقاومت شکست کنج، H_{cc}، باشد (۴۱). با توجه به بهبود رفتار پسماند قاب مرکب بتنی، می‌توان ضریب رفتار بالاتری درنظرگرفت. ازاین‌رو، ضریب رفتار ۵ برای آن توصیه شده است (۴۱).

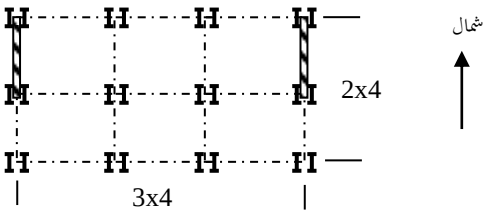
خلاصه مراحل طراحی میانقابهای بتنی بشرح زیر است:

- نیروی زلزله وارد به میانقاب بر اساس ضریب رفتار ۵ محاسبه می‌شود و سپس در ضریب بار زلزله، ۱/۴ ضرب می‌گردد.
- مقاومت شکست کنج از رابطه ۶. ۲۸ محاسبه و با نیروی زلزله مقایسه می‌شود.
- مقاومت ترک قطری، H_{dc} از رابطه ۶. ۲۶ و یا ۶. ۲۷ محاسبه و با مقاومت شکست کنج، H_{cc} مقایسه می‌شود. باید

$H_{dc} \geq 1.2\ H_{cc}$

چنانچه این رابطه برقرار نباشد، باید دیوار را آنقدر مسلح کرد که مقاومت ترک قطری به اندازه مطلوب برسد.

مثال ۷. ۱۱ مثال ۷. ۱۰ را درحالتی حل کنید که بجای میانقابهای آجری، میانقابهای بتنی به کلفتی ۱۵ سانتیمتر و مقاومت فشاری ۲۱۰ کگ‌برسمم مطابق شکل زیر در ساختمان قرار گرفته باشند.



حل. ۱. محاسبه نیروی زلزله ـ با توجه به مثال ۷. ۱۰ چون ضریب رفتار از ۲/۸ به ۵ افزایش یافته:

برش پایه کل ساختمان	V = 48.6x2.8/5 = 27.22 t
نیروی ضریب‌دار	H = 1.4x27.22 = 38.10 t
نیروی زلزله ضریب‌دار در یک دهانه قاب	H_1 = 38.10/2 = 19.05

۲. محاسبه مقاومت شکست کنج ـ از رابطه ۶. ۲۹:

$$m = \sqrt{\frac{2(M_j + M_c)}{f_c t h^2}} = \sqrt{\frac{2(0+5.94)}{(0.85x2100)x0.15x3^2}} = 0.070$$

$H_{cc} = mf_cth = 0.070x(0.85x2100)x0.15x3 = 56.22\ t > H_1 = 19.05\ t$ ok

ملاحظه می‌شود که با اینکه تعداد میانقابها از ۶ دهانه به دو دهانه، و کلفتی آنها نیز از ۳۵ به ۱۵ سانتیمتر کاهش یافته است، نسبت مقاومت آنها به نیروی زلزله طراحی خیلی بیشتر شده است. این نشانگر کارایی بسیار زیاد میانقاب بتنی درگرفتن نیروی زلزله است که متأسفانه به‌علت نا آشنایی، کمتر در عمل مورد بهره‌برداری قرار می‌گیرد.

۳. مقاومت ترک قطری ـ از رابطه ۶. ۲۶ داریم

$H_{dc} = 0.1f'_{c}tL = 0.1x2100x0.15x4 = 126\ t > 1.2H_{cc} = 67.5\ t$ ok

پس نیازی به تسلیح میانقاب نیست.

۷. ۴. پل

تخریب و فروریختن پلها در ژاپن و امریکا در زلزله‌های مخرب چند دهه اخیر توجه زیادی را به رفتارلرزه‌ای پلها جلب نموده است. براساس گزارش ایوازاکی (۱۲۶) در زلزله سان‌فرناندو درسال ۱۹۷۱، تعداد ۶۲ پل خسارت دیدند. تحقیقات نشان داده که خسارت پل به‌طور عمده ناشی از عوامل زیراست: نبود شکل‌پذیری، کمبود طول نشیمن کفه پل، نبود اتصال بین قطعات کفه مجاور، و طراحی نادرست کوله (صادق وزیری (۱۲۷)).

انتشار گزارش کمیته فن‌آوری کاربردی (۱۶) در سال ۱۹۷۸ تأثیر عمیقی در تحولات آیین‌نامه‌های زلزله در دودهه گذشته داشته است. ضوابط آشتو برای طراحی پل (۱۲۵) نیز تحت تأثیر این روند، درسال ۱۹۹۲ ضوابط چندصفحه‌ای خود در زمینه زلزله را به‌یک مجموعه مفصل ارتقاء داد و درآن ایده‌ها و اصول اصلی پیشنهادشده در گزارش مزبور را مبنا قرار داد. دیگر کشورهای لرزه‌خیز نیز به پیروی از آشتو، مبادرت به تدوین ضوابط مشابهی برای طراحی لرزه‌ای پل نمودند؛ که از جمله می‌توان به تدوین آیین‌نامه زلزله پلهای ایران[1] اشاره نمود که عمدتاً برگرفته از ضوابط آشتو می‌باشد. در این بخش روش پیشنهادی آشتو برای طراحی و بارگذاری پل در برابر زلزله به‌طور خلاصه تشریح خواهد شد. ضوابط آشتو به‌طور مشروح در مرجع (۱۱۰) ارائه شده است. ضمناً برای استفاده بیشتر خوانندگان، ترجمه کامل ضوابط آشتو در پیوست ۴ ارائه شده است. محاسبه نیروی زلزله در آشتو بر اساس گامهای زیر صورت می گیرد:

- محاسبه نیروی ارتجاعی پایه V_e
- توزیع نیروی ارتجاعی پایه در کفه[2] پل بر اساس روش مدی
- محاسبه نیروهای غیرارتجاعی کاهش یافته در اجزاء پل با استفاده از ضرایب رفتار ویژه این اجزاء

---

[1] آیین‌نامه طرح پلهای شوسه و راه آهن در برابر زلزله، ابلاغیه شماره ۲۰۱۹۶ مورخ ۷۴/۴/۱۸ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران.

[2] deck

- ترکیب نیروهای زلزله در دو جهت متعامد
- اصلاح (کاهش) نیروها بر اساس وقوع سازکار تسلیم

۷. ۴. ۱. ضوابط کلی

طبقه‌بندی لرزه‌ای پل

نحوه تحلیل پل، بستگی به طبقه‌بندی آن دارد. طبق جدول ۷. ۸ پلها به چهار گروه A، B، C و D تقسیم شده‌اند. این تقسیم‌بندی برپایه شتاب پایه طرح (لرزه‌خیزی محل) و درجه اهمیت پل است. آشتو پلها را به دودسته مهم (I) و معمولی (II) تقسیم کرده‌است.

جدول ۷. ۸ طبقه‌بندی لرزه‌ای پلها

شتاب پایه	درجه اهمیت پل	
	I	II
$A \le 0.09$	A[1]	A
$0.09 < A \le 0.19$		B
$0.19 < A \le 0.29$	B	C
$0.29 < A$	C	C
	D	

ضریب رفتار

ضوابط آشتو و ایران در مورد ضریب رفتار انواع پل (از نظر سیستم سازه‌ای) و اجزاء پل در جدول ۷. ۹ درج شده است. باید توجه داشت که سازه و اتصالات ضرایب رفتار کاملاً متفاوتی دارند.

[1] با توجه به پهنه بندی فعلی شتاب در ایران که حداقل شتاب پایه برابر ۰/۲ تعیین شده، طبقه‌بندی لرزه‌ای A و B کاربردی ندارد مگر آنکه در آینده تغییراتی بوجود آید و نواحی با شتاب پایه کمتر از این معرفی شوند.

جدول ۷. ۹ مقایسه ضوابط آشتو و ایران: ضریب رفتار R در هر دو جهت متعامد (بجز پایه‌های دیواری که ضریب رفتار آن در دو جهت متفاوت است)

نوع سازه زیرین[۱]	ضریب رفتار سازه		نوع اتصال	ضریب رفتار اتصال[۲]	
	آشتو	ایران		آشتو	ایران
۱. پایه دیواری[۳]			اتصال کفه (تابلیه) به تکیه‌گاه	۰/۸	نصف مقدار R که در محاسبه پایه‌ها بکار رفته
الف. جهت طولی	۲	۳			
ب. جهت متعامد	۳	۴	اتصالات انبساطی میانی	۰/۸	
۲. قاب-شمع بتنی[۴]			اتصال ستونها، شمعها، یا قاب-شمعها به شاهتیر فوقانی یا کفه[۵]	۱	
الف. فقط شمعهای عمودی	۳	۶			
ب. دارای حداقل یک شمع مایل	۲	-			
۳. قاب-شمع فولادی و مرکب					
الف. فقط شمع عمودی	۵	۶			
ب. دارای حداقل یک شمع مایل	۳	-	اتصال ستونها یا پایه‌ها به پی	۱	
۴. قاب چند ستونی	۵	۶			
۵. تک ستونها (قاب وجود ندارد)	۳	۴			

در تنظیم ضریب رفتار برای سیستم‌های مختلف، و اجزای سازه، آشتو به اصل مهم *تسلیم هدایت شده* و پرهیز از بروز حالتهای شکست خطرناک و یا شکننده توجه خاصی نموده است.

---

[۱] substructure

[۲] در ضوابط آشتو و ایران مجاز دانسته شده که نیروی اتصال از یک سازکار تسلیم بر مبنای مقاومت نهایی پایه‌ها بدست آید.

[۳] چنانچه در پایه دیواری ضوابط آشتو برای طراحی ستونها رعایت شده باشد، می‌توان ضریب رفتار پایه دیواری را در جهت ضعیف مشابه تک ستون در نظر گرفت.

[۴] قابی که ستون آن را شمع تشکیل می‌دهد

[۵] برای پلهای با طبقه‌بندی لرزه‌ای C و D توصیه می‌گردد که اتصالات برای حداکثر نیروهای حاصل از یک سازکار تسلیم در ستون یا سرستون، طراحی شوند. این نیروها در برخی از موارد به‌صورت بارزی کمتر از مواردی است که ضریب رفتار برابر ۱ اختیار شود.

به همین دلیل ضریب رفتار سازه و اتصالات را جدا نموده است زیرا، شکست در اتصالات معمولاً به فروریختن پل می‌انجامد[۱].

انتخاب روش تحلیل

آشتو دو روش برای تحلیل پل در نظر گرفته است: تک‌مدی و چند مدی. مبانی روش تحلیل مدی قبلاً در بخشهای ۲. ۶ و۳. ۴. ۲. ۱ تشریح گردیده است و جزئیات دو روش مزبور در فصل ۵ ضوابط آشتو (پیوست ۴ را ببینید) ارائه شده است. آشتو این روشها را به عنوان *سطح حداقل تحلیل* مطرح ساخته و بکارگیری روشهای پیچیده‌تر را مجاز دانسته است. انتخاب یکی از این دو روش بستگی به سه عامل دارد: تعداد دهانه، منظم یا نامنظم بودن پل و طبقه‌بندی لرزه‌ای پل. انتخاب روش ۱ (تک‌مدی) یا روش ۲ (چند مدی) از جدول ۷. ۱۰ انجام می‌شود.

جدول ۷. ۱۰ روش تحلیل پل

طبقه‌بندی لرزه‌ای پل	پلهای منظم بیش از یک دهانه[۲]	پلهای نامنظم بیش از یک دهانه	پلهای یک دهانه
A	لازم نیست[۳]	لازم نیست	لازم نیست
B	روش ۱	روش ۱	لازم نیست
C	روش ۱	روش ۲	لازم نیست
D	روش ۱	روش ۲	لازم نیست

[۱] ازاین‌رو، برای اتصالات ضریب رفتار خیلی کمتری در نظر گرفته شده است. همچنین در مورد سیستم‌هایی که رفتار شکننده دارند، مانند پایه دیوار، در مقایسه با سیستم‌های نرم، مانند پایه قابی، ضریب رفتار خیلی کمتری توصیه شده است. در تک ستونها بدلیل فقدان تعدد درجات نامعینی، تشکیل اولین لولای خمیری در ستون موجب ایجاد سازکار تسلیم کامل می‌گردد درحالی‌که در قاب-شمعها برای رسیدن به مرحله سازکار تسلیم کامل، لازم است که در کلیه ستونها یک جفت لولای خمیری تشکیل شده باشد.

[۲] یک پل منظم دارای تغییرات ناگهانی و غیر معمول جرم، سختی یا هندسه در طول دهانه نبوده، و تفاوت زیادی بین این پارامترها در تکیه‌گاههای مجاور وجود نخواهد داشت (این شرط شامل کوله‌ها نمی‌شود). برای مثال یک پل ممکن است منظم فرض شود اگر در پلان مستقیم و یا قطاعی از قوس با زاویه ای کمتر از ۹۰ درجه بوده و اختلاف سختی بین ستونها (پایه‌ها) کمتر از ۲۵٪ باشد (اختلاف درصد بر اساس مقدار کوچکتر از دو تکیه‌گاه مجاور خواهد بود).

[۳] برای پلهای با طبقه‌بندی لرزه‌ای A و پلهای تک‌دهانه نیازی به تحلیل لرزه‌ای نیست. فقط اتصالات پل مطابق بندهای ۴. ۴. ۵ و ۴. ۴. ۹. ۱ آشتو در پیوست ۴ طرح می‌شوند.

۷. ۴. ۲. محاسبه نیروی ارتجاعی زلزله

۷. ۴. ۲. ۱. ضریب زلزله

در روش تک‌مدی ضریب زلزله C_s برابر است با

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \le 2.5A \qquad (۴۴ .۷)$$

در روش چند مدی، ضریب زلزله مد C_{sm} ام برابر است با

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \le 2.5A \qquad (۴۵ .۷)$$

تبصره ۱. برای خاک نوع III و شتاب پایه بزرگتر از ۰/۲۹ حداکثر ضرایب زلزله C_s و C_{sm} نباید از $2A$ تجاوز نماید. A شتاب پایه و S ضریب خاک است که طبق بند ۴. ۳. ۵. ۱ پیوست ۴ (بند ۳. ۵. ۱ آشتو) برای خاکهای نوع I، II و III برابر ۱، ۱/۲ و ۱/۵ است. T تناوب اصلی پل و T_m تناوب مد m ام است.

تبصره ۲. برای خاک نوع III، برای مدهای غیر مد پایه با تناوب کمتر از ۰/۳ ثانیه،

$$C_{sm} = A(0.8 + 4T_m) \qquad (۴۶ .۷)$$

و برای مدهای با تناوب بیش از ۴ ثانیه،

$$C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}} \qquad (۴۷ .۷)$$

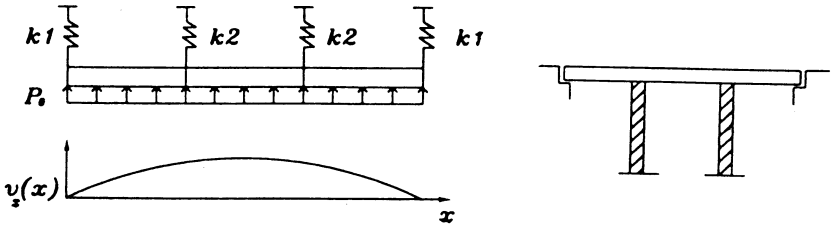
۷. ۴. ۲. ۲. محاسبه نیروی ارتجاعی و توزیع آن

روش تک‌مدی

در روش تک‌مدی گامهای زیر انجام می‌گردد:

الف. شکل مد پایه در جهت عمود بر محور پل با استفاده از روش تقریبی ریلی محاسبه می‌شود. در روش ریلی، شکل مد اول را می‌توان به‌طور تقریبی با جابجایی ناشی از یک نیروی خارجی دلخواه برابر دانست[1]. بنا به توصیه آشتو، شکل مد اول، $v_s(x)$، از اعمال یک نیروی یکنواخت p_0 به‌طور افقی به کفه پل بدست می‌آید. در محاسبه $v_s(x)$ باید سختی ستونها و پایه‌ها را در نظر گرفت.

[1] برای آشنایی با روش ریلی مرجع ۱۱۰ را ببینید.



شکل ۷. ۳۹ محاسبه شکل مد اول به روش ریلی. سختی تکیه‌گاهها با k_1 و پایه‌ها با k_2 نمایش داده شده است.

ب. زمان تناوب اصلی پل، با استفاده از روش ریلی، از رابطه زیر بدست می‌آید

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\int \frac{1}{g} w(x)[v_s(x)]^2 dx}{\int p(x)v_s(x)dx}} \qquad (۴۸ .۷)$$

که در آن $w(x)$ تابع توزیع وزن کفه پل شامل وزن کفه بعلاوه بخشی از وزن پایه‌ها، ستونها و سرستونها می‌باشد. $p(x)$ یک نیروی گسترده اختیاری است که به‌طور جانبی به‌کفه پل واردمی‌شود و جابجایی ناشی ازآن، $v_s(x)$، به‌عنوان شکل مداول فرض می‌شود. بنا به توصیه آشتو، این نیرو به‌صورت یک نیروی یکنواخت p_0 درنظرگرفته می‌شود. بنابراین، از جایگزینی p_0 در رابطه فوق، زمان تناوب اصلی پل برابر است با

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\int w(x)[v_s(x)]^2 dx}{p_0 g \int v_s(x)dx}} \qquad (۴۹ .۷)$$

پ. نیروی افقی ناشی از زلزله از رابطه ۴. ۳۸ بدست می‌آید که در آن فقط مد اول را در نظر می‌گیریم (m=۱) و ضریب نیروی زلزله C_m همان C_s در رابطه ۷. ۴۴ است. بنابراین کل نیروی ارتجاعی زلزله وارد به کفه برابر است با

$$V = C_s W_1 \qquad (۵۰ .۷)$$

که درآن W_1 وزن مؤثر مد اول است که از جایگزینی علامت $\int$ بجای $\sum$ در رابطه ۴. ۳۷ و درنظرگرفتن $v_s(x)$ به عنوان مد اول بدست می‌آید، پس

$$W_1 = \frac{\int [w(x)v_s(x)dx]^2}{\int w(x)v_s^2(x)dx} \qquad (۵۱ .۷)$$

در این رابطه، $w(x)$ وزن واحد طول پل است که شامل وزن کفه (تابلیه) بعلاوه بخشی از وزن پایه‌ها، ستونها و سرستونها می‌باشد. در مورد پلهای شهری که امکان راه بندان وجود داشته باشد، باید سربار پل را هم بدان افزود.

ت. توزیع نیروی ارتجاعی زلزله وارد بر کفه به‌طور مشابه، از رابطه ۴. ۳۹ به شکل زیر بدست می‌آید:

$$p(x) = \frac{w(x)v_s(x)}{\int w(x)v_s(x)dx} V \qquad (۵۲ .۷)$$

و یا با جایگزینی V از رابطه ۷. ۵۰، توزیع نیروی ارتجاعی زلزله بر کفه پل برابر است با

$$p(x) = \frac{w(x)v_s(x)\int w(x)v_s(x)dx}{\int w(x)v_s^2(x)dx} C_s \qquad (۵۳ .۷)$$

که C_s ضریب زلزله است و از رابطه ۷. ۴۴ محاسبه می‌گردد.

روش چند مدی

در روش چند مدی که برای پلهای نامنظم بکار می‌رود، ابتدا شکلها و تناوبهای مدی به کمک رایانه محاسبه شده و مطابق آنچه در مورد روش مدی در بخشهای ۳. ۴. ۲. ۱، ۳. ۴. ۳. ۱ و ۴. ۳ بیان شد، پل تحلیل می‌شود. امروزه بکمک برنامه‌های رایانه‌ای براحتی می‌توان تحلیل مدی را انجام داد. باید توجه داشت که برخی از مدها پیچشی خواهند بود. طبق توصیه آشتو، حداقل تعداد مد مورد نیاز سه برابر تعداد دهانه و حداکثر ۲۵ مد است. در مورد حداقل تعداد مد و تأثیر آن بر دقت تحلیل، تحقیقاتی صورت گرفته که در بخش ۷. ۴. ۵. ۲ توضیح داده شده است. در مورد نحوه مدل کردن اجزاء مختلف پل به بخش ۴. ۵. ۴ در پیوست ۴ مراجع شود. در ترکیب مدها، چنانچه اختلاف زمانهای تناوب از ۱۰٪ بیشتر نباشد، از رابطه ۳. ۹۵ استفاده می‌شود (جذر مجموع مربعات) و در غیراین‌صورت روشهای دیگری نظیر ترکیب مربعی کامل[1] در رابطه ۳. ۹۷-۱ بکار گرفته می‌شوند.

[1] complete quadratic combination

۷. ۴. ۳. ضوابط تحلیل و طراحی

۷. ۴. ۳. ۱. تعیین نیروها و جابجاییهای ارتجاعی

برای پلها با طبقه‌بندی لرزه‌ای B، C و D نیروها و جابجاییهای ارتجاعی بایستی به‌طور جداگانه در امتداد دو محور عمود برهم محاسبه شوند.

۷. ۴. ۳. ۲. ترکیب نیروهای زلزله در دو جهت متعامد

نیروی ارتجاعی زلزله وارد بر پلها با طبقه‌بندی لرزه‌ای B، C و D را با استفاده از یکی از دو روش مذکور درجدول ۷. ۱۰ در دو جهت متعامد محاسبه و طبق روش زیر ترکیب می‌کنیم:

- بار گذاری ۱ـ ۱۰۰٪ نیروهای طولی + ۳۰٪ نیروهای عرضی
- بارگذاری ۲ـ ۳۰٪ نیروهای طولی + ۱۰۰٪ نیروهای عرضی

بدین‌ترتیب نیروها و لنگرهای داخلی سازه را با استفاده از دوبارگذاری فوق محاسبه کرده و هربارگذاری که مقدار بزرگتری را بدست دهد برای طرح عضو مبنا قرار می‌گیرد.

در طرح اتصالات نیز دو بارگذاری فوق ملاک قرار می‌گیرند با این استثنا که برای پلها با طبقه‌بندی لرزه‌ای D و C، چنانچه نیروهای حاصل از سازکار تسلیم کمتر شود می‌توان آنها را مبنای طرح اتصال ستون به تیر و پی قرار داد؛ البته در مورد پایه‌های دیواری، آشتو توصیه می‌کند که فقط در جهت ضعیف پایه سازکار تسلیم را درنظر بگیریم و در جهت قوی همان مقادیر حاصل از بارگذاریهای فوق را برای طرح اتصالات بکار بریم.

۷. ۴. ۳. ۳. ضوابط طراحی پل یک‌دهانه و پل با طبقه‌بندی لرزه‌ای A[1]

در طرح پل یک‌دهانه، آشتو نیازی به درنظرگرفتن محاسبات زلزله مفصل نمی‌بیند و توصیه می‌کند که فقط اتصالات را در دوجهت متعامد برای نیروی زیر طرح کنیم:

شتاب پایه * نیروی ناشی از وزن = نیروی طراحی اتصالات پلهای یکدهانه

در پل با طبقه‌بندی لرزه‌ای A، اتصال روسازه (کفه پل) به زیر سازه (پایه‌ها) بر اساس نیروی زیر طرح می‌شود:

نیروی ناشی از بار مرده * ۰/۲ = نیروی اتصال

[1] با توجه به اینکه حداقل شتاب پایه در ایران ۲۰٪ است، فعلاً در ایران طبقه‌بندی لرزه‌ای A نداریم.

۷. ۴. ۳. ۴. نیروی زلزله در پل با طبقه‌بندی لرزه‌ای B[1]

الف. اعضا و اتصالات ـ نیروی طراحی کفه، پایه (منهای پی)، و اتصال (شامل اتصال پایه به کفه، اتصال کوله به کفه مانند تکیه‌گاه و مانع برشی) به‌شکل زیر محاسبه می‌شود: ابتدا نیروی ارتجاعی بر ضریب رفتار تقسیم می‌شود تا نیروی طراحی بدست آید.

EQM = نیروی زلزله اصلاح شده / نیروی ارتجاعی = ضریب رفتار

سپس این نیرو در ترکیب زیر قرار می‌گیرد و مبنای طراحی اعضا و اتصالات می‌شود.

$$U = D + B + SF + E + EQM$$

D بار مرده، B نیروی شناوری، SF فشار جریان آب و E فشار جانبی خاک می‌باشد. چون این بارگذاری فوق العاده تلقی می‌شود، در طرح سازه‌های فولادی تنشهای مجاز به میزان ۵۰٪ و در طرح سازه‌های بتنی به میزان ۳۳/۳٪ افزایش می‌یابد.

ب. در طرح پی که شامل شالوده، شمع و سرشمع است مانند فوق عمل می‌شود با این تفاوت که ضریب رفتار پی نصف ضریب رفتار سازه اختیار می‌گردد (البته ضریب رفتار قاب‌شمع با سازه یکسان است).

۷. ۴. ۳. ۵. نیروی زلزله در پل با طبقه‌بندی لرزه‌ای C وD

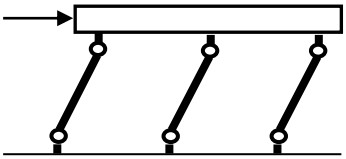
نیروی زلزله در این پلها شامل دو گروه زیر است:

الف. نیروهای طراحی اصلاح شده ـ این نیروها عیناً مانند نیروی پل با طبقه‌بندی B محاسبه می‌شوند با این تفاوت که مقدار ضریب رفتار R در محاسبه EQM برای پی برابر ۱ فرض می‌شود.

ب. نیروهای ناشی از سازکار خمیری در پایه، ستون و قاب ـ با توجه به شکل ۷. ۴۰، نیروی واقعی زلزله موجب بروز سازکار تسلیم در پایه‌های پل می‌شود. در نتیجه، حداکثر نیروی برشی وارد بر اتصالات، پایه‌ها و پی برابر نیروی لازم برای تشکیل این سازکار خمیری است. این نیروی برشی تابعی از ظرفیت خمشی نهایی پایه‌ها است که به نوبه خود به نیروی محوری ستون بستگی دارد. نحوه محاسبه نیروهای ناشی از سازکار در بند ۴. ۴. ۸. ۲ پیوست ۴ تشریح شده است.

---

[1] با توجه به اینکه حداقل شتاب پایه در ایران ۲۰٪ است، فعلاً در ایران طبقه‌بندی لرزه‌ای B نداریم اما به نظر می‌رسد بتوان ضوابط مربوط به این طبقه‌بندی را در مناطق با لرزه‌خیزی کم اعمال نمود.



شکل ۷. ۴۰ بروز سازکار خمیری در پل در اثر نیروی زلزله

نیروی طراحی ستون و قاب شمع

نیروهای محوری ـ حداقل و حداکثر نیروهای طراحی از جمع نیروهای ارتجاعی مذکور در بخش ۷. ۴. ۳. ۲ با بار مرده بدست می‌آید، و یا بجای آن می‌توان از نیروهای حاصل از سازکار خمیری فوق استفاده نمود که معمولاً کوچکتر می‌باشد.

لنگرهای خمشی ـ برابر لنگرهای خمشی اصلاح شده طبق بند الف در فوق می‌باشند.

نیروهای برشی ـ برابرند با نیروهای برشی اصلاح شده طبق بند الف در فوق که در آن ضریب رفتار برابر ۱ منظور شده باشد، و یا بجای آن می‌توان از نیروهای حاصل از سازکار خمیری فوق استفاده نمود که معمولاً کوچکتر می‌باشد.

نیروی طراحی اتصالات

نیروی طراحی اتصالات طبق بند الف در فوق محاسبه می‌شوند بجز اتصالات روسازه (کفه) به ستون، و ستون به سرشمع یا شالوده که بجای آن می‌توان از نیروهای حاصل از سازکار خمیری استفاده نمود. نیروی طراحی پیوند طولی[۱] برابر است با حاصلضرب ضریب شتاب در وزن قطعه سبکتر. نیروی طراحی بست نگاهدارنده[۲] برابر ۱۰٪ واکنش تکیه‌گاه ناشی از بار مرده، DR، است. اگر نیروی سربالای ناشی از زلزله، Q، بیش از واکنش بار مرده، DR، باشد نیروی طراحی بست برابر ۱/۲(Q- DR) است اما نباید از ۰/۱ DR کمتر باشد.

---

[۱] پیوند طولی یا longitudinal linkage عضوی است کششی که کفه را به تکیه‌گاه متصل نموده و یا قطعات کفه دوسوی درز انقطاع (معمولاً درزهای انبساطی) را بهم متصل می‌کند تا در اثر جابجاییهای ناشی از زلزله، این قطعات حتی الامکان بصورت یکپارچه عمل کرده و از روی تکیه‌گاه نیفتند. پیوند کششی را می‌توان بوسیله بست (tie)، کابل و یا اجزای مشابه تأمین کرد. اصطکاک را نمی‌توان به عنوان یک پیوند در نظر گرفت (بند ۴. ۴. ۸. ۵ (A) در پیوست ۴ را ببینید).

[۲] hold-down device پیوست B ۴، این بست‌ها را باید در تمام تکیه‌گاههای مفصلی پلهای چند دهانه که در آنها نیروی قائم ناشی از نیروی زلزله در جهت طولی بین ۵۰ تا ۱۰۰ درصد واکنش بار مرده است، تعبیه گردند.

نیروی طراحی کوله و دیوار حائل

اجزای پل مانند تکیه‌گاه برشی و مانند آن که روسازه را به کوله متصل می‌کنند باید طوری طراحی شوند که در برابر نیروهای طراحی اصلاح شده مقاومت داشته باشند. ضوابط طراحی کوله در بند ۴. ۶. ۴. ۲ پیوست ۴ برای طبقه‌بندی لرزه‌ای C و بند ۴. ۶. ۵. ۲ برای طبقه‌بندی لرزه‌ای D شرح داده شده است.

۷. ۴. ۳. ۶. جابجایی پل

حداقل طول تکیه‌گاه برای انتهای قابل انبساط کفه بر حسب توصیه آشتو مطابق ضوابط زیر تعیین می‌شود. این طول را *طول نشیمن* می‌نامیم.

پل با طبقه‌بندی لرزه‌ای A

حداقل طول نشیمن در جهت طولی بر حسب میلیمتر برابر است با

$$N = 203 + 1.67L + 6.67\,H \qquad (۵۴ .۷)$$

L طول کفه پل (به متر) تا درز انبساط مجاور یا انتهای کفه است[۱] و H ارتفاع متوسط (بر حسب متر) می‌باشد[۲].

پل با طبقه‌بندی B

طول نشیمن برابر است با حداکثر مقدار حاصل از رابطه ۷. ۵۴ و جابجایی ارتجاعی پل در بند ۷. ۴. ۳. ۱.

پل با طبقه‌بندی C *و* D

حداقل طول نشیمن، بر حسب میلیمتر، برابر است با حداکثر حاصل از رابطه ۷. ۵۵ و جابجایی ارتجاعی پل در بند ۷. ۴. ۳. ۱.

---

[۱] برای مفصلهایی که در میانه دهانه قرار دارند، L برابر است با مجموع طولهای L_1 و L_2 در دو طرف مفصل. برای پلهای تک دهانه L برابر است با طول کفه پل.

[۲] برای کوله، H برابر ارتفاع متوسط ستونهایی است که کفه پل بین درزهای انبساط بر روی آنها قرار می گیرد، برای ستون و پایه دیواری، H ارتفاع ستون یا پایه است، و برای مفصلها در میانه دهانه، H ارتفاع متوسط ستونها یا پایه‌های مجاور است.

$$N = 305 + 2.5L + 10H \qquad (۵۵ .۷)$$

همانند رابطه ۷. ۵۴، L طول کفه پل (به متر) تا درز انبساط مجاور یا انتهای کفه است و H ارتفاع متوسط (به متر) می‌باشد. درصورتی‌که پل مورب[1] باشد، تأثیر زاویه محور کفه با امتداد پایه‌ها، s، بر طول نشیمن به‌صورت زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$N = (305 + 2.5L + 10H)(1 + 0.000125s^2) \qquad (۱-۵۵ .۷)$$

در مورد کفایت این رابطه برای پاسخگویی به جابجایی پل در زلزله‌های واقعی، تحقیقاتی صورت گرفته است که در بخش ۷. ۴. ۵. ۳ تشریح گردیده است.

۷. ۴. ۴. روش ساده تحلیل لرزه‌ای پل منظم

طبق تعریف آشتو، اکثر پلهای موجود منظم محسوب می‌شوند. روش آشتو برای طرح پل منظم را می‌توان به شکل زیر خلاصه کرد:

۱. تعیین شتاب پایه

شتاب پایه را می‌توان براساس نقشه پهنه‌بندی انتخاب نمود.

۲. طبقه‌بندی لرزه‌ای پل

با توجه به شتاب پایه و اهمیت پل انجام می‌شود.

۳. کلیه پلهای منظم به روش تک‌مدی تحلیل می‌شوند.

۴. تعیین تناوب و شکل پایه مد

این کار بر اساس روش ریلی انجام می‌شود و تناوب از رابطه ۷. ۴۹ بدست می‌آید.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\int w(x)[v_s(x)]^2 dx}{p_0 g \int v_s(x)dx}}$$

۵. نیروی ارتجاعی زلزله

نیروی ارتجاعی زلزله در دو جهت متعامد مستقلاً محاسبه می‌شود. در هر کدام از این دو جهت گامهای زیر طی می‌گردد:

- تعیین ضریب زلزله C_s از رابطه ۷. ۴۴

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \le 2.5A$$

---

[1] skew

- تعیین کل نیروی زلزله از رابطه ۷. ۵۰

$$V = C_s W_1$$

که در آن وزن مؤثر مد اول از رابطه ۷. ۵۱ برابر است با

$$W_1 = \frac{\int [w(x) v_s(x) dx]^2}{\int w(x) v_s^2(x) dx}$$

- توزیع نیروی زلزله از رابطه ۷. ۵۲ و یا ۷. ۵۳

$$p(x) = \frac{w(x) v_s(x)}{\int w(x) v_s(x) dx} V \qquad ; \qquad p(x) = \frac{w(x) v_s(x) \int w(x) v_s(x) dx}{\int w(x) v_s^2(x) dx} C_s$$

۶. محاسبه نیروها و جابجاییهای ارتجاعی

نیروی ارتجاعی *p(x)* را به کفه پل اعمال نموده و نیروها و لنگرهای داخلی، و جابجاییهای ارتجاعی ناشی از آن را محاسبه می‌کنیم.

۷. ترکیب نیروها در دو جهت متعامد

نیروی داخلی اعضا در دو جهت طولی و عرضی مطابق زیر ترکیب می‌شوند:

بارگذاری ۱ـ ۱۰۰٪ نیروهای طولی + ۳۰٪ نیروهای عرضی

بارگذاری ۲ـ ۳۰٪ نیروهای طولی + ۱۰۰٪ نیروهای عرضی

۸. محاسبه نیروی طراحی زلزله

نیروهای ارتجاعی حاصل از بند ۷ بر ضریب رفتار تقسیم می‌گردند تا نیروی طراحی بدست آید[1]. سپس این نیرو را در ترکیب زیر نهاده و مبنای طرح عضو قرار می دهیم.

EQM = نیروی طراحی زلزله = نیروی ارتجاعی / ضریب رفتار

U = D + B +SF + E + EQM

D بار مرده، B نیروی شناوری، SF فشار جریان آب و E فشار جانبی خاک می‌باشد. چون این بارگذاری فوق العاده تلقی می‌شود، در طرح سازه‌های فولادی تنشهای مجاز به میزان ۵۰٪ و در طرح سازه‌های بتنی به میزان ۳۳/۳۳٪ افزایش می‌یابد.

[1] در محاسبه نیروی محوری و برشی ستونها باید ضریب رفتار را برابر یک و ضریب رفتار پی را برابر نصف ضریب سازه فرض نمود.

بجای استفاده از این ترکیب برای محاسبه نیروهای محوری و برشی، بهتر است از نیروهای ناشی از سازکار خمیری، که معمولاً کمترند، استفاده شود. روش محاسبه نیروهای برشی و محوری ناشی از تشکیل سازکار خمیری بدین طریق است که پس از طراحی اولیه، ظرفیت خمشی خمیری ستونها M_P را با ضرب ضریب ϕ در لنگر تسلیم در حضور نیروی فشاری حاصل از بار مرده بدست می آوریم (ϕ برای بتن برابر ۱/۳ و فولاد برابر ۱/۲۵ است). آنگاه نیروی برشی ستونها برابر است با

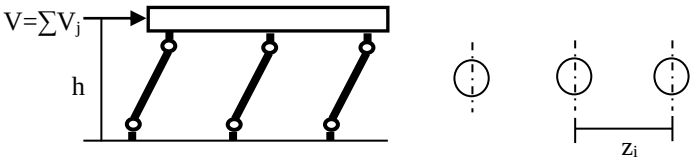
$$V = \frac{2M_P}{h} \qquad \text{نیروی برشی ستون ناشی از سازکار خمیری} \qquad (۵۶ .۷)$$

در قابها، جمع نیروی برشی ستونها را بصورت افقی به مرکز جرم کف پل وارد نموده و نیروهای محوری حاصل در ستونها را به‌روش زیر تعیین می‌کنیم. دراین‌صورت نیروی محوری ستون برابر است با نیروی ناشی از زلزله بعلاوه بار مرده. نیروی محوری ناشی از زلزله در ستون i ام برابر است با

$$N_i = \pm\left(\frac{h\sum V_j}{I} z_i\right) A_i \qquad (۵۷ .۷)$$

که V_i نیروی برشی ستون i ام از رابطه ۷. ۵۶، z_i فاصله ستون تا محور خنثای ستونها مطابق شکل ۷. ۴۱، A_i سطح مقطع هر ستون و I لنگر ماند کل ستونها است که برابر است با

$$I = \sum A_i z_i^2 \qquad (۵۸ .۷)$$



شکل ۷. ۴۱ سازکار خمیری

۹. محاسبه جابجایی

بیشترین مقدار زیر را درنظرگرفته و طول تکیه‌گاه را طوری تعیین می‌کنیم که از این کمتر نباشد.

الف. جابجایی ارتجاعی زلزله که در بند ۶ محاسبه شد

ب. طول نشیمن از رابطه ۷. ۵۵ (بر حسب میلیمتر)

$$N = 305 + 2.5L + 10H$$

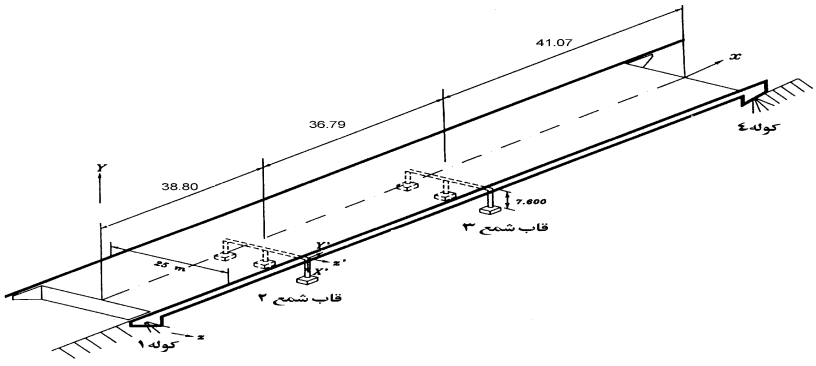
L طول کفه پل (به متر) تا درز انبساط مجاور یا انتهای کفه است و H ارتفاع متوسط ستون یا پایه (به متر) می‌باشد.

۱۰. ضوابط مربوط به کوله و ستونهای فولادی و بتنی مذکور در فصول ۶، ۷ و ۸ آشتو در پیوست ۴ را درنظر می‌گیریم. اجزای پل مانند تکیه‌گاه‌های برشی و غیره که روسازه را به کوله متصل می‌کنند باید طوری طراحی شوند که در برابر نیروهای طراحی اصلاح شده مقاومت داشته باشند. ضوابط طراحی کوله در بند ۴. ۶. ۴. ۲ پیوست ۴ برای طبقه‌بندی لرزه‌ای C و بند ۴. ۶. ۵. ۲ برای طبقه‌بندی لرزه‌ای D شرح داده شده است.

مثال ۷. ۱۲ یک پل جعبه ای و پیوسته بتنی در شکل ۷. ۴۲ نشان داده شده است. نیروی زلزله را با استفاده از ضوابط آشتو تعیین کنید. ضریب شتاب (A) را برابر ۰/۴ و پل از لحاظ اجتماعی، امنیتی و دفاعی مهم (IC=۱) می‌باشد. زمین از خاک نوع II و مشخصات پل به شرح زیر است:

روسازه (کفه) ـ طول کل کفه برابر ۱۱۵ متر، سطح مقطع کفه برابر ۱۱/۴۳ متر مربع، لنگر ماند کفه حول محورهای x و y بترتیب برابر m^4 ۱ و m^4 ۵۶۵/۷۶، مقاومت فشاری بتن f'_c، برابر ۲۳۰، و ضریب ارتجاعی بتن E_c، برابر ۲۱۱۰۰۰ کگ‌برسمم می‌باشد.

زیر سازه (ستونها) ـ ستونهای گرد به قطر ۱۲۴ و ارتفاع ۷۶۰ سانتیمتر، و مساحت ۱/۲ مترمربع. لنگر ماند ستونها حول x، y و z بترتیب برابر ۰/۱۱، ۰/۲۲ و ۰/۱۱ m^4 می‌باشد. مقاومت فشاری بتن f'_c، برابر ۲۳۰ و ضریب ارتجاعی بتن E_c، برابر ۲۱۱۰۰۰ کگ‌برسمم می‌باشد.



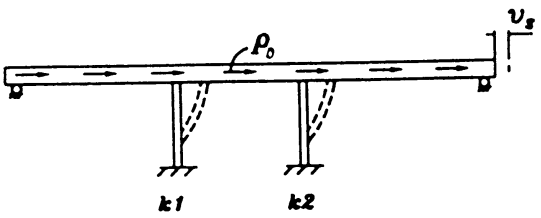
شکل ۷. ۴۲ پل جعبه ای بتنی مثال ۷. ۱۲

حل. طبقه‌بندی لرزه‌ای پل- چون ضریب شتاب بیش از ۰/۲۹ و IC برابر ۱ است، با توجه به جدول ۷. ۸ پل دارای طبقه‌بندی لرزه‌ای D می‌باشد.
ضریب خاک- با توجه به نوع خاک، ضریب خاک S برابر ۱/۲ می‌باشد.
ضریب رفتار- زیر سازه از نوع قاب چند ستونی[1]است و ضریب رفتار آن از جدول ۷. ۹ برای هر دو جهت متعامد برابر ۵ می‌باشد. برای اتصالات عرشه به کوله ضریب رفتار برابر ۰/۸، اتصالات ستون به سرستون، و ستون به پی ضریب رفتار برابر ۱ می‌باشد. چون پل در طبقه‌بندی لرزه‌ای D قرار گرفته است، آیین‌نامه مجاز می‌داند که نیروی اتصالات را از سازکار خمیری محاسبه نماییم.
روش تحلیل- باتوجه به هندسه پل و تغییرات سختی مختصر آن، سازه جزو گروه پلهای منظم قرارمی‌گیرد و باتوجه‌به‌جدول ۷. ۱۰، پل منظم بیش از یک‌دهانه با طبقه‌بندی D، به‌روش ۱ یعنی روش تک‌مدی تحلیل می‌شود.

محاسبه نیروها و جابجاییهای ارتجاعی

محاسبه نیروی طولی

محاسبه زمان تناوب ـ با اغماض از تغییرشکل محوری کفه پل و سختی اتصالات کفه به کوله، مدل رفتار پل در جهت طولی مطابق شکل زیر خواهد بود. برای بدست آوردن زمان تناوب و شکل مد اول در جهت طولی باید یک بار یکنواخت p_0 به کفه وارد شود.



شکل ۷. ۴۳ مدل پل در جهت طولی

برای محاسبه سختی سازه در جهت طولی، فرض می‌شود که ستونها به تنهایی در مقابل حرکت طولی زلزله عمل نمایند، دراین‌صورت

[1] bent

$k_1 = k_2 = 3(12EI/H^3) = 3x12x211000x10^4x0.11/7.6^3 = 19.03x10^6$ kg/m

جابجایی حاصل از بار طولی یکنواخت p_0 برابر با ۱ تن بر متر برابر است با

$v_s = p_0L / (k_1 + k_2) = 115000 / (2x19.03x10^6) = 3.02x10^{-3}$ m

اگر وزن مخصوص کفه را برابر با ۲۶۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب فرض نماییم:

$w(x) = 2600x11.43 = 29710$ kg/m

لازم به ذکر است که وزن مخصوص بتن بیش از مقدار معمول در نظر گرفته شده است تا وزن نیمه بالایی ستونها، سرستون مدفون شده و دیافراگم‌های میانی به حساب آیند. برای محاسبه زمان تناوب پل در جهت طولی با استفاده از رابطه ۷. ۴۹

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\int w(x)[v_s(x)]^2 dx}{p_0 g\int v_s(x)dx}} = 2\pi\sqrt{\frac{wv_s^2L}{p_0 gv_sL}} = 2\pi\sqrt{\frac{29710x(3.02x10^{-3})^2x115}{1000x9.81x3.02x10^{-3}x115}} = 0.60$$

محاسبه ضریب زلزله C_s ـ از رابطه ۷. ۴۴ داریم

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \le 2.5A \qquad C_s = \frac{1.2x0.4x1.2}{0.6^{2/3}} = 0.81 < 2.5A = 1 \quad \text{ok}$$

محاسبه نیروی زلزله ارتجاعی ـ تعیین کل نیروی زلزله از رابطه ۷. ۵۰

$$V = C_sW_1$$

که در آن وزن مؤثر مد اول از رابطه ۷. ۵۱ برابر است با

$$W_1 = \frac{\int[w(x)v_s(x)dx]^2}{\int w(x)v_s^2(x)dx} = \frac{[29710x(3.02x10^{-3})x115]^2}{29710x(3.02x10^{-3})^2x115} = 3416650$$

$V = C_sW_1 = 0.81x3416.65 = 2767.5$ ton *نیروی ارتجاعی زلزله در جهت طولی*

محاسبه جابجایی ارتجاعی در جهت طولی ـ جابجایی پل در جهت طولی برابر است با

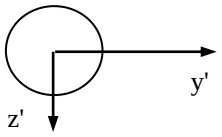
$$v_s = \frac{V}{k_1 + k_2} = \frac{2767500}{2x19.03x10^6} = 0.073 \text{ m}$$

محاسبه نیروهای ارتجاعی ستونها ـ اگر مطابق شکل، محورهای محلی ستون 'y و 'z را موازی محورهای طولی x و عرضی z فرض کنیم، نیروی برشی هر ستون در جهت طولی برابر است با

$V_{y'} = V/6 = 2767.5/6 = 461.25$ ton

و لنگر هر ستون برابر است با

$M_{z'} = V.H/2 = 461.25x7.6/2 = 1752.8$ t.m



نیروهای اصلاح شده اعضا و اتصالات از تقسیم نیروی ارتجاعی بر ضریب رفتار بدست می‌آیند که در جدول ۷. ۱۱ در داخل پرانتز نشان داده شده‌اند.

جدول ۷. ۱۱ نیروی داخلی ستونها زیر اثر زلزله در جهت طولی

مکان	$V_{y'}$(ton) نیروی برشی طولی	$M_{z'}$(t.m) لنگر طولی	$V_{z'}$(ton) نیروی برشی جانبی	$M_{y'}$(t.m) لنگر جانبی	$P_{x'}$ (ton) نیروی محوری
کوله چپ	۰	۰	۰	۰	۴۸/۰۸
قاب ۲ برای هر ستون	۴۶۱/۲۷	۱۷۵۲ (۳۵۰/۶)[1]	۰	۰	۴۹/۸۹
قاب ۳ برای هر ستون	۴۶۱/۲۷	۱۷۵۲ (۳۵۰/۶)			۵۲/۱۶
کوله راست	۰	۰	۰	۰	۴۱/۷۳

محاسبه نیروی زلزله در جهت عرضی

محاسبه زمان تناوب ـ نیروی عرضی زلزله برابر با ۱ تن‌برمتر را مطابق شکل ۷. ۴۴ به‌طور افقی به کفه پل وارد می‌کنیم. تغییرشکل کفه پل را با استفاده از یک برنامه تحلیل سه بعدی مانند سپ ۹۰ می‌توان بدست آورد. جدول ۷. ۱۲ نتایج این تحلیل را در هر یک‌چهارم دهانه نشان می‌دهد. با داشتن شکل مدی $v_s(x)$ و بکار گیری روشهای عددی مانند روش سیمسون و ذوزنقه‌ای می‌توان انتگرالهای زیر را بدست آورد، و سپس به کمک آنها تناوب، نیروی زلزله و توزیع آنرا محاسبه نمود.

[1] اعداد داخل پرانتز از تقسیم لنگر بر ضریب رفتار R = ۵ بدست آمده اند.

$$\alpha = \int v_s(x)dx = 0.11 \qquad \text{m}^2$$
$$\beta = \int w(x)v_s(x)dx = 3268.1 \qquad \text{kg.m}$$
$$\gamma = \int w(x)v_s^2(x)dx = 4.05 \qquad \text{kg.m}^2$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g\alpha}} = 2\pi\sqrt{\frac{4.05}{1000x9.81x0.11}} = 0.38$$

زمان تناوب اصل پل در جهت عرضی (ثانیه)

ضریب زلزله C_s: از رابطه ۷. ۴۴ بدست می‌آید

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \le 2.5A$$
$$C_s = \frac{1.2x0.4x1.2}{0.38^{2/3}} = 1.1 > 2.5x0.4 = 1.0 \therefore C_s = 1.0$$

محاسبه نیروی زلزله ارتجاعی ـ نیروی زلزله از رابطه ۷. ۵۰ محاسبه می‌شود.

$$V = C_s W_1$$

که در آن وزن مؤثر مد اول از رابطه ۷. ۵۱ برابر است با

$$W_1 = \frac{\int [w(x)v_s(x)dx]^2}{\int w(x)v_s^2(x)dx} = \frac{\beta^2}{\gamma} = \frac{3268.1^2}{4.05} = 2637.2$$

$$V = C_s W_1 = 1.0x2637.2 = 2637.2 \text{ t}$$ *نیروی ارتجاعی زلزله در جهت عرضی پل*

توزیع نیروی ارتجاعی زلزله وارد بر کفه از رابطه ۷. ۵۲ به شکل زیر بدست می‌آید:

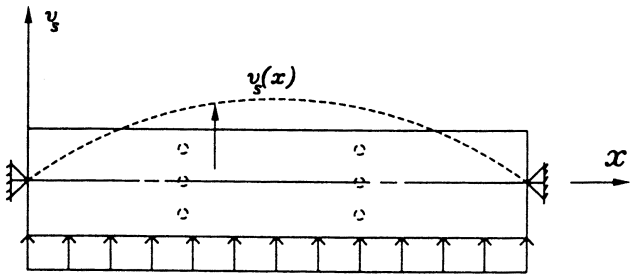
$$p(x) = \frac{w(x)v_s(x)}{\int w(x)v_s(x)dx}V = \frac{w(x)v_s(x)}{\beta}V = \frac{29710v_s(x)}{3268.1}x2637.2$$

و یا

$$p(x) = 23974v_s(x) \quad \text{t/m}^2$$

جدول ۷. ۱۲ شکل مد پایه و توزیع نیروی زلزله در جهت عرضی

مکان	$v_s(x)$ m($x10^{-4}$)	p(x) t/m
کوله سمت چپ	۰	۰
۱/۴ دهانه اول	۲/۶۴	۶/۶۵
۲/۴ دهانه اول	۵/۱۱	۱۲/۷۵
۳/۴ دهانه اول	۷/۱۷	۱۷/۹۲
قاب ۱	۸/۷۵	۲۱/۸۸
۱/۴ دهانه دوم	۹/۸۰	۲۴/۵۱
۲/۴ دهانه دوم	۱۰/۲۶	۲۵/۶۶
۳/۴ دهانه دوم	۱۰/۰۹	۲۵/۲۵
قاب ۲	۹/۳۳	۲۳/۳۴
۱/۴ دهانه سوم	۷/۸۳	۱۹/۵۶
۲/۴ دهانه سوم	۵/۶۶	۱۴/۱۶
۳/۴ دهانه سوم	۲/۹۹	۷/۴۶
کوله سمت راست	۰	۰



شکل ۷. ۴۴ پلان پل سه دهانه تحت تأثیر بارگذاری عرضی یکنواخت

از اعمال نیروی گسترده $p(x)$ به کفه پل به‌صورت استاتیکی، و به کمک یک برنامه رایانه‌ای مانند سپ ۹۰ می‌توان جابجاییها و نیروهای داخلی اعضا را محاسبه نمود. نتایج نیروهای داخلی در جدول ۷. ۱۳ ارائه شده است. نیروهای اصلاح شده اعضا و اتصالات از تقسیم نیروی ارتجاعی بر ضریب رفتار بدست می‌آیند که در جدول ۷. ۱۳ در داخل پرانتز نشان داده شده‌اند.

جدول ۷. ۱۳ نیروی داخلی ستونها زیر اثر زلزله در جهت عرضی

مکان	$V_{y'}$(ton) نیروی برشی طولی	$M_{z'}$(t.m) لنگر طولی	$V_{z'}$(ton) نیروی برشی جانبی	$M_{y'}$(t.m) لنگر جانبی	$P_{x'}$ (ton) نیروی محوری
کوله چپ	۰	۰	۵۵۵/۶ [1](۶۹۵)	۰	۰
قاب ۲ برای هر ستون	۲۲/۵	۲۷۰ [2](۵۴)	۱۲۰/۲	۱۴۴۸ (۲۸۹/۶)	۶۲/۴
قاب ۳ برای هر ستون	۱۸/۰	۲۱۵/۲ (۴۳/۱)	۱۲۹/۱	۱۵۵۰/۲ (۳۱۰/۱)	۶۶/۷
کوله راست	۰	۰	۵۷۶ (۷۱۸)	۰	۰

ترکیب نیروهای زلزله در دو جهت ـ طبق بند ۷ بخش ۷. ۴. ۴ نیروی داخلی اعضا در دو جهت طولی و عرضی مطابق زیر ترکیب می‌شوند:

بارگذاری ۱ ـ ۱۰۰٪ نیروهای طولی + ۳۰٪ نیروهای عرضی

بارگذاری ۲ ـ ۳۰٪ نیروهای طولی + ۱۰۰٪ نیروهای عرضی

نیروی اعضا و اتصالات از جدولهای ۷. ۱۱ و ۷. ۱۳ طبق بارگذاریهای فوق ترکیب شده و نتایج در جدول ۷. ۱۴ ارائه گردیده است.

[1] اعداد داخل پرانتز بر ضریب رفتار تقسیم شده اند. ضریب رفتار اتصال کفه به کوله برابر ۰/۸ است. می‌بینیم که نیروی اصلاح‌شده اتصال از نیروی ارتجاعی بیشتر شده است. البته بعداً خواهیم دید که نیروهای حاصل از سازکار خمیری کوچکترند و بهتر است آنها را ملاک طراحی اتصالات قرار داد.

[2] عدد داخل پرانتز بر ضریب رفتار تقسیم شده است (ضریب رفتار ستونها برابر ۵ است). ملاحظه می‌شود که نیروی اصلاح شده ستون از نیروی ارتجاعی کوچکتر است.

جدول ۷. ۱۴ حداکثر نیروها و لنگرهای زلزله برای ترکیب بارگذاری ۱ و ۲

اجزاء	نیروی داخلی ستون	ترکیب ۱ عرضی*۰/۳+طولی	ترکیب ۲ طولی*۰/۳+عرضی
کوله‌ها	نیروی برشی $V_{z'}$ (تن) نیروی محوری (تن)	۲۰۸/۵ ±۴۸/۱	۶۹۵ ±۱۴/۴
قابها	نیروی برشی $V_{y'}$ (تن)	۴۶۱/۳+۰/۳*۱۸=۴۶۶/۷	۱۸+۰/۳*۴۶۱/۳=۱۵۶/۳
	لنگر $M_{z'}$ (تن متر)	۳۵۰/۶+۰/۳*۴۳/۱=۳۶۳/۵	۴۳/۱+۰/۳*۳۵۰/۶=۱۴۸/۲
	نیروی محوری $P_{x'}$ (تن)	۵۲/۲+۰/۳*۶۶/۷=±۷۲/۲	۶۶/۷+۰/۳*۵۲/۲=۸۲/۳
	نیروی برشی $V_{z'}$ (تن)	۰+۰/۳*۱۲۹/۱=۳۸/۷	۱۲۹/۱+۰=۱۲۹/۱
	لنگر $M_{y'}$ (تن متر)	۰+۰/۳*۳۱۰=۹۳	۳۱۰+۰=۳۱۰

محاسبه نیروی طراحی زلزله همانطور که قبلاً گفته شد، نیروی زلزله اصلاح شده از تقسیم نیروهای ارتجاعی بر ضریب رفتار بدست می‌آید که در جداول ۷. ۱۱ و ۷. ۱۳ نشان داده شده‌اند.

EQM = نیروی طراحی زلزله = نیروی ارتجاعی / ضریب رفتار

سپس این نیرو را در ترکیب زیر نهاده و مبنای طرح عضو قرار می دهیم.

U = D + B +SF + E + EQM

D بار مرده، B نیروی شناوری، SF فشار جریان آب و E فشار جانبی خاک می‌باشد[1]. اگر فرض کنیم نیروهای فشار خاک، شناوری، و جریان آب برابر صفر باشند، بار مرده در کوله سمت چپ و ستونهای قاب ۲ طبق جدول ۷. ۱۵ می‌باشد.

جدول ۷. ۱۵ بار مرده

عضو	ستون قاب ۳	کوله سمت چپ
نیروی برشی $V_{y'}$ (تن)	۳۱/۳	۰
لنگر $M_{z'}$ (تن متر)	۱۶۱/۸	۰
نیروی محوری $P_{x'}$ (تن)	۴۳۵/۵	۲۸۳
نیروی برشی $V_{z'}$ (تن)	۰	۰
لنگر $M_{y'}$ (تن متر)	۰	۰

[1] چون این بارگذاری فوق العاده تلقی می‌شود، طبق ضوابط آشتو در طرح سازه‌های فولادی تنشهای مجاز به میزان ۵۰٪ و در طرح سازه‌های بتنی به میزان ۳۳/۳۳٪ افزایش می‌یابد.

نیروی طراحی ستونها ـ با بررسی جدول ۷. ۱۴، ترکیب ۱ به عنوان ترکیب تعیین کننده برای EQM مشخص می‌شود و آن را در رابطه فوق قرار می‌دهیم تا نیروی طراحی بدست آید.

$V_{y'} = D + B + SF + E + EQM = 31.3+0+0+0+466.7 = 498\ t$
$M_{z'} = 161.8+0+0+0+363.5 = 525.3\ t.m$
$P_{x'} = 435.5+0+0+0\pm72.2 = 507.6\ \&\ 363.3\ t$
$V_{z'} = 0+0+0+0+38.7 = 38.7\ t$
$M_{y'} = 0+0+0+0+93 = 93\ t$

پس برای یک ستون گرد

$$M = \sqrt{M_{z'}^2 + M_{y'}^2} = \sqrt{525.3^2 + 93^2} = 533.4\ \text{t.m}$$

لنگر طراحی ستون

نیروی طراحی کوله‌ها ـ با بررسی و مشاهده جدول ۷. ۱۴، ترکیب بارگذاری ۲ تعیین کننده می‌باشد. بروشی مشابه آنچه برای ستونها انجام شد، نیروی برشی اتصال بدست می‌آید:

$V_{z'} = D + B + SF + E + EQM = 0+0+0+0+695 = 695\ t$

بنابراین برای این نیرو در محل تکیه‌گاه مانع برشی[1] طرح می‌شود. البته می‌دانیم که می‌توان به جای آن نیروهای حاصل از سازکار خمیری را، که معمولاً کوچکترند، مبنای طراحی قرار داد.

بررسی ضوابط طراحی ستون:

۱. طبق بند ۴. ۸. ۴. ۱ پیوست ۴، عضو فشاری که نسبت ارتفاع به بعد بزرگترش از ۲/۵ کمتر نباشد ستون نامیده می‌شود.

$h/D = 6.7/1.2 = 5.6 > 2.5$

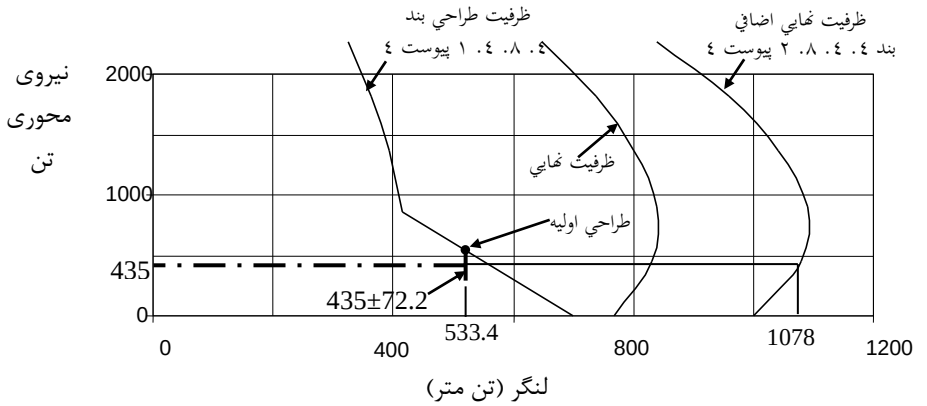
۲. طبق بند۴. ۸. ۴. ۱ (A) پیوست ۴ حداقل و حداکثر میلگرد طولی ستون برابر ۱٪ و ۶٪ است (اگر چه در عمل بیش از ۴٪ توصیه نمی‌شود)

۳. طبق بند ۴. ۸. ۴. ۱ (B) پیوست ۴ مقاومت خمشی دو محوری ستون نباید کمتر از نیروهای طراحی حاصل از ترکیبهای فوق الذکر باشد. بنابراین نیروهای طراحی که از قبل بدست آمدند مبنای طرح ستون قرار می‌گیرند. حداکثر و حداقل نیروی محوری و لنگر طراحی عبارتند از:

P = 363.3 t	M = 533.4 t.m
P = 507.6	M = 533.4 t.m

[1] shear key

با توجه به اینکه قطر ستونهای بتنی برابر ۱۲۴ سانتیمتر و مقاومت فشاری بتن برابر ۲۳۰ کگ‌برسمم است، برای نیروهای طراحی فوق، و با درنظرگرفتن ضرایب کاهش مقاومت، مقدار میلگرد مورد نیاز برابر ۵۰ عدد میلگرد به قطر ۳۶ میلیمتر بدست آمد (تقریباً مساوی ۱۱# امریکایی) که نسبت میلگرد طولی را به ۴/۳٪ رساند. این مقدار در محدوده مجاز (۱٪ تا ۶٪) است. نمودارهای اندرکنش این ستون در شکل ۷. ۴۵ نشان داده شده است.



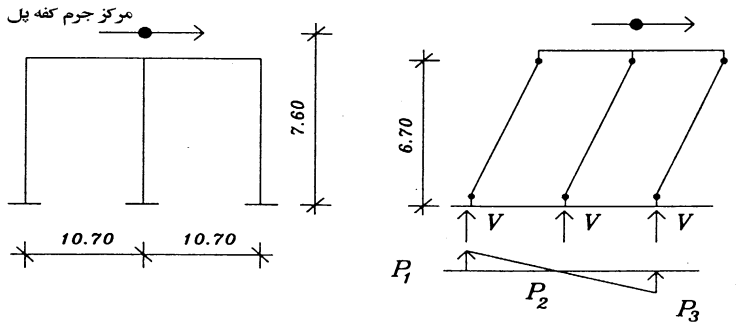
شکل ۷. ۴۵ نمودارهای اندرکنش ستونهای بتنی

در این شکل با استفاده از ضوابط آشتو مذکور در بند ۴. ۸. ۴. ۱ پیوست ۴ نمودار اندرکنش لنگر و نیروی محوری طراحی برای ستون تهیه شده است[1]. همچنین، نمودار اندرکنش ظرفیت نهایی ستون و نمودار اندرکنش ظرفیت نهایی ستون نیز نشان داده شده است که بر اساس بند ۴. ۴. ۸. ۲ پیوست ۴، لنگر نهایی اضافی در ستون ۱/۳ برابر لنگر نهایی ستون است، ازاین‌رو، مختصات افقی نمودار ظرفیت نهایی در ضریب ۱/۳ ضرب گردیده تا نمودار ظرفیت نهایی اضافی بدست آید.

نیروی حاصل از سازکار خمیری ـ برای‌قاب چندستونی این نیرو طبق بند۴. ۸. ۲. (B) پیوست ۴ بروش زیر محاسبه می‌شود. اگر نیروی محوری ستون ناشی از بار مرده برابر با ۴۳۵/۵ تن

[1] در این بند قید شده است که هنگامی‌که تنشهای ناشی از بار محوری حداکثر برای ستونها از $0/2f'_c$ تجاوز کند، ضریب کاهش مقاومت، ϕ، برای ستونهای مارپیچ با ۰/۵ جایگزین شود و اگر تنش ناشی از بار محوری بین $0/2f'_c$ و صفر باشد، مقدار ϕ می‌تواند به‌طور خطی از ۰/۵ تا مقدار آن برای خمش یعنی ۰/۹ افزایش یابد. به همین علت در قسمت پایین نمودار مربوطه یک افزایش نسبی دیده می‌شود که ناشی از افزایش مقدار ضریب کاهش ϕ است.

باشد، با توجه به نمودار ظرفیت نهایی اضافی ستون در شکل ۷. ۴۵، ظرفیت لنگر خمشی ستون برابر ۱۰۷۸ تن متر بدست می‌آید. فرض کنیم که مطابق شکل ۷. ۴۶، نیروی حاصل از لنگر واژگونی زلزله به‌صورت خطی بین ستونها توزیع شود، پس:



شکل ۷. ۴۶ نیروی محوری ستونها ناشی از سازکار خمیری زیر اثر نیروی زلزله

$P_1 = -P_3$; $P_2 = 0$
$V = 2M_P/H = 2x1078/6.7 = 321.8$ t
$\sum V = 3V = 965.4$ t $\quad \sum M=0 \quad P_3(10.7)+P_1(10.7)+3x1078-965.4x7.6 = 0$
$P_3 = 191.73$; $P_1 = -191.73$ t

پس نیروی محوری ستونها از جمع نیروهای فوق با نیروی محوری ناشی از بار مرده برابر است با

$P'_1=435.5-191.7=243.8$ t ; $P'_2 = 435.5+0 =435.5$; $P'_3= 435.5+191.7 = 627.2$ t

با توجه به تغییرات نیروی محوری ستونها، ظرفیت خمشی ذخیره تغییر می‌کند و ظرفیتهای خمشی جدید از نمودار ظرفیت نهایی اضافی در شکل ۷. ۴۵ برابر است با:

$M_1 = 1050$ t.m ; $M_2 = 1078$ t.m ; $M_3 = 1092$ t.m

اکنون با توجه به ظرفیتهای خمشی جدید، می‌توان نیروی برشی بر انگیخته شده در سازه در هنگام زلزله را حساب کرد.

$V_1 = 2x1050/6.7 = 313.4$ t ; $V_2 = 2x1078/6.7 = 321.9$ t ;
$V_3 = 2x1092/6.7 = 326$ t $\quad \sum V = 3V = 961.3$ t

اختلاف نیروی برشی حداکثر با مقدار قبلی خود برابر است با

$$e = \frac{326 - 321.9}{326} x100 = 1.26\% < 10\%$$

در اینجا کار پایان می‌یابد و لازم است نیروهای محوری ستونها مجدداً حساب شود. البته با نگاهی به سازه مشخص است که تغییرات نیروی محوری بسیار اندک خواهد بود.

$\sum M=0 \qquad 2xP_3(10.7)+1050+1078+1092-961.3x7.6 = 0$
$P_3 = 190.9$; $P_1 = -190.9$ t
$P'_1 = 435.5 - 190.9 = 244.6$ t ; $P'_2 = 435.5+0 = 435.5$
$P'_3 = 435.5+190.9 = 626.4$ t

بنابراین نیروها عبارتند از:

نیروی محوری

$P = 435.5 \pm 72.16$ t — *تحلیل ارتجاعی*
$P = 435.5 \pm 190.9$ t — *سازکار خمیری*

نیروی برشی

$V = \sqrt{466.7^2 38.7^2} = 468.3$t — *تحلیل ارتجاعی*
$V = 326$ t — *سازکار خمیری*

ملاحظه می‌شود که همانطور که قبلاً گفته شد، نیروی برشی ناشی از سازکار خمیری کمتر از مقدار حاصل از سازکار خمیری است.

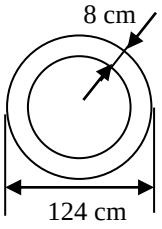
طرح تنگ برشی

برای تنگ برشی از نوع مارپیچ[۱] با گام ۹ سانتیمتر و تنش تسلیم ۴۲۰۰ کگ‌برسمم استفاده می‌کنیم. بنا بر بند ۸. ۱۶ بخش I آشتو، ۰/۸۵ = ϕ، و طبق بند ۸. ۱۶. ۶. ۲ آشتو، تنش برشی مقاوم v_c برابر ۸ کگ‌برسمم است. تنش برشی طراحی برابر است با

$$v_u = \frac{V_u}{\varphi b_w d} = \frac{326000}{0.85x124(124-2x8)} = 28.6 \qquad kg/cm^2$$

$$A_v = \frac{v_u - v_c}{f_y} b_w s = \frac{(28.6-8)x124x9}{4200} = 5.47 \ cm^2$$

A_v مقدار کل سطح مقطع تنگها در یک گام است، پس سطح مقطع تنگ برابر است با
$5.4/2 = 2.7\ cm^2$



[۱] spiral

پس تنگ مارپیچ ϕ20 (تقریباً نمره ۶ امریکایی) با گام ۹ سانتیمتر در سراسر ستون خارج از ناحیه انتهایی[1] استفاده خواهد شد. طول ناحیه انتهایی بزرگترین مقادیر زیر است: بزرگترین بعد مقطع(۱۲۴ سانتیمتر)، یک‌ششم ارتفاع ستون(۱/۱۲ = ۶/۷/۶) و ۱۸ اینچ (۴۵/۷ سانتیمتر). بنابراین، طول ناحیه انتهایی برابر ۱۲۴ سانتیمتر می‌باشد و در این طول باید در بالا و پایین ستون ضوابط خاصی را برای تأمین شکل‌پذیری رعایت نمود. طبق ضوابط آیین‌نامه، چنانچه حداقل تنش فشاری مقطع از $0/1f'_c$ کمتر باشد از مقاومت برشی خود بتن صرف نظر می‌گردد.

$V_{min} = 435.5 - 190.9 = 245.3\ t$ *نیروی برشی حداقل ستون*

$$v_{min} = \frac{245300}{3.14x62^2} = 20.3 \qquad 0.1f'_c = 23 > 20.3$$

پس لازم است که تمام برش توسط میلگردها تحمل شود.

$$A_v = \frac{v_u}{f_y} b_w s = \frac{28.6x124x9}{4200} = 7.60\ \ cm^2$$

$A_v / 2 = 7.6/2 = 3.80\ cm^2$ *سطح مقطع مورد نیاز*

پس از مارپیچ ϕ22 (تقریباً نمره ۷ امریکایی) با گام ۹ سانتیمتر استفاده می‌شود. نسبت حجمی تنگ در نواحی لولای خمیری از روابط ۴. ۸. ۱ و ۴. ۸. ۲ در پیوست ۴ بدست می‌آید.

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yh}} = 0.45\left(\frac{3.14x62^2}{3.14x(62-8)^2} - 1\right)\frac{230}{4200} = 0.0078$$

$$\rho_s = 0.12\frac{f'_c}{f_{yh}} = \frac{0.12x230}{4200} = 0.0066$$

پس حداقل نسبت حجمی تنگ در نواحی لولای خمیری برابر ۰/۰۰۷۸ می‌باشد. بدین ترتیب سطح مقطع تنگ مارپیچ با گام ۹ سانتیمتر برابر است با

$$A_{sp} = \frac{\rho_s s d_s}{4} = \frac{0.0078x9x(124-2x8)}{4} = 1.90\ \ cm^2$$

چون این از سطح مقطع ϕ20 کمتر است، در تمام طول ستون (از جمله در محل لولاهای خمیری) می‌توان از ϕ20 استفاده نمود بجز در نواحی انتهایی بالا و پایین ستون، که همانطور که در بالا مشخص شد، باید از ϕ 22 استفاده گردد (از میلگرد آ۳ با مقاومت ۴۲۰۰). گام تنگ مارپیچ برابر ۹ سانتیمتر خواهد بود.

---

[1] column end region

نیروی طراحی اتصالات

بست نگاهدارنده[۱] ـ چنانچه نیروی سربالا ناشی از زلزله بیش از ۵۰٪ بار مرده باشد، باید از بست نگاهدارنده استفاده نمود.

نیروی طراحی شالوده ـ نیروهای زیر از سازکار خمیری بدست می‌آید: الف. نیروی محوری حداقل و حداکثر بترتیب برابر ۲۴۴/۵ و ۶۲۶/۴ تن، ب. نیروی برشی حداقل و حداکثر برابر ۳۱۳/۴ و۳۲۶ تن، و پ. لنگر خمشی حداقل و حداکثر برابر ۱۰۵۰ و ۱۰۹۲ تن متر.

نیروی طراحی کوله‌ها و دیوار حائل ـ نیروی‌محوری تکیه‌گاه برابر ۳۵۹/۷ (=۴۱/۷+۳۱۸) تن و نیروی برشی آن برابر ۶۹۵ تن می‌باشد. بنابه توصیه آشتو، اثر نیروی خاک بر دیوار به‌روش مونوبه-اکابه انجام می‌شود و در آن ضریب زلزله برابر نصف شتاب پایه در نظر گرفته می‌شود، یعنی

$k_h = A/2$

باتوجه‌به نتایج جدول ۷. ۱۱ درمورد نیروی قائم واردبه‌کوله‌ها، در کوله سمت چپ داریم

$0.5DL = 0.5x283 = 141.5\ t > 48.08\ t$

پس به بست نگاهدارنده نیاز نمی‌باشد. در کوله سمت راست داریم

$0.5DL = 0.5x318 = 159\ t > 41.73\ t$

پس در کوله سمت راست نیز به بست نگاهدارنده نیاز نیست.

نیروی اتصال ـ نیروهای اتصال ناشی از سازکار خمیری در اتصال ستون به سرستون و شالوده بکار می‌روند. مقادیر حداقل و حداکثر این نیروها عبارتند از: الف. نیروی محوری برابر ۲۴۴/۵ و ۶۲۶/۴ تن، ب. نیروی برشی برابر ۳۱۳/۴ و ۳۲۶ تن، و پ. لنگر برابر ۱۰۵۰ و ۱۰۹۲ تن متر.

جابجایی

جابجایی افقی قبلاً محاسبه شد و مقدار آن برابر ۷۳ میلیمتر است. طبق بند ۸. ۴. ۹. ۱ پیوست ۴، برای پلها با طبقه‌بندی C و D، جابجایی لرزه‌ای برای بیشترین مقادیر زیر است: الف. جابجایی محاسبه شده از نیروی ارتجاعی زلزله، و ب. مقدار محاسبه شده از رابطه زیر

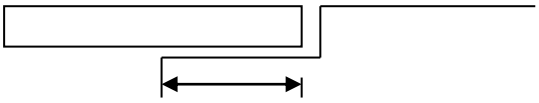
$N = 305 + 2.5L + 10H = 305 + 2.5x115 + 10x7.6 = 668.5\ mm > 73$

پس حداقل طول تکیه‌گاه برابر ۶۶۸/۵ در نظر گرفته می‌شود[۲].

---

[۱] hold-down devices

[۲] برای اطلاع از جابجایی این پل در زلزله‌های واقعی بخش ۷. ۴. ۵. ۳ را ببینید



۷. ۴. ۵. ارزیابی برخی از ضوابط طراحی لرزه‌ای پل در آشتو

۷. ۴. ۵. ۱. دقت شیوه تحلیل تک‌مدی

در ضوابط اخیر آشتو[۱] معیار تفکیک پل منظم و نامنظم تغییراتی داشته است و به موجب ضوابط جدید، پلهای بیشتری منظم شناخته می‌شوند. شرایط پل منظم در جدول ۷. ۱۶ نشان داده شده است و هر پلی که فاقد این شرایط نباشد نامنظم محسوب می‌گردد و باید به روش چند مدی تحلیل شود، درحالی‌که پل منظم را می‌توان به روش تک‌مدی تحلیل نمود.

جدول ۷. ۱۶ ویژگیهای پل منظم[۲]

تعداد دهانه	۲	۳	۴	۵	۶
بیشترین زاویه متقابل به قوس (پل قوس) بر حسب درجه	۹۰	۹۰	۹۰	۹۰	۹۰
بیشترین نسبت طول دهانه‌ها به یکدیگر	۳	۲	۲	۱/۵	۱/۵
بیشترین نسبت سختی پایه‌ها (یا ستونها) از یک دهانه تا دهانه دیگر (بدون احتساب کوله‌ها)	-	۴	۴	۳	۲

به منظور بررسی دقت روش تحلیل تک‌مدی، و ارزیابی ضوابط جدید آشتو برای تفکیک پلهای منظم و نامنظم، تعداد ۸ پل نمونه به‌صورت سه بعدی مدل شدند و زیر اثر زلزله‌های مختلف به‌طور دینامیکی تحلیل شدند و نتایج این تحلیل با تحلیل تک‌مدی مقایسه شد. مشخصات این پلها در جدول ۷. ۱۷ ارائه گردیده است. این مدلها تحت زلزله‌های مختلف قرار گرفتند و نیروی داخلی ستونها به‌طور دقیق محاسبه شد و با مقدار حاصل از تحلیل تک‌مدی مقایسه و مقدار خطا مشخص گردید. خطای محتمل، که طبق تعریف فوق میانگین خطاها (میانگین بعلاوه یک

---

[۱] AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), AASHTO, Washington D.C., 1996.

[۲] طبق ضوابط جدید آشتو، پلهای ۷ دهانه یا بیشتر نامنظم تلقی می‌شوند و باید به‌صورت چند مدی تحلیل گردند

انحراف معیار که معادل احتمال ۸۴٪ است) می‌باشد، برای روش تک‌مدی محاسبه و در جدول ۷. ۱۸ ارائه شده است.

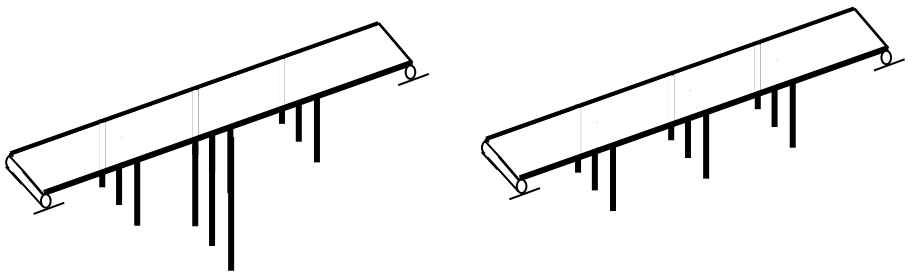
جدول ۷. ۱۷ مشخصات پلهایی که تحلیل دینامیکی شدند

نام نمونه	نوع پل	تعداد دهانه	ارتفاع ستون متر	طول دهانه متر	ملاحظات
A		۴	۸	۲۰	
B		۱۰	۸	۲۰	به‌علت تجاوز نمودن تعداد دهانه‌ها از ۶ عدد، پل نامنظم محسوب می‌شود
C		۴	۸ و ۲۰	۲۰	ارتفاع پایه‌های کناری ۸ متر و پایه وسط ۲۰ متر[1]
D		۴	۸	۱۰ و ۳۰	طبق جدول ۷. ۱۶، بیشترین نسبت دهانه‌ها برای پل منظم ۴ دهانه برابر ۲ است، ازاین‌رو، این نمونه نامنظم است زیرا نسبت دهانه‌ها برابر ۳ می‌باشد.
E		۴	۵۰	۲۰	
F		۴	۴۰	۲۰	
G		۴	۳۰	۲۰	
H		۴	۲۰	۲۰	

[1] چون سختی پایه با عکس ارتفاع به توان ۳ متناسب است، پس نسبت سختی ستونهای مجاور برابر $(۸÷۲۰)^۳$ یا ۱۵/۶ است که کاملاً بیش از حد بی‌نظمی برای پلهای ۴ دهانه یعنی ۴ است.

جدول ۷. ۱۸ درصد خطای محتمل[۱] روش تک‌مدی در برآورد نیروی ستون (در مقایسه با تحلیل دینامیکی دقیق)

مدل	نیروی محوری	برش طولی	خمش طولی	برش عرضی	خمش عرضی	پیچش
A (منظم)	۲۸/۶	۴/۶	۴/۷	۴/۴	۴/۳	۱۶/۶
B (نامنظم)	۲۵/۱	۳/۴	۳/۴	۱۴/۴	۱۴/۱	۴۸/۶
C (نامنظم)	۱۴/۹	۱۹/۱	۴/۸	۲۲/۹	۵/۹	۵۰/۲
D (نامنظم)	۷۳/۳	۳	۳/۹	۷۲/۱	۷۲	۳۵
E (منظم)	۵۰/۲	۵۸/۵	۵۶/۸	۵۴/۷	۵۲/۳	۳۴/۵



الف. نمونه A- پل ۴ دهانه منظم ب. نمونه C- پل ۴ دهانه نامنظم (ارتفاع متفاوت پایه‌ها)

شکل ۷. ۴۷ مدل پلهای تحلیل شده

از نتایج این تحلیلها در جدول ۷. ۱۸ می‌توان چنین استنتاج نمود:

شیوه تحلیل تک‌مدی درپلهای منظم کم ارتفاع مانند نمونه A، با دقت مناسبی نیروهای برشی و خمشی را برآورد می‌نماید و ازاین‌رو، با توجه به سادگی این روش، کاربرد آن برای تحلیل پلهای معمولی (کم ارتفاع) و منظم از کارایی خوبی برخوردار است.

نمونه B اگر چه بخاطر تعداد دهانه زیاد، طبق ضوابط آشتو نامنظم محسوب شده و استفاده از روش تک‌مدی برای تحلیل آن مجاز نیست، اما نتایج حاکی از آن است که همچون نمونه A،

[۱] خطای نظیر احتمال ۸۴٪ و یا میانگین بعلاوه یک انحراف معیار

روش تک‌مدی با دقت مناسبی نیروهای برشی و خمشی را برآورد نموده است. پس می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از روش تک‌مدی برای محاسبه نیروهای برشی و خمشی پلهای با دهانه‌های متعدد از کارایی مناسبی برخوردار است.

دقت روش تحلیل تک‌مدی دربرآورد نیروی محوری و پیچش ستونها، در هیچ حالتی مناسب نبوده است و این عدم دقت ربطی به منظم یا نامنظم بودن پل ندارد. بنابراین چنانچه محاسبه دقیق نیروهای مزبور مدنظر باشد، لازم است برای پلهای منظم و نامنظم از روش چند مدی (با درنظرگرفتن مدهای پیچشی) استفاده شود.

نتایج نمونه C مشخص می‌سازد که کاهش ناگهانی سختی در پایه میانی، که در اثر افزایش ارتفاع ایجاد شده است (شکل ۷. ۴۷. ب)، باعث کاهش چشمگیر دقت روش تک‌مدی در برآورد نیروهای برشی در هر دو راستای طولی و عرضی پل به شدت کاسته شده است. اما هنوز هم نیروهای خمشی در هر دو راستا با دقت خوبی برآورد شده‌اند.

نتایج نمونه D نشان می‌دهد که تغییر طول دو دهانه مجاور نسبت به یکدیگر سبب کاهش شدید دقت روش تک‌مدی در برآورد نیروهای برشی و خمشی در راستای عرضی، و افزایش چشمگیر نیروی محوری و لنگر پیچشی پایه‌ها نسبت به نمونه منظم A شده است. این بیانگر درستی محدودیت تفاوت طول دهانه‌های مجاور در پلهای منظم است که در ضوابط آشتو ۱۹۹۶ اضافه شده است.

ضوابط آشتو محدودیتی برای ارتفاع پل منظم قائل نشده است و استفاده از روش تحلیل تک‌مدی برای پلهای با ارتفاع زیاد ظاهراً بلامانع است. نتایج تحلیل دینامیکی نمونه E با ارتفاع ۵۰ متر نشان دهنده ضعف چشمگیر روش تک‌مدی در برآورد کلیه نیروهای پایه پلهای مرتفع است. بنابراین توصیه می‌شود برای پل مرتفع حتماً از تحلیل دقیق‌تری استفاده گردد که بتواند امکان ارتعاش خود پایه را نیز درنظر گیرد.

۷. ۴. ۵. ۲. تأثیر تعداد مد بر دقت تحلیل

طبق ضوابط آشتو، حداقل تعداد مد لازم برای تحلیل چندمدی به اندازه سه برابر تعداد دهانه و حداکثر ۲۵ مد است. برای بررسی تأثیر تعداد مد بر دقت تحلیل، نمونه‌های قبلی با درنظرگرفتن مدهای مختلف تحلیل شدند و نتایج با تحلیل دقیق مقایسه و میزان خطا محاسبه شد. آنگاه با افزایش تعداد مد، محاسبات آنقدر تکرار شد تا تعداد مد لازم برای رسیدن به حد تقریب مناسب بدست آمد (۱۱۱). نتایج در جدول ۷. ۱۹ ارائه شده است.

جدول ۷. ۱۹ تعداد مد لازم برای رسیدن به دقت مطلوب

نمونه	برش طولی		برش عرضی		خمش طولی		خمش عرضی		پیچش		نیروی محوری	
A	۰	۲	۰	۳	۰	۲	۰	۳	۰/۳	۳	۲	۱/۲
B	۰	۳	۰/۱	۴	۰	۳	۰/۱	۴	۰/۲	۴	۴	۰/۱
C	۵/۲	۱	۴/۹	۲	۰	۱	۰/۴	۲	۰	۳	۲	۱/۵
D	۰/۱	۲	۰	۳	۱/۱	۲	۰/۱	۳	۰/۲	۳	۳	۰/۱
E	۱/۳	۱۹	۰	۳۰	۵/۹	۱۹	۰	۳۰	۳/۲	۱	۲۱	۰/۱

از نتایج مندرج در جدول ۷. ۱۹ می‌توان نتیجه گرفت که:

- برخلاف نظر آشتو، تعداد مد لازم برای طراحی بستگی چندانی به تعداد دهانه ندارد به‌طوری‌که انتخاب ۳ مد اول برای پل چهار دهانه (نمونه A) و ۴ مد اول برای پل ده دهانه (نمونه B) برای تمام نیروهای مهم در طراحی خطایی کمتر از ۲٪ را در بر دارد؛ درحالی‌که بر اساس نظر آشتو، حداقل تعداد مد مورد نیاز برای تحلیل نمونه B برابر ۳۰ (= ۱۰*۳) است که چون از ۲۵ بیشتر است، باید حداقل ۲۵ مد را برای تحلیل این نمونه بکار گرفت.
- تفاوت سختی پایه‌های مجاور و عدم تساوی طول دهانه‌ها هیچ تأثیری در تعداد مد لازم برای طراحی نگذاشته است و در حالت کلی، درنظرگرفتن چهار مد مؤثر اول کافی است (بجز برای پلهای مرتفع).
- در پلهای مرتفع به‌علت میزان تأثیر ارتعاش پایه‌ها، تعداد مدهای بیشتری برای احراز دقت لازم، مورد نیاز است. این تعداد می‌تواند خیلی بیش از تعداد پیشنهادی آیین‌نامه باشد.

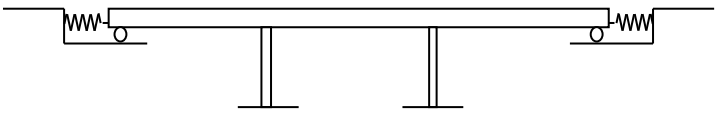
۷. ۴. ۵. ۳. طول نشیمن

گزارشهای متعددی از تخریب پلها در زلزله به‌علت کمبود طول نشیمن منتشر شده است. ابوالحسن آستانه (۱۲۸) در گزارشی پیرامون تخریب یک پل در ساحل سانفرانسیسکو در زلزله۱۹۸۹ سانتا کروز امریکا، علت اصلی را کمبود طول نشیمن در کوله غربی پل ذکر می‌کند زیرا طول نشیمن در این کوله برابر ۱۲/۷ سانتیمتر بوده است درحالی‌که کفه پل درهنگام زلزله به میزان ۱۸ سانتیمتر بسمت شرق حرکت نموده است. نمونه دیگر، تخریب یک پل جعبه‌ای[1]

[1] Nishinomiya-Ko Bridge

با دهانه ۵۲ متر در زلزله ۱۹۹۵ هیوگوکن نامبو[۱] ژاپن است که دهانه مجاور آن را یک پل قوسی به دهانه ۲۵۲ متر تشکیل میداد و به‌علت خصوصیات دینامیکی بسیار متفاوت این دو دهانه، علیرغم وجود یک طول نشیمن ۸۰ سانتیمتری، این پل جعبه‌ای از کوله سمت ساحل جدا شد و فرو ریخت (پارک (۱۲۹)).

برای بررسی کفایت و میزان ایمنی ضوابط آیین‌نامه آشتو در مورد طول نشیمن، تحقیقاتی صورت گرفت (۱۱۲) که در آن ۱۵ مدل سه دهانه مشابه پل مثال ۷. ۱۲ با دهانه‌های ۴۱/۰۷، ۳۶/۷۳ و ۳۶/۸۰ متر انتخاب گردیدند. در این مدلها، ارتفاع از ۲ تا ۵۰ متر تغییر می‌کند. همچنین تعداد ۱۲ مدل سه دهانه با ارتفاع ثابت ۲۰ متر و طول متغیر از ۴۰ تا ۳۰۰ متر در نظر گرفته شدند. کلیه این مدلها بر اساس ضوابط آشتو با شتاب پایه ۰/۴ و ضریب اهمیت IC =۱ بارگذاری و طرح شدند. آنگاه، مدلها در معرض ۲۰ زلزله خارجی و ایرانی[۲] قوی (اکثراً با بزرگی بیش از ۷ و شتاب اوج بیش از ۰/۳g)، و یک زلزله مصنوعی قرار گرفتند و تحلیل دینامیکی سه بعدی در حوزه‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی انجام شد. همچنین تأثیر سختی برشی غیرخطی تکیه‌گاههای کشسان[۳] مطابق شکل زیر با استفاده از مدل پیشنهادی حمزه (۱۳۰) در محاسبات منظور گردید.



شکل ۷. ۴۸ مدل پل سه دهانه با تکیه‌گاههای کشسان

نتایج تحقیقات فوق نشان داد که گریزلرزه‌ای پل[۴] بسیار بزرگتر از گریز ارتجاعی محاسبه شده بر اساس ضوابط آیین‌نامه است. همچنین، برای پلهای با ارتفاع متوسط (۱۰ تا ۳۰ متر)، گریز پل تقریباً با طول نشیمن پیشنهادی آشتو، پس از کسر جابجایی ناشی از کاهش دما به‌طور عمومی و آبرفتگی[۵] و خزش برای پلهای بتنی به‌طور اخص، برابر است و در نتیجه فاقد

---

[۱] Hyogo-Ken Nambu

[۲] زلزله‌های ناغان ۱۳۵۶، طبس ۱۳۵۷ و منجیل ۱۳۶۹ در ایستگاه‌های مختلف

[۳] elastomeric bearings

[۴] جابجایی افقی پل در زلزله

[۵] shrinkage

ضریب اطمینان کافی است. کرنش گرمایی بتن برای یک درجه سانتیگراد برابر $۱۱*۱۰^{-۶}$، و کرنشهای آبرفتگی و خزش بترتیب برابر $۵۰۰*۱۰^{-۶}$ و $۱۰۰۰*۱۰^{-۶}$ است. برای پلی به طول L که مانند شکل ۷. ۴۸ می‌تواند به‌طور نسبتاً آزاد بر روی تکیه‌گاه حرکت کند، جابجایی کل ناشی از کاهش دما (به میزان ۳۵ درجه سانتیگراد نسبت به دمای هنگام ساخت)، آبرفتگی و خزش برابر است با

$$N_0 = 10^{-6}(35x11 + 500 + 1000)L = 1.915L/1000 \text{ m} = 1.915L \text{ mm}$$

اگر این جابجاییها به‌طور مساوی در دو تکیه‌گاه اتفاق افتد، طول نشیمن باقیمانده برای گریزلرزه‌ای از تفاضل نصف مقدار فوق از طول نشیمن رابطه ۷. ۵۵ بدست می‌آید که تقریباً برابر است با:

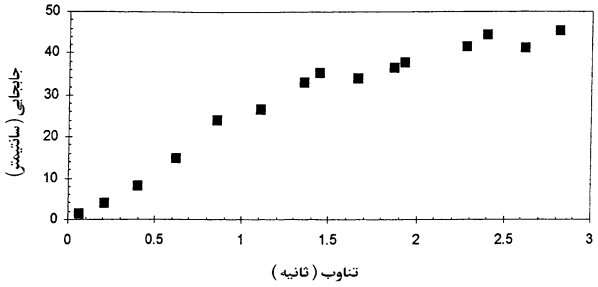
$$N' = 305 + 1.5L + 10H \qquad \text{طول نشیمن خالص برای زلزله} \qquad (۵۹ .۷)$$

میانگین‌های گریزلرزه‌ای مدل پلهای سه‌دهانه، مشابه پل مثال ۷. ۱۲ به طول ۱۱۴/۶ متر و با ارتفاع متغیر، در جدول ۷. ۲۰ با طول نشیمن پیشنهادی آشتو در رابطه ۷. ۵۵ مقایسه شده است. جابجایی ارتجاعی این پل با ارتفاع ۶/۷ متر، در مثال ۷. ۱۲ برابر ۷۳ میلیمتر و طول نشیمن آن برابر ۶۶۸/۵ میلیمتر محاسبه گردید. از مقایسه این مقادیر با گریز حداکثر یک پل با ارتفاع ۶/۷ متر در جدول ۷. ۲۰، که برابر ۲۵۸ میلیمتر است، می‌توان نتیجه گرفت که جابجایی پل در زلزله‌های واقعی خیلی بیشتر از مقدار محاسبه شده به عنوان جابجاعی ارتجاعی می‌باشد. ضمناً اگر، آنچنانکه قبلاً گفتیم، از طول نشیمن به اندازه 1xL برای جابجاییهای ناشی از کاهش دما، آبرفتگی و خزش کم شود، مقدار باقیمانده برای گریز لرزه‌ای برابر ۵۵۳/۹ میلیمتر (= ۱۱۴/۶-۶۶۸/۵) است که در مقایسه با گریز حداکثر ۲۵۸ میلیمتر بد نیست. باید توجه داشت که با افزایش طول پل، از میزان این ایمنی کاسته می‌شود، به‌طوری‌که برای پلی به ارتفاع ۱۴ متر، گریز حداکثر برابر ۶۱۰ میلیمتر و طول نشیمن لرزه‌ای برابر ۶۱۷ میلیمتر می‌باشد. به نظر می‌رسد برای تأمین ایمنی کافی در برابر خطر سقوط پل از روی تکیه‌گاه، رابطه ۷. ۵۵ برای برخی از دهانه‌ها از ایمنی کافی برخوردار نیست و نیاز به اصلاح دارد.

جدول ۷. ۲۰ مقایسه گریز لرزه‌ای پلها با طول متغیر، با طول نشیمن پیشنهادی آشتو

ارتفاع پل متر	میانگین گریز (جابجایی پاسخ) در ۲۰ زلزله واقعی (میلیمتر)			گریز حداکثر[۱] میلیمتر	طول نشیمن لرزه‌ای از رابطه ۵۹ .۷ میلیمتر
	میانگین[۲]	فوق میانگین[۳]	اوج اسمی[۴]		
۴	۲۱	۳۳	۴۵	۵۰	۵۱۷
۶	۴۷	۷۴	۱۰۲	۱۰۸	۵۳۷
۸	۷۹	۱۳۹	۱۹۹	۲۵۸	۵۵۷
۱۰	۱۲۵	۲۳۳	۳۴۰	۴۵۴	۵۷۷
۱۴	۱۷۵	۳۲۳	۴۷۱	۶۱۰	۶۱۷
۲۰	۲۰۴	۳۵۷	۵۰۹	۶۰۲	۶۷۷
۲۵	۲۱۲	۳۷۰	۵۲۸	۶۴۴	۷۲۷
۳۰	۲۲۳	۴۰۸	۵۹۴	۷۵۷	۷۷۷
۴۰	۲۱۱	۴۰۵	۵۹۹	۷۰۸	۸۷۷
۵۰	۲۰۷	۴۰۲	۵۹۶	۷۰۶	۹۷۷

در تحقیقات مزبور (۱۱۲)، همچنین مشخص شد که زمان‌تناوب پل شاخص مناسبی برای برآورد جابجایی لرزه‌ای آن می‌باشد. همانطور که در شکل ۷. ۴۹ دیده می‌شود، جابجایی لرزه‌ای با افزایش زمان تناوب تقریباً به‌طور خطی زیاد می‌شود تا جاییکه به یک مقدار ثابت می‌رسد. پس از آن، افزایش تناوب دیگر اثر چندانی بر جابجایی پل ندارد.



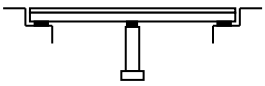
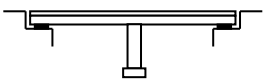
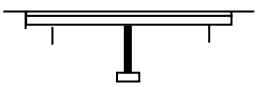
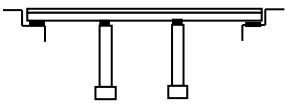
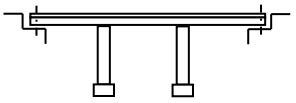
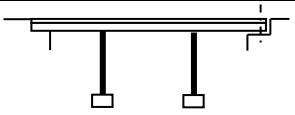
شکل ۷. ۴۹ جابجایی لرزه‌ای پلها با زمان تناوب متفاوت

[۱] جابجایی حداکثر پل زیر اثر ۲۰ زلزله واقعی
[۲] mean که نظیر احتمال ۵۰٪ است
[۳] mean -plus-one sigma که برابر میانگین بعلاوه یک برابر انحراف معیار است و نظیر احتمال ۸۴٪ می‌باشد
[۴] میانگین بعلاوه دو برابر انحراف معیار که نظیر احتمال ۹۱٪ است

۷. ۴. ۶. بررسی فرمهای سازه‌ای مناسب برای پل

در این بخش بعضی از فرمهای مناسب سازه‌ای برای پلهای چند دهانه معرفی و بررسی شده‌اند. تعدادی از فرم‌های متداول در جدول ۷. ۲۰-۱ ارائه شده است.

جدول ۷. ۲۰-۱ نمونه فرمهای مناسب برای پلهای دو و سه دهانه

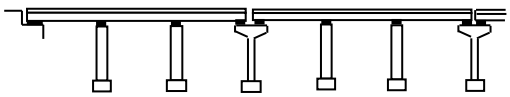
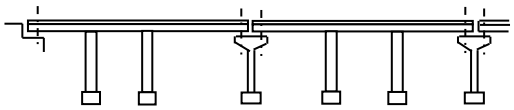
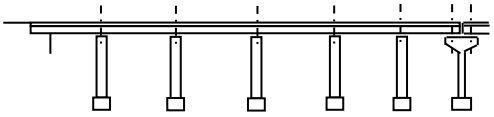
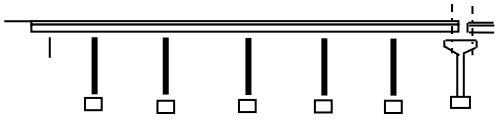
شماره	مدل پل	مشخصات
۱		۱. در کوله‌ها و ستون میانی از تکیه‌گاه کشسان[۱] استفاده شده است. ۲. ستونهای میانی در هردوجهت از صلبیت زیادی برخوردارند. ۳. درزهای عرضی روسازی راه در محل کوله‌ها قرار دارند.
۲		مانند مدل ۱ است با این تفاوت که ستون به کفه پل مستقیماً و به‌صورت یکپارچه متصل شده است (بدون تکیه‌گاه کشسان). در کوله‌ها از مانع برشی[۲] استفاده شده است.
۳		کوله‌ها با کفه به‌صورت یکپارچه اجرا می‌شوند. ستون میانی در جهت طولی انعطاف پذیر است و با کفه به‌صورت یکپارچه ساخته می‌شود. در نتیجه، در جهت طولی در تکیه‌گاههای هر دو کوله از حرکت کفه جلوگیری شده ، و در جهت عرضی در کلیه تکیه‌گاهها در مقابل حرکت کفه پل مقاومت می‌شود.
۴		مانند مدل ۱ ۱. در کوله‌ها و ستون میانی از تکیه‌گاه کشسان استفاده شده است. ۲. ستونها در هردوجهت از صلبیت زیادی برخوردار است. ۳. درزهای راه در محل کوله‌ها قرار دارند.
۵		مانند مدل ۴ است با این تفاوت که ستونها به کفه پل مستقیماً و به‌صورت یکپارچه متصل شده اند (بدون تکیه‌گاه کشسان). در کوله‌ها از تکیه‌گاه لغزان[۳] و مانع برشی عرضی استفاده شده است.
۶		کوله سمت چپ با کفه به‌صورت یکپارچه اجرا می‌شود. کوله سمت راست دارای تکیه‌گاه لغزان و مانع برشی عرضی است. ستونهای میانی در جهت طولی انعطاف پذیرند و با کفه به‌صورت یکپارچه ساخته می‌شود.

[۱] elastomeric bearing

[۲] transverse shear key

[۳] sliding bearings

(دنباله) جدول ۷. ۲۰-۱ نمونه فرمهای مناسب برای پلهای چند دهانه

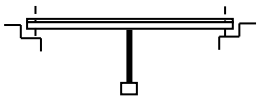
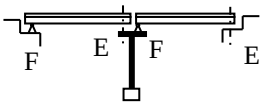
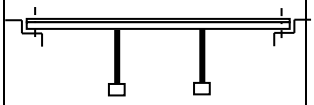
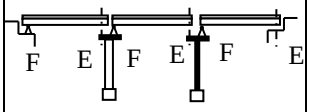
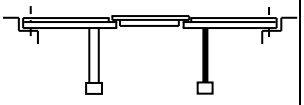
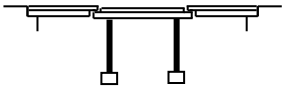
شماره	مدل پل	مشخصات
۷		۱. در کوله‌ها و ستونها از تکیه‌گاه کشسان استفاده شده است. ۲. ستونهای میانی در هردوجهت از صلبیت زیادی برخوردارند. ۳. درزهای عرضی روسازی راه در محل کوله‌ها قرار دارند. ۴. درزهای انبساط در طول کفه
۸		۱. ستونها به کفه پل مستقیماً و به‌صورت یکپارچه متصل شده اند (بدون تکیه‌گاه کشسان). ۲. ستونها در هر دوجهت از صلبیت زیادی برخوردارند. ۳. در کوله‌ها و برخی از ستونهای میانی از تکیه‌گاه لغزان و مانع برشی عرضی استفاده شده است.
۹		۱. کوله‌ها با کفه به‌صورت یکپارچه اجرا می‌شوند. ۲ . ستونها در هر دوجهت از صلبیت زیادی برخوردارند. ۳. در ستونهای میانی از تکیه‌گاه لغزان و مانع برشی عرضی استفاده شده است.
۱۰		۱. کوله‌ها با کفه به‌صورت یکپارچه اجرا می‌شود. ۲. در محل درز انبساط باید دو عدد تکیه‌گاه لغزان قرار گیرد. ۳. ستونهای میانی در جهت طولی انعطاف پذیرند و با کفه به‌صورت یکپارچه ساخته می‌شود.

بعضی از نکات قابل ذکر در مورد این فرم‌ها عبارت است از:
در نمونه ۱، در پایین ستون امکان تشکیل لولای خمیری وجود دارد و در کلیه تکیه‌گاهها، اتصال کفه به تکیه‌گاه در هردو جهت بصورت فنر ارتجاعی است.
در نمونه ۲ امکان تشکیل لولاهای خمیری در ستون وجود دارد.
در نمونه ۴، در پایین ستونها امکان تشکیل لولای خمیری وجود دارد و در کلیه تکیه‌گاهها، اتصال کفه به تکیه‌گاه در هردو جهت بصورت فنر ارتجاعی است. این فنرها روی توزیع نیروی زلزله در هردوجهت تأثیر دارند.
در نمونه ۵، در جهت طولی فقط ستونها در برابر حرکت مقاومت می‌کنند (و در کوله‌ها قید چندانی وجود ندارد) اما در جهت عرضی در کلیه تکیه‌گاهها قید مقاوم وجود دارد.
در نمونه ۶، ، در جهت طولی در تکیه‌گاه سمت چپ از حرکت کفه جلوگیری شده ، و در جهت عرضی در کلیه تکیه‌گاهها در مقابل حرکت کفه پل مقاومت می‌شود.
در نمونه ۷، در پایین ستونها امکان تشکیل لولای خمیری وجود دارد و در کلیه تکیه‌گاهها، اتصال کفه به تکیه‌گاه در هردو جهت بصورت فنر ارتجاعی است. این فنرها روی توزیع نیروی زلزله در هردوجهت تأثیر دارند.
در نمونه ۸، در جهت طولی فقط ستونها در برابر حرکت مقاومت می‌کنند (و در کوله‌ها قید قابل ملاحظه‌ای وجود ندارد) اما در جهت عرضی در کلیه تکیه‌گاهها قید مقاوم وجود دارد و احتمال تشکیل لولای خمیری در ستونها وجود دارد.
در نمونه ۹، در جهت طولی در کوله‌ها از حرکت کفه جلوگیری شده و در نتیجه نیروی بزرگی به کوله وارد می‌شود. در جهت عرضی در کلیه تکیه‌گاهها در مقابل حرکت کفه پل مقاومت می‌شود.
در نمونه ۱۰ نیز همچون نمونه ۹، در جهت طولی در کوله‌ها از حرکت کفه جلوگیری شده و در نتیجه نیروی بزرگی به کوله وارد می‌شود. در جهت عرضی در کلیه تکیه‌گاهها در مقابل حرکت کفه پل مقاومت می‌شود.

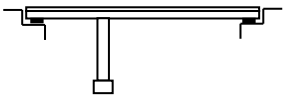
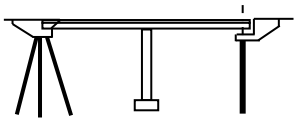
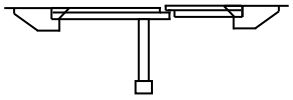
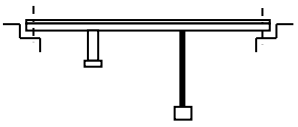
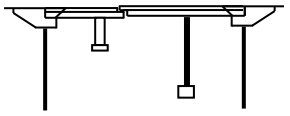
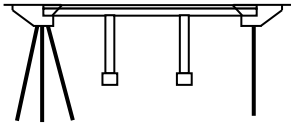
۷. ۴. ۷. بررسی فرمهای سازه‌ای نامناسب برای پل

فرمهایی که رفتار لرزه‌ای مناسبی نداشته و در زلزله‌های قوی دچار خرابیهای کلی و یا موضعی می‌گردند در جداول ۷. ۲۰-۲ تا ۷. ۲۰-۴ نشان داده شده‌اند. جدول ۷. ۲۰-۲ فرمهایی را که در اثر نیروی طولی زلزله دچار مشکل می‌شوند نشان می‌دهد و جدول ۷. ۲۰-۳ مشکلات پل را در برابر نیروی عرضی نشان می‌دهد و در هردو جدول برای رفع این مشکلات راه حلهایی ارائه شده است. در جدول ۷. ۲۰-۴ فرمهایی که برای پایه پل مناسب نیستند نشان داده شده است. مهندسان طراح لازم است به مشکلاتی که استفاده از این فرم‌ها در زلزله متوجه پل می‌سازد توجه نموده و برحسب موقعیت راه حل مناسبی برای مقابله با مشکل درنظر گیرند.

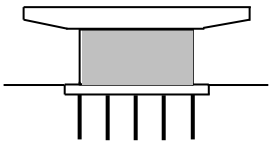
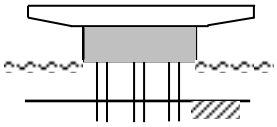
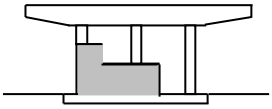
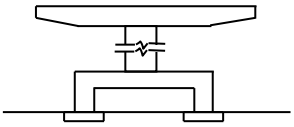
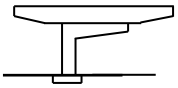
جدول ۷. ۲۰-۲ نمونه فرمهای نامناسب برای پاسخ طولی پل

شماره	مدل پل	مشخصات
۱۱		۱. در کوله‌ها دارای تکیه‌گاه لغزان و مانع برشی در جهت عرضی است. ۲. ستون میانی در جهت طولی انعطاف پذیر است و با کفه به‌صورت یکپارچه ساخته می‌شود. *اشکال*: برخورد کفه به کوله‌ها در زلزله *راه حل*: سخت کردن ستون میانی (دراین‌صورت باید انتظار داشت در پای ستون لولای خمیری ایجاد شود)
۱۲		۱. تکیه‌گاههای مفصلی در کوله و تکیه‌گاه میانی F و تکیه‌گاههای لغزان در کوله و تکیه‌گاه میانی E. ۲. ستون میانی در جهت طولی انعطاف پذیر است. *اشکال*: نبود قید افقی در کفه سمت راست که موجب فرو افتادن آن در حین زلزله می‌شود. *راه حل*: جابجا نمودن تکیه‌گاههای لغزان و مفصلی در کفه سمت راست و فراهم نمودن طول نشیمن کافی در تکیه‌گاههای لغزان.
۱۳		۱. در کوله‌ها دارای تکیه‌گاه لغزان و مانع برشی در جهت عرضی است. ۲. ستونهای میانی در جهت طولی انعطاف پذیر است. کوله‌ها با کفه به‌صورت یکپارچه اجرا می‌شوند. *اشکال*: برخورد کفه به کوله‌ها در زلزله *راه حل*: سخت کردن ستون میانی (دراین‌صورت باید انتظار داشت در پای ستون لولای خمیری ایجاد شود)
۱۴		۱. تکیه‌گاههای مفصلی در کوله و تکیه‌گاههای میانی F و تکیه‌گاههای لغزان در کوله و تکیه‌گاههای میانی E. ۲. ستون سمت چپ در جهت طولی صلب و ستون سمت راست در جهت طولی انعطاف پذیر است. *اشکال*: نبود قید افقی در کفه سمت راست که موجب برخورد آن به کوله و فرو افتادن کفه میانی در زلزله می‌شود. *راه حل*: جابجا نمودن تکیه‌گاههای لغزان و مفصلی E و F در کفه سمت راست، فراهم نمودن طول نشیمن کافی در تکیه‌گاههای لغزان و بهم بستن کفه‌ها با بست کششی (مانند کابل).
۱۵		۱. در کوله‌ها دارای تکیه‌گاه لغزان و مانع برشی در جهت عرضی است. ۲. ستون سمت چپ در جهت طولی صلب و ستون سمت راست در جهت طولی انعطاف پذیر است. ستونها با کفه یکپارچه‌اند. *اشکال*: نبود قید افقی در دهانه سمت راست که موجب برخورد کفه به کوله و فرو افتادن کفه میانی در زلزله می‌شود. *راه حل*: فراهم نمودن طول نشیمن کافی در تکیه‌گاههای لغزان و بهم بستن کفه‌ها با بست کششی (مانند کابل).
۱۶		۱. کوله‌ها با کفه به‌صورت یکپارچه اجرا می‌شوند. ۲. ستونها در جهت طولی انعطاف پذیرند و با کفه به‌صورت یکپارچه ساخته می‌شود. *اشکال*: برخورد کفه میانی به کفه‌های مجاور در محل درزهای انبساط *راه حل*: بهم بستن کفه‌ها با بست کششی (مانند کابل).

جدول ۷. ۲۰-۳ نمونه فرمهای نامناسب برای پاسخ عرضی پل

شماره	مدل پل	مشخصات
۱۷		۱. در کوله‌ها از تکیه‌گاه کشسان استفاده شده است. ۲. ستون میانی در هردوجهت دارای صلبیت زیادی است و بصورت برون‌محور قرار گرفته است. *اشکال*: چرخش کفه در اثر برون‌محور بودن ستون *راه حل*: استقرار موانع برشی عرضی در کوله‌ها
۱۸		۱. کوله سمت چپ روی شمعهای اریب قرار گرفته و کفه با کوله یکپارچه است. ۲. کوله سمت راست برروی تکیه‌گاه لغزان و شمع قائم قرار گرفته و دارای مانع برشی عرضی است. *اشکال*: صلبیت بیشتر کوله سمت چپ باعث چرخش کفه حول این کوله می‌شود. *راه حل*: به جای ستونهای میانی یک پایه دیواری قرار گیرد تا صلبیت در جهت عرضی افزایش یابد و در نتیجه چرخش کفه کم شود.
۱۹		۱. هردو کوله با کفه یکپارچه‌اند. ۲. ستون صلب میانی با کفه یکپارچه است. ۳. درز انبساط در دهانه سمت راست قرار دارد. *اشکال*: به‌علت وجود درز کفه دچار پیچش شده و این پیچش به ستون میانی و سازه نگهدارنده کوله‌ها انتقال می یابد. *راه حل*: بجای ستونهای میانی از پایه دیواری استفاده شود تا میزان پیچش کم شود. همچنین کفه‌ها در محل درز با بست بهم دوخته شوند تا پیوستگی کفه بیشتر شود.
۲۰		۱. تکیه‌گاههای لغزان در کوله با موانع برشی عرضی ۲. ستون سمت چپ در جهت طولی صلب و ستون سمت راست در جهت طولی انعطاف پذیر است. *اشکال*: ستون کوتاهتر دارای صلبیت بیشتری است و نیروی بیشتری را جذب نموده و بعلت کوتاه بودن حالت شکست ترد برشی بر آن غالب است. *راه حل*: بجای ستونهای سمت راست از پایه دیواری استفاده شود تا سختی ستونها در جهت عرضی متوازن‌تر شود.
۲۱		۱. هردو کوله با کفه یکپارچه‌اند. ۲. ستون سمت چپ در جهت طولی صلب و ستون سمت راست در جهت طولی انعطاف پذیر است. ستونها با کفه یکپارچه‌اند. ۳. درز انبساط کفه در دهانه میانی قرار دارد. *اشکال*: وجود درز باعث ایجاد پیچش در کفه و ستونها می‌شود. *راه حل*: بجای ستونها از پایه دیواری استفاده شود تا میزان پیچش کم شود. همچنین کفه‌ها در محل درز با بست بهم دوخته شوند تا پیوستگی کفه بیشتر شود.
۲۲		۱. هردو کوله با کفه یکپارچه‌اند. ۲. کوله سمت چپ روی شمعهای اریب و کوله سمت راست برروی شمعها قائم قرار گرفته است. ۳. ستونها صلب و با کفه یکپارچه‌اند. *اشکال*: سختی بیشتر شمعهای اریب در کوله سمت چپ موجب ایجاد پیچش در کفه می‌گردد. *راه حل*: بجای ستونهای سمت راست از پایه دیواری استفاده شود تا سختی در جهت عرضی متعادل‌تر شده و پیچش کاهش یابد.

جدول ۷. ۲۰-۴ نمونه فرمهای نامناسب برای پایه پل

شماره	مدل پل	مشخصات
۲۳		۱پایه دیواری برروی شمعهای قائم *اشکال*: سختی زیاد پایه دیواری باعث اعمال نیروی برشی بزرگ و ایجاد لولای خمیری در شمعها می‌شود. این لولاها در زیر زمین قرار دارند و قابل معاینه و تعمیر نمی‌باشند
۲۴		۱. شمعها از کف رودخانه تا زیر پایه دیواری امتداد یافته‌اند. *اشکال*: : سختی زیاد پایه دیواری باعث اعمال نیروی برشی بزرگ و ایجاد لولای خمیری در شمعها می‌شود. این لولاها در زیر آب قرار دارند و براحتی قابل معاینه و تعمیر نمی‌باشند
۲۵		۱. دیوارهای میانی فاصله ستونها را پرکرده‌اند. *اشکال*: به‌علت سختی دیوارهای میانقاب عملاً طول ستونها به‌طور ناخواسته کاهش یافته و لولاهای خمیری در قسمت آزاد ستون (درست در بالای دیوار) ایجاد می‌شود درحالی‌که در عمل، این قسمت از ستون برای عملکرد لولایی طراحی نشده و در نتیجه عملکردی ترد و نامناسب خواهد داشت.
۲۶		۱. ستونها با ارتفاع مختلف برروی دیوار قرار دارند. *اشکال*: ستون کوتاهتر دارای صلبیت بیشتری است و نیروی بیشتری را جذب نموده و بعلت کوتاه بودن حالت شکست ترد برشی بر آن غالب است.
۲۷		۱. تک ستون برروی قاب دو ستونی قرار دارد. *اشکال*: نیروی زلزله در جهت طولی موجب ایجاد لنگر حول محور ضعیف تک ستون شده و این لنگر به‌صورت یک لنگر پیچشی به تیر وارد می‌شود. اگرتیر برای این لنگر طرح نشده باشد، قبل از تشکیل لولای خمیری در ستونهای قاب، بصورت ترد خواهد شکست.
۲۸		۱. قاب تک ستونی برون‌محور *اشکال*: خمش مفرط در پایه در اثر بار وزنی و نیروی عرضی زلزله، و پیچش در ستون در اثر نیروی طولی زلزله *راه حل*: بجای ستونها از پایه دیواری استفاده شود تا میزان پیچش کم شود. همچنین کفه‌ها در محل درز با بست بهم دوخته شوند تا پیوستگی کفه بیشتر شود.

۷. ۵. سازه‌های فضاکار[۱]

۷. ۵. ۱. شناخت و طبقه‌بندی سازه‌های فضاکار

سازه‌های فضاکار در چند دهه گذشته توسعه چشمگیری یافته و دامنه کاربردی وسیع در زمینه‌های مختلف صنعت ساختمان پیدا کرده است. این سازه‌ها علاوه‌براین‌که قابلیت فراوانی برای پوشش فضاهای بزرگ دارند، دارای مقاومت لرزه‌ای قابل توجهی می‌باشند و می‌توانند درهنگام وقوع زلزله به‌عنوان پناهگاه مورد استفاده قرار گیرند. عوامل مهمی که در این استقامت لرزه‌ای نقش دارند عبارتند از:

[۱] این واژه را دوست ارجمندم پرفسور نوشین، برای آنچه قبلاً سازه‌های فضایی خوانده می‌شد، پیشنهاد نموده اند و معادل واژه space structures است. آقای نوشین خدمات شایانی در زمینه ایجاد و توسعه فن آوری سازه‌های فضاکار داشته‌اند. ایشان با همکاری پرفسور مکوفسکی مرکز بین المللی تحقیقات سازه‌های فضاکار در دانشگاه ساری (در شهر گیلفورد انگلیس) را ایجاد و اداره نموده، و سالهای درازی را به توسعه این صنعت اهتمام ورزیده‌اند. از جمله خدمات ارزنده ایشان علاوه بر مدیریت این مرکز و تصدی کرسی استادی دانشگاه ساری، تربیت دانشجویان بسیاری در این زمینه، انتشار نشریه بین المللی سازه‌های فضاکار و تشکیل کنفرانسهای دوره‌ای در این زمینه است. شاید مهمترین اثر ایشان در این زمینه، ابداع جبر فرمکسی باشد. این جبر خاص برای بیان ایده‌های هندسی به‌روش ریاضی بکار می‌رود و تطابق زیادی با سازکار تفکر هندسی در انسان دارد. برنامه ای رایانه‌ای بنام فرمین (Formian) بر اساس این ریاضیات تدوین شده است که به کمک آن می‌توان ایده‌ها و تصورات هندسی را براحتی رسم و بیان نمود و در واقع ابزار بسیار مناسبی برای طراحی معماری-مهندسی سازه‌های فضاکار است. از خدمات ارزنده دیگر پرفسور نوشین به این صنعت، ساخت صدها واژه لاتین برای بیان ایده‌ها و مفاهیم فنی و علمی در زمینه سازه‌های فضاکار است. جالب اینجاست که همزمان با ساخت هر واژه لاتین، ایشان بلافاصله اقدام به ساخت معادل فارسی آن نموده‌اند و بدین ترتیب گنجینه گرانبهایی را برای ادبیات فنی کشورمان به یادگار نهاده‌اند.

گلخانه‌ای در توکیو

گلخانه‌ای در توکیو

- سبکی وزن سازه‌های فضاکار در مقایسه با سازه‌های مشابه
- درجه نامعینی بالا و وجود خطوط دوم دفاع
- عملکرد و کنش قوسی در گونه‌های گنبدی
- سهولت نسبی تعمیر و تقویت پس از زلزله

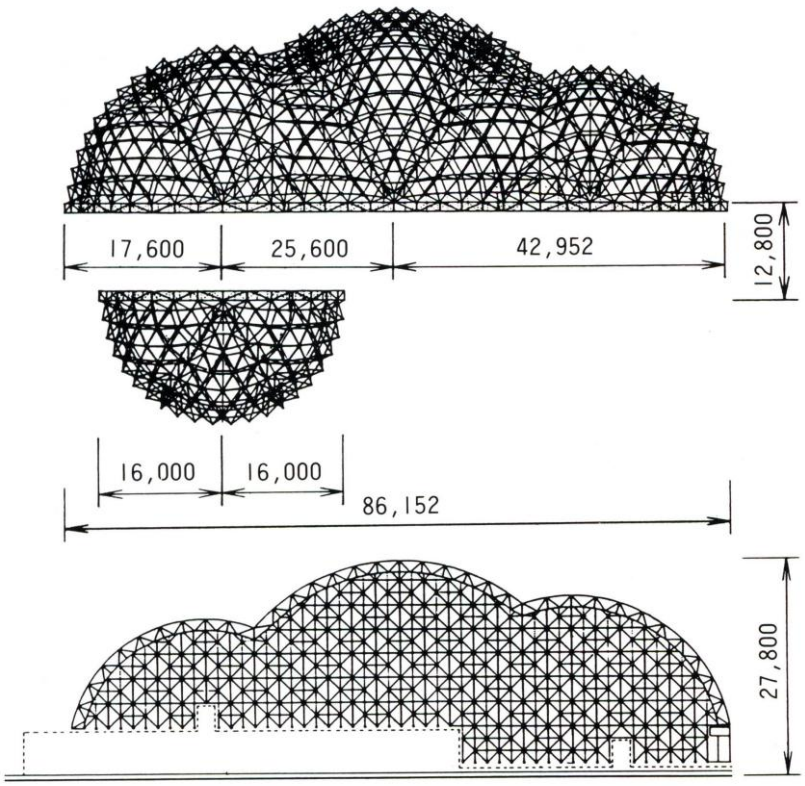
در بررسی رفتار لرزه‌ای یک سازه فضاکار، چنین به نظر می رسد که آن دسته از خواص و مشخصات سازه که می‌تواند بر پاسخ دینامیک سازه مؤثر باشند عبارتند از:

- شکل هندسی (تخت، چلیکی[۱]، گنبدی)
- نسبتهای هندسی (خیز به دهانه،...)
- بافتار[۱] (دوسویه، سه سویه، ...)

---

[۱] Barrel vault

- تعداد لایه[۲]
- نوع اعضا (محوری، خمشی) و خواص آن نظیر مقاومت کششی، فشاری، خمشی، و مقاومت پس‌کمانشی، شکل‌پذیری، کاهندگی و رفتار پسماند
- نوع اتصال و خواص آن همچون شکل‌پذیری و رفتار پسماند
- خصوصیات دینامیکی زیر سازه یا سازه تکیه‌گاهی (سازه واسط پی و سازه فضاکار)
- میرایی سازه در دامنه‌های ارتعاشی مختلف بویژه درهنگام زلزله
- خواص پس‌کمانشی سازه



شکل ۷. ۵۰ گلخانه‌ای در توکیو که از گنبدهای دولایه با مساحت ۲۲۰۰ متر مربع در سال ۱۹۸۷ ساخته شده است. برخی از ابعاد سازه در شکل داده شده است .

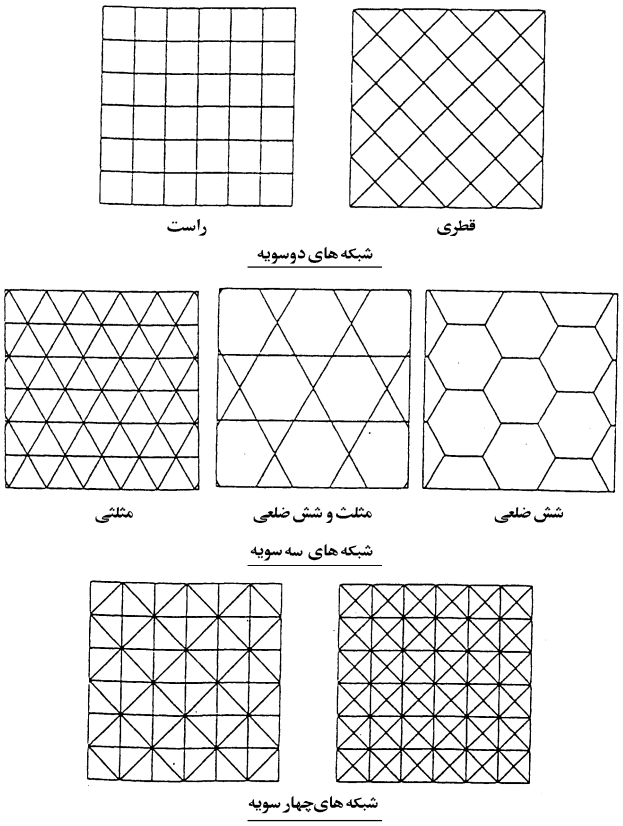
---

[۱] configuration

[۲] layers

بافتار

بافتار یک شبکه می‌تواند به‌صورت دوسویه، سه سویه و چهار سویه باشد. همانطور که در شکل ۷. ۵۱ دیده می‌شود، شبکه دوسویه به دو صورت راست[۱] و قطری[۲] قابل اجرا است. شبکه سه لایه را می‌توان به صور متنوع‌تری در آورد، مثلاً در اینجا به‌صورت مثلثی و شش ضلعی‌های مختلف نشان داده شده‌اند. در شکل ۷. ۵۱ همچنین دو صورت متفاوت از شبکه چهار سویه ارائه شده است. هر یک از این شبکه‌ها را می‌توان به شکل تخت و خمیده اجرا نمود.



شکل ۷. ۵۱ گونه‌های اصلی بافتاری سازه‌های فضاکار: شبکه‌های دوسویه، سه سویه، و چهار سویه

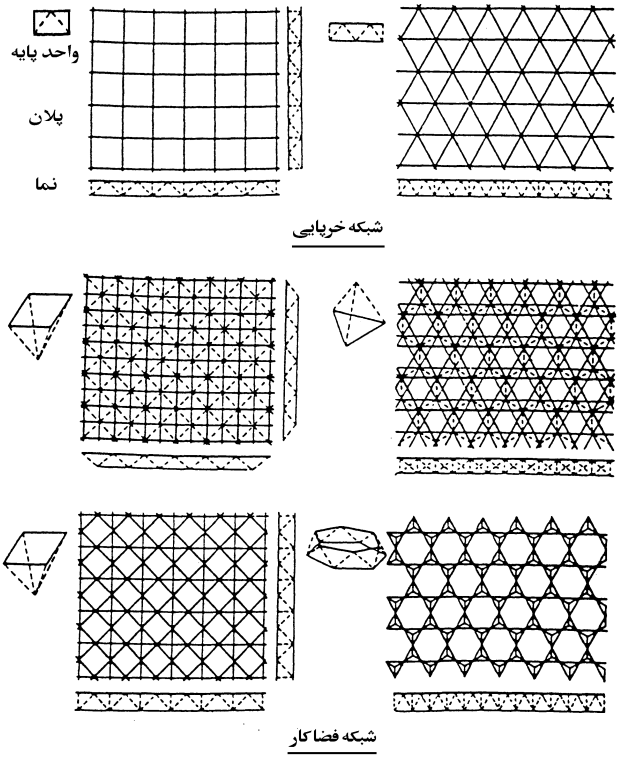
---

[۱] rectangular

[۲] diagonal

لایه‌بندی

سازه فضاکار از حیث لایه‌بندی به دو گروه تک‌لایه و چندلایه تقسیم می‌شود. در سازه‌های تک‌لایه الزاماً باید از اعضا و اتصالات خمشی استفاده شود در غیراین‌صورت سازه ناپایدار خواهد بود. برعکس در سازه‌های چندلایه می‌توان از اعضای محوری و اتصالات مفصلی استفاده کرد. در شبکه‌های چندلایه، می‌توان شبکه‌ها را در یک راستای شاغولی اجرا کرد که آنرا شبکه خرپایی[۱] می‌نامند و عملکرد سازه‌ای آن شبیه خرپاهای دو بعدی است و از مزیت اصلی سازه‌های فضاکار یعنی عملکرد سه بعدی بر خوردار نمی‌باشد. در عوض، اگر شبکه‌ها با یک جابجایی در پلان نسبت به هم قرار گیرند، شبکه فضاکار[۲] خوانده می‌شوند و عملکردی کاملاً سه بعدی دارند.



شکل ۷. ۵۲ انواع متداول شبکه‌های دولایه

---

[۱] lattice grids

[۲] space grids

باید دانست که شبکه‌های قطری دارای سختی بیشتری از شبکه‌های راست هستند و در نتیجه خیز آنها کمتر است. شبکه‌های سه‌سویه به دلیل عملکرد قطری برای دهانه‌های بزرگتر بکار می‌روند و توزیع تنش در آنها یکنواخت‌تر از شبکه دولایه است. در شبکه سه‌لایه برای استفاده بهینه از مصالح می‌توان تیرها را تک در میان حذف کرد که دراین‌صورت به ترکیبی از مثلث و شش ضلعی منتظم می‌رسیم و با قدری ساده سازی شش ضلعی منتظم کامل بدست می‌آید (شکل ۷. ۵۱).

شبکه تک‌لایه معمولاً برای دهانه‌های کمتر از ۱۰ متر استفاده می‌شود و شبکه دولایه برای دهانه‌های تا ۱۰۰ متر اقتصادی است. تا دهانه ۳۰ تا۴۰ متر، طول اعضا بین ۱/۲ تا ۱/۵ متر است. از مزایای شبکه دولایه این است که می‌توان موقعیت ستونها را تغییر داد یا حذف کرد بدون آنکه به یکپارچگی سازه یا قاب صدمه‌ای وارد شود. برای شرح بیشتر مزایا و ویژگیهای شبکه‌های چندلایه به مکوفسکی (۱۳۱) مراجعه شود.

در میان سیستم‌های سازه‌های فضاکار می‌توان از دو سیستم *تک اندازه*[۱] و *هرمی*[۲] نام برد. اولین سازه فضاکار تک‌اندازه در میشیگان امریکا در سال ۱۹۴۴ ساخته شد. اساس این سیستم بر استفاده از اعضا با طول و سطح مقطع یکسان است. سیستم هرمی در سال ۱۹۵۴ در انگلستان ابداع شد. در این سیستم از مدولهای هرمی هم شکل استفاده می‌شود. سازه فضاکار از اتصال این مدول‌ها بدست می‌آید.

اتصالات

اتصالات بسیار متنوعی در سازه‌های فضاکار بکار می‌رود که اغلب با نامهای تجاری آن شناخته می‌شود. یکی از قدیمی‌ترین انواع اتصالات، *اتصال مرو*[۳] نام دارد که اول بار در سال ۱۹۴۲ توسط منگرینگهازن[۴] در آلمان ارائه شد. این اتصال شامل یک گوی توپر با تعدادی سوراخ دنده شده است که با توجه با هندسه طرح و موقعیت اعضا در روی محیط گوی تعبیه شده‌اند. نحوه اتصال اعضا به اتصال مرو در شکل ۷. ۵۳ آمده است. در انتهای هر عضو و در داخل آن یک پیچ قرار می‌گیرد. این پیچ دارای یک مهره هرزگرد است. یک شیار در داخل پیچ تعبیه شده و میله نازکی از آن عبور می‌کند. از این میله به جای دسته برای سفت کردن پیچ استفاده می‌شود.

---

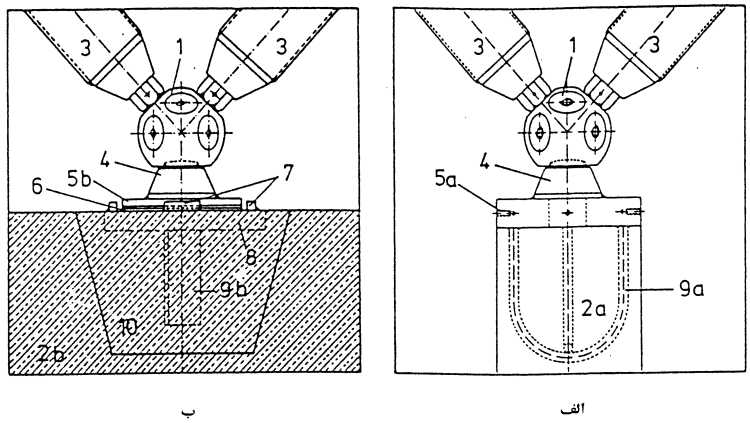
[۱] Unistrut

[۲] Space Deck

[۳] Mero

[۴] Mengeringhausen

اتصال مرو با تغییر فرم گرم و عملیات تراشکاری تولید می‌شود. اعضا با انتهای مخروطی خود تحت زاویه‌ای معین به این گوی‌ها پیچ می‌شوند و نیروی محوری اعضا از یک مرکز عبور کرده و فاقد خروج از مرکز است. مخروط انتهای عضو را در محل تماس با گوی به نسبت شعاع گوی انحنا می‌دهند. جنس گوی و مخروط‌های انتهای اعضا نسبت به خود اعضا باید از فولاد مقاوم‌تری باشد.



شکل ۷. ۵۳ اتصال گوی مرو

اجزای اتصال عبارتند از : مخروط انتهای عضو، غلاف (مهره هرز یا شش گوش)، خار (پین یا میله نازک)، پیچ و گوی توپر با سوراخ‌های دنده شده. برای نصب ابتدا پیچ را در داخل مخروط لوله قرار می دهند و سپس غلاف را سر آن سوار کرده و خار را از داخل شکاف روی غلاف به سوراخ پیچ وارد کرده و مخروط را به سر لوله جوش می دهند. در این سیستم، سر پیچ در داخل لوله قرار دارد و در دسترس نیست، ازاین‌رو با پیچاندن غلاف مهره‌ای شکل توسط آچار، می‌توان پیچ را داخل گوی هدایت کرد. شکاف روی غلاف این امکان را می دهد که پیچ همراه خار حرکت نماید. از سوی دیگر با پیچاندن خار، پیچ می‌چرخد.

در این اتصال در فشار، نیروی فشاری همراه لوله به مخروط و سپس به غلاف، و در انتها به گوی منتقل می‌شود و گوی تعادل نیروهای وارده را تأمین می‌کند، و در کشش، نیرو به مخروط و سپس به سر پیچ و ساق آن و بالاخره به گوی منتقل می‌شود. از آنجا که پیچ در گرفتن و انتقال نیروی فشاری مشارکت نمی‌کند باید سطح مقطع کوچکی داشته باشد تا مخروط و غلاف از سطح اتکای کافی برخوردار باشند و بر عکس، در کشش باید پیچ از سطح مقطع کافی برخوردار باشد و غلاف نقش چندانی ایفا نمی‌کند. درهرحال باید توجه داشتکه درزلزله ممکن است اتصال هم به‌صورت فشاری و هم کششی کارکند که دراین‌صورت طراحی قدری پیچیده و

مشکل خواهد بود. از انواع دیگر اتصال می‌توان *اتصال کشویی*، *گوی‌توخالی* و *اتصالات اصطکاکی* و *جوشی* را نام برد.

۷. ۵. ۲. رفتار لرزه‌ای سازه‌های فضاکار

در دو دهه اخیر توجه فزاینده‌ای به رفتار لرزه‌ای سازه‌های فضاکار در سطح جهان و بویژه در کشورهای ژاپن و چین شده است. به عنوان مثال ساکا (۱۳۲) رفتار تعدادی از سازه‌های فضاکار را در زلزله ۷/۲ ریشتری کوبه ۱۹۹۵ ژاپن گزارش نموده است. این ساختمانها شامل نمونه‌های دولایه و تک‌لایه در ناحیه مرکزی زلزله می‌باشد. نکته جالب توجه در گزارش ساکا این است که وی هیچ موردی از تخریب سازه‌های فضاکار را در این زلزله سنگین مشاهده نکرده است و این تأکیدی بر استقامت و پایداری چشمگیر این نوع سازه‌ها در برابر زلزله است. تنها مواردی را که وی به عنوان حالت شکست ذکر کرده عبارت است از بروز خرابی در محل اتصال سازه به تکیه‌گاه بتنی، ترک در اتصالات و کمانش خمیری برخی از اعضا در مجاورت تکیه‌گاه. مشاهدات مشابهی توسط کاواگوشی (۱۳۳) گزارش شده است. کارامانس (۱۳۴) تأثیر انعطاف تکیه‌گاه‌ها بر پاسخ لرزه‌ای و شکست زنجیره‌ای[۱] را مطالعه کرد. کونیدا (۱۳۵) پاسخ دینامیکی ارتجاعی سازه‌های‌پوسته‌ای را تحت شتاب افقی و قائم زلزله کوبه ۱۹۹۵ بررسی‌نمود. یامادا (۱۳۶) نیز مطالعات نظری مشابهی در زمینه سازه‌های پوسته‌ای استوانه انجام و نشان داد که رفتار دینامیکی سازه فضاکار چلیکی شبیه سازه پوسته‌ای است.

۷. ۵. ۲. ۱. رفتار دینامیکی در حوزه ارتجاعی

کاتو و همکارانش(۸-۱۳۷) مطالعات مفصلی بر روی رفتار دینامیکی سازه‌های فضاکار انجام دادند. مهمترین عوامل مورد مطالعه ایشان عبارت بود از: تأثیر مؤلفه افقی زلزله، تعیین شتاب تخریب[۲]، تأثیر نسبت بُعدی (نسبت خیز به دهانه) بر پاسخ دینامیکی.

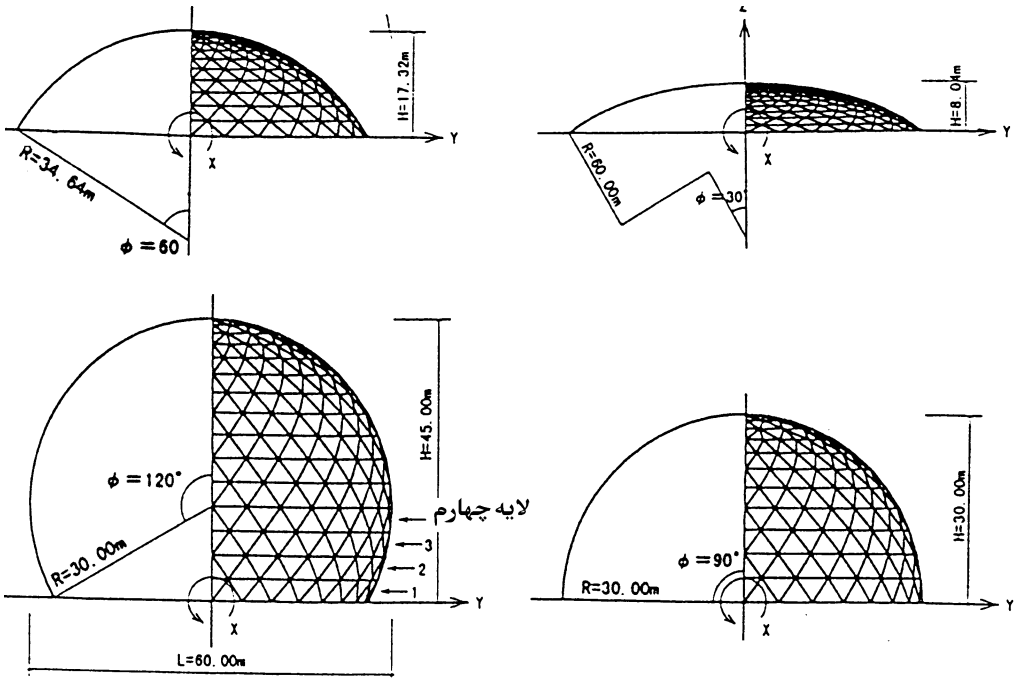
تأثیر خیز بر زمان تناوب و شکل مدی

خیز یا ارتفاع گنبد می‌تواند بر پاسخ دینامیکی سازه مؤثر باشد. در شکل ۷. ۵۴ تعدادی سازه گنبدی با شعاع مساوی و خیز متفاوت نشان داده شده‌اند. خیز کوتاهترین سازه برابر ۸/۰۴ متر و بقیه بترتیب برابر ۱۷/۳۲، ۳۰ و ۴۵ متر می‌باشد. شعاع این مدلهای گنبدی برابر ۳۰ متر است و ازاین‌رو *زاویه پوشش* φ، مطابق تعریف شکل ۷. ۵۴، برای این مدلها متفاوت خواهد بود.

---

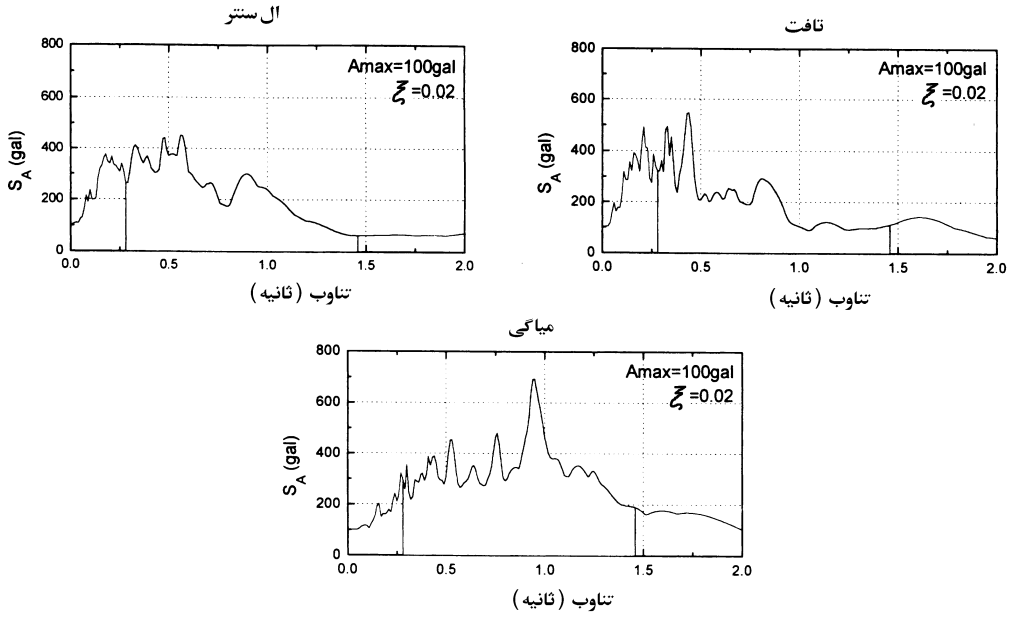
[۱] progressive failure

[۲] collapse acceleration



شکل۷. ۵۴ هندسه مدلهای مختلف بر حسب زاویه پوشش φ

این مدلها تحت زلزله‌های ال‌سنترو ۱۹۴۰، تافت ۱۹۵۲ امریکا و میاگی ۱۹۷۸ ژاپن قرار گرفتند. طیف همپایه این زلزله‌ها برای ضریب استهلاک ۰/۰۲ در شکل ۷. ۵۵ ارائه گردیده است. کلیه طیفها بر پایه شتاب اوج ۱۰۰ گال (سانتیمتربرمجذورثانیه) همپایه شده‌اند. باید توجه داشت که انتخاب این ضریب استهلاک پایین بدلیل آن است که در سازه‌های فضاکار، اتلاف انرژی عمدتاً توسط خود مصالح فولادی انجام می‌گیرد و نقش مصالح بنایی همچون آجر و بتن ناچیز است. به همین دلیل برخلاف سازه‌های معمولی که در دامنه‌های ارتعاشی بالا (هنگامی‌که تنشها به تنش تسلیم نزدیک می‌شوند) می‌توان ضریب استهلاک را برابر ۰/۰۵ گرفت، در سازه‌های فضاکار این عدد حتی در آستانه تسلیم هم بزحمت به ۰/۰۲ می‌رسد.



شکل ۷. ۵۵ طیف پاسخ همپایه زلزله‌های السنترو (۱۹۴۰)، تافت (۱۹۵۲) و میاگی ژاپن (۱۹۷۸)

مدلهای گنبدی از نوع تک‌لایه بوده و در آن از اعضای لوله‌ای خمشی استفاده شده است. مشخصات این اعضا در جدول ۷. ۲۱ آمده است.

جدول ۷. ۲۱ مشخصات اعضا

اندازه عضو لوله‌ای قطر x ضخامت میلیمتر	سطح مقطع cm^2	لنگر ماند cm^4	مقاومت محوری Np (تن)	مقاومت خمشی Mp تن سانتیمتر
۱۱۴/۳x۳/۵	۱۲/۸	۱۸۷	۲۹/۲۳	۱۰۳/۲
۱۶۵/۲x۴/۵	۲۲/۷۲	۷۳۴	۵۴/۵۳	۲۷۹
۲۱۶/۳x۵/۸	۳۸/۳۶	۲۱۳۰	۹۲/۰۶	۶۱۷

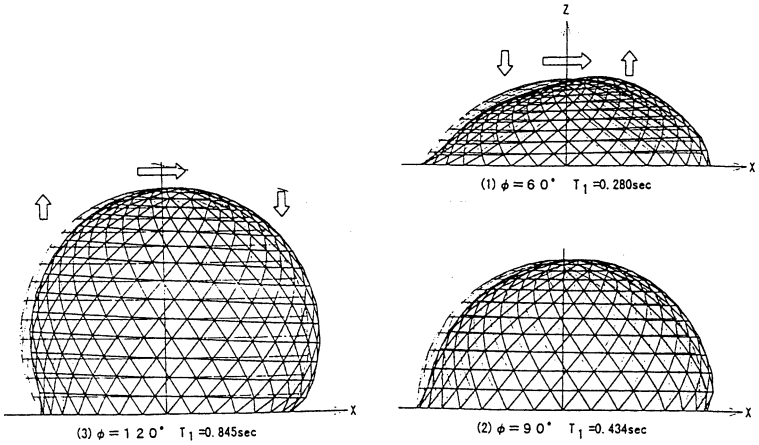
سه مقدار برای بار وزنی این گنبدها در نظر گرفته شد: ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مربع. این مقادیر شامل وزن خود سازه نیز می‌شود. تنش تسلیم فولاد برابر ۲۴۰۰ کگ‌برسمم اختیار شد. سطح تسلیم عضو از معادله زیر بدست می‌آید:

$$f = (N/N_p)^2 + \sqrt{(M_y/M_p)^2 + (M_z/M_p)^2} = 1 \qquad (۶۰ .۷)$$

تأثیر خیز سازه بر خواص دینامیکی آن در شکل ۷. ۵۶ و جدول ۷. ۲۲ منعکس گردیده است. همانطور که در این جدول می‌بینیم، تناوب پایه با افزایش زاویه پوشش φ زیاد می‌شود، به‌طوری‌که برای φ=۶۰ برابر ۰/۲۸۰ ثانیه و برای φ=۱۲۰ برابر ۰/۸۴۵ ثانیه می‌باشد. همچنین تأثیر خیز سازه بر شکل مدی را می‌توان در شکل ۷. ۵۶ ملاحظه کرد. حرکت مد اول برای مدل با زاویه پوشش φ =۹۰ تقریباً بصورت افقی است، درحالی‌که برای φ= ۶۰ یک حرکت دورانی راستگرد است به‌طوری‌که هنگامی‌که رأس سازه به سمت راست می‌رود، سمت چپ آن به پایین و سمت راست به سمت بالا حرکت می‌کند. برعکس، برای φ= ۱۲۰ مد اول به‌صورت یک حرکت دورانی چپگرد می‌باشد به‌طوری‌که سمت‌چپ سازه بسمت بالا و سمت‌راست آن به‌پایین حرکت می‌کند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که خیز سازه یا زاویه پوشش آن نقش تعیین کننده‌ای در شکل حرکت مدی آن دارد و برای زوایای پوشش زیر۹۰ درجه حرکت مد اول به‌صورت یک حرکت راستگرد و برای زوایای پوشش بالای۹۰ درجه به‌صورت حرکت چپگرد می‌باشد.

جدول ۷. ۲۲ تناوب پایه مدلهای گنبدی با بار وزنی ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع

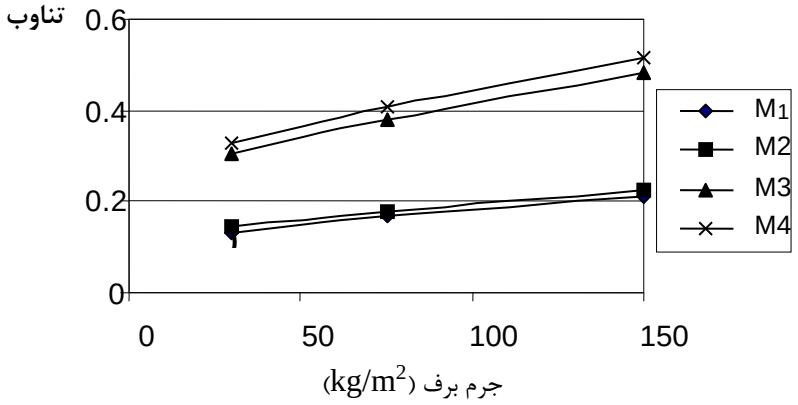
اندازه عضو لوله‌ای (قطر x ضخامت) به میلیمتر	**φ = 60**	**φ = 75**	**φ = 90**	**φ = 120**
۳/۵*۱۱۴/۳	۰/۲۸	۰/۳۲۹	۰/۴۳۴	۰/۸۴۵
۴/۵*۱۶۵/۲	۰/۲۰۵	۰/۲۴۰	۰/۳۱۷	۰/۶۱۷
۵/۸*۲۱۶/۳	۰/۱۵۷	۰/۱۸۴	۰/۲۴۳	۰/۴۷۳



شکل ۷. ۵۶ مد اول مدلهای گنبدی

تأثیر بار برف بر زمان تناوب

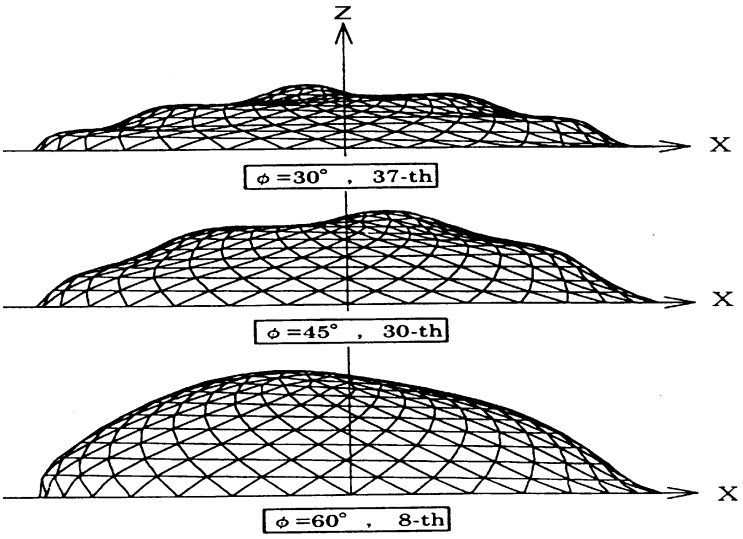
در ساختمانهای معمولی، بار برف تأثیر بسیار ناچیزی بر خصوصیات دینامیکی سازه مانند زمان تناوب و شکل مدی دارد. مثلاً در یک ساختمان ۶ طبقه معمولی با سطح زیر بنای هر طبقه ۴۰۰ متر مربع، جرم کل ساختمان بدون احتساب برف حدوداً برابر ۲۰۰۰ تن است (با احتساب وزن تیغه‌ها و دیوارها)، درحالی‌که در کوهستانی‌ترین نقاط ایران، بار ناشی از سنگین‌ترین برف محتمل از ۸۰ تن تجاوز نمی‌کند و حضور چنین باری زمان تناوب را به میزان فقط ۲٪ افزایش می‌دهد. برعکس، در سازه‌های فضاکار بدلیل سبکی سازه، تأثیر بار برف بر خصوصیات دینامیکی سازه می‌تواند مهم باشد. در یک سازه فضاکار، وزن واحد سطح بار مرده می‌تواند تا حد ۴۰ تا ۵۰ کیلو گرم بر متر مربع کاهش یابد. بنابراین، برای پوشش یک فضای ۴۰۰ متر مربعی، وزن خود سازه حدود ۲۰ تن خواهد بود درحالی‌که وزن بار برف با احتساب تخفیف بام شیبدار ممکن است به ۶۰ تن (= ۰/۱۵۰*۴۰۰) برسد که سه برابر وزن خود سازه است. بدین ترتیب می‌توان نتیجه گرفت که بار برف تأثیر زیادی بر خصوصیات دینامیکی و پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فضاکار دارد. شکل ۷. ۵۷ تغییرات زمان تناوب تعدادی مدل سازه فضاکار چلیکی با دهانه ۲۰ متر و خیز ۵ متر را نسبت به بار برف نشان می‌دهد. وزن مرده این سازه‌ها برابر ۵۰ کیلوگرم بر متر مربع است، و می‌بینیم‌که وقتی باربرف به ۱۵۰ کیلوگرم برمترمربع می‌رسد افزایش چشمگیری در زمان‌تناوب تمام نمونه‌ها ایجاد می‌شود.



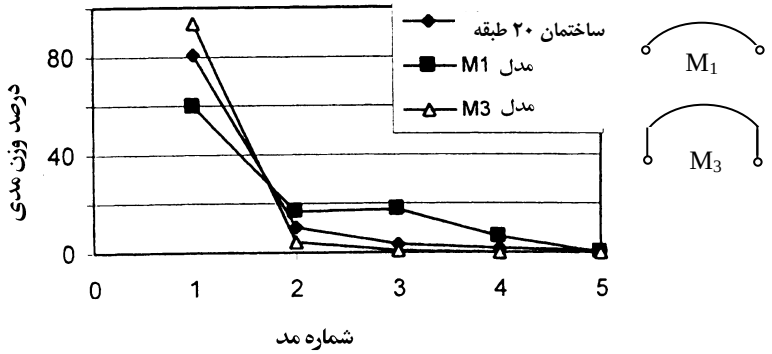
شکل ۷. ۵۷ تغییرات زمان تناوب سازه‌های فضاکار چلیکی با بار برف (مقدم و آیرملو (۱۴۲))

مد مؤثر

در سازه‌های معمولی، مد اول سازه غالباً بیشترین انرژی ارتعاشی را به خود اختصاص می‌دهد و مشارکت مدهای دیگر بسیار اندک است. با نظری به جدول ۳. ۲۷ درمی‌یابیم که درصد وزن مد اول ساختمانهای تا ۱۰ طبقه بیش از ۸۵٪، و وزن مد دوم هم حدود ۹٪ است. پس، میزان مشارکت دو مد اول این ساختمانها در ارتعاش سازه جمعاً ۹۴٪ بوده و سهم همه مدهای دیگر روی‌هم کمتراز ۶٪ می‌باشد. برعکس، در سازه‌های فضاکار گاهی مدهای بالاتر نیز سهم مؤثری در پاسخ دینامیکی سازه دارا می‌باشند. میزان این تأثیر به هندسه سازه بستگی دارد. به عنوان مثال، کاتو (۱۳۸) در بررسی رفتار گنبدهای دولایه به این نتیجه رسید که مد مؤثر این سازه‌ها به نسبت خیز به دهانه و یا زاویه پوشش گنبد بستگی دارد، و مد مؤثر گنبدهای با زوایای پوشش ۳۰، ۴۵ و ۶۰ درجه برابر مد ۳۷ ام، ۳۰ ام و ۸ ام است. این مدها در شکل ۷. ۵۸ نشان داده شده‌اند (برای تعریف زاویه پوشش گنبد به ۷. ۵۴ مراجعه شود). بررسی سازه‌های چلیکی نیز نشان داد (۱۴۱) که در برخی از موارد، میزان تأثیر مد اول مانند سازه‌های معمولی نبوده و مدهای بالا نیز سهم قابل توجهی در پاسخ دینامیکی دارند. همانطور که در شکل ۷. ۶۳ می‌بینیم، این مدلها به دو دسته تقسیم می‌شوند: چلیک با پایه سخت (M_1) و چلیک با پایه انعطاف پذیر (M_3). در شکل ۷. ۵۹ درصد مشارکت مدهای افقی برای این دو نوع مدل با یک ساختمان متعارف ۲۰ طبقه مقایسه شده است. ملاحظه می‌شود که در مدل M_1، با پایه سخت، سهم مشارکت مد اول ۵۹/۷٪ است و سهم مدهای ۴، ۶ و ۷ بترتیب ۱۶/۸٪، ۱۷/۷٪ و ۶/۴٪ می‌باشد درحالی‌که در سازه ۲۰ طبقه سهم مدهای اول و دوم بترتیب ۸۰/۷٪ و ۱۰/۱٪ بوده است (جمعاً بیش از ۹۰٪) و سهم کلیه مدهای باقیمانده کمتر از ۱۰٪ است. رفتار مدی مدل M_3، با پایه انعطاف پذیر، مشابه سازه‌های متعارف است و سهم ارتعاشات افقی عمدتاً در مد اول با سهم ۹۳/۵٪ جذب می‌شود؛ سهم مد سوم ۴/۲٪ و سهم بقیه مدها ناچیز است. باید توجه داشت که شماره بندی این مدها متناظر با زمان تناوب است به‌طوری‌که مد اول بالاترین تناوب را داراست و بقیه در رده‌های بعدی قرار می‌گیرند. اگر رده‌بندی مدهای افقی و قائم را جدا سازیم، در این صورت می‌توان گفت که سهم چهارمد اول افقی مدلM_1بترتیب ۵۹/۷٪، ۱۶/۸٪، ۱۷/۷٪ و ۶/۴٪ بوده است. پس می‌توان نتیجه گرفت‌که درسازه‌های قوسی و گنبدی، هرقدر خیز سازه و میزان انعطاف پایه کمتر باشد، درصد مشارکت مدهای بالاتر افزایش می‌یابد.



شکل ۷. ۵۸ مدهای مؤثر گنبدهای دولایه



شکل ۷. ۵۹ وزن مؤثر مدی سازه‌های چلیکی

توزیع نیروی زلزله گنبد فضاکار

توزیع نیروی زلزله در سازه را می‌توان به‌صورت برش لایه‌های افقی و قائم نشان داد. با توجه به شکل ۷. ۶۰، نیروی برش افقی و قائم برای لایه i ام به صورت زیر قابل محاسبه خواهد بود. برای بدون بعد کردن این نیرو، آنرا به وزن سازه تقسیم نموده و ضریب برش می‌نامیم. بدین ترتیب ضرایب برش افقی C_{Hi} و برش قائم C_{Vi} عبارتند از:

$$C_{Hi} = \frac{\left|\sum_{j>i} m_j(\ddot{v}_j + \ddot{v}_g)\right|^{max}}{\sum_{j>i} m_j g} \qquad (۶۱ .۷) \qquad C_{Vi} = \frac{\left|\sum_{j>i} m_j \ddot{w}_j\right|^{max}}{\sum_{j>i} m_j g} \qquad (۶۲ .۷)$$

که در آن $\ddot{v}_j$ شتاب افقی لایه i ام، $\ddot{v}_g$ شتاب افقی پی، g شتاب ثقل، $\ddot{w}_j$ شتاب قائم لایه i ام می‌باشد و در شکل ۷. ۶۰ نمایش داده شده است. به کمک تحلیل دینامیکی گنبد زیر اثر زلزله‌های مختلف، حداکثر شتاب افقی و قائم هر لایه قابل محاسبه است و درنتیجه می‌توان مقدار C_{Hi} و C_{Vi} را برای هر زلزله، و براساس روابط فوق محاسبه نمود. نتیجه این محاسبات در شکل۷. ۶۱ آمده و نشان می‌دهد که تغییرات ضریب برش افقی با نسبت ارتفاع لایه به ارتفاع گنبد تقریباً خطی است (بجز گنبد با زاویه پوشش ۱۲۰ درجه که برای برخی از زلزله‌ها، تغییرات غیرخطی است). ازاین‌رو، کاتو (۱۳۸) رابطه خطی زیر را برای محاسبه ضریب برش افقی پیشنهاد نمود.

$$C_{Hi} = C_{H0} .(1 + \beta(\varphi)h/H) \qquad (۶۳ .۷)$$

برش پایه وارد به گنبد، C_{Hi}، بستگی به مؤلفه طیف شتاب، $S_A(T_1)$، و وزن مؤثر مدی گنبد دارد. کاتو (۱۳۸) برش پایه را برای گنبدها با زوایای پوشش مختلف زیر اثر چند زلزله حساب کرد و با میانگین‌گیری نتایج، نشان داد که رابطه زیر بر قرار است:

$$C_{H0} = \alpha(\varphi).S_A(T_1)/g \qquad (۶۴ .۷)$$

$S_A(T_1)$ مؤلفه طیف پاسخ است که با داشتن زمان تناوب سازه، می‌توان آن را از طیف زلزله مورد نظر بدست آورد. $\alpha(\varphi)$ ضریبی است که به زاویه پوشش گنبد، φ ، بستگی دارد و کاتو با میانگین‌گیری نتایج تحلیل دینامیکی، آن را برای زوایای پوشش مختلف ارائه نمود (شکل ۷. ۶۲). همچنین، ضریب $\beta(\varphi)$ در رابطه ۷. ۶۳ بر اساس میانگین‌گیری نتایج، بدست آمده و در شکل ۷. ۶۲ نشان داده شده است.

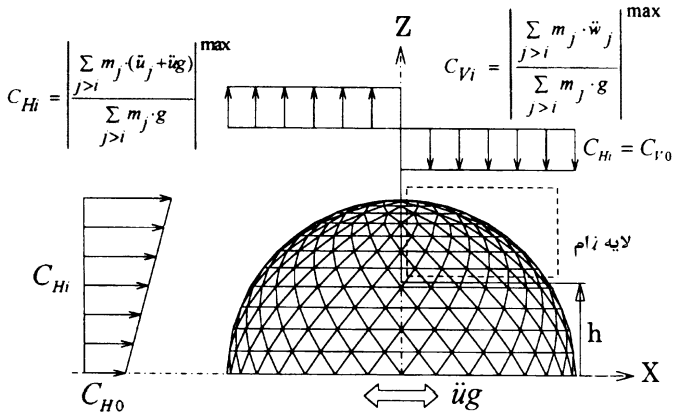
به‌طور مشابه، برای برش قائم ناشی از نیروی افقی زلزله، ضریب برش قائم C_{Vi} در رابطه ۷. ۶۲ به کمک میانگین‌گیری نتایج تحلیل دینامیکی محاسبه شد. با توجه به شکل ۷. ۶۱، مقدار این ضریب در ارتفاعهای مختلف تقریباً یکسان است و با اندکی اغماض می‌توان آن را با ضریب برش قائم در پی، C_{V0} ، برابر فرض نمود (بجز برای نقاط نزدیک به رأس گنبد که ارتفاع آنها از ۹۰٪ ارتفاع گنبد بیشتر است)، بنابراین

$$C_{Vi} = C_{V0} \qquad (۶۵ .۷)$$

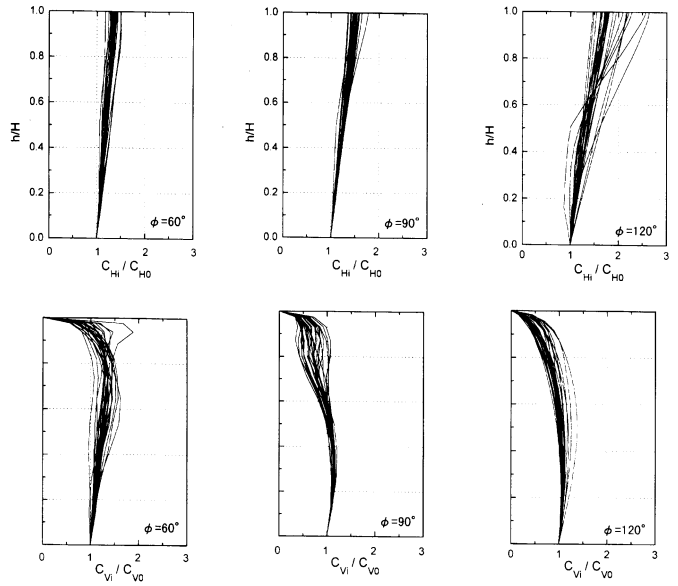
کاتو (۱۳۸) ضریب برش پایه C_{V0} را بر حسب ضریب برش افقی به‌صورت زیر نشان داد

$$C_{V0} = \gamma(\varphi).\, C_{H0} \qquad (۶۶ .۷)$$

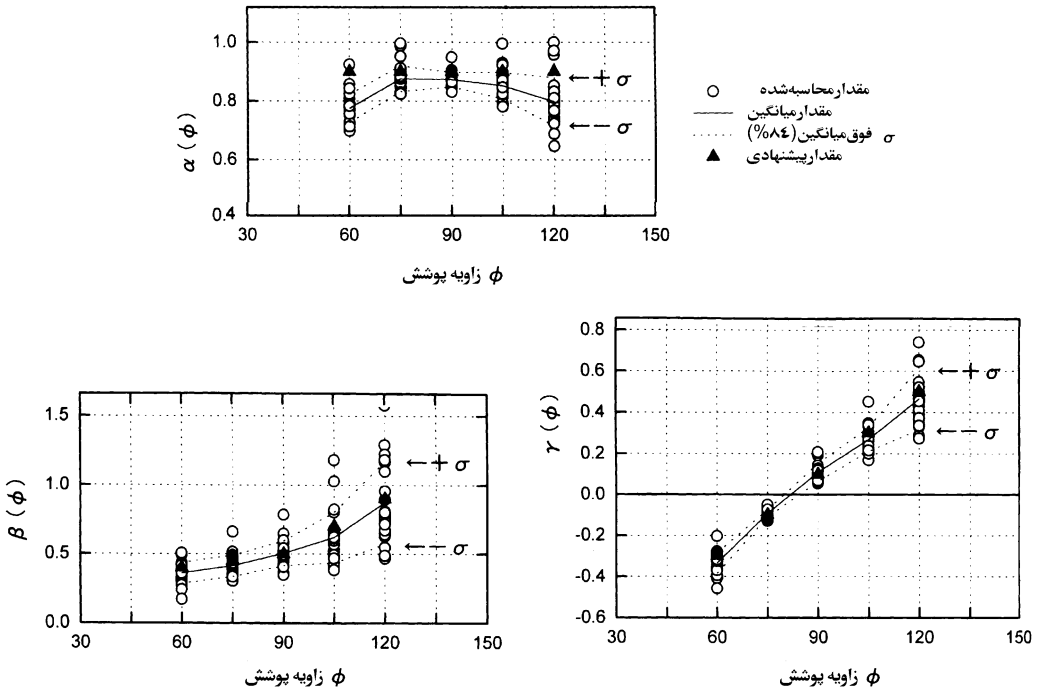
ضریب $\gamma(\varphi)$ با استفاده از میانگین‌گیری نتایج تحلیل دینامیکی به‌صورت تابعی از زاویه پوشش گنبد در شکل ۷. ۶۲ ارائه شده است.



شکل ۷. ۶۰ تعریف ضرایب برش افقی و قائم C_{Hi} و C_{Vi} برای سازه‌های گنبدی تحت حرکت افقی زلزله



شکل ۷. ۶۱ توزیع ضرایب برش افقی و قائم C_{Hi} و C_{Vi}

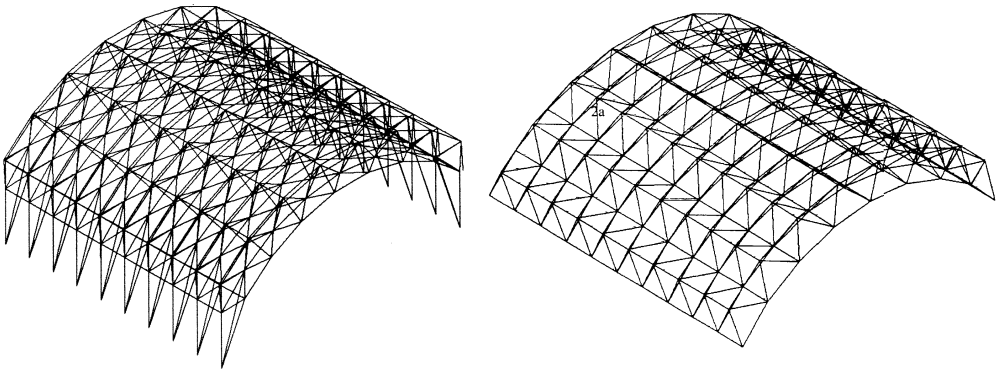


شکل۷. ۶۲ ضرایب α ، β و γ بر حسب زاویه φ

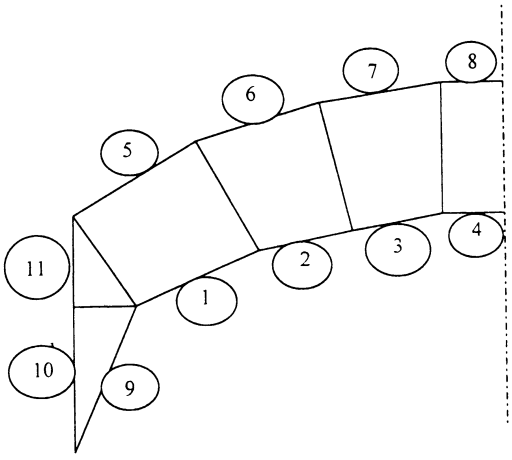
۷. ۵. ۲. ۲. مقایسه نیروهای ارتجاعی زلزله با نیروهای آیین‌نامه

برای بررسی مقدار نیروهایی که در یک سازه فضاکار در زلزله‌های مخرب ایجاد می‌شود، دو مدل سازه چلیکی دولایه M_1 و M_3 با دهانه ۲۰ متر، خیز ۵ متر و وزن حدود ۵۰ کیلوگرم برمترمربع در معرض زلزله ناغان قرار گرفتند (۱۴۲). این مدل‌ها برای بار مرده و برف طرح و دربرابر ترکیب بار مرده و زلزله کنترل گردیدند. بارگذاری زلزله بر اساس شتاب پایه ۰/۳۵ و ضریب رفتار ۶ انجام شد. آنگاه این سازه‌ها به‌صورت افقی و قائم، و به‌طور مجزا، در معرض زلزله ناغان قرار گرفتند. نیروی داخلی اعضا در جدول ۷. ۲۳ ارائه شده است. در این جدول، ابتدا مقاومت نهایی کششی (تسلیم) و فشاری (کمانش) هر عضو داده شده است و سپس نیروی ایجاد شده در اثر هر یک از ترکیبهای بارگذاری مذکور در جدول، به‌صورت نسبت این نیرو به مقاومت نهایی کوچکتر عضو (همیشه مقاومت فشاری غالب بوده است) داده شده است. پس برای بدست آوردن نیروی داخلی اعضا کافی است که این نسبتها در مقاومت فشاری عضو ضرب شوند. ملاحظه می‌شود که نیروهای ناشی از بارگذاری زلزله آیین‌نامه در کلیه اعضا بسیار کوچکند و در نتیجه تأثیری بر طراحی اعضا ندارند. درحالی‌که همانطور که انتظار می‌رود در

زلزله‌های واقعی این نیروها بسیار بزرگترند؛ همچنانکه در زلزله ناغان نیروی ایجاد شده در اعضا دهها برابر بزرگتر از مقادیر حاصل از بارگذاری آیین‌نامه شده است و در برخی از اعضا، این نیرو چندین برابر بیشتر از مقاومت نهایی عضو است. ازاین‌رو، می‌توان نتیجه گرفت که در یک زلزله قوی و مخرب، تعدادی از اعضا از محدوده ارتجاعی خارج شده و دچار تسلیم و کمانش خواهند شد. برای بررسی تأثیر حضور همزمان برف، زلزله ناغان در دو حالت اعمال شده است: در حالت اول فقط ۲۰٪ بار برف ، و در حالت دوم تمام بار برف در نظر گرفته شد.



الف. مدل M_1 *ب. مدل M_3*



پ. شماره بندی اعضای مذکور در جدول ۷. ۲۳

شکل ۷. ۶۳ مدل سازه‌های چلیکی دو لایه

جدول ۷. ۲۳ مقایسه نیروهای زلزله آیین‌نامه و نیروهای ارتجاعی زلزله ناغان

		مقاومت نهایی عضو (تسلیم یا کمانش) به تن										
	عضو	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱
محل	مقاومت کششی نهایی	۱۰/۳	۱۰/۳	۱۰/۳	۱۰/۳	۱۰/۳	۱۰/۳	۱۰/۳	۱۲/۵	۳۲/۶	۱۷/۸	۸/۱
	مقاومت فشاری نهایی	۲/۹	۲/۹	۲/۹	۲/۹	۲/۴	۲/۴	۴/۳	۴/۳	۱۰/۴	۶/۱	۲/۱
	بارگذاری	نسبت نیروی عضو به مقاومت نهایی فشاری آن										
M_1	بار مرده+ برف	۰/۳	۰/۳	۰/۲	۰/۲	۰/۱	۰/۳	۰/۳	۰/۳			
	زلزله آیین‌نامه	۰/۱	۰/۱	۰	۰	۰/۱	۰/۲	۰/۱	۰			
	ناغان + ۲۰٪ بار برف	۱/۳	۱/۶	۱	۰	۳/۱	۴/۲	۲/۹	۰			
	ناغان + ۱۰۰٪ بار برف	۱/۸	۲/۱	۱/۴	۰	۴/۳	۵/۸	۴/۲	۰			
M_3	بار مرده+ برف	۰	۰/۵	۰/۱	۰	۰/۲	۰/۳	۰/۲	۰/۳	۰/۲	۰	۰
	زلزله آیین‌نامه	۰	۰/۲	۰/۲	۰/۱	۰/۶	۰/۵	۰/۳	۰	۰/۳	۰/۲	۰/۲
	ناغان + ۲۰٪ بار برف	۶/۷	۴/۸	۱/۷		۱۲/۱	۱۰/۴	۵/۹	۰	۶/۱	۴/۶	۴/۴
	ناغان + ۱۰۰٪ بار برف	۶/۱	۵/۹	۲/۱		۱۴/۷	۱۲/۷	۷/۳	۰	۷/۵	۵/۷	۵/۳

اعداد صفر این جدول بیانگر مقادیر کوچک (کمتر از ۰/۱) است

۷. ۵. ۲. ۳. رفتار دینامیکی در حوزه غیرارتجاعی

رفتار پسماند

رفتار پسماند اعضا در سازه‌های فضاکار تأثیر بسزایی روی رفتار دینامیکی آنها در حوزه غیرارتجاعی دارد. شناخت رفتار پسماند اعضا اهمیت زیادی در تهیه مدل رایانه‌ای مناسب برای شبیه سازی رفتار دینامیکی سازه‌های فضاکار در زلزله دارد زیرا هنگامی‌که سازه وارد حیطه غیرخطی می‌شود، پاسخ دینامیکی بستگی زیادی به رفتار پسماند خواهد داشت. رفتار پسماند بادبند قبلاً در بخش ۶. ۱. ۳. ۴ مورد بررسی قرار گرفت و برخی از مدلهای پیشنهادی نظیر مدل فوجی وارا (۶۷) برای اعضای میله‌ای مطرح شد. به‌علت شباهت بادبند با اعضای میله‌ای، که به‌طور گسترده در سازه‌های فضاکار بکار می‌روند، نتایج تحقیقات انجام شده در مورد بادبند با اصلاحاتی می‌تواند بکارآید.

برای تعیین نمودار پسماند، عضو تحت بارگذاری قرار می‌گیرد و نمودار نیرو-جابجایی آن بدست می‌آید. قبلاً دیدیم که درحالت کلی دو نوع رفتار متمایز گزارش شده است: ثابت و کاهنده، در حالت کاهنده، سختی و مقاومت کاهش می‌یابد. علت این کاهش ناپایداریهای موضعی یا کلی، تغییرشکلهای زیاد، خستگی و تناوب بارگذاری است. نمودار پسماند در واقع مشخص کننده میزان جذب و اتلاف انرژی است. ازاین‌رو، رفتار پسماند ثابت توان اتلاف انرژی بیشتری را دارد و انتظار می‌رود که در برابر نیروهای دینامیکی رفتار مطلوب‌تری داشته باشد.

در سازه‌ها و اعضای فولادی، اگر ناپایداری موضعی و کلی، و گسیختگی اتصالات رخ ندهد، رفتار پسماند از نوع ثابت خواهد بود. نمودار پسماند یک عضو به نوع بارگذاری نیز بستگی داشته و می‌تواند برای کشش و فشار خالص، برش و یا خمش ترسیم گردد. در اینجا، نمودار پسماند اعضای منشوری دوسر مفصل تحت نیروهای محوری مورد بررسی قرار گرفته‌اند. این نوع عضو به‌طور گسترده ای در سازه‌های فضاکار بکار می رود.

رفتار تحت نیروی کششی

عضو تحت نیروی کششی بحد تسلیم رسیده و تحت تنش ثابت شروع به تغییر طول خمیری می‌کند و دراین حالت سختی صفر می‌شود. مسیر باربرداری، در حیطه ارتجاعی بر مسیررفت منطبق است و درحیطه غیرارتجاعی به‌موازات مسیر رفت ارتجاعی می‌باشد.

رفتار تحت نیروی فشاری

رفتار اعضای دو سر مفصل منشوری تحت تنشهای فشاری توسط محققان بسیاری در چند دهه گذشته مطالعه شده است. به‌طور کلی می‌توان این اعضا را به دو نوع لاغر و چاق تقسیم کرد. اعضای چاق تحت نیروی فشاری هیچ نوع ناپایداری موضعی و کلی ندارند و ازاین‌رو مثل اعضای کششی رفتار می‌نمایند. اعضای لاغر تحت نیروی فشاری، قبل از رسیدن به تنش تسلیم، به ناپایداری میرسند. اولین بار اولر در قرن هجدهم مساله ریاضی کمانش را حل کرد و تنش بحرانی اولر را برای اعضای لاغر بدست آورد. تحقیقات و آزمایشهای بعدی، نشان داد که اعضای لاغر با ضریب لاغری متوسط، دچار کمانش غیرارتجاعی می‌شوند و به‌علت تنشهای حرارتی پسماند در حین ساخت، معمولاً در تنشهای کمتر از تنش اولر کمانش می‌کنند. پس از وقوع کمانش، عضو وارد حیطه رفتار پس‌کمانشی می‌شود. رفتار پس‌کمانشی به ضریب لاغری بستگی دارد و برای اعضای مختلف متفاوت است. علاوه‌براین، نوع رفتار بازگشتی در مرحله باربرداری نیز به ضریب لاغری بستگی دارد.

رابطه پس‌کمانشی ارتجاعی

رابطه ریاضی نیرو-جابجایی پس از وقوع کمانش را رابطه پس‌کمانشی می گویند. کالینز (۶۵) الگوریتم زیر را برای محاسبه مقاومت پس‌کمانشی ارتجاعی اعضای دو سر مفصل ارائه نموده است.

تغییر طول کل عضو شامل بخش خطی و کمانش یافته برابر است با:

$$\Delta = \frac{PL}{AE} + \int_0^1 (ds - dx) \qquad (۶۷ .۷)$$

که در آن ds طول قوس بینهایت کوچک است. آنگاه

$$\int_0^1 (ds - dx) = \frac{1}{2}\int_0^1 (dy/dx)^2 dx \qquad (۶۸ .۷)$$

با فرض تغییرشکل سینوسی برای عضو کمانش یافته داریم

$$y = Sin\frac{\pi x}{L}$$

در نتیجه

$$\Delta = \frac{PL}{AE} + \frac{\pi^2 a^2}{4L} \qquad (۶۹ .۷)$$

که در آن a دامنه قوس سینوسی است. با نوشتن معادله تعادل در وسط ستون، لنگر وسط ستون برابر است با $M = Pa$ پس

$$\Delta = \frac{PL}{AE} + \frac{\pi^2 a^2}{4L}(\frac{M}{P})^2 \qquad (۷۰ .۷)$$

نیروی محوری P و لنگر M را می‌توان با برحسب توزیع تنش در مقطع بیان کرد

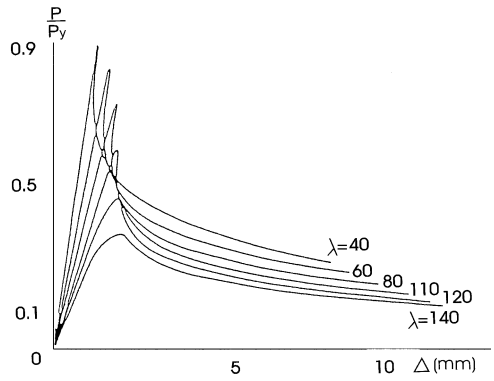
$$P = \int_A \sigma dA \quad ; \quad M = \int_A \sigma.Z.dA$$

با فرض توزیع خطی برای کرنش خمیری در مقاطع لوله‌ای شکل به شعاع r و ضخامت t رابطه زیر برای مقاومت پس‌کمانشی P بدست می‌آید.

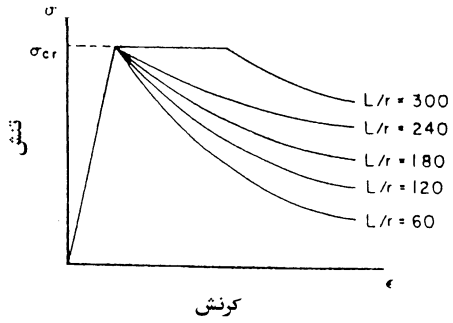
$$\Delta = \frac{PL}{AE} + \frac{1}{L}\left(\frac{P_0}{P} rCos(\frac{\pi}{2}\frac{P}{P_0})\right)^2 \qquad (۷۱ .۷)$$

در این رابطه، P_0 بار کمانش اولیه می‌باشد. مدی و اسمیت (۱۳۹) با استفاده از مدل اجزاء محدود برای اعضای لوله‌ای رابطه فوق را تأیید کردند. نتایج محاسبات ایشان در شکل ۷. ۶۴ نشان داده شده است. محاسبات مشابهی نیز توسط هیل و همکاران (۱۴۰) انجام شد که نتایج آن در شکل ۷. ۶۵ ارائه شده است. همانطور که در این شکلها دیده می‌شود، با افزایش ضریب لاغری مقاومت پس‌کمانشی افت نسبی بیشتری می‌کند. به عبارت دیگر، در اعضای چاق که کمانش غیرارتجاعی حاکم است، مقاومت پس‌کمانشی دارای افت نسبی بیشتری است. علاوه‌براین، مسیر برگشت اعضای لاغر تاحدودی بر مسیر رفت منطبق است و تغییرشکل پسماند حاصل نمی‌شود درحالی‌که اعضای چاق دارای تغییرشکل خمیری یا پسماند خواهند

بود و در هر دور بارگذاری، عضو قدری کوتاه می‌شود. لازم به ذکر است که اعضای مورد استفاده در سازه‌های فضاکار اغلب دارای ضریب لاغری بالا می‌باشند و کمانش ارتجاعی در آنها حاکم است اما در این سازه‌ها اعضای با ضریب لاغری متوسط و کمانش غیرارتجاعی هم یافت می‌شود.



شکل ۷. ۶۴ رفتار پس‌کمانشی اعضای لوله‌ای با ضرایب لاغری متفاوت با استفاده از مدل اجزاء محدود غیرخطی (به نقل از مدی و اسمیت (۱۳۹))

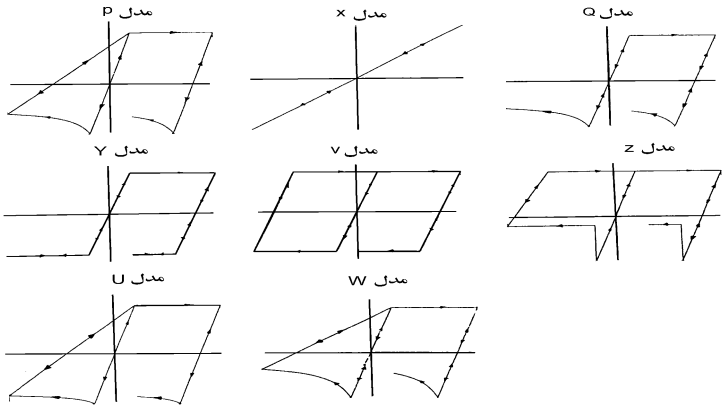


شکل ۷. ۶۵ رفتار پس‌کمانشی اعضای لوله‌ای با ضرایب لاغری متفاوت با استفاده از مدل اجزاء محدود غیرخطی (به نقل از هیل و همکاران (۱۴۰))

تأثیر رفتار پسماند بر پاسخ لرزه‌ای

رفتار دینامیکی سازه‌های فضاکار در حیطه غیرارتجاعی به عوامل متعددی بستگی دارد که اهم آنها عبارتند از: ویژگیهای دینامیکی سازه مانند مقاومت تسلیم و رفتار پسماند اعضا و اتصالات، فرکانس، استهلاک و اشکال مدی سازه، شدت و محتوای فرکانسی زلزله،. . . برای بررسی

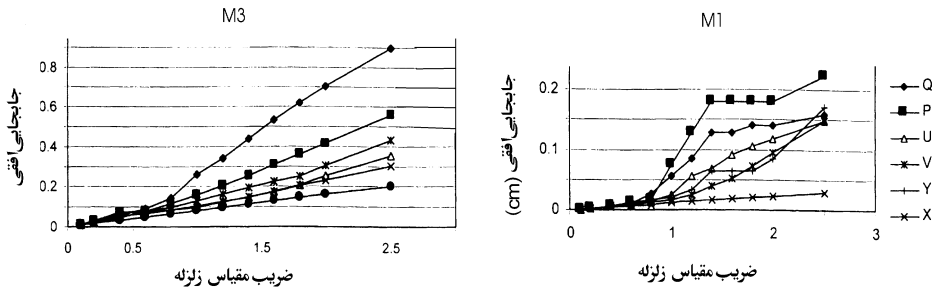
تأثیر رفتار پسماند، مطابق شکل ۷. ۶۶ از ۸ مدل استفاده شد (۱۴۱)[1]. این مدلها می‌توانند افت مقاومت پس‌کمانشی در اعضای میله‌ای را به میزان مورد نظر، منظور نموده و مسیرهای باربرداری متفاوتی را طی کنند به‌طوری‌که میزان انرژی اتلاف شده برای مدلهای پسماند مختلف، متفاوت گردد.



شکل ۷. ۶۶. مدل پسماند اعضای سازه فضاکار

مدل‌های M_1 و M_3، مذکور در بخش ۷. ۵. ۲. ۲، تحت زلزله ناغان با ضریب مقیاس متغیر ۰/۱ تا ۲/۵ قرار گرفتند. جابجایی اوج افقی این سازه‌ها با مدل‌های پسماند مختلف در شکل ۷. ۶۷ ارائه شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود در کلیه حالات، با افزایش شدت زلزله (ضریب مقیاس) جابجایی سازه نیز افزایش می‌یابد.

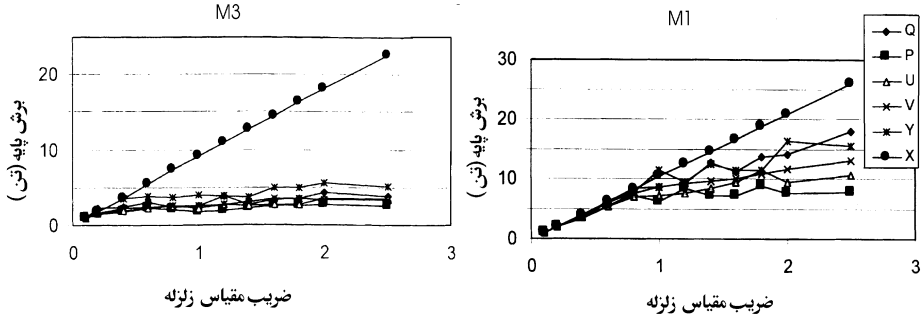
[1] مدل X بیانگر حالت ارتجاعی کامل بدون تسلیم است و مدل V حالت ارتجاعی خمیری کامل را بیان می‌کند و برای اعضای خیلی چاق که فاقد امکان کمانشند و یا اعضای فیوز دار (فیوز فشاری) می‌باشد. مدل Y در کشش مشابه V و در فشار پس از باربرداری به جای آنکه در امتداد سختی اولیه حرکت کند با سختی صفر به نقطه آغازین تسلیم باز می‌گردد و بدین ترتیب میزان انرژی اتلاف شده در دورهای تسلیم فشاری صفر خواهد بود. این رفتار تا حدودی بیانگر عملکرد اعضای خیلی لاغر است که کمانشی کاملاً ارتجاعی دارند. مدل Q مشابه Y است با این تفاوت که مقاومت پس‌کمانشی در نهایت به اندازه ۲۰٪ افت کرده و با یک منحنی هذلولی به ۸۰٪ مقاومت فشاری اولیه می‌رسد. مدل Z حالتی را نشان می‌دهد که مقاومت فشاری با یک افت ناگهانی به میزان ۸۰٪ همراه است و در همین مقاومت باقی میماند و فقط پس از جاری شدن مجدد در کشش است که می‌توان انتظار داشت عضو بتواند دوباره به حداکثر مقاومت فشاری اولیه (قبل از کمانش) دست یابد. سختی در هر حال ثابت است و به محض باربرداری، عضو با همان سختی اولیه مسیر را طی می‌کند. پس از هر مرحله تسلیم کششی، در صورت اعمال مجدد بار فشاری (در حالتی‌که عضو قبلاً در فشار کمانش کرده باشد) عضو به مقاومت فشاری اولیه رسیده و مجدداً کمانش نموده و به ۲۰٪ مقاومت فشاری افت می‌کند. مدل W پس از کمانش فشاری، در امتداد منحنی هذلولی در بینهایت به ۲۰٪ مقاومت اولیه می‌رسد و در باربرداری به آخرین نقطه آغازین تسلیم کششی نشانه می‌رود. مدلهای P و U مانند W است با این تفاوت که مقاومت نهایی پس‌کمانشی آنها بترتیب برابر ۸۰٪ و ۵۰٪ مقاومت فشاری اولیه است. چنین رفتاری بیشتر از اعضای نسبتاً لاغر سر میزند.



الف. مدل بدون پایه (M_1) *ب. مدل پایه دار (M_3)*

شکل ۷. ۶۷ جابجایی افقی تحت زلزله ناغان

حداکثر برش افقی پایه در زلزله ناغان برای مدلهای مختلف پسماند در شکل ۷. ۶۸ نشان داده شده است. در شکل ۷. ۶۸.الف برش پایه افقی مدل بدون پایه M_1 برحسب ضریب مقیاس زلزله رسم شده است و به‌طور مشابه شکل ۷. ۶۸.ب رفتار مدل پایه دار M_3 را نشان می‌دهد. در هردوی این مدل‌ها، وزن کل سازه برابر ۸ تن (بار مرده بعلاوه کل بار برف) فرض شده است[1]. مدل‌های پسماند با علائم P، Q، U، W،V، X، و Y مشخص شده‌اند که قبلاً تشریح شدند.



الف. مدل بدون پایه M_1 با وزن ۸ تن *ب. مدل پایه دار M_3 با وزن ۸ تن*

شکل ۷. ۶۸ برش پایه افقی تحت زلزله ناغان با مقیاسهای مختلف

[1] برای ساده شدن تحلیل، یک مدول از سازه چلیکی به عرض ۲ متر انتخاب شد و تحت تحلیل دینامیکی قرار گرفت. وزن این مدول با احتساب تمام بار برف برابر است با:

(۲×۲۰)(۵۰ + ۱۵۰) =۸۰۰۰ کیلوگرم

شکل ۷. ۶۷ نشان می‌دهد که جابجایی مدل X (مدل کاملاً ارتجاعی) عموماً از همه مدلهای دیگر کمتر بوده است. در واقع کلیه ۷ مدل دیگر به‌علت ورود به حیطه غیرارتجاعی جابجایی بیشتری داشته‌اند. پاسخ مدلهای W و Z نمایش داده نشده است زیرا این مدلها بدلیل افت شدید مقاومت پس‌کمانشی ناپایدار شدند. پس از این دو، جابجایی مدلهای P و Q بیشتر از ۳ مدل دیگر بوده است. علت این امر را باز هم باید در افت مقاومت پس‌کمانشی جست زیرا در این دو مدل، مقاومت پس‌کمانشی نهایی ۵۰٪ افت دارد درحالیکه میزان این افت در مدلهای V و Y صفر و در مدل U فقط ۲۰٪ است؛ و شاید به همین دلیل مدلهای V و Y کمترین جابجایی را نسبت به همه مدلهای دیگر داشته‌اند. پس می‌توان نتیجه گرفت که افت مقاومت پس از کمانش تأثیر چشمگیری بر جابجاییهای غیرارتجاعی سازه در برابر زلزله دارد و هر قدر این افت بیشتر باشد جابجاییها بیشتر و سازه ناپایدارتر می‌گردد.

تأثیر صلبیت زیر سازه

سازه‌های فضاکار عموماً یا دارای زیر سازه انعطاف پذیرند و یا صلب[1]. همانطور که در شکل ۷. ۶۳ مشاهده می‌شود، پایه‌ها در مدل پایه دار M_3 نقش زیر سازه انعطاف پذیر را ایفا می‌کنند. با توجه به شکلهای ۷. ۶۷ و ۷. ۶۸ نتایج زیر به دست می‌آید:

الف. جابجایی افقی مدل پایه دار، هم در حیطه ارتجاعی و هم غیرارتجاعی، همواره به‌طور محسوسی بیش از مدل بدون پایه بوده است

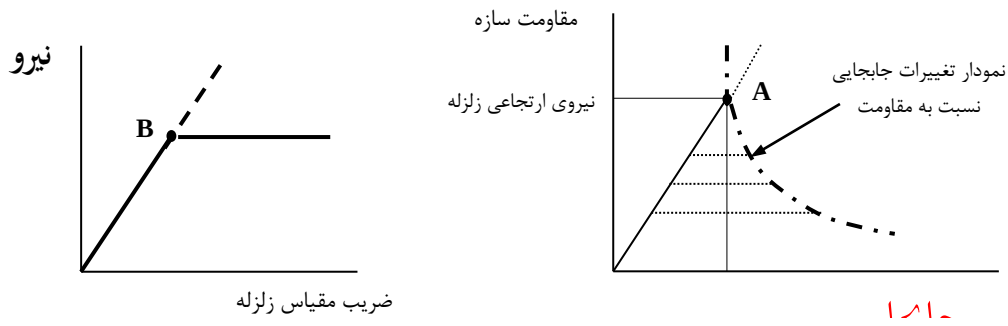
ب. با نظری به شکل ۷. ۶۸ ملاحظه می‌گردد که تأثیر صلبیت زیر سازه بر برش پایه در حیطه‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی دو روند کاملاً متفاوت داشته است. در حیطه ارتجاعی، انعطاف پایه موجب افزایش برش پایه شده است درحالی‌که در حیطه غیرارتجاعی نیروی برش‌پایه سازه پایه‌دار به‌مراتب کمتر است. درحیطه ارتجاعی، انعطاف‌پایه باعث افزایش تناوب شده و احتمالاً موجب افزایش برش‌پایه گردیده است. درحیطه غیرارتجاعی، علت کاهش نیروی سازه پایه دار متفاوت است. این موضوع در بخش بعدی بررسی می‌شود.

---

[1] معیار تفکیک این دو امکان بروز سازکار تسلیم در زیر سازه می‌باشد. اگر سازه فضاکار مستقیماً بر روی زمین قرار گیرد و یا اینکه بر روی سکویی که بسیار مقاومتر از خود سازه فضاکار است نهاده شود، بدیهی است که زیر سازه در سازکار تسلیم مشارکت نخواهد جست و در نتیجه خود سازه فضاکار به تنهایی باید پذیرای تسلیم شود درحالی‌که در زیر سازه‌های انعطاف پذیر بخشی از تسلیم در زیر سازه‌ایجاد شده و قاعدتاً نیروهای زلزله را کاهش خواهد داد

نیروی غیرارتجاعی زلزله

همانطور که در فصل ۳ به‌طور مشروح بحث شد، نیروی زلزله در حیطه ارتجاعی بستگی به عوامل زیر دارد: شدت و محتوای فرکانسی زلزله، ویژگیهای دینامیکی سازه نظیر تناوب، اشکال مدی، و استهلاک. در حیطه غیرارتجاعی، پاسخ سازه علاوه بر عوامل مزبور به خواص سازه‌ای دیگری بستگی دارد که مهمترین آنها عبارتند از: رفتار پسماند اعضا و اتصالات، توزیع مقاومت در سازه، ضریب رفتار، ظرفیت نرمی (شکل‌پذیری) سازه. بدین ترتیب در حیطه غیرارتجاعی نیروی ایجاد شده در سازه به نوعی انعکاس ظرفیتهای تسلیم در سازه می‌باشد و همانطور که در بخش ۳. ۲. ۱. ۱ دیدیم، سازه بهای کمبود مقاومت را با جابجاییهای غیرارتجاعی می‌پردازد. طبق شکل ۷. ۶۹. الف مادام که مقاومت سازه از نیروی ارتجاعی سازه (مقاومت طلب) بیشتر باشد، جابجایی آن در زلزله مقدار ثابتی است و نیروی زلزله برابر نیروی ارتجاعی نظیر نقطه A می‌باشد و به مقاومت سازه بستگی ندارد (اما به سختی و استهلاک سازه بستگی دارد). به محض اینکه مقاومت سازه از نیروی ارتجاعی کمتر شود، نیروی زلزله با مقاومت سازه برابر می‌شود، جابجایی لرزه‌ای از حد جابجایی تسلیم سازه فراتر می‌رود و سازه وارد حیطه رفتار غیرارتجاعی می‌شود. برای درک بهتر نیروی ایجاد شده در حیطه غیرارتجاعی، در شکل ۷. ۶۹. ب شدت زلزله را به آرامی افزایش داده‌ایم . ملاحظه می‌شود که مادام که نیروی ایجاد شده از مقاومت تسلیم سازه (مقاومت نظیر نقطه B) کمتر باشد، رفتار در حیطه ارتجاعی است و نیروی ایجاد شده در سازه بستگی به شدت زلزله (و البته نوع زلزله نیز) دارد، اما با رسیدن به مقاومت تسلیم، آهنگ افزایش نیروی زلزله متوقف شده و نیرو ثابت می‌ماند و در عوض جابجایی غیرارتجاعی رخ می‌دهد.



الف. رابطه جابجایی لرزه‌ای با مقاومت سازه *ب. رابطه نیروی زلزله با مقاومت سازه*

شکل ۷. ۶۹ تأثیر رفتار غیرارتجاعی بر پاسخ لرزه‌ای

بدین ترتیب در حیطه غیرارتجاعی نیروی زلزله ایجاد شده بستگی چندانی به ویژگیهای خود زلزله نداشته و تابعی از مقاومت سازه است. برای سازه‌های معمولی این نیرو بین ۱۵٪ تا ۳۰ ٪ وزن سازه است و به نوع سازه، آیین‌نامه طراحی مورد استفاده در طراحی سازه، و میزان مقاومت اضافی (بیش مقاومت)[1] بستگی دارد. اما در مورد سازه فضاکار این مطلب صادق نبوده و نیروی زلزله در حیطه غیرارتجاعی می‌تواند بسیار بزرگتر از این مقادیر باشد.

با توجه به شکل ۷. ۶۸.ب، نیروی برشی در سازه پایه‌دار که در واقع همان نیروی زلزله است تا حدودی شبیه به سازه‌های معمولی است زیرا با افزایش شدت زلزله، نیروی زلزله زیاد می‌شود اما بانزدیک شدن به حیطه غیرارتجاعی آهنگ این افزایش کاهش یافته و به یک مقدارحدی نزدیک می‌گردد. این مقدار حدی برای مدل پسماند ارتجاعی خمیری کامل (مدل V) به ۴/۵ تن می‌رسد و در مقایسه با ۸ تن وزن سازه، برابر ۵۶٪ می‌باشد که حدود ۲ تا ۳ برابر نیروی غیرارتجاعی زلزله در سازه‌های معمولی است. البته باید دانست که با افزایش انعطاف و کاهش مقاومت زیرسازه (پایه‌ها)، می‌توان این نسبت را کاهش داد اما در عوض جابجاییها افزایش خواهند یافت. برعکس، شکل ۷. ۶۸.الف حاکی از این است که سازه فضاکار رفتاری کاملاً متفاوت از سازه‌های معمولی داشته است به‌طوری‌که با افزایش شدت زلزله، نیروی زلزله پیوسته افزایش یافته است و در محدوده شدت معمولی زلزله (مثلا ضریب مقیاس ۱) رفتار سازه بیشتر به سازه خطی شبیه است تا سازه تسلیم شده، و در نتیجه نیروی زلزله بسیار بزرگی در سازه ایجاد شده است به‌طوری‌که برای مدل ارتجاعی خمیری کامل V مقدار نهایی نیروی زلزله به ۹/۳ تن می‌رسد که برابر ۱۲۲٪ وزن سازه است. از مجموع این مشاهدات می‌توان چنین نتیجه گرفت:

الف. نیروی زلزله در سازه‌های فضاکار بسیار بیشتر از سازه‌های معمولی است و براحتی می‌تواند از وزن سازه فراتر رود.

ب. با ایجاد انعطاف و کاهش مقاومت زیر سازه می‌توان تا حدودی از نیروی زلزله کاست اما در عوض جابجایی‌ها اضافه خواهند شد.

پ. با توجه به اینکه ضوابط آیین‌نامه‌های فعلی بر اساس رفتار لرزه‌ای سازه‌های معمولی تنظیم شده است، لازم است برای بارگذاری لرزه‌ای سازه‌های فضاکار ضوابط ویژه‌ای تدوین گردد. چنین ضوابطی بیشک منجر به ارائه ضریب رفتار کوچکتر و ضریب برش پایه بزرگتری برای سازه‌های فضاکار خواهد شد که البته تابعی از ویژگیهای سازه فضاکار بخصوص شرایط زیر سازه آن خواهد بود.

---

[1] overstrength

ت. وجود چنین نیروهای بزرگی می‌تواند موجب کنده شدن اتصالات در نزدیکی تکیه‌گاهها گردد زیرا با توجه به اینکه هم اکنون سازه‌های فضاکار بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های معمولی طرح می‌شوند، نیروی طراحی اتصالات بسیار کوچکتر از واقع در نظر گرفته می‌شود درحالی‌که در زلزله‌های مخرب، نیروی زلزله و نیروی ایجاد شده در اتصالات بسیار بزرگتر از نیروی طراحی خواهد بود. عجالتاً تا تهیه و تدوین ضوابط ویژه سازه‌های فضاکار، توصیه می‌شود برای طراحی اتصالات ضریب رفتاری برابر ۱ درنظر گرفته شود.

۷. ۶. سد خاکی

سدهای خاکی از کهن ترین سازه‌هایی هستند که توسط بشر ساخته شده‌اند که از آنجمله‌اند: سد خاکی جاوا[۱] در اردن با ۶۰۰۰ سال قدمت، و سد کفرا[۲] در مصر با ۵۰۰ سال قدمت. در ایران نیز بقایای سدهای خاکی حکایت از پیشینه دراز این نوع سازه می‌کند که بعنوان مثال می‌توان از سد بنددختر نام برد. هم اکنون با استفاده از تکنولوژی مدرن سدهای خاکی عظیمی در گوشه و کنار جهان اجرا شده است همچون سد نورک[۳] در روسیه که دارای ارتفاع ۳۰۰ متر است. در ایران نیز اخیراً احداث سدهای خاکی مورد توجه قرار گرفته است و سدهای متعددی در استانهای مختلف کشور ساخته شده یا در حال طرح و اجرا است مانند سد پیشین در استان بلوچستان و سدهایی برروی کارون .

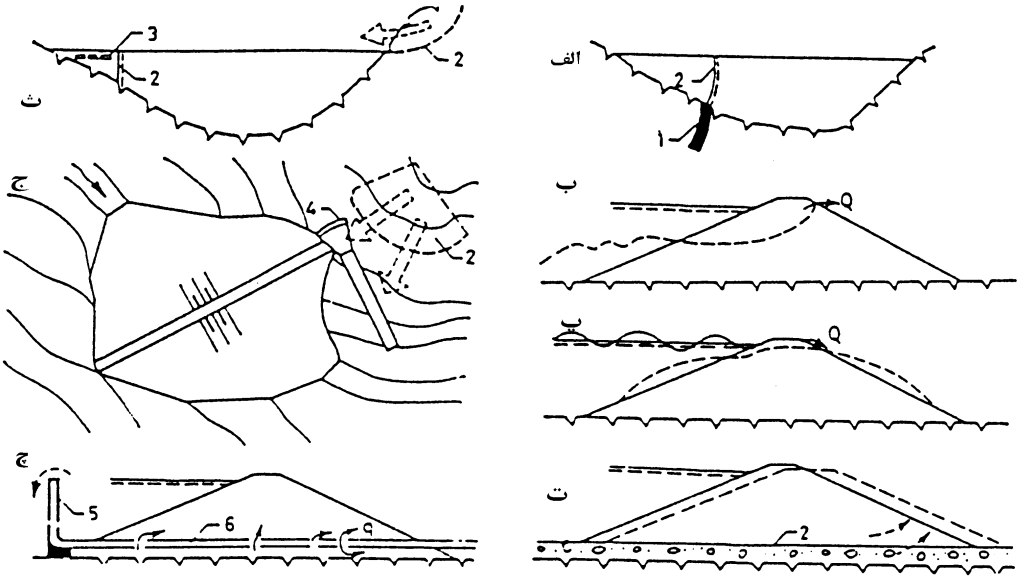
آسیب پذیری سدهای خاکی در برابر زلزله از دیر باز مورد توجه بوده زیرا مکرراً شاهد ناپایداری آنها درهنگام زلزله‌های قوی و مخرب بوده‌ایم. در امریکا از اواخر دهه ۱۹۵۰ توجه بیشتری به پایداری لرزه‌ای سدهای خاکی معطوف شد. نمونه‌ای از خرابی سدها و شیروانی‌های خاکی در زلزله را می‌توان در موارد زیر یافت: انهدام مخزن بلدوین هیلز[۴] در لوس آنجلس، انهدام شیروانی سد شفیلد[۵] در اثر زلزله نه چندان قوی سانتا باربارا[۶] در سال ۱۹۲۲ و انهدام شیروانی بالادست سد سان فرناندو[۷] در ۱۹۷۱.

---

۱ Jawa
۲ Kafara
۳ Neurek
۴ Baldwin Hills
۵ Shefield
۶ Santa Barbara
۷ San Fernando

۷.۶.۱. حالتهای شکست

انواع آسیبهای احتمالی یک سد خاکی بهنگام زلزله با توجه به شکل ۷. ۷۰ به‌شرح زیر است:
الف. شکست و ریزش سد به‌علت وجود گسل اصلی در زیر قاعده سد. باید توجه داشت که معمولاً گسلها از میان دره‌های آبخیز عبور می‌کنند و اتفاقاً مکان مناسب برای احداث سد نیز در همین دره‌ها است. البته همهٔ گسلها فعال و مخرب نمی‌باشند.



شکل ۷. ۷۰ آسیب‌های احتمالی یک سد خاکی بهنگام زلزله

ب. گسیختگی دامنه سد در اثر جنبش زمین (لغزش شیروانی‌های بالادست و پایین دست)
پ. از بین رفتن ارتفاع آزاد در اثر نشست نامتعادل در منطقه
ت. از بین رفتن ارتفاع آزاد در اثر لغزش دامنه‌ها و عریض شدن سد
ث. لغزش سد روی لایه‌های ضعیف
ج. سر ریز شدن آب از روی سد در اثر ایجاد امواج سطح آب
چ. شکست سرریز یا لوله‌های خروجی آب به‌علتهای مختلف، و نیز انسداد لوله‌های خروجی و سرریز و یا زهکش‌ها.

همچنین تخریب سد خاکی می‌تواند بر اثر عوامل زیر باشد:

- سر ریز شدن آب از روی سد در اثر زمین لغزه‌ای ناگهانی در مخزن.

- روانگرایی ماسه‌های اشباع با تراکم پایین، و یا از بین رفتن مقاومت رسهای اشباع در اثر ارتعاش زلزله؛ زیرا امواج فشار ناشی از زلزله در وهله اول به آب منفذی وارد می‌شود و ناگهان از تنش مؤثرخاک کاسته و موجب کم‌شدن مقاومت برشی می‌گردد.

۷. ۶. ۲ ۰ ویژگیهای دینامیکی سدهای خاکی

جنس خاک پی سد نقش مهمی بر پایداری آن دارد. انهدام سد، روی سنگهای سخت و محکم کمتر از سنگهای نرم است و بدترین حالت آن است که سد بر روی زمینهای رسی تحکیم نشده احداث شود (مانند سدهایی که روی آبرفتهای ضخیم رودخانه ای بنا شده‌اند). دامنه امواج ارتجاعی زلزله به هنگام عبور از لایه‌های سست، زیاد شده و از سرعت امواج کاسته می‌شود.

جدول۷. ۲۴ سرعت امواج زلزله در محیطهای مختلف

مصالح	سرعت (متر بر ثانیه)
ماسه سست	۶۰۰-۴۵۰
شن سست	۷۵۰-۶۰۰
رسوبات دریایی	۱۱۵۰-۱۰۰۰
شن متراکم	۱۵۰۰-۱۰۵۰
شن سیمان دار (بهم چسبیده)	۱۹۵۰-۱۵۰۰
ماسه سنگ	۲۸۵۰-۲۴۰۰

در زلزله‌های شدید، دامنه نوسانات به ۳۰ تا ۶۰ سانتیمتر، و طول امواج به ۱۵ تا ۳۰ متر می‌رسد. نشست خاکهای ریز دانه بیش از خاکهای دانه‌ای (شنی) است. در بعضی از انواع لای و رس که خاصیت دگرروانی[۱] دارند، انهدام سازه حتمی است. ماسه‌های با تراکم کم و سست در زیر آبهای زیر زمینی در اثر افزایش فشار منفذی روان می‌شوند. با کاهش سرعت امواج، دامنه نوسانات زیاد می‌شود. سرعت متوسط امواج در مصالح مختلف تفاوت دارد. در جدول ۷. ۲۴ سرعت امواج زلزله برای برخی از مصالح خاکی درج شده است.

استهلاک

در بخش ۳. ۱. ۱. ۲ دیدیم که استهلاک موجب کاهش نیروهای زلزله می‌شود زیرا انرژی حاصل از زلزله را جذب نموده و مستهلک می‌سازد. خاصیت استهلاک ناشی از عوامل مختلفی

[۱] thixotropy

است مانند: رفتار پسماند، اصطکاک مکانیکی ناشی از لغزش در سطح، لزجت داخلی ذرات، و مقاومت (لزجت) خارجی آب یا هوا. در خاکهای دانه‌ای[۱] استهلاک ناشی از اصطکاک از عوامل دیگر مهمتر است. ضریب استهلاک از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\xi = \frac{E}{\mu\omega} \qquad (۷۲ .۷)$$

ω فرکانس زاویه ای، E ضریب ارتجاعی و μ ضریب اصطکاک داخلی خاک است. ضریب استهلاک سدهای خاکی برحسب نوع مصالح مصرفی متفاوت است و می‌تواند بین ۱۰٪ تا ۲۰٪ تغییر کند. فرکانس طبیعی اکثر خاکها بین ۲۰ تا ۳۰ هرتز متغیر است و با افزایش مقاومت خاک زیاد می‌شود.

۷. ۶. ۳. محاسبه نیروهای وارد بر سد به روش استاتیکی

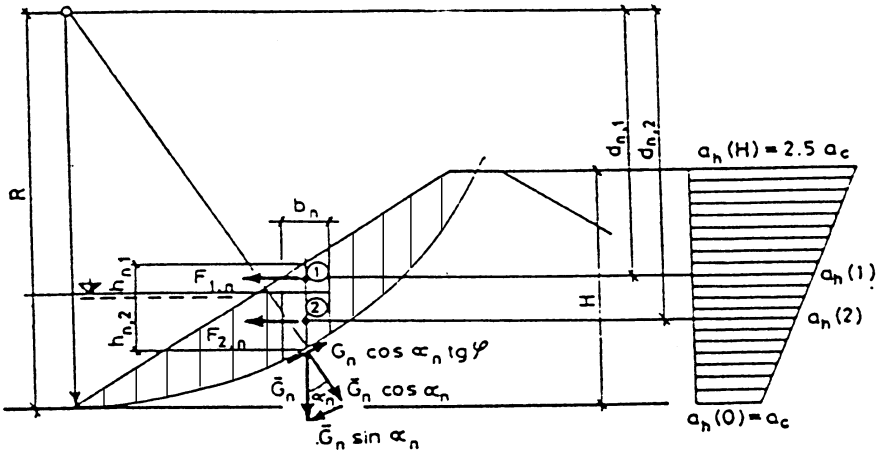
در روش استاتیکی، نیروی زلزله به‌صورت یک نیروی افقی ثابت برابر درصدی از وزن سد به آن وارد شده و آنگاه ضریب اطمینان سطوح احتمالی لغزش به روشهای مختلف (فلینیوس، بیشاپ، روش گوه، ...) محاسبه می‌گردد. کمترین ضریب اطمینان با سطح لغزش بحرانی متناظر خواهد بود. در روش فلنیوس سطح لغزش به‌صورت بخشی از یک دایره درنظرگرفته شده و قطاع ناقصی از یک شیروانی خاکی بر روی سطح مزبور، و حول مرکز اختیاری این دایره می‌لغزد. همانطور که در شکل ۷. ۷۱ نشان داده شده است، شیروانی به لایه‌هایی قائم و موازی تقسیم شده و نیروی زلزله لایه n ام به‌صورت مجموع دو نیروی افقی $F_{1,n}$ و $F_{2,n}$ بیان شده است. $F_{1,n}$ به بخش خشک و $F_{2,n}$ به بخش اشباع لایه وارد می‌شود. هریک از این دو نیرو برا بر حاصلضرب وزن لایه مربوطه در ضریب زلزله است.

$$F_{1,n} = k_1 b_n h_{1,n} \gamma_n \qquad \textit{نیروی زلزله بخش خشک لایه}$$

$$F_{2,n} = k_2 b_n h_{2,n} \gamma_{sn} \qquad \textit{نیروی زلزله بخش اشباع لایه}$$

---

[۱] granular



شکل ۷. ۷۱ محاسبه پایداری سد با احتساب اثر زلزله

k_1 و k_2 ضرایب زلزله بخشهای خشک و اشباع سد، b_n عرض لایه، $b_{1,n}$ و $b_{2,n}$ ارتفاع بخشهای خشک و اشباع لایه، و γ_n و γ_{sn} چگالی این دو بخش می‌باشند. آنگاه ضریب اطمینان سد در برابر لغزش برابر است با

$$F = \frac{\sum_{n=1}^{m}\left(G_n \cos\alpha_n \tan\phi_n + c_n l_n\right)}{\sum_{n=1}^{m}\left(G_n \sin\alpha_n + \frac{1}{R}\left(d_{1,n}F_{1,n} + d_{2,n}F_{2,n}\right)\right)} \qquad (۷۳ .۷)$$

G_n وزن لایه n ام، و m تعداد لایه‌ها است. مطابق شکل، α_n زاویه کف لایه n ام، $d_{1,n}$ و $d_{2,n}$ بازوهای لنگر آن و R شعاع دایره لغزش است. l_n طول کف لایه برابر $b_n/\cos\alpha_n$، ϕ زاویه اصطکاک خاک و c_n ضریب مقاومت برشی لایه n ام می‌باشد. همانطور که ملاحظه می‌شود تأثیر زلزله به‌صورت $(d_{1,n}F_{1,n}+d_{2,n}F_{2,n})/R$ در مخرج کسر فوق منعکس شده است و بنابراین همواره تأثیری کاهنده دارد و موجب کاهش ضریب اطمینان می‌شود.

۷. ۶. ۴. ضریب زلزله

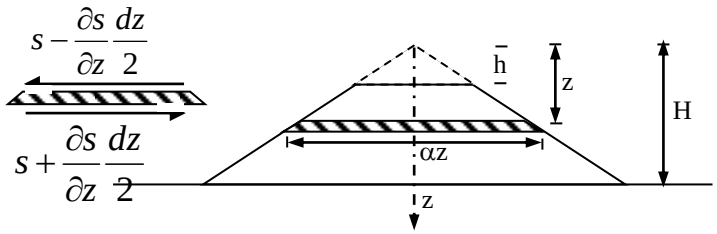
در امریکا، معمولاً ضریب زلزله سدهای خاکی را بین ۰/۰۵ تا ۰/۱۵ در نظر گرفته و نیروی زلزله را به‌صورت استاتیکی به سد اعمال می‌کنند. آیین‌نامه ژاپنی *کمیته ملی ژاپنی ساخت سدهای بزرگ* در سال ۱۹۵۷ ضریب زلزله را بین ۰/۱۲ تا ۰/۲۵ تعیین نموده است.

در فصل ۳ دیدیم که نیروی زلزله واقعی می‌تواند بسیار بزرگتر از مقادیر اختیار شده در روش استاتیکی باشد. علاوه‌براین به‌علت حرکتهای ارتعاشی سد، توزیع شتاب در ارتفاع سد بر خلاف فرضیات بخش قبلی به‌صورت یکنواخت نبوده و هر قدر به سمت تاج سد نزدیک شویم،

شتاب افزایش می‌یابد. محاسبات نشان می‌دهد که مقدار شتاب تاج سد می‌تواند چند برابر شتاب پایه باشد. ازاین‌رو در کنار روشهایی که مقدار ضریب زلزله را به‌طور ساده مساوی با یک مقدار ثابت فرض کرده و مطابق بخش قبلی، ضریب اطمینان را محاسبه می‌کنند، روشهای پیچیده دیگری نیز مورد استفاده قرار می‌گیرند که برخی از آنها در اینجا بررسی شده است.

روش مونونوبه

مونونوبه در سال ۱۹۳۶ یک شیروانی متقارن و همگن با طول نامحدود واقع بر پی صلب را در معرض شتاب زمین ناشی از زلزله قرار داد و پاسخ دینامیکی شیروانی مزبور را تحلیل نمود. این روش بعدها توسط سایر محققان مورد استفاده قرار گرفت. تحقیقات نشان داد که *اگر طول شیروانی بیش از چهار برابر ارتفاع آن باشد می‌توان از اثرات انتهایی ناشی از تکیه‌گاه قائم (طرفین سد) چشم پوشید و طول شیروانی را نامحدود انگاشت.* در این روش تنشهای برشی در هر لایه افقی سد یکنواخت فرض می‌شود و از تغییرشکل خمشی سد نیز صرف نظر می‌گردد. همچنین ضریب برشی G_n در ارتفاع سد ثابت فرض می‌شود.



شکل ۷. ۷۲ تغییرشکل سد تحت تنشهای برشی

برای هر لایه افقی داریم

$$\rho(az)(dz)\frac{\partial^2 x}{\partial t^2}=\frac{\partial s}{\partial z}.dz$$

x جابجایی افقی، z فاصله لایه از تاج سد، t زمان، s نیروی برشی و az عرض لایه، و ρ چگالی خاک می‌باشد. پس

$$\rho(az)\frac{\partial^2 x}{\partial t^2}=\frac{\partial s}{\partial z} \qquad (۷۴ .۷)$$

طبق تعریف، ضریب برشی برابر است با نسبت تنش برشی به کرنش برشی، پس

$$G=\frac{s/az}{dx/dz} \qquad \therefore\ s=Gaz\frac{\partial x}{\partial z}$$

و با مشتق گیری

$$\frac{\partial s}{\partial z} = Ga\frac{\partial x}{\partial z} + Gaz\frac{\partial^2 x}{\partial z^2} \qquad (۷۵ .۷)$$

با استفاده از ۷. ۷۵ و ۷. ۷۴ داریم

$$\rho z\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = G\left(\frac{\partial x}{\partial z} + z\frac{\partial^2 x}{\partial z^2}\right) \qquad (۷۶ .۷)$$

معادله دیفرانسیل ارتعاش سدهای مثلثی شکل

در این محاسبات G ثابت فرض شده و از استهلاک صرف نظر گردیده است. اگر در آن $z'=zH$ را جایگزین سازیم (H ارتفاع سد است) و مشابه رابطه ۲. ۹۲، تغییرات دامنه ارتعاش نسبت به زمان و مکان را جداسازیم، آنگاه برای ارتعاش سینوسی داریم

$$x = y(z')\sin\omega$$

که $y(z')$ تغییرات مکانی ارتعاش (شکل مدی) نظیر ϕ_j در رابطه ۲. ۹۱ می‌باشد. پس

$$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = -y\omega^2\sin\omega t \qquad (۷۷ .۷)$$

$$\frac{\partial x}{\partial z} = \frac{\partial y}{\partial z}\sin\omega t = \frac{1}{H}\frac{\partial y}{\partial z'}\sin\omega t \qquad \frac{\partial^2 x}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 y}{\partial z^2}\sin\omega t = \frac{1}{H^2}\frac{\partial^2 y}{\partial z'^2}\sin\omega t$$

از جایگزینی این رابطه در ۷. ۷۶، و پس از ساده کردن

$$G\left(\frac{\partial y}{\partial z'} + z'\frac{\partial^2 y}{\partial z'^2}\right) + \rho H^2 z' y\omega^2 = 0 \qquad (۷۸ .۷)$$

جواب این معادله دیفرانسیل برابر است با

$$y = AJ_0\left[\left(H\omega\sqrt{\frac{\rho}{G}}\right)z'\right] \qquad (۷۹ .۷)$$

A یک ثابت است و J_0 تابع بسل نوع اول با درجه صفر می‌باشد[1]. در محل پایه سد z' برابر ۱ است. با نهادن x =۰ (جابجایی نسبی در پایه سد برابر صفر است)

---

[1] *توابع بسل* ـ توابع بسل به‌طور کلی پاسخ معادله دیفرانسیل زیر می‌باشند

$$x^2y''+xy'+(x^2-n^2)y=0 \qquad n\geq 0$$

پاسخ کلی این معادله دیفرانسیل برابر است با

$$y = c_1J_n(x) + c_2Y_n(x)$$

$J_n(x)$ تابع بسل نوع اول از درجه n ام و $Y_n(x)$ تابع بسل نوع دوم از درجه n ام است. تابع بسل نوع اول عبارت است از

$$J_n(x) = \frac{x^n}{2^n n!}\left[1 - \frac{x^2}{2(2n+2)} + \frac{x^4}{2(4)(2n+2)(2n+4)} + \cdots\right] = \sum_{r=0}^{\infty}\frac{(-1)^r(x/2)^{n+2r}}{r!(n+r)!}$$

$$J_0\left(H\omega\sqrt{\frac{\rho}{G}}\right)=0 \qquad (۸۰ .۷)$$

با بسط این معادله[1]

$$\frac{1}{\pi}\left(H\omega\sqrt{\frac{\rho}{G}}\right)_n = n-\frac{1}{4}+\frac{0.0507}{4n-1}+\cdots \qquad (۸۱ .۷)$$

n یک عدد صحیح است و بیانگر شماره مد می‌باشد. برای مد اصلی n را برابر ۱ قرار می‌دهیم

$$\frac{1}{\pi}\left(H\omega_1\sqrt{\frac{\rho}{G}}\right)=1-\frac{1}{4}+\frac{0.0507}{4-1}+\cdots=1-0.25+0.0169=0.767$$

$$T_1 = 2.61H\sqrt{\frac{\rho}{G}} \qquad \textit{زمان تناوب اصلی ارتعاش سدهای مثلثی} \qquad (۸۲ .۷)$$

شتاب اوج هر نقطه از سد از رابطه ۷. ۷۷ برابر $\omega^2 y$- است. باتوجه به رابطه ۷. ۸۲

$$\omega = 0.767\frac{\pi}{H}\sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

پس

$$\left(\frac{d^2x}{dt^2}\right)_{\max} = -y(0.762)^2\frac{\pi^2}{H^2}\frac{G}{\rho}$$

با جایگذاری y از رابطه ۷. ۷۹

$$\left(\frac{d^2x}{dt^2}\right)_{\max} = -AJ_0\left[\left(H\left(0.767\frac{\pi}{H}\sqrt{\frac{\rho}{G}}\right)\sqrt{\frac{\rho}{G}}z'\right)\right](0.767)^2\frac{\pi^2 G}{H^2\rho}$$

و یا

با این فرض که !(0) برابر ۱ است. پس

$$J_0(x)=1-\frac{x^2}{2(2x0+2)}+\frac{x^4}{2(4)(2x0+2)(2x0+4)}+\cdots=1-\frac{x^2}{2^2}+\frac{x^4}{2^2(4)^2}+\cdots$$

تابع بسل نوع دوم برای ...و ۲و۱و۰ = n عبارتست از

$$Y_n=\frac{2}{\pi}\left[Ln(x/2)+\gamma\right]J_n(x)-\frac{1}{\pi}\sum_{k=0}^{n-1}(n-k-1)(x/2)^{2k-n}-\frac{1}{\pi}\sum_{k=0}^{\infty}(-1)^k\left[\phi(k)+\phi(n+k)\right]\frac{(x/2)^{2k+n}}{k!(n+k)!}$$

γ ثابت اولر است و برابر ۰/۵۷۷۲۱۵۶ می‌باشد و

$$\phi(p)=1+\frac{1}{2}+\frac{1}{3}+\cdots+\frac{1}{n} \quad ; \quad \phi(0)=0$$

[1] برای جزئیات، به کتابهای ریاضی مراجعه شود.

$$\left(\frac{d^2x}{dt^2}\right)_{\max} = -5.80A\frac{G}{H^2\rho}J_0(2.41z') \qquad (۸۳ .۷)$$

برای یک سد خاص مقدار $G/H^2\rho$ ثابت است، پس مقدار شتاب اوج با $J_0(2.41z')$ متناسب است. مقادیر $J_0(2.41z')$ در جدول ۷. ۲۵ آمده است. این مقادیر در واقع نحوه توزیع شتاب در ارتفاع سد را نشان می‌دهند.

جدول ۷. ۲۵ توزیع شتاب در ارتفاع سد

$z'=z/H$	۰	۰/۱	۰/۳	۰/۵	۰/۷	۰/۹	۱
نسبت شتاب $J_0(2.41z')$	۱	۰/۹۸۶	۰/۸۷۴	۰/۶۶۸	۰/۴۰۶	۰/۱۲۷	۰

شتابهای حاصل از رابطه۷. ۸۳ و جدول فوق نسبت به پی محاسبه شده‌اند و بنابراین شتابهای نسبی می‌باشند. مونونوبه (۱۴۴) رابطه تقریبی زیر را برای توزیع شتاب مطلق در ارتفاع سد پیشنهاد کرد.

$$a = a_0\left[1+\left(\frac{d_0}{d}-1\right)\left(1-\frac{z}{H}\right)\right] \qquad \text{شتاب مطلق سد در عمق } z \text{ زیر تاج} \qquad (۸۴ .۷)$$

d_0 و d جابجایی سد در تاج و پی، H ارتفاع سد، و α_0 شتاب زمین می‌باشد.

روش امبرسز[۱]

امبرسز (۱۴۵) با تعمیم رابطه ۷. ۷۶ برای تحلیل ارتجاعی سد تحت شتاب پی به کمک ترکیب شتاب مدهای مختلف ارتعاشی، روش زیر را ارائه نمود. اگر به سمت راست معادله۷. ۷۶ نیروهای حاصل از استهلاک، $-c\rho z\partial x/\partial t$ و نیروی حاصل از حرکت شتابدار دستگاه مختصات (شتاب پی)، $-\rho z\ddot{g}(t)$ را اضافه کنیم داریم

$$\rho z\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = G\left(\frac{\partial x}{\partial z}+z\frac{\partial^2 x}{\partial z^2}\right)-\rho zc\frac{\partial x}{\partial t}-\rho z\ddot{g}(t)$$

ویا

$$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2}+c\frac{\partial x}{\partial z}+\ddot{g}(t) = \frac{G}{\rho z}\frac{\partial}{\partial z}\left(z\frac{\partial x}{\partial z}\right) \qquad (۸۵ .۷)$$

---

[۱] Ambraseys

x جابجایی افقی نقطه‌ای از سد به فاصله z از رأس سد، c ضریب استهلاک، $\ddot{g}(t)$ شتاب زمین ناشی از زلزله، و G ضریب برشی سد است. در پاسخ معادله مزبور شرایط مرزی زیر باید ارضا شوند:

۱. حرکت نسبی سد در پی صفر است، پس

$$x(H,t)=0$$

۲. نیروی برشی در تاج سد صفر است پس

$$\frac{\partial x}{\partial z}(h,t)=0$$

۳. شرایط سکون اولیه

$$x(z,0)=\dot{x}(z,0)=0$$

پاسخ معادله دیفرانسیل۷. ۸۵ به‌صورت توابع بسل بدست می‌آید.

$$x(z,t)=\sum_{n=1}^{\infty}A_n(z)S_{dn} \qquad (۸۶ .۷)$$

که $A_n(z)$ شکل مدی است و از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$A_n(z)=\frac{2}{a_n}\frac{J_0(a_nz')Y_1(a_nk')-J_1(a_nk')Y_0(a_nz')}{k'\left[J_0(a_n)Y_0(a_nk')-J_0(a_nk')Y_0(a_n)\right]-\left[J_1(a_n)Y_1(a_nk')-J_1(a_nk')Y_1(a_n)\right]} \qquad (۸۷ .۷)$$

J_0 و J_1 توابع بسل از نوع اول با درجات صفر و یک، و Y_0 و Y_1، توابع بسل از نوع دوم با درجات صفر و یک می‌باشند که در زیرنویس بخش قبلی مورد بحث قرار گرفتند. k' برابر h/H، و z' برابر z/H است. α_n ریشه معادله زیر می‌باشد.

$$J_0(a_n)Y_1(a_nk')-J_1(a_nk')Y_0(a_n)=0 \qquad (۸۸ .۷)$$

S_{dn} پاسخ مد n ام است که از رابطه زیر بدست می‌آید

$$S_{dn}=-\frac{1}{\omega_n\sqrt{(1-\xi_n^2)}}\int_0^t\ddot{g}(\tau)e^{-\xi_n\omega_n(t-\tau)}\sin[\omega_n(1-\xi_n^{\,2})^{1/2}(t-\tau)]d\tau \qquad (۸۹ .۷)$$

که در آن ω_n و ξ_n فرکانس و درصد استهلاک مد n ام می‌باشند.

$$\omega_n=\frac{a_n}{H}\sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad (۹۰ .۷)$$

α_n ریشه معادله ۷. ۸۸ است.

$$\xi_n=\frac{c}{2\omega_n} \qquad (۹۱ .۷)$$

برای اغلب سدهای خاکی نسبت $k'=h/H$ تقریباً برابر صفر است. پس برای $k'=۰$ و اینکه

$J_1(0) = 0 \quad Y_0(0) = Y_1(0) = \infty$

$$\lim_{k' \to 0} k' \frac{Y_0(a_n k')}{Y_1(a_n k')} = 0$$

داریم

$$x(z,t) = \sum \frac{2J_0(a_n z')}{a_n J_1(a_n)} \qquad (۹۲ .۷)$$

اگر شتاب مطلق سد را با $\ddot{u}(x,t)$ نشان دهیم

$$\ddot{u}(x,t) = \ddot{x}(z,t) + \ddot{g}(t) \qquad (۹۳ .۷)$$

آنگاه شتاب مطلق نقطه‌ای از سد به فاصله z از رأس برابر است با

$$\ddot{u}(x,t) = \sum \frac{2J_0(a_n k')}{a_n J_1(a_n)} \cdot S_{an} \qquad (۹۴ .۷)$$

که S_{an} شتاب پاسخ مد n ام است و از رابطه زیر بدست می‌آید

$$S_{an} = \frac{\omega_n^2 - 2\xi_n^2 \omega_n^2}{\omega_n \sqrt{(1-\xi_n^2)}} \int_0^t \ddot{g}(\tau) e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \sin[\omega_n (1-\xi_n^2)^{1/2} (t-\tau)] d\tau +$$

$$2\xi_n \omega_n \int_0^t \ddot{g}(\tau) e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \cos[\omega_n (1-\xi_n{}^2)^{1/2} (t-\tau)] d\tau$$

(۹۵ .۷)

هنگامی که استهلاک کوچک باشد

$$S_{an} = \omega_n^2 S_{dn} \qquad (۹۶ .۷)$$

می‌توان ثابت کرد که زمان تناوب مد m ام برابر است با

$$T_n = \frac{a_1}{a_n} T_1 \qquad (۹۷ .۷)$$

T_1 زمان تناوب مد اول است و از رابطه ۷. ۸۲ بدست می‌آید. α_1 و α_n ریشه‌های معادله ۷. ۸۸ می‌باشند. در جدول زیر به نقل از امبرسز (۱۴۵) مقدار α_n برای چهار مد اول داده شده است.

جدول ۷. ۲۶ مقدار α_n برای مدهای مختلف

$k'=h/H$	مد			
	۱	۲	۳	۴
۰	۲/۴۰۵	۵/۵۲۰	۸/۶۵۴	۱۱/۷۹۱
۰/۱	۲/۴۴۷	۵/۷۲۳	۹/۳۰۱	۱۲/۶۰۱
۰/۲	۲/۵۷۳	۶/۲۳۳	۱۰/۰۴۸	۱۳/۹۱۶

با استفاده از رابطه ۷. ۹۷ و جدول مزبور برای حالت $k' = 0$ داریم

$T_2 = (2.405/5.520)T_1 = 0.436T_1$
$T_3 = (2.405/8.654)T_1 = 0.277T_1$
$T_4 = (2.405/11.791)T_1 = 0.204T_1$

برای ترکیب اثر مدها می‌توان از روش جذر مجموع مربعات یا ترکیب مربعی کامل[1] یا روشهای مشابه استفاده نمود. برخی از روشهایی که در تحلیل سدهای خاکی بکار می‌رود عبارتند از:

۱. جمع جذر مجموع مربعات چند مد اول

$$\ddot{u}_{\max}(z) = \sqrt{\sum_{n=1}^{4} A_n^2(z) S_{an}^2} \qquad (۹۸ .۷)$$

۲. مقدار اوج در هر یک از مدها

$$\ddot{u}_{\max}(z) = A_n(z)\left|S_{an}\right|_{\max} \qquad (۹۹ .۷)$$

۳. ترکیب مدهای اول و دوم بشکل زیر

$$\ddot{u}_{\max}(z) = A_1(z)\left|S_{a_1}\right|_{\max} + [1 - A_1(z)]\left|S_{a_2}\right|_{\max} \qquad (۱۰۰ .۷)$$

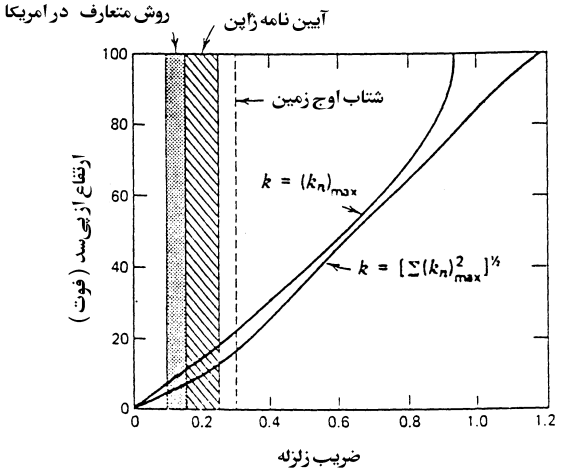
[1] complete quadratic combination

ضریب *زلزله متوسط*[۱]

ضریب زلزله $k(z)$ برای نقطه‌ای به فاصله z از رأس سد برابر است با شتاب اوج آن نقطه بر حسب شتاب ثقل g. امبرسز (۱۴۵) ضریب زلزله را با استفاده از رابطه ۷. ۹۸ از ترکیب چهار مد اول بدست آورد و با مقدار حاصل از رابطه ۷. ۹۹ در نمودار زیر مقایسه نمود. در این نمودارها

$$k = k(z) = \frac{1}{g}\ddot{u}_{\max}(z)$$

g شتاب ثقل برابر ۹/۸۱ و$\ddot{u}_{max}(z)$ از روابط ۷. ۹۸ و ۷. ۹۹ محاسبه می‌شود.



شکل ۷. ۷۳ تغییرات ضریب زلزله در ارتفاع سد با استفاده از روشهای مختلف

با توجه به این شکل، هر قدر از پی به سمت تاج سد نزدیک شویم ضریب زلزله افزایش می‌یابد به‌طوری‌که مقدار آن در تاج چندین برابر مقدار توصیه شده در آیین‌نامه‌های امریکا و ژاپن است. همچنین می‌توان دید که شتاب تاج چند برابر شتاب پی است. برای هر حجم لغزنده خاک مفروض می‌توان نیروی حاصل از زلزله را از رابطه زیر بدست آورد.

---

[۱] average seismic coefficient

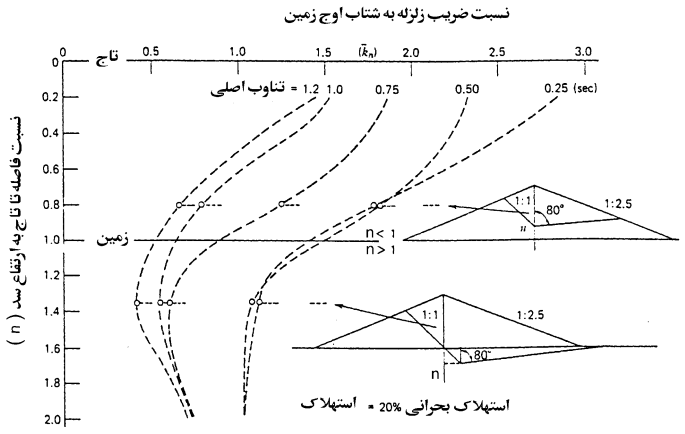
شکل ۷. ۷۴ نیروی زلزله وارد به یک حجم لغزنده فرضی

$$F_E = \sum_{i=1}^{n} m_i \ddot{u}_i \qquad (۱۰۱ .۷)$$

اگر حجم لغزنده به n لایه افقی تقسیم شود، m_i جرم هر لایه و $\ddot{u}_i$ شتاب آن می‌باشند. آنگاه ضریب زلزله متوسط چنین تعریف می‌شود.

$$k_{av} = \frac{F_E}{W} = \frac{1}{W}\sum_{i=1}^{n} m_i \ddot{u}_i \qquad (۱۰۲ .۷)$$

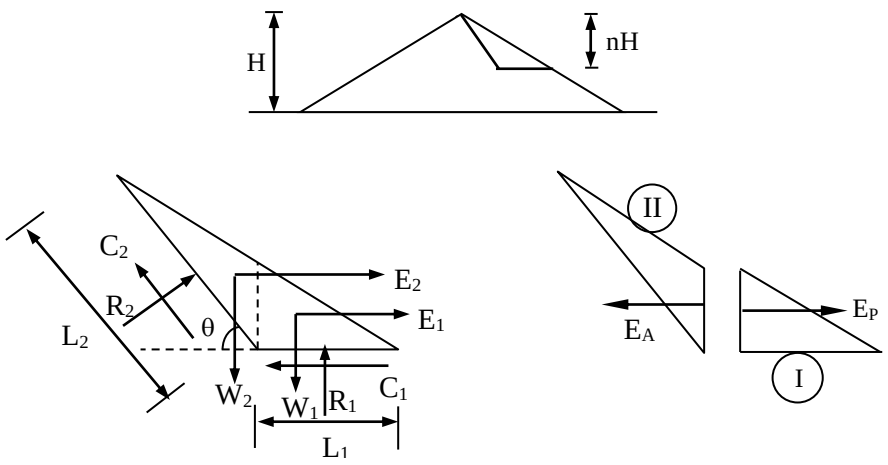
بدیهی است که مقدار k_{av} که از رابطه فوق محاسبه شود و با توجه به شکل ۷. ۷۴ بستگی به فاصله از تاج سد nH و مسیر انتخاب شده برای سطح لغزش خواهد داشت. چنانچه مسیر مشخصی برای سطح لغزش تعریف شود، مقدار k_{av} صرفاً به nH بستگی پیدا می‌کند. امبرسز و سارما (۱۴۶) ضرایب زلزله متوسط سدهایی با زمانهای تناوب مختلف را محاسبه نمودند که در شکل ۷. ۷۵ آورده شده است. در این شکل الگوی فرضی ایشان برای لغزش نشان داده شده است. ضمناً ضریب زلزله بر شتاب زمین تقسیم شده تا نمودار بدون بعد بدست آید.



۷. ۷۵ ضریب زلزله متوسط برای سطوح لغزش مختلف تحت زلزله اِل‌سنترو ۱۹۴۰
(به نقل از مرجع (۱۴۶))

محاسبه ضریب زلزله با استفاده از روش گوه‌ای

برای یک شیروانی حاوی رس همگن در حالت اشباع می‌توان یک سطح لغزشی گوه‌ای مطابق شکل زیر درنظر گرفت و ضریب اطمینان لغزش را محاسبه نمود.



شکل ۷. ۷۶ حجم لغزنده گوه‌ای شکل و نیروهای وارد به گوه

با توجه به تعادل قائم داریم

$$W_1 = R_1 \qquad \text{(a)}$$

W_1 وزن قسمت I و R_1 واکنش قائم است. همچنین برای تعادل افقی I

$$E_P = C_1 - E_1 \qquad \text{(b)}$$

E_1 و C_1 نیروهای زلزله و چسبندگی می‌باشند. پس

$$E_P = \frac{c_u L_1}{F} - E_1 \qquad \text{(c)}$$

c_u ضریب مقاومت برشی خاک اشباع و F ضریب اطمینان است. از تعادل قائم II

$$R_2 = \frac{W_2}{\cos\theta} - C_2 \tan\theta \qquad \text{(d)}$$

W_2 وزن قسمت II و C_2 نیروی چسبندگی آن می‌باشد. از تعادل افقی II

$$E_A = R_2 \sin\theta - C_2 \cos\theta + E_2 \qquad \text{(e)}$$

با استفاده از رابطه d و اینکه $C_2 = c_u L_2/F$، داریم

$$E_A = W_2 \tan\theta - \frac{c_u L_2}{F}\tan\theta \cdot \sin\theta - \frac{c_u L_2}{F}\cos\theta + E_2 \qquad \text{(f)}$$

و با توجه به تساوی E_A و E_P

$$W_2 \tan\theta - \frac{c_u L_2}{F}\tan\theta \cdot \sin\theta - \frac{c_u L_2}{F}\cos\theta + E_2 = \frac{c_u L_1}{F} - E_1 \qquad \text{(g)}$$

و بالاخره ضریب اطمینان گوه در مقابل لغزش برابر است با

$$F = \frac{c_u L_2 Sec\theta + c_u L_1}{E + W_2 \tan\theta} \qquad (۱۰۳ .۷)$$

E نیروی زلزله وارد به گوه و برابر جمع E_1 و E_2 است.

در هر ارتفاع nH (مطابق شکل ۷. ۷۶) می‌توان گوه‌هایی با هندسه متفاوت را در نظر گرفت و ضریب اطمینان مربوطه را محاسبه کرد. گوه‌ای بیش از همه آماده لغزش است که ضریب اطمینان آن از همه کمتر باشد. آنگاه برای چنین گوه‌ای می‌توان مطابق بخش پیشین ضریب زلزله متوسط را محاسبه کرد. با استفاده ازاین‌روش ضریب زلزله سدهای خاکی تحت زلزله‌های مختلف بررسی شده است (۱۴۷).

۷. ۶. ۵. تحلیل دینامیکی سدهای خاکی

برای درک رفتار واقعی سد خاکی زیر اثر ارتعاشات زلزله باید مدل دینامیکی مناسبی برای سد انتخاب نموده و پاسخ لحظه‌ای آن را مورد مطالعه قرار داد. تا کنون روشهای مختلفی برای تحلیل دینامیکی سدهای خاکی توسط محققان مورد استفاده قرار گرفته است که اهم آن در زیر آمده است.

۱. روشهای مبتنی برحل معادلات‌حرکت سد (روش مونونوبه و امبرسز از این گونه‌اند که در بخشهای پیشین بررسی شدند)

۲. روش مجزا سازی[۱] سد به لایه‌های موازی، و تحلیل‌دینامیکی آن بروشهای عددی

۳. روش اجزاء محدود

نمونه‌ای از روشهای بند ۱ را در بخش پیشین دیدیم. از جمله محدودیتهای مهم این روشها همگن بودن، داشتن هندسه متقارن، و عدم خروج از حوزه رفتار خطی است. روشهای مذکور در بندهای ۲ و ۳ تا حدود زیادی می‌توانند شرایط ناهمگن و رفتار غیرخطی سد را در نظر گیرند.

---

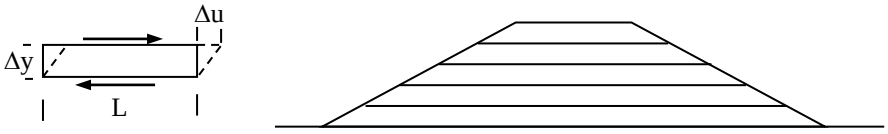
[۱] discretization

۷. ۶. ۵. ۱. روش مجزا سازی

در این روش سد به لایه‌هایی موازی تقسیم شده و خواص هر لایه (جرم و سختی) به‌صورت متمرکز و مجزا مدل می‌گردد، و نهایتاً سازه به‌صورت مجموعه ای از جرم‌های متمرکز درمی‌آید که با فنر به‌هم متصل شده‌اند. گاهی هر لایه افقی را نیز به چند بخش مجزا تقسیم کرده و آنها را با فنر به‌هم وصل می‌نمایند. چنین مدلی می‌تواند بیانگر تغییرات خواص سد در مقاطع مختلف باشد. از مزایای این روش توانایی آن در بیان رفتار غیرخطی سازه است زیرا براحتی می‌توان هر نوع رفتار غیرخطی با الگوهای پسماند مختلف را در مدل فیزیکی گنجاند. برای بدست آوردن معادلات حرکت، ابتدا سد را مطابق شکل به‌صورت لایه‌لایه در می‌آوریم.

برای تعیین سختی برشی هر لایه با توجه به شکل، داریم

$F = 1xL.\tau$



شکل ۷. ۷۷ مدل لایه‌ای سد خاکی

$$\tau = G\gamma = G\frac{\Delta u}{\Delta y}$$ *نیروی وارد به سطح لایه‌ای به عرض واحد*

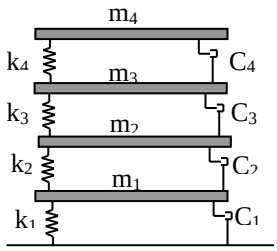
پس

$$F = \frac{LG}{\Delta y}\Delta u$$

با توجه به این رابطه، سختی برشی لایه برابر است با

$$k = \frac{LG}{\Delta y}$$ (۱۰۴ .۷)

اکنون می‌توان سختی برشی k و جرم هر لایه را محاسبه نمود و در مدل *مجزا*[۱] قرار داد که مدل برشی خوانده می‌شود.



شکل ۷. ۷۸ مدل برشی سدهای خاکی

ماتریسهای جرم و سختی این مدلها را می‌توان براحتی تشکیل داد که به‌علت شکل مدل، ماتریسهایی نواری خواهند بود.

$$\mathbf{k}=\begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & \\ 0 & -k_3 & k_3+k_4 & -k_4 \\ 0 & 0 & -k_4 & \cdots \end{bmatrix} \qquad \textit{ماتریس سختی} \qquad (۱۰۵ .۷)$$

$$\mathbf{M}=\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & \cdots \end{bmatrix} \qquad \textit{ماتریس جرم}$$

ماتریس استهلاک از رابطه زیر محاسبه می‌شود

$$\mathbf{C}=\mathbf{M}\left(\sum_{i=1}^{N}\frac{2\xi_i\omega_i}{M_i}\boldsymbol{\varphi}_\mathbf{i}\boldsymbol{\varphi}_t^T\right)\mathbf{M}^T \qquad (۱۰۶ .۷)$$

$\boldsymbol{\phi}_i$ بردار شکل مد i ام، و ω_i و M_i فرکانس و جرم آن مد می‌باشند، و از روابط ۲. ۹۲ و ۲. ۹۳ و ۲. ۱۰۳ بدست می‌آیند. برای ضریب استهلاک مدی ξ_i، معمولاً بر اساس آزمایشهای انجام شده بر روی مصالح مورد نظر، مقداری را درنظر می‌گیرند. بدین ترتیب می‌توان معادله حرکت مدل برشی سد را مشابه رابطه ۲. ۹۹ به شکل زیر نوشت

---

[۱] discrete

$$\mathbf{M\ddot{v} + C\dot{v} + kv = -M\ddot{u}}_g$$

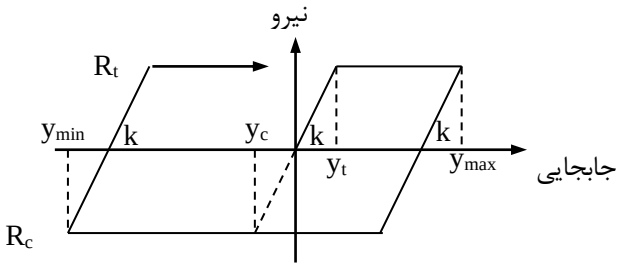
که در آن $\mathbf{\ddot{u}_g}$ برداری است که تمام عناصر آن برابر شتاب زمین یعنی $\ddot{u}_g(t)$ می‌باشند. این معادله را می‌توان به‌روش انتقال به مختصات مدی مذکور بخش ۲. ۶. ۳. ۳ حل کرد که طی آن انتقال به مختصات مدی طبق رابطه ۲. ۱۰۱ انجام می‌شود و سپس معادلات حرکت مدها از رابطه ۳. ۱۰۴ بدست می‌آید. آنگاه می‌توان مقادیر اوج پاسخ هر مد را با استفاده از روابط مذکور در بخش ۳. ۴. ۲. ۱ بدست آورده و ترکیب کرد، و یا با استفاده از روابط مذکور در بخش ۳. ۴. ۳. ۱ حرکت سد را به‌صورت زمانی بدست آورد. همچنین می‌توان با استفاده از روش گام بگام ویلسون، مذکور در بخش ۳. ۴. ۳. ۲، معادلات حرکت را به‌صورت گام بگام انتگرال گیری نمود. دراین‌صورت دیگر نیاز نیست که رابطه نیرو-جابجایی به‌صورت خطی فرض شود بلکه این روش قادر است براحتی سد را به‌صورت غیرخطی تحلیل نماید. پاز[۱] با استفاده ازاین‌روش یک برنامه رایانه‌ای بنام SRSB[۲] تهیه کرده است که قادر به تحلیل دینامیکی دستگاههای چند درجه غیرخطی است. این برنامه به زبان فرترن تهیه شده و اصول آن در بخش ۳. ۴. ۳. ۲ گفته شد.

مدل پسماند ارتجاعی خمیری کامل[۳]

رفتار ارتجاعی خمیری کامل یک فنر در شکل ۷. ۷۹ نمایانده شده است . k سختی ارتجاعی فنر، و جابجاییهای y_t و y_c بیانگر آغاز رفتار خمیری در کشش و فشار می‌باشند.

$y_t = R_t/k$ و $y_c = R_c/k$

R_t و R_c نیروهای کششی و فشاری، و k سختی فنر است.



شکل ۷. ۷۹ مدل ارتجاعی خمیری کامل

[۱] پاز، م، دینامیک سازه، ترجمه دکتر حسن مقدم و مهندس عباس خواجه کرم الدینی، ۱۳۷۴.
[۲] مرجع فوق صفحه ۴۱۱
[۳] ideal elasto-plastic

تا زمانی که $y_c<y<y_t$ باشد، دستگاه از حالت ارتجاعی خارج نمی‌شود. اگر جابجایی به y_t برسد رفتار خمیری سازه آغاز می‌گردد و تا وقتی که $\dot{y} \geq 0$ باشد، دستگاه در ناحیه خمیری است. زمانی که $\dot{y} < 0$ شود سازه مجدداً وارد ناحیه ارتجاعی می‌شود. دراین‌صورت حدود جدید برابر است با

$$y_t = y_{max} \qquad \text{و} \qquad y_c = y_{max} - (R_t-R_c)/k$$

برعکس اگر حرکت در ناحیه فشاری آغاز شده باشد، به‌طور مشابه در پایان حرکت خمیری حدود جدید برابر است با

$$y_c = y_{min} \qquad \text{و} \qquad y_t = y_{min}+ (R_t+R_c)/k$$

و نیروی فنر در ناحیه ارتجاعی برابر است با

$$R = R_t-(y_t-y)k$$

و در ناحیه کشش ارتجاعی

$$R = R_t$$

و در ناحیه فشار ارتجاعی

$$R = R_c$$

روش تهیه برنامه برای مدل برشی ارتجاعی خمیری

بر اساس آنچه گفته شد، با استفاده از روش انتگرال‌گیری گام بگام می‌توان معادلات حرکت را حل کرد. این روش از حیث نوع رفتار غیرخطی و پسماند دارای محدودیتی نیست و می‌تواند هر مدل دلخواه را بپذیرد. در اینجا برای آشنایی خوانندگان بانحوه کار، روش برنامه نویسی برای مدل ارتجاعی خمیری کامل، مطابق آنچه در بند ۳. ۴. ۲. ۲ آمد، توضیح داده شده است. برنامه شامل گام‌های زیر است:

۱. ورود اطلاعات شامل خصوصیات هندسی، مواد و شتاب پی و سایر نیروهای وارده.
۲. محاسبه حدود تسلیم ابتدایی بر اساس نیروی تسلیم
۳. تشکیل و سرهم بندی ماتریسهای جرم و سختی
٤. تعیین نیروها در زمانهای مورد نظر با استفاده از درون یابی خطی (یا غیرخطی)، بر اساس شتاب پی
٥. تعیین فرکانسهای طبیعی و مدهای ارتعاش
٦. تشکیل ماتریس استهلاک
۷. محاسبه ثابتهای لازم بر اساس گام زمانی انتخاب شده[1]

[1] گام ۴ در ذیل روش گام به گام ویلسون در بخش ۳. ۴. ۳. ۲ را ببینید.

۸. تعیین شتابهای اولیه بر اساس نیروهای وارد

و در هر گام زمانی، لازم است اقدامهای زیر انجام گیرد[۱]:

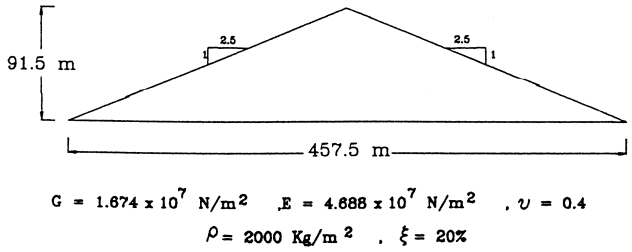
۱. محاسبه ماتریس سختی مؤثر از رابطه ۳. ۱۴۴
۲. محاسبه نمو نیرو در گام تعمیم یافته از رابطه ۳. ۱۴۵
۳. محاسبه بردار نیروی مؤثر از رابطه ۳. ۱۴۶ و تعیین بردار نمو جابجایی[۲]
٤. محاسبه نمو بردار شتاب در گام تعمیم یافته از رابطه ۳. ۱۴۷
٥. محاسبه نمو بردار شتاب، سرعت و جابجایی در گام معمولی، و محاسبه بردارهای سرعت و جابجایی در آغاز گام بعدی[۳]
٦. پایش رفتار سازه توسط متغیر KEY[۴].
۷. محاسبه مجدد حدود جابجایی ارتجاعی جدید y_t و y_c برای هر فنر (لایه)، و محاسبه نیروی ذخیره شده در فنرها با توجه به متغیر پایش KEY[۵].
۸. محاسبه شتاب از رابطه ۳. ۱۴۸
۹. محاسبه شتاب‌مطلق برابر با حاصل جمع شتاب نسبی هرنقطه از سد باشتاب زمین.

مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی به‌روش مدل برشی و اجزاء محدود

---

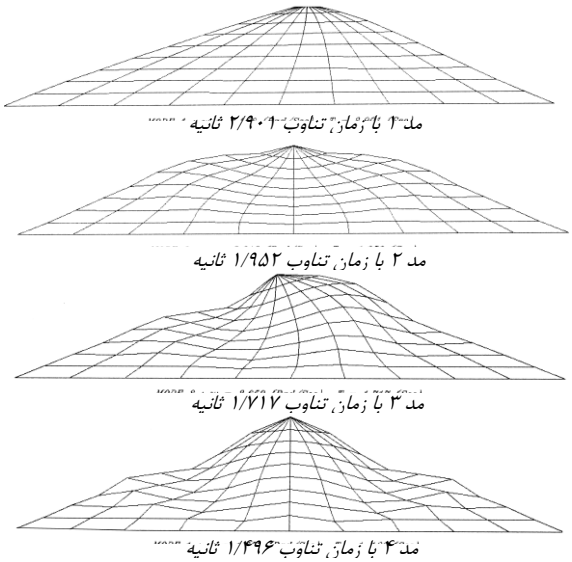
[۱] بخش ب در ذیل روش گام به گام ویلسون در بخش ۳. ۴. ۳. ۲ را ببینید.
[۲] بند ۳ بخش ب در ذیل روش گام به گام ویلسون در بخش ۳. ۴. ۳. ۲ را ببینید.
[۳] بندهای ۵، ۶ و ۷ بخش ب در ذیل روش گام به گام ویلسون در بخش ۳. ۴. ۳. ۲ را ببینید.
[۴] این متغیر برای حوزه ارتجاعی برابر صفر، برای غیرارتجاعی فشاری برابر ۱- و برای غیرارتجاعی کششی برابر ۱ است. بر اساس محاسبه جابجایی و سرعت نسبی هر لایه، y و $\dot{y}$، در انتهای هر گام، مقدار متغیر مزبور تعیین می‌شود:
الف. در حالتی که درآغاز گام، فنر در حوزه رفتار ارتجاعی باشد، داریم
اگر $y_c < y < y_t$ باشد، آنگاه KEY=0
اگر $y_t \le y$ باشد، آنگاه KEY=1
اگر $y \le y_c$ باشد، آنگاه KEY=-1
ب. در حالتی که در آغاز گام، فنر در حوزه رفتار غیرارتجاعی کششی باشد، مقدار متغیر KEY برابر ۱ است اگر سرعت مثبت باشد ($\dot{y} > 0$)، و برابر صفر است اگر سرعت مثبت نباشد($\dot{y} \le 0$).
ب. در حالتی که در آغاز گام، فنر در حوزه رفتار غیرارتجاعی فشار باشد، مقدار متغیر KEY برابر ۱- است اگر سرعت منفی باشد ($\dot{y} < 0$)، و برابر صفر است اگر سرعت منفی نباشد($\dot{y} \ge 0$).
[۵] اگر KEY=۰ آنگاه $R=R_t-(y_i-y_{i+1})k$، و اگر KEY= ۱ آنگاه $R=R_t$، و اگر KEY = -۱ آنگاه $R=R_c$

با استفاده از مدل برشی ارتجاعی خمیری فوق، یک برنامه رایانه‌ای تدوین شد و به کمک آن رفتار لرزه‌ای سد خاکی زیر تحلیل شد (۱۴۷).



شکل ۷. ۸۰ مشخصات دینامیکی سد خاکی

سد مزبور زیر اثر زلزله ناغان ۱۳۵۶ قرار گرفت و پاسخ دینامیکی آن با استفاده از برنامه رایانه‌ای فوق محاسبه و نتایج با روش اجزاء محدود مقایسه گردید. زلزله ناغان برپایه شتاب اوج ۰/۳۴ شتاب ثقل (برابر با شتاب اوج زلزله ال‌سنترو ۱۹۴۰) همپایه شد. تحلیل اجزاء محدود با کرنش تخت[1] انجام شد. زمان تناوب و شکل مدهای اول تا چهارم این سد با استفاده از نتایج اجزاء محدود در شکل ۴. ۸۱ ارائه شده است.



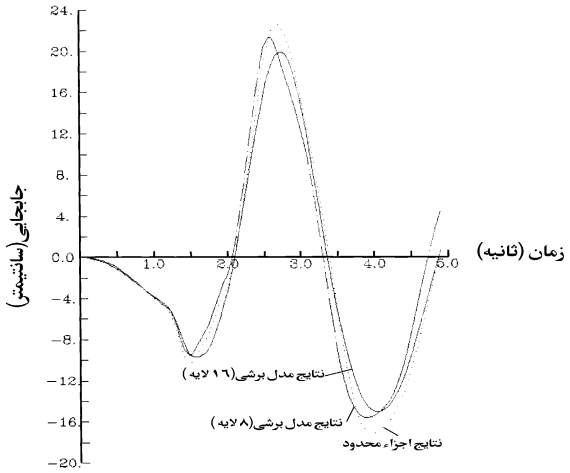
شکل ۷. ۸۱ شکل و زمان تناوب چهار مد اول سد (نتایج تحلیل اجزاء محدود)

[1] plane strain

در مدل برشی، سد به ۸ لایه تقسیم گردید. نتایج حاصل از این مدل با نتایج اجزاء محدود در جدول ۷. ۲۷ مقایسه شده است و بیانگر این است که مدل برشی از توانایی بالایی برای تبیین رفتار لرزه‌ای سدهای خاکی برخوردار است.

جدول ۷. ۲۷ مقایسه نتایج مدلهای برشی و اجزاء محدود

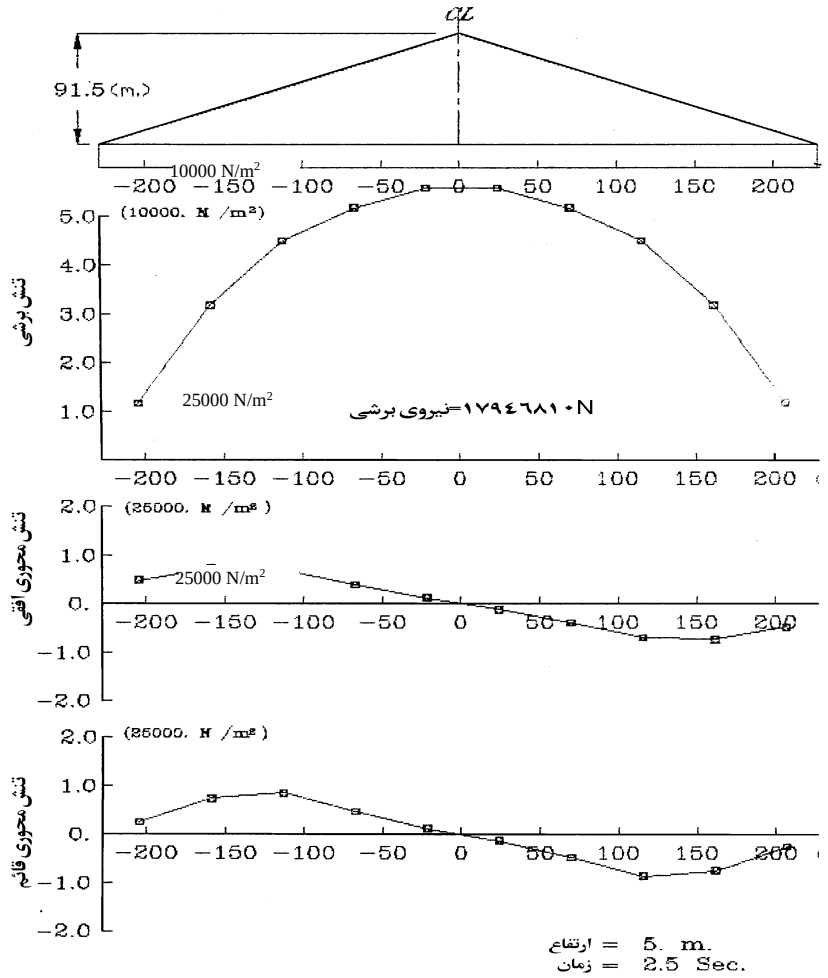
	مدل اجزاء محدود	مدل برشی			
		۸ لایه		۲۰ لایه	
			درصد اختلاف با اجزاء محدود		درصد اختلاف با اجزاء محدود
زمان تناوب مد اصلی (ثانیه)	۲/۹۰۱	۲/۹۲۴	۰/۸		
جابجایی افقی تاج سد (cm)	۱۹/۸۴	۲۲/۶۶	۱۴	۲۰/۸۹	۵
نیروی برشی در ارتفاع ۵ متر بالای پی (تن)	۱۸۲۹	۲۱۳۷	۱۷	۱۸۴۶	۰/۹



شکل ۷. ۸۲ جابجایی تاج سد در زلزله ناغان با شتاب اوج مقیاس شده ۰/۳۴g
با استفاده از دو روش مدل برشی و اجزاء محدود

مقایسه نتایج این جدول نشان می‌دهد که مدل ۸ لایه با دقت بسیار خوبی زمان تناوب اصلی سد را برآورد می‌نماید (با حدود ۰/۹ درصد اختلاف نسبت به روش اجزاء محدود). مقادیر بدست آمده برای جابجایی اوج تاج سد و نیروی برشی در نزدیکی پی با مقداری خطا همراه است که با افزایش تعداد لایه‌ها به ۲۰ این خطا تقریباً صفر می‌شود. نتایج اجزاء محدود

همچنین نشان می‌دهد که جابجایی قائم تاج سد در اثر زلزله بسیار کم و برابر $۲/۲*۱۰^{-۴}$ سانتیمتر است. بدین ترتیب اغماض تغییرشکلهای قائم هر لایه، و اساس قرار دادن تغییرشکلهای افقی فرض مناسبی بوده است. با توجه به این که زمان مورد نیاز برای تحلیل مدل برشی بسیار کمتر از مدل اجزاء محدود بوده است، شاید در بسیاری از موارد عملاً استفاده از مدل برشی مناسب‌تر باشد. در شکل ۷. ۸۲ نمودار جابجایی تاج سد که با استفاده از این دو روش بدست آمده است، بیانگر نزدیکی نتایج است.



شکل ۷. ۸۳ توزیع تنشهای برشی و قائم ناشی از زلزله مقیاس شده ناغان با استفاده از روش اجزاء محدود در ارتفاع ۵ متر بالای پی در لحظه t = ۲/۵

نکته قابل توجه در مقایسه نتایج دو روش مزبور این است که در مدل برشی، تنش برشی هر لایه به‌طور یکنواخت در طول لایه توزیع می‌شود در حالی طبق شکل ۷. ۸۳، روش اجزاء محدود توزیع سهمی گونه‌ای را بدست می‌دهد. علاوه‌براین، نتایج اجزاء محدود نشان می‌دهد که در هر مقطع افقی، تنشهای قائم نیز وجود دارند که در مقایسه با تنشهای افقی قابل اغماض نیستند. جمع این تنشهای قائم برابر صفر است و ازاین‌رو، تنشهای قائم تأثیر چندانی روی جابجاییهای افقی سد ندارند.

۷. ۶. ۵. ۲. جابجاییهای غیرارتجاعی

تحلیل دینامیکی سدهای خاکی در زلزله‌های مخرب نشان می‌دهد که نیروی زلزله بوجود آمده در سد بسیار بزرگ است و در خیلی از موارد از حد مقاومت ارتجاعی سد بیشتر است؛ در نتیجه سد در چنین زلزله‌هایی وارد حوزه غیرارتجاعی می‌شود. برای تحلیل سد در حوزه غیرارتجاعی روشهای متنوعی وجود دارند که در این بخش به برخی از آنها اشاره می‌شود.

مدل برشی غیرارتجاعی

نیرویی که لایه‌های برشی (فنرها) بخش ۷. ۶. ۵. ۱ را به تسلیم می‌رساند برابر است با

$$P_u = C_u L \qquad (۱۰۷.۷)$$

L طول لایه و c_u مقاومت برشی خاک ریز دانه اشباع است. برای بررسی اثر رفتار غیرارتجاعی، سد مذکور در بخش پیشین با چهار تراز مقاومت مختلف تحلیل شد:

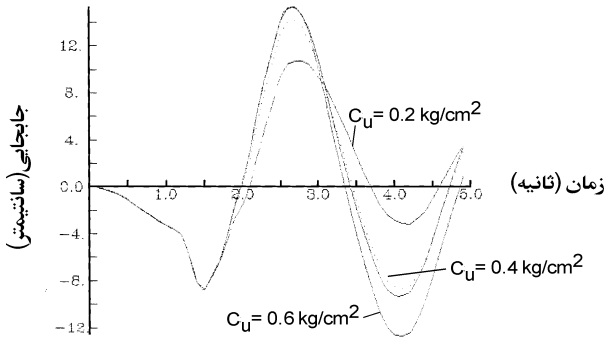
الف. c_u در تمام ارتفاع سد برابر ۰/۶ کگ‌برسمم در نظر گرفته شد. در این حالت هیچیک از فنرها (لایه‌ها) به تسلیم نرسیدند و رفتار سد از حوزه ارتجاعی خارج نشد.

ب. c_u به‌طور ثابت برای تمام سد برابر ۰/۴ کگ‌برسمم در نظر گرفته شد.

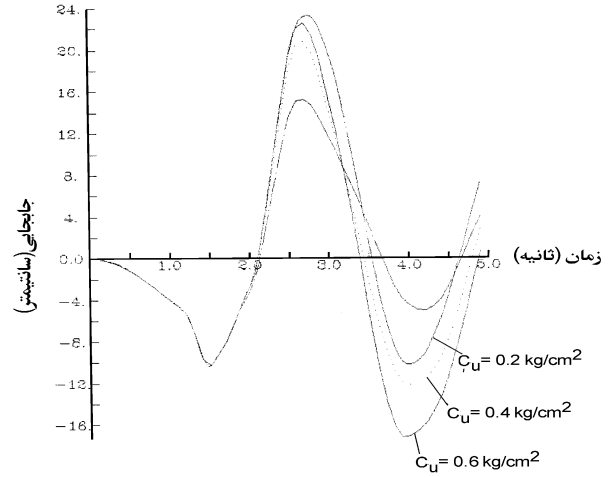
پ. c_u به‌طور ثابت برای تمام سد برابر ۰/۲ کگ‌برسمم در نظر گرفته شد.

ت. c_u به‌طور خطی از تاج سد تا کف آن از ۰/۲ به ۰/۶ کگ‌برسمم افزایش یافت.

همچون قبل، سدبه ۸ لایه افقی تقسیم شد. نمودار جابجایی لایه‌های پنجم (نقطه‌ای بالاتر از وسط‌سد) و هشتم (تاج‌سد) درشکل ۷. ۸۴ و جدول ۷. ۲۸ نشان داده شده‌است.



الف. لایه پنجم (بالاتر از کمر سد)



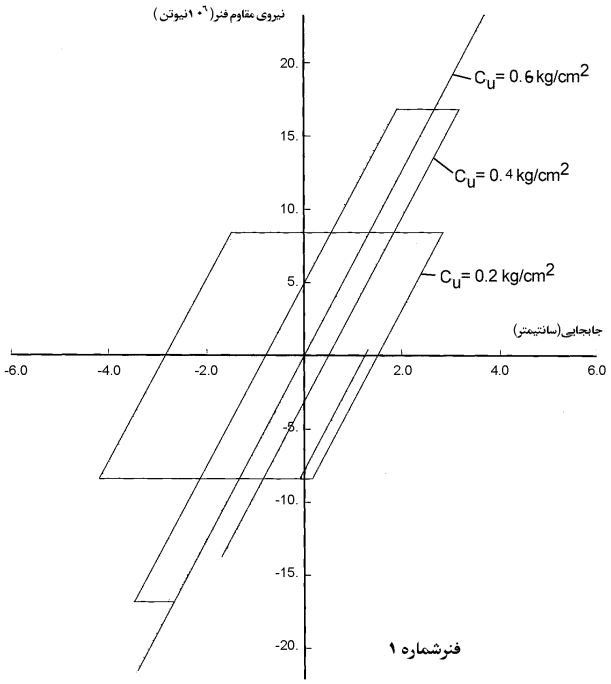
ب. لایه هشتم (تاج سد)

شکل ۷. ۸۴ جابجایی سد خاکی تحت زلزله ناغان با شتاب اوج مقیاس شده ۰/۳۴g

جدول ۷. ۲۸ جابجایی اوج لایه‌های سد با مقاومت برشی مختلف در زلزله ناغان با شتاب اوج مقیاس شده ۰/۳۴g برحسب سانتیمتر

شماره لایه	Cu kg/cm²			شماره لایه	Cu kg/cm²		
	۰/۶	۰/۴	۰/۲		۰/۶	۰/۴	۰/۲
۱ (پی)	۳/۷	۳/۲	۲/۸	۵	۱۵/۴	۱۴/۲	۱۰/۸
۲	۷/۱	۶/۵	۵/۲	۶	۱۷/۷	۱۶/۳	۱۲/۵
۳	۱۰/۲	۹/۴	۷/۴	۷	۲۰/۱	۱۸/۵	۱۳/۹
۴	۱۲/۹	۱۱/۹	۹	۸ (تاج)	۲۲/۷	۲۰/۹	۱۵/۴

در حالت c_u = ۰/۶ سد کاملاً ارتجاعی می‌ماند و از مقایسه حالتهای c_u =۰/۲ و c_u =۰/۴ با آن، بر خلاف انتظار مشاهده می‌کنیم که با ورود به حوزه غیرارتجاعی، از جابجایی کاسته شده است. البته ورود به حوزه غیرارتجاعی را از روی جدول مزبور نمی‌توان متوجه شد و برای تشخیص وقوع تسلیم در فنرها، لازم است نمودار نیرو-جابجایی هر فنر را رسم کرد. این نمودار برای لایه ۱ (لایه مجاور پی) در شکل ۷. ۸۵ رسم شده است و بیانگر آن است که در حالت c_u =۰/۶ رفتار سد کاملاً ارتجاعی است و با کاهش مقاومت برشی خاک به ۰/۴ و ۰/۲، مقدار جاجاییهای غیرارتجاعی افزایش می‌یابد.



شکل ۷. ۸۵ نمودار نیرو-جابجایی لایه اول سد (مجاور پی) در زلزله ناغان
با شتاب اوج مقیاس شده ۰/۳۴g

بدین ترتیب علیرغم انتظار ما، هنگامی‌که مقاومت کم می‌شود و سازه وارد حوزه غیرارتجاعی می‌شود، جابجایی اوج نه تنها متناسباً افزایش نیافته بلکه بعضاً کاهش نیز می‌یابد. قبلاً در بخش ۳. ۲. ۱. ۲ با این پدیده آشنا شدیم و دیدیم که در نواحی سرعت و جابجایی ثابت با زمان تناوب بیشتر از ۰/۵ ثانیه، آنچنانکه در شکل ۳. ۲۰ دیده می‌شود، با کاهش

مقاومت جابجایی به‌صورت غیرمنتظره کم می‌گردد. نکته دیگر این که در حالتی که C_u در ارتفاع سد متغیر است، چنانچه مقدار متوسط آن را (در این مورد برابر ۰/۴=۰/۲/(۰/۴+۰/۲)) به‌صورت ثابت در ارتفاع در نظر بگیریم، موجب کاهشی حدود ۱۲٪ در جابجاییها می‌شود و در نتیجه، چنین فرضی کمی خلاف جهت اطمینان است.

شاید مهمترین تأثیر رفتار غیرارتجاعی سد، کاهش شتاب و در نتیجه کاهش نیروها و تنشهای برشی در سد باشد. در جدول ۷. ۲۹ شتاب لایه‌های مختلف سد برای ترازهای مختلف مقاومت داده شده است و ملاحظه می‌گردد که در حالتهایی که سد از حوزه غیرارتجاعی خارج می‌شود (c_u ‹ ۰/۶)، در مقایسه با حالت ارتجاعی (c_u = ۰/۶) از شتاب کلیه لایه‌ها کاسته شده است. *این تغییر چشمگیر در شتابها لزوم توسل به تحلیل غیرارتجاعی را محرز می‌سازد.*

جدول ۷. ۲۹ شتاب اوج لایه‌های یک سد خاکی در زلزله ناغان با شتاب اوج مقیاس شده ۰/۳۴g برحسب سانتیمتر برمجذور ثانیه

شماره لایه	C_u kg/cm²			شماره لایه	C_u kg/cm²		
	۰/۶	۰/۴	۰/۲		۰/۶	۰/۴	۰/۲
۱ (پی)	۱۳۸	۱۳۰	۶۶	۵	۶۴	۵۵	۳۷
۲	۸۴	۸۰	۶۰	۶	۶۹	۵۸	۴۱
۳	۵۴	۴۹	۴۴	۷	۹۰	۶۸	۴۰
۴	۵۶	۵۰	۳۷	۸ (تاج)	۱۴۶	۹۷	۴۷

روش نیومارک[۱]

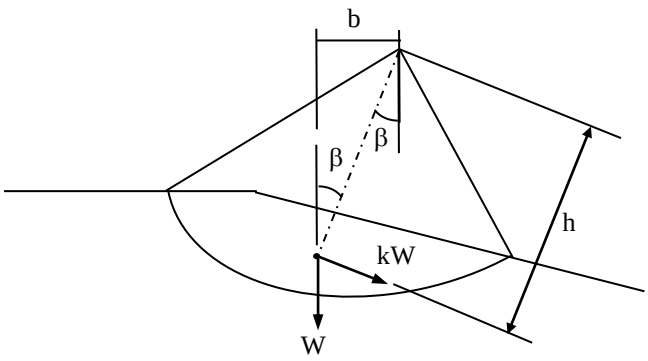
تعادل یک توده لغزشی دایره ای را در نظر بگیرید. نیومارک نشان داده است که ضریب زلزله لازم برای به حرکت در آوردن این توده لغزشی برابر است با

$$k_c = (F_s - 1)\frac{b}{h} \qquad \text{ضریب زلزله بحرانی} \qquad (۷. ۱۰۸)$$

برای تعیین حداقل مقدار k_c باید شتاب را در مرکز ثقل وارد کرده و مطابق شکل امتداد آن عمود بر شعاع باشد. F_s ضریب اطمینان لغزش شیروانی تحت نیروهای وزنی است.

---

[۱] Newmark



شکل ۷. ۸۶ توده لغزشی دایره ای

چون $b/h=\sin\beta$، پس

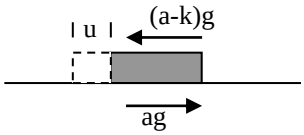
$$k_c = (F_s - 1)\sin\beta$$

اکنون اگر یک جسم لغزنده با شتاب آستانه لغزش $k_c g$ تحت شتاب ثابت ag قرار گیرد به‌طوری‌که $a>k_c$ باشد، لغزش تحت شتاب ثابت $(a-k_c)g$ صورت می‌گیرد. دراین‌صورت بعد از گذشت زمان t_0، جسم به اندازه u جابجا می‌شود.

$$u = \frac{1}{2}(a - k_c)gt_0^2 \qquad (۱۰۹ .۷)$$

اگر در همین مدت سرعت زمین به مقدار اوج v رسیده باشد

$v = agt_0$ و یا $t_0 = v/ag$



پس از جایگزینی در رابطه ۷. ۱۰۹

$$u = \frac{v^2}{2ga}(1 - \frac{k_c}{a}) \qquad (۱۱۰ .۷)$$

v جابجایی اوج زمین، g شتاب ثقل، k_c ضریب زلزله بحرانی از رابطه۷. ۱۰۸ و a شتاب اوج زمین نسبت به شتاب ثقل است. جابجایی محاسبه شده از این رابطه در اثر یک ضربه ایجاد می‌شود. در جهت اطمینان می‌توان فرض کرد که جابجایی حاصل از ضربه‌های مختلف یک زلزله با هم جمع می‌شوند و همانطور که پیداست به مجذور سرعت زمین بستگی دارند. باید توجه داشت که به‌علت طبیعت نوسانی ضربه، جابجایی بدست آمده کاملاً بیش از جابجایی

واقعی خواهد بود. علیرغم سادگی بیش ازحد این روش، و تقریبها و خطاهای متعددی که ذاتی آن می‌باشند، برای محاسبه جابجایی غیرارتجاعی خاکهای ماسه‌ای (بدون‌چسبندگی) و خشک درزلزله روش مناسبی می‌باشد.

به‌طورکلی به‌علت آنکه لغزش زیر اثر نیروهای وزنی و زلزله به‌طور مشترک به عوامل مقاومت برشی خاکی بستگی دارند و بین ضریب اطمینان شیروانی خاکی زیر اثر نیروهای وزنی، F_s، و ضریب‌زلزله بحرانی k_c رابطه ای وجود دارد. محققان سعی نموده‌اند روابطی مشابه رابطه ۷. ۱۰۸ ارائه نمایند، مانند رابطه زیر

$$k_c = 0.28\ (F_s - 1) \qquad (۷. ۱۱۱)$$

امبرسز (۱۴۶) رابطه زیر را برای جابجایی غیرارتجاعی سدهای خاکی ارائه نموده است.

$$\log u = 2.3 - 3.3\frac{k_c}{k_m} \qquad (۷. ۱۱۱-۱)$$

k_c ضریب زلزله بحرانی، k_m نسبت شتاب زمین به شتاب ثقل، و u جابجایی غیرارتجاعی بر حسب سانتیمتر می‌باشد.

با استفاده از دو رابطه اخیر می‌توان جابجایی غیرارتجاعی را تخمین زد. مثلاً چنانچه ضریب اطمینان سدی زیر اثر بارهای وزنی برابر ۱/۵ باشد، ضریب زلزله بحرانی از رابطه۷. ۱۱۱ برابر است با

$$k_c = 0.28(1.5 - 1) = 0.14$$

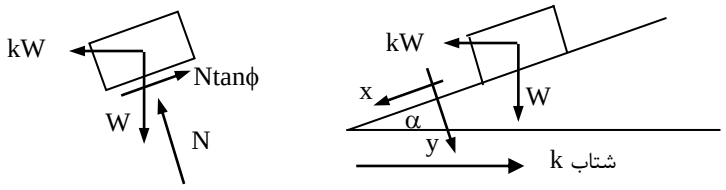
اگر شتاب اوج زمین برابر ۰/۱۵g باشد

$$k_m = 0.15 \quad ; \qquad \log u = 2.3\text{-}3.3(0.14/0.15) \quad ; u = 0.17\ \text{cm}$$

اما اگر ضریب اطمینان زیر اثر بارهای وزنی برابر ۱/۱ باشد، جابجایی u به ۴۳/۷ سانتیمتر افزایش خواهد یافت. ازاین‌رو ملاحظه می‌شود که مقدار ضریب اطمینان لغزشی زیر اثر بارهای وزنی تأثیر بسزایی روی جابجایی لرزه‌ای سد دارند.

روش سید[1]

سید لغزش شیروانی را به‌صورت حرکت یک جسم روی سطح شیبدار فرض نمود.



شکل ۷. ۸۷ حرکت جسم روی سطح شیبدار

در اثر حرکت زمین با شتاب k نسبت به شتاب ثقل، نیروی مجازی kW به جسم وارد می‌شود (نیروی دالامبر). برای محاسبه واکنش قائم بر سطح شیبدار

$$\sum F_y = 0$$
$$-kW\sin\alpha + W\cos\alpha - N = 0$$
$$N = W\cos\alpha - kW\sin\alpha \qquad (۱۱۲ .۷)$$

برای محاسبه شتاب در امتداد x

$$\frac{W}{g}\frac{d^2x}{dt^2} = kW\cos\alpha + W\sin\alpha - N\tan\varphi$$

φ ضریب اصطکاک است. پس از جایگزینی N از رابطه ۷. ۱۱۲

$$\frac{1}{g}\frac{d^2x}{dt^2} = k\cos\alpha + \sin\alpha - (\cos\alpha - k\sin\alpha)\tan\varphi$$
$$\frac{d^2x}{dt^2} = g(\sin\alpha\cdot\tan\varphi + \cos\alpha)[k - \tan(\varphi - \alpha)] \qquad (۱۱۳ .۷)$$

در آستانه لغزش شتاب برابر صفر است، پس

$$k_c - \tan(\varphi - \alpha) = 0$$
$$k_c = \tan(\varphi - \alpha) \qquad (۱۱۴ .۷)$$

[1] seed

k_c ضریب شتاب بحرانی نام دارد. نتایج آزمایشهای میز زلزله نشان می‌دهد که برای ایجاد لغزش به شتاب بیشتری نیاز است. پس در رابطه فوق به جای φ زاویه اصطکاک مجازی φ_{eq} را قرار می‌دهیم که قدری بزرگتر از φ است.

برای شیبهای با طول بیش از ۱۵ متر، تفاوت φ_{eq} با φ کمتر از ۲ درجه است و ازاین‌رو می‌توان در جهت اطمینان از رابطه ۷. ۱۱۴ استفاده کرد. برای محاسبه جابجایی غیرارتجاعی کافی است از رابطه ۷. ۱۱۳ دوبار انتگرال بگیریم. از آنجا که φ بستگی به تغییرشکل خاک دارد (در خاکهای ماسه‌ای)، برای‌یک‌ضربه جابجایی را محاسبه می‌کنیم و پس از اصلاح φ، محاسبات را برای ضربه بعدی ادامه می‌دهیم. به عنوان مثال برای ضربه سینوسی زیر

$k = a\sin(\omega t+\beta)$

پس از جایگزینی k در رابطه ۷. ۱۱۳ و دوبار انتگرال گیری

$$x = g\left(\sin\alpha\cdot\tan\varphi+\cos\alpha\right)\left[-\frac{1}{2}t^2\tan(\varphi-\alpha)-\frac{a}{\omega^2}\sin(\omega t+\beta)+\frac{a}{\omega}\left(\frac{\sin\beta}{\omega}+t\cos\beta\right)\right] \quad (۱۱۵ .۷)$$

ثابتهای این انتگرال با توجه به صفر بودن x و dx/dt در لحظه t=0 تعیین شده‌اند. با استفاده از این رابطه می‌توان جابجایی یک توده لغزشی را دراثر یک‌دور حرکت سینوسی محاسبه نمود. آنگاه با تعدیل φ، جابجایی را برای دورهای بعدی تعیین کرد. این رابطه را می‌توان به‌صورت نمودارهایی بر حسب a، α و φ در آورد و در آن فرکانس حرکت سینوسی را برابر یک دور در ثانیه درنظر گرفت. در این‌صورت اگر جابجایی بدست آمده از نمودار مزبور برابر x_1 باشد، آنگاه جابجایی زیراثر ضربه‌ای با فرکانس f برابر است با

$$x_f = \frac{x_1}{f^2} \quad (۱۱۶ .۷)$$

اگر چه چنین نمودارهایی برای زاویه شیب مشخصی تهیه شده‌اند، اما برای شیبهایی که تفاوت چندانی ندارند می‌توان با تعدیل مقدار φ_{eq} درجهت عکس، دقت لازم را تأمین کرد. برای مثال برای شیبی که ۱ درجه ملایمتر است، φ_{eq} به اندازه ا درجه افزایش می‌یابد. چون مقدار شتاب در خاکریز واقعی با افزایش ارتفاع زیاد می‌شود، برای محاسبه جابجایی بهتر است مقدار شتاب در میانه ارتفاع در نظر گرفته شود. به عنوان مثال برای شیب ۱:۲ با φ_{eq} برابر ۳۶ درجه و شتاب ۰/۳g، مقدار جابجایی در دور اول برابر ۹ سانتیمتر می‌باشد. چنانچه φ_{eq} در دور بعدی به ۳۳ درجه کاهش یابد، جابجایی در چهار دور بعدی به ۴*۲۰ یا ۸۰ سانتیمتر افزایش می‌یابد.

این روش اگر چه برای خاکهای ماسه‌ای تنظیم شده است اما برای برآورد جابجایی خاکهای چسبنده که در حین زلزله فشار منفذی موجود در ذرات خاک تغییر چندانی نمی‌کند نیز قابل استفاده است و بنابراین برای پوسته سد که عمدتاً درشت دانه است می‌تواند بکار گرفته شود.

۸

مباحث گوناگون

علم مهندسی زلزله هرروز در حال پیشرفت و گسترش است و به‌طور فزاینده‌ای موضوعات و مسائل متنوع‌تری را دربر می‌گیرد. هدف از تنظیم این فصل این است که نگاهی به برخی موضوعات نسبتاً مهجورتر مهندسی زلزله افکنده شود که شاید در متون اصلی و کلاسیک نظیر آیین‌نامه‌های زلزله هنوز جایگاه مشخصی پیدا نکرده‌اند اما رفته‌رفته با رشد علم و در نتیجه تحقیقات علمی، این موضوعات احتمالاً در آینده نزدیک وارد جرگه اصلی مباحث مهندسی زلزله خواهند شد.

۸. ۱. هیدرودینامیک

بروز زلزله موجب پیدایش امواجی در مخزن پشت سد و مایع درون مخازن می‌گردد و در نتیجه فشارهایی بیش از فشار هیدرواستاتیکی را به سد و جداره مخازن وارد می‌سازد که فشار هیدرودینامیکی نامیده می‌شود. در این بخش نحوه تشکیل این امواج و مبانی تحلیل آن بررسی و روابطی برای تعیین فشار هیدرودینامیکی ارائه خواهد شد.

۸. ۱. ۱. معادلات انتشار امواج در محیط ارتجاعی

برای بدست آوردن معادله دیفرانسیل حرکت شاره (سیال)، از لزجت آب صرف‌نظر کرده و جابجاییها را کوچک فرض می‌کنیم.

همچنین از اثر هوای داخل آب نیز چشم پوشیده و عدد رینولد بقدر کافی کوچک فرض می‌شود تا بتوان کلاً از اثر تلاطم[۱] چشم پوشید.

معادله دیفرانسیل حرکت یک جسم همگن ارتجاعی در دستگاه مختصات (x_1, x_2, x_3) در غیاب نیروی خارجی برابر است با

$$\rho \frac{\partial^2 x_i}{\partial t^2} = \frac{\partial p_{ii}}{\partial X_i} + \frac{\partial p_{ij}}{\partial X_j} + \frac{\partial p_{kj}}{\partial X_k} \qquad (۱\ .۸)$$

x_1، x_2 و x_3 جابجایی در جهات سه گانه، p_{ii} تنش محوری، و p_{ij} و p_{ki} تنشهای برشی می‌باشند.

اگر انبساط حجمی[۲] را با θ نشان دهیم

$$\theta = \frac{\partial x_i}{\partial X_i} + \frac{\partial x_j}{\partial X_j} + \frac{\partial x_k}{\partial X_k} \qquad (۲\ .۸)$$

آنگاه رفتار خطی ماده با رابطه زیر مشخص می‌شود

$$p_{ij} = \lambda \theta \delta_{ij} + 2\mu \frac{\partial x_i}{\partial X_i} \qquad (۳\ .۸)$$

λ و μ ثابتهای ارتجاعی و δ_{ij} دلتای کرونکر[۳] می‌باشد (که برابر ۱ برای $i = j$ و صفر برای $i \neq j$ است). از ترکیب این دو معادله

$$\rho \frac{\partial^2 x_i}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial X_i} + \mu \nabla^2 x_i \qquad (۴\ .۸)$$

که عملگر لاپلاس

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial X_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial X_2^2} + \frac{\partial^2}{\partial X_3^2} \qquad (۱\text{-}۴\ .۸)$$

اگر از رابطه ۸. ۳ نسبت به X_i (i برابر ۱، ۲ و ۳ است) مشتق گرفته و نتایج را جمع کنیم، آنگاه:

---

[۱] turbulence

[۲] cubic dilatation

[۳] Kronecker delta

$$\rho \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = (\lambda + 2\mu)\nabla^2 \theta \qquad (۵ .۸)$$

با اعمال عملگر چرخشی[1] روی رابطه ۸. ۴

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} Curlx_i = (\lambda + \mu) Curl \frac{\partial \theta}{\partial X_i} + \mu \nabla^2 Curlx_i$$

بنابراین $Curl \frac{\partial \theta}{\partial X_i}$ به شکل زیر در می‌آید.

$$\frac{\partial}{\partial X_i}\frac{\partial \theta}{\partial X_j} - \frac{\partial}{\partial X_j}\frac{\partial \theta}{\partial X_i}$$

که برابر صفر است، پس

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} Curl\vec{x}_i = \mu \nabla^2 Curl\vec{x}_i \qquad (۶ .۸)$$

از معادله دیفرانسیل ۸. ۴ می‌توان انتشار انواع موجهای زلزله را پیش بینی و محاسبه نمود. برای محیط کاملاً صلب $\mu = \infty$، و محیط جامد $0 < \mu < \infty$ ، و برای شاره (سیال) $\mu = ۰$ می‌باشد. می‌توان نشان داد که

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad E = \frac{\mu(3\lambda + 2\mu)}{\lambda + \mu} \quad \nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)} \qquad (۷ .۸)$$

۸. ۱. ۲. معادلات انتشار امواج در شاره

همانطور که گفته شد، برای شاره μ برابر صفر است، پس با نهادن صفر به جای μ در معادله ۸. ۵ حرکت شاره تعیین می‌شود:

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = \frac{\lambda}{\rho}\nabla^2 \theta \quad \therefore \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = c^2 \nabla^2 \theta \qquad (۸ .۸)$$

---

[1] توضیح در مورد عملگر چرخشی (Curl)

$$Curlf = \nabla x f = \left(\frac{\partial f_3}{\partial X_2} - \frac{\partial f_2}{\partial X_3}\right)e_1 + \left(\frac{\partial f_1}{\partial X_3} - \frac{\partial f_3}{\partial X_1}\right)e_2 + \left(\frac{\partial f_2}{\partial X_1} - \frac{\partial f_1}{\partial X_2}\right)e_3$$

e_1، e_2 و e_3 بردارهای یکه در جهات سه گانه می‌باشند.

c همان سرعت صوت است و برابر $\sqrt{\lambda/\rho}$ می‌باشد. θ در رابطه ۸. ۲ تعریف شده است. λ مدول حجمی[1]، ρ چگالی شاره (سیال) و ∇^2 عملگر لاپلاس طبق رابطه ۸. ۴-۱ می‌باشد. البته در عمل برای شاره‌ها بیشتر این معادله را به صورت زیر می نویسند.

$$c^2\nabla^2\phi = \frac{\partial^2\phi}{\partial t^2} \qquad (۹ .۸)$$

که در آن ϕ تابع پتانسیل سرعت است

$$\frac{\partial x_i}{\partial t} = -\frac{\partial\phi}{\partial X_i} \qquad (۱۰ .۸)$$

فشار دینامیکی مثبت و کشش منفی فرض می‌شود. پس

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -\lambda\sum_{i=1}^{3}\frac{\partial^2 x_i}{\partial x_i \partial t} \qquad \text{و} \qquad p = -\lambda\theta$$

با توجه به رابطه ۸. ۱۰

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \lambda\nabla^2\phi$$

از رابطه ۸. ۹ و با توجه به تعریف c

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \rho\frac{\partial^2\phi}{\partial t^2}$$

چنانچه برای شاره ساکن ۰ = $\frac{\partial\phi}{\partial t}$ اختیار شود، پس از انتگرال‌گیری

$$p = \rho\frac{\partial\phi}{\partial t} \qquad (۱۱ .۸)$$

از تعریف تابع ϕ در ۸. ۱۰، می‌توان شرایط مرزی را در هر سطح عمود بر X'_t نوشت

$$-\frac{\partial\phi}{\partial X'_t} = \frac{\partial x_i}{\partial t} \qquad (۱۲ .۸)$$

x_i مؤلفه جابجایی درامتداد سطح است. درسطح آزاد آب، اگربرای جهت قائم i = ۱ اختیار شود (جهت مثبت روبه‌بالا)، فشار در محل اولیه سطح آزاد برابر $g\rho x_1$ خواهد بود (g شتاب ثقل است). از رابطه ۸. ۱۱

اگر نسبت به زمان مشتق گرفته و در ۸. ۱۰ قرار دهیم $\frac{\partial\phi}{\partial t} = gx_1$

---

[1] bulk modulus

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} + g \frac{\partial \phi}{\partial X_i} = 0 \qquad (۱۳ .۸)$$

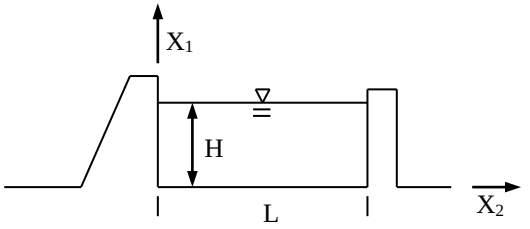
در مورد سدها و سازه‌های زیرآبی[۱] معمولاً فرض می‌شود که سطح آزاد آب در حال سکون باقی می‌ماند و از حرکت امواج سطح آب صرف نظر می‌شود و در نتیجه رابطه فوق به صورت زیر در می‌آید.

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = 0 \qquad (۱۴ .۸)$$

۸. ۱. ۳. فشار هیدرودینامیکی بر سد

روش مقدماتی

سدهای وزنی و پشت‌بند دار[۲] را می‌توان دو بعدی فرض کرد. مطابق شکل ۸. ۱، X_1 و X_2 مختصات قائم و افقی، H ارتفاع و L طول دریاچه درحالت آرام درنظر گرفته می‌شود. فرض کنیم که طول دریاچه بقدر کافی بزرگ باشد که بتواند محیط نیمه بینهایت فرض گردد یعنی L /H »۱. حرکت زمین را به‌صورت کاملاً افقی و سینوسی در نظر می‌گیریم.



شکل ۸. ۱ سد صلب با سطحی قائم و دریاچه‌ای مستطیل شکل

شرایط مرزی از رابطه ۸. ۱۲ برابر است با

$$\frac{\partial \phi}{\partial X_1} = 0 \qquad \text{در } X_1 = 0 \qquad (۱۵ .۸)$$

$$x_2 = a \sin \omega t \qquad \text{در } X_2 = 0 \qquad (۱۶ .۸)$$

---

[۱] submerged

[۲] buttress dams

در $X_2 = \infty$ مقدار ϕ صفر می‌شود. شرایط مرزی ۸. ۱۴ را در $X_1 = H$ اعمال می‌کنیم. با فرض تراکم ناپذیری آب، از رابطه ۸. ۹

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial X_1^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial X_2^2} = 0 \qquad (۱۷ .۸)$$

از جایگزینی پاسخ این معادله با توجه به شرایط مرزی در رابطه ۸. ۱۱

$$p = -2a\omega^2 \rho H \sin \omega t \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{\mu_n^2} \exp\left(\frac{-\mu_n X_2}{H}\right) \cos\left(\frac{\mu_n X_1}{H}\right) \qquad (۱۸ .۸)$$

که

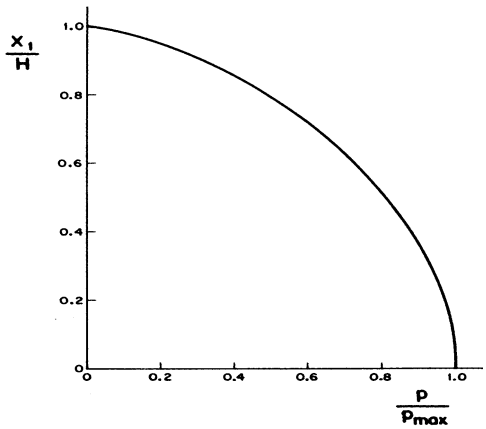
$$\mu_n = \frac{(2n-1)\pi}{2}$$

از آنجا که ω و t فقط در $\alpha\omega^2 \sin\omega t$ ظاهر شده‌اند، بقیه جواب به حرکت زمین بستگی ندارد. پس برای یک حرکت کلی زمین $x_0(t)$ داریم

$$p = 2\ddot{x}_0 \rho H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{\mu_n^2} \exp\left(\frac{-\mu_n X_2}{H}\right) \cos\left(\frac{\mu_n X_1}{H}\right) \qquad (۱۹ .۸)$$

فشار وارد بر سطح سد

مقدار فشار در مبدأ مختصات یعنی پای سد ($X_1=X_2=0$) حداکثر است و برابر $0.743\ddot{x}_0 \rho H$ می‌باشد. جمع فشار وارد بر واحد عرض سد برابر $0.543\ddot{x}_0 \rho H^2$ است (در مقایسه با فشار هیدرواستاتیکی $0.5g\rho H^2$). توزیع فشار در پشت سد در نمودار ۸. ۲ نشان داده شده است.

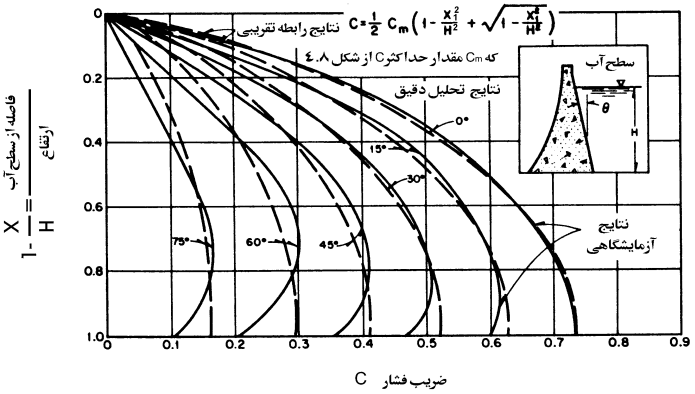


شکل ۸. ۲ توزیع فشار مایع تراکم ناپذیر

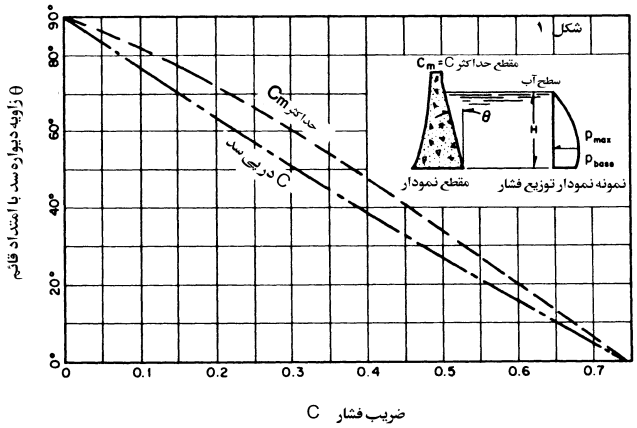
بنابراین اگر از تراکم پذیری آب چشم پوشی شود، نیروی هیدرودینامیکی وارد به یک سطح قائم فقط ۸/۶٪ بیش از نیروی هیدرواستاتیکی معادل ضربه شتاب نسبی پی (نسبت به شتاب ثقل) است و نقطه اثر برآیند نیروهای هیدرودینامیکی در نقطه‌ای به ارتفاع $X_1 = 0.401H$ می‌باشد.

۸. ۱. ۴. فشار بر دیواره‌های اریب

براساس مطالعات زنگار (۱۴۸) درصورتی‌که دیواره سد قائم نباشد اندکی از فشار هیدرودینامیکی کاسته می‌شود. چنانچه زاویه انحراف از قائم θ کوچک باشد، ضریب کاهش تقریباً برابر $(1-\theta/100)$ و توزیع فشار در ارتفاع مانند دیواره قائم است.

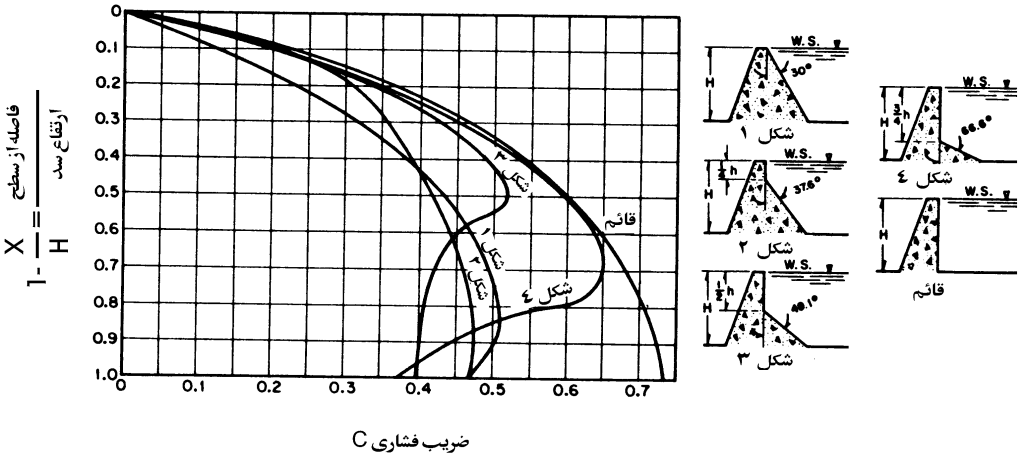


شکل ۸. ۳ توزیع فشار هیدرودینامیکی برای سد با سطح اریب



شکل ۸. ۴ ضریب فشار برای سطوح اریب

زنگار برای سدهای با سطح شکسته (مطابق شکل ۸. ۵) نیز توزیع فشار را محاسبه نمود. نتایج حاکی است که در اغلب موارد، فشار کمتر از فشار وارد به دیواره قائم است.



شکل ۸. ۵ فشار هیدرودینامیکی سد با سطح شکسته

۸. ۱. ۵. تأثیر تراکم پذیری آب

در شرایطی که آب دچار تغییرشکلهای بزرگ شود، فرض تراکم پذیری آب دیگر معتبر نبوده و لازم است تأثیر تراکم پذیری آب در معادلات مربوطه گنجانده شود. در سد مذکور در بخش

پیشین (شکل ۸. ۱)، وسترگارد[1] برای اولین بار در سال ۱۹۳۳ معادلات هیدرودینامیک را برای زلزله بکار گرفت. پاسخ این معادلات مشابه رابطه ۸. ۱۸ است با این تفاوت که بجای μ^2_n باید $\mu_n v_n$ و بجای $\mu_n X_2/H$ باید $v_n X_2/H$ قرار گیرد که

$$v_n = \sqrt{\mu_n^2 - \frac{\omega^2 H^2}{c^2}} \qquad (۲۰ .۸)$$

این رابطه به شرطی معتبر است که $\omega H/c$ از μ_1 کوچکتر باشد. اگر مدول حجمی آب برابر $۲/۱۱ * ۱۰^۵$ تن بر متر مربع فرض شود (که برای آب در دمای ۸ درجه سانتیگراد درست است)، لازم است H/T کوچکتر از ۳۶۰ متر بر ثانیه باشد (T زمان تناوب شتاب زمین است). چنانچه از تراکم پذیری آب چشم بپوشیم، c برابر بینهایت شده، H/T = ۰ و v_n برابر μ_n می‌گردد و در نتیجه جواب فوق عیناً مطابق رابطه ۸. ۱۸ خواهد بود. برای H/T = ۱۰۰ متر بر ثانیه، خطا به ۴٪ و برای H/T = ۳۶۰ خطا به ۱۰۰٪ می‌رسد. در این حالت پاسخ وسترگارد مقدار فشار را برابر بینهایت بدست میدهد. البته مادام که H/T از ۳۶۰ کوچکتر باشد، نحوه توزیع فشار بستگی چندانی به H/T ندارد، ولی برای مقادیر بزرگتر از ۳۶۰، هم مقدار فشار و هم نحوه توزیع آن بستگی زیادی به H/T و اندازه دریاچه سد دارند.

یک روش تقریبی برای بدست آوردن فشار این است که پاسخ حالت تراکم ناپذیر را که از روابط ۸. ۱۸ و ۸. ۱۹ بدست می‌آید (نمودارهای ۸. ۲ تا ۸. ۵) در α ضرب کنیم.

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{1-\left(\frac{H}{360T}\right)^2}} \qquad (۲۱ .۸)$$

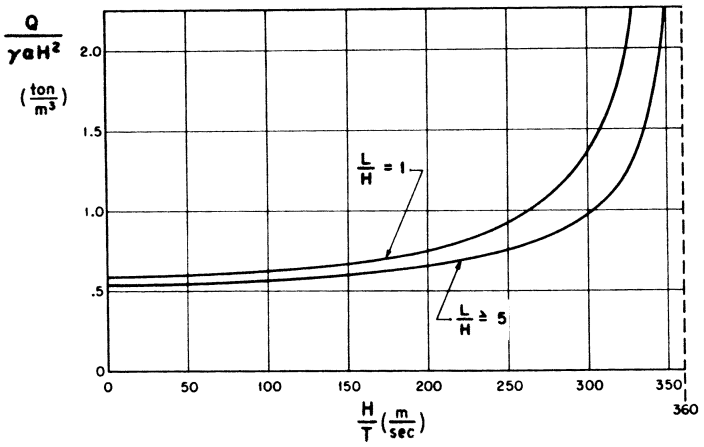
H ارتفاع سد بر حسب متر و T زمان تناوب بر حسب ثانیه است.

۸. ۱. ۶. تأثیر طول دریاچه سد

کاهش طول دریاچه موجب افزایش فشار سد می‌شود. نیومارک (۳) اثر تغییر طول دریاچه سد را بر نیروی وارد به آن بررسی نمود. در شکل ۸. ۶ تغییرات نیروی کل وارد به سد بر حسب طول دریاچه نسبت به ارتفاع آن، L/H، و ارتفاع سد نسبت به زمان تناوب شتاب زمین، H/T،

[1] Westergaard

نمایش داده شده است. همانطور که در شکل دیده می‌شود، با کاهش طول دریاچه نیروی وارد به سد افزایش می‌یابد.



شکل ۸. ۶ تأثیر ارتفاع سد و طول دریاچه بر نیروی هیدرودینامیکی وارد به سد
(L طول دریاچه، H ارتفاع سد، و T زمان تناوب شتاب زمین)

۸. ۱. ۷. مد طبیعی ارتعاش دریاچه

معادله دیفرانسیل ۸. ۹، برای دریاچه‌ای به‌طول نامحدود ($L = \infty$) با شرایط مرزی $\frac{\partial \phi}{\partial X_1} = 0$ در $X_1 = 0$ و $\frac{\partial \phi}{\partial t} = 0$ در $X_1 = H$، و تحت حرکت زمین $x_2(0, X_2, t) = x_0(t)$ ، و شرایط سکون اولیه، توزیع فشار بر بدنه سد را چنین بدست می‌دهد:

$$p(X_1,0,t) = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos\left(\frac{\omega_n}{c} X_1\right) S_n(t) \qquad (۲۲ .۸)$$

که

$$a_n = \frac{(-1)^{n+1} 8\rho H}{\pi^2 (2n-1)^2} \qquad (۲۳ .۸)$$

$$\omega_n = \frac{(2n-1)\pi c}{2H} \qquad (۲۴ .۸)$$

$$S_n(t) = \omega_n \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) J_0[\omega_n(t-\tau)] d\tau \qquad (۲۵ .۸)$$

ρ چگالی آب، c سرعت امواج صوت در آب (۱۴۴۰ متر بر ثانیه) و J_0 تابع بسل نوع اول[۱] از درجه صفر است[۲]. رابطه ۸. ۲۲ شباهت تام به پاسخ یک دستگاه چنددرجه دارد که در آن α_n می‌تواند ضریب شرکت مد n ام، ω_n فرکانس آن مد و $S_n(t)$ پاسخ زمانی آن به حرکت زمین باشد. $\cos(\omega_n X_1/c)$ توزیع فشار در مد n ام را بیان می‌کند (همچون توزیع نیرو در یک سازه چند طبقه در مد n ام که توسط شکل آن مد بیان می‌شود) و بیانگر شکل مد n ام است. باید توجه داشت که $S_n(t)$ در واقع همان پاسخ یک دستگاه تکدرجه به شتاب پی $\ddot{x}_0(t)$ است با این تفاوت که در انتگرال دوهامل به جای $e^{-\xi_n \omega_n t} \sin \omega t$ تابع بسل $J_0(\omega_n t)$ نشسته است. چون تابع بسل شبیه یک تابع سینوسی با دامنه میراشونده می‌باشد، پاسخ دریاچه سد به ارتعاش پی تا حدود زیادی نظیر پاسخ یک ساختمان چند طبقه است.

کوتسوبو[۳] زمان‌تناوب دریاچه‌هایی با مقاطع مستطیل، نیم دایره، ربع دایره و V شکل را بدست آورد که در جدول ۸. ۱ نشان داده شده است . او روش تقریبی زیر را نیز برای محاسبه زمان‌تناوب مقاطع غیر مستطیل ارائه نمود که از دقت خوبی برخوردار است:

الف. توزیع فشار برای مد پایه از شکل ۸. ۷ معین می‌شود.

---

[۱] توابع بسل قبلاً در پانوشت رابطه ۷. ۷۹ در بخش ۷. ۶. ۴ تشریح شده‌اند.

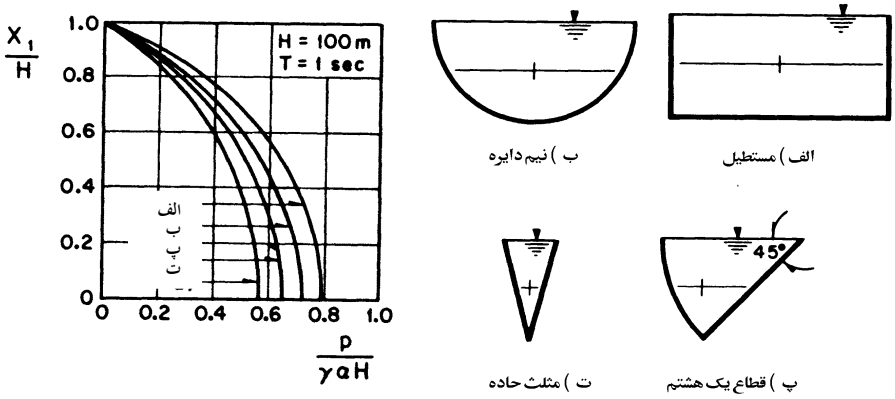
[۲] می‌توان این پاسخ را با رابطه ۸. ۱۹ برای آب تراکم ناپذیر مقایسه نمود.

[۳] Kotsubo, S., 1959, *dynamic water pressure on dam due to irregular earthquakes*, Mem. Fac. Engineering, Kyashu University, 18 (4), 119-29.

جدول ۸. ۱. زمان تناوب دریاچه‌هایی با مقاطع مختلف

شکل دریاچه	روش دقیق		روش تقریبی♫
	مد اول ($۱۰۰T_1/H$)	مد دوم ($۱۰۰ T_2/H$)	مد اول ($۱۰۰ T_1/H$)
مستطیل	۰/۲۷۸	۰/۰۹۳	۰/۲۷۸
نیم دایره	۰/۲۳۷	۰/۱۰۴	۰/۲۴۶
قطاع یک هشتم دایره	۰/۲۰۲	۰/۰۹۲	۰/۲۰۸
مثلث با زاویه حاده	۰/۱۸۱	۰/۰۷۹	۰/۱۹۶

♫ T_1 متناسب است با $\sqrt{\overline{H}/H}$



شکل ۸. ۷ توزیع فشار سد برای مقاطع مختلف

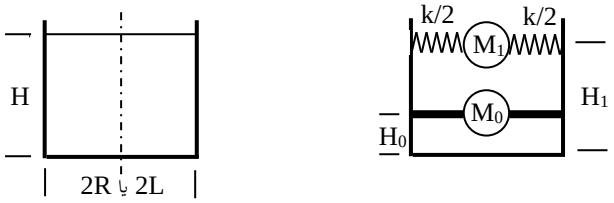
ب. توزیع فشار در مدهای بالاتر همانند مقطع مستطیل فرض می‌گردد.

پ. زمان تناوب مقطع مورد نظر برابر است با زمان تناوب مقطع مستطیل با عمق H، ضربدر $\sqrt{\overline{H}/H}$، که $\overline{H}$ و H مقادیر میانگین و حداکثر ارتفاع مقطع مورد نظر می‌باشند.

ت. زمان تناوب مدهای بالاتر با مقطع مستطیل مساوی فرض می‌گردد.

۸. ۱. ۸. فشار هیدرودینامیکی در مخازن

بر خلاف سد، در مخازن تأثیر تراکم پذیری آب قابل اغماض است اما اثر امواج سطح آب را نمی‌توان نادیده گرفت. برای حل مسأله باید با توجه به رابطه ۸. ۹، $\nabla^2\phi = 0$ را تحت شرایط مرزی رابطه ۸. ۱۲ در راستای کف و دیواره‌های مخزن، و رابطه ۸. ۱۳ در سطح آزاد آب حل کرد. بجای حل این معادلات می‌توان از روش تحلیل مدی استفاده کرد. در این روش، آب درون مخزن به مجموعه‌ای از سیستم‌های جرم و فنر (مطابق شکل ۸. ۸) تبدیل می‌شود.



شکل ۸. ۸ مدل جرم و فنر برای مخازن

با توجه به شکل، اگر R شعاع مخزن استوانه‌ای (یا L برابر نصف طول مخزن مستطیل در راستای زلزله)، H ارتفاع مایع و M جرم آن باشد، مایع را با دو جرم M_0 و M_1 جایگزین می سازیم. M_0 با فنرهای کاملاً صلبی به مخزن متصل است درحالی‌که M_1 می‌تواند داخل مخزن نوسان نماید. از بررسی ارتعاش این مدل در مقایسه با پاسخ مخزن واقعی، هاوزنر (۱۴۹) مقادیر زیر را بدست آورد که با اصلاحاتی توسط نیومارک (۳) ارائه شده است. برای مخزن استوانه‌ای مشخصات جرم و فنر معادل برابر است با

$$M_0 = \frac{\tanh 1.7R/H}{1.7R/H} \cdot M \qquad (۸.۲۶-۱)$$

$$M_1 = \frac{0.71\tanh 1.8H/R}{1.8H/R} \cdot M \qquad (۸.۲۶-۲)$$

$$H_0 = 0.38H\left[1+\alpha\left(\frac{M}{M_0}-1\right)\right] \qquad (۸.۲۶-۳)$$

$$H_1 = H\left[1-0.21\frac{M}{M_1}\left(\frac{R}{H}\right)^2+0.55\beta\frac{R}{H}\sqrt{0.15\left(\frac{RM}{HM_1}\right)^2-1}\right] \quad (۸.۲۶-۴)$$

$$k=\frac{4.75gM_1^2H}{MR^2} \quad (۸.۲۶-۵)$$

g شتاب ثقل است. این مقادیر براساس مد اول ارتعاش بدست آمده‌اند. برای مدهای بالاتر نیز به‌طور مشابه جرم و فنر معادل تعیین شده که به‌عنوان مثال می‌توان به گراهام (۱۵۰) مراجعه کرد.

برای مخزن مستطیل، به‌طور مشابه مشخصات جرم و فنر معادل عبارت است از

$$M_0=\frac{\tanh 1.7L/H}{1.7L/H}\cdot M \quad (۸.۲۷-۱)$$

$$M_1=\frac{0.83\tanh 1.6H/L}{1.6H/L}\cdot M \quad (۸.۲۷-۲)$$

$$H_0=0.38H\left[1+\alpha\left(\frac{M}{M_0}-1\right)\right] \quad (۸.۲۷-۳)$$

$$H_1 = H\left[1-0.33\frac{M}{M_1}\left(\frac{L}{H}\right)^2+0.63\beta\frac{L}{H}\sqrt{0.28\left(\frac{LM}{HM_1}\right)^2-1}\right] \quad (۸.۲۷-۴)$$

$$k=\frac{3gM_1^2H}{ML^2} \quad (۸.۲۷-۵)$$

L نصف طول مستطیل در جهت حرکت است. برای هر دونوع مخزن استوانه و مستطیل، α =۱/۳۳ و β=۲ به‌شرطی که اثر لنگر بر کف مخزن در نظر گرفته شود، اما اگر فقط فشار وارد به دیواره مخزن مورد نظر باشد α و β هردو برابر صفر خواهند بود. دامنه موجهای سطحی برابر است با

$$A=\eta X \quad (۸.۲۸)$$

X جابجایی فنر M_1 و η برابر است با

$$\eta=\frac{0.69KR/M_1g}{1-0.92\frac{X}{R}\left(\frac{KR}{M_1g}\right)^2} \quad (۸.۲۹)$$

مخازن استوانه‌ای

$$\eta = \frac{0.84KL/M_1 g}{1-\frac{X}{L}\left(\frac{KL}{M_1 g}\right)^2}$$ (۸. ۳۰) *مخازن مستطیل*

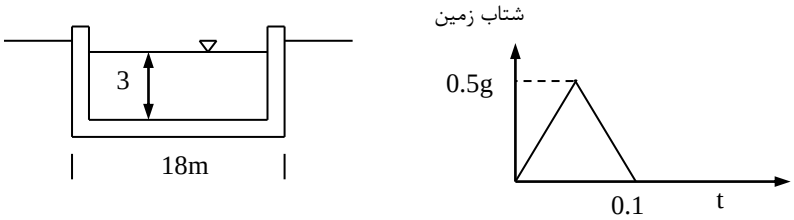
مادام که دامنه موج سطحی A از ۰/۲R، ۰/۲L و یا ۰/۲H بیشتر نشود روابط فوق، که براساس رفتار خطی استوارند، معتبر می‌باشند. زمان تناوب پایه مخازن استوانه و مستطیل را می‌توان از رابطه تقریبی زیر بدست آورد.

$$T_1 = m\frac{R}{\sqrt{H}}$$ (۸. ۳۱) تناوب پایه *مخازن استوانه‌ای*

$$T_1 = n\frac{L}{\sqrt{H}}$$ (۸. ۳۲) تناوب پایه *مخازن مستطیل*

R، H و L بر حسب متر هستند. m و n برای مقادیر کوچک H/R و L/R (کمتراز ۰/۲۵) بترتیب برابر ۱/۰۷ و ۱/۲۵ می‌باشند و برای مقادیر بزرگتر (تا ۰/۷) m برابر ۱ خواهد شد اما n تغییری نمی‌کند.

مثال ۸. ۱ یک مخزن مستطیل به طول ۱۸ متر و عمق ۳ متر زیر شتاب ضربه‌ای شکل زیر قرار می‌گیرد. دامنه موج حاصل را محاسبه نمایید.



حل. ابتدا از روابط ۸. ۲۷-۲ و ۸. ۲۷-۵ M_1 و k را محاسبه می‌کنیم

L = 18/2 = 9 m ; H/L = 3/9 = 0.33

$$M_1 = \frac{0.83\tanh(1.6x0.33)}{1.6x0.33}\cdot M = 0.753M \quad ; \quad k = \frac{3x9.8x(0.753m)^2 x3}{Mx9^2} = 0.617M$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M_1}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{0.753M}{0.617M}} = 6.935$$

اگر یک دستگاه تکدرجه با جرم m در مدتی کوتاه زیر نیروی P(t) قرار گیرد، سرعت اولیه ایجاد شده با استفاده از اصل بقای اندازه حرکت، برابر است با

$$V = \frac{\int_0^{\Delta t} P(t)dt}{m} \qquad (۳۳ .۸)$$

نیروی مجازی ناشی از شتاب زمین برابر است با $-m\ddot{g}(t)dt$، پس

$$V = -\int_0^{\Delta t} \ddot{g}(t)dt = -\frac{1}{2}(0.5x9.8)(0.1) = -0.245 \text{ m/s}$$

معادله حرکت دستگاه تکدرجه تحت این سرعت اولیه از رابطه ۲. ۲۶ برای استهلاک صفر برابر است با

$$X = \frac{V}{\omega}\sin\frac{2\pi}{T}t = \frac{0.245}{6.28/6.935}\sin\frac{2\pi}{T}t = 0.27\sin\frac{2\pi}{T}t$$

پس دامنه حرکت آن برابر ۰/۲۷ متر است. دامنه امواج سطحی از رابطه ۸. ۲۸ برابر است با

$$A = \eta X = 0.27\eta$$

و η از رابطه ۸. ۳۰

$$\eta = \frac{0.84KL/M_1g}{1-\frac{X}{L}\left(\frac{KL}{M_1g}\right)^2} = \frac{0.84x0.617Mx9/(0.753Mx9.8)}{1-\frac{0.27}{9}\left(\frac{0.617Mx9}{0.735Mx9.8}\right)^2} = 0.643$$

پس دامنه امواج سطحی آب برابر است با

$$A = 0.27\eta = 0.27x0.643 = 0.17 \text{ m}$$

مثال ۸. ۲ یک مخزن زمینی استوانه‌ای با شعاع ۵ و ارتفاع ۱۰ متر در معرض زلزله‌ای با شتاب اوج ۰/۵g قرار می‌گیرد. چنانچه طیف این زلزله مشابه طیف طراحی هاوزنر در شکل ۳. ۴۳ باشد ارتفاع اوج سطح مخزن را محاسبه نمایید.

حل. با استفاده از روابط ۸. ۲۶-۲ و ۸. ۲۶-۵، و با توجه به این‌که H/R =۱۰ ÷ ۵ =۲

$$M_1 = \frac{0.71\tanh 1.8H/R}{1.8H/R}\cdot M = \frac{0.71\tanh(1.8x2)}{1.8x2}M = 0.197M$$

$$k = \frac{4.75gM_1^2H}{MR^2} = \frac{4.75x9.8x0.197^2x10}{Mx5^2} = 0.722M \quad ; \quad T = 2\pi\sqrt{\frac{M_1}{k}} = 3.27 \text{ s}$$

با استفاده از طیف طراحی هاوزنر در شکل ۳. ۴۳ برای زمان تناوب ۳/۲۷ ثانیه، جابجایی ۱۰ اینچ بدست می‌آید. شتاب اوج زمین در طیف هاوزنر برابر ۰/۲g منظور شده است. پس جابجایی پاسخ سیستم M_1 برابر است با

$$X = 10x0.0254x\frac{0.5g}{0.2g} = 0.625 \text{ m}$$

و از روابط ۸. ۲۹ و ۸. ۲۸

$$\eta = \frac{(0.69x0.722Mx5)/(0.197Mx9.8)}{1-(0.92)\frac{0.625}{5}\cdot\left[0.722Mx5/(0.197Mx9.8)\right]^2} = 2.162$$

$$A = \eta X = 2.16x0.625 = 1.35\text{m} \qquad \textit{دامنه موج سطحی}$$

مثال ۸. ۳ مخزن هوایی استوانه‌ای به قطر ۱۵ متر مطابق شکل روی یک سکو قرار گرفته است. سکو روی قابی با سختی ۱۰۰۰ تن بر متر مستقر است و وزن مخزن خالی و سکو روی‌هم ۱۴۰ تن است. اگر پی این مخزن تحت شتابی مشابه مثال ۸. ۱ قرار گیرد نیروی برشی پی را محاسبه کنید. عمق آب در مخزن برابر ۴/۵ متر است. همچنین نیروی برشی پی را با استفاده از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ و براساس این مقادیر بدست آورید: T_0=۰/۵، A=۰/۳۵، I=۱، R=۷. ضمناً مشخص کنید که صلب فرض نکردن آب در این حالت چه تأثیری روی نیروی محاسبه شده داشته است.

حل. با استفاده از روابط ۸. ۲۶ می‌توان جرمهای صلب و نوسانگر را محاسبه نمود.

$$R/H = 7.5/4.5 = 1.67 \quad ; \quad H/R = 0.6$$

$$M_0 = \frac{\tanh(1.7x1.67)}{1.7x1.67}M = 0.35M \; ; \quad M_1 = \frac{0.71\tanh(1.8x0.6)}{1.8x0.6}M = 0.52M$$

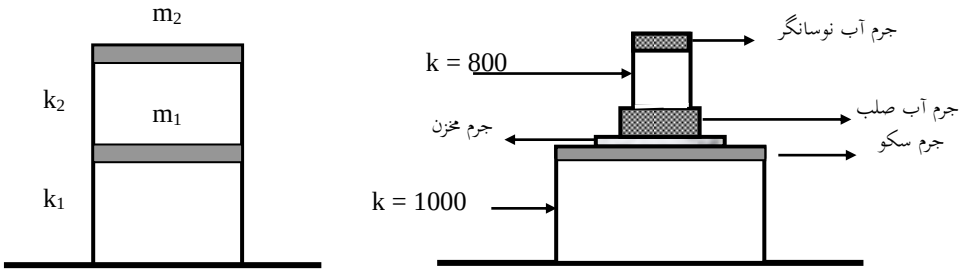
$$M = 3.14x7.5_2x4.5x1 = 794.8 \text{ t}$$

$M_0 = 278$ t *جرم صلب* ; $M_1 = 413$ t *جرم نوسانگر*

از رابطه ۸. ۲۶-۵

$$k = \frac{4.75x9.8x413^2x4.5}{794.8x7.5^2} = 800 \text{ kN/m} \qquad \textit{سختی جرم نوسانگر}$$

بنابراین مدل فیزیکی مخزن همچون شکل ۸. ۱۰ خواهد بود.



الف. مدل فیزیکی *ب. مدل ساختمان دو طبقه معادل*

شکل ۸. ۹ مدل فیزیکی مخزن هوایی

مدل فیزیکی مخزن مشابه یک ساختمان برشی دو طبقه با دو درجه آزادی است که جرم طبقه اول برابر مجموع جرم‌های سازه، مخزن و بخشی از مایع است که به صورت صلب عمل می‌کند. جرم طبقه دوم برابر جرم آب نوسانگر M_1 است. پس

$m_1 = 104 + 278 = 418$ t ; $m_2 = 413$ t
$k_1 = 1000x9.8 = 0800$ kN/m ; $k_2 = 800$ kN/m

زمان تناوب از رابطه ۲. ۹۳ و شکل مدها از رابطه ۲. ۹۲ بدست می‌آید. داریم

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 9800+800 & -800 \\ -800 & 800 \end{bmatrix} \quad ; \quad \mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 418 & 0 \\ 0 & 413 \end{bmatrix}$$

از رابطه ۲. ۹۳، برای محاسبه زمانهای تناوب باید $\left|\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{M}\right| = 0$ پس

$$\omega^4 - 27.23\omega^2 + 45.4 = 0 \quad \therefore \quad \omega = 1.33, \quad 5.04 \quad T = 4.71, \quad 1.24$$

برای محاسبه شکلهای مدی از رابطه ۲. ۹۲

$$\left|\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{M}\right|\boldsymbol{\varphi} = 0 \quad \therefore \quad -800\phi_{1i} + (800 - 413\omega_i^2)\phi_{2i} = 0$$

با انتخاب مقدار ۱ برای مؤلفه مدی در طبقه دوم ($\phi_{2i} = 1$) داریم

$$\phi_{1i} = 1 - 0.516\omega_i^2 \quad \therefore \quad \phi_{11} = 1 - 0.516 \times 1.78 = 0.0811 \quad \phi_{12} = 1 - 0.516 \times 25.44 = -12.13$$

پس بردارهای شکل مدی بدست می‌آید

$$\boldsymbol{\varphi}_1 = \begin{Bmatrix} 0.0811 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad ; \quad \boldsymbol{\varphi}_2 = \begin{Bmatrix} -12.13 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

با استفاده از روش مورد استفاده درمثال ۸. ۱ برای یک دستگاه تکدرجه نامیرا، جابجایی حاصل از ضربه برابر است با

$$X = \frac{V}{\omega}\sin \omega t$$

که V سرعت اولیه دستگاه و ω فرکانس طبیعی آن است. از رابطه ۸. ۳۳

$$V = \frac{\int_0^{\Delta t} P(t)dt}{m} = \frac{\int_0^{\Delta t} -m\ddot{g}(t)dt}{m} = -\int_0^{\Delta t} m\ddot{g}(t)dt$$

$$V = -\frac{1}{2}(0.5xg)x0.1 = -0.025g$$

پس

$$X = -\frac{0.025g}{\omega}\sin \omega t$$

بنابراین جابجایی اوج دستگاه تکدرجه برابر است با

$$S_d = X_{\max} = \frac{0.025}{\omega}$$

و به علت پایین بودن استهلاک، شتاب اوج مدهای ۱ و ۲ برابر است با

$$S_a = \omega^2 S_d = 0.025g\omega$$

$$S_{a_1} = 0.025gx1.33 = 0.0333g \qquad S_{a_2} = 0.025gx5.04 = 0.126g$$

برش پایه مدی از رابطه ۳. ۹۰ محاسبه می‌شود.

$$Q_i = \frac{\left(\sum m_j \phi_{ji}\right)^2}{\sum m_j \phi_{ji}^2} \cdot S_{a_i} \qquad Q_1 = \frac{(418x0.0811 + 413x1^2}{418x0.0811^2 + 413x1^2} \cdot (0.0333g) = 14.88 \text{ t}$$

$$Q_2 = \frac{[418x(-12.1) + 413x1]^2}{418(-12.1)^2 + 413x1^2}(0.126g) = 44.1 \text{ t}$$

مقدار تقریبی برش پی برابر است با

$$Q = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2} = 46.6 \text{ t}$$

مقدار دقیق برش پی تابعی از زمان است و طبق رابطه ۳. ۱۱۸

$$Q(t) = \sum Q_i(t) \quad ; \quad Q_i(t) = \omega_i^2 \frac{\left(\sum m_j \phi_{ji}\right)^2}{\sum m_j \phi_{ji}^2} z_i(t)$$

$$Q = Q_1(t) + Q_2(t) = 14.88\sin 1.33t + 44.1\sin 5.04t$$

برش پایه Q در لحظات ۰/۳۱ و ۱/۵۶ ثانیه به اوج می‌رسد و برابر ۵۰/۱ و ۵۷/۱ تن می‌باشد که بیش از مقدار تقریبی قبلی است. چنانچه استهلاکی برابر ۵٪ برای هر دو مد منظور شود، داریم

$$Q = 14.88e^{-1.33\xi_1 t}\sin 1.33t + 44.1e^{-5.04\xi_2 t}\sin 5.04t$$

با درنظر گرفتن $\xi_1 = \xi_2 =$ ۰/۰۵، مقدار برش پایه در لحظات ۰/۳۱ ثانیه و ۱/۵۶ ثانیه برابر۴۶/۶ و ۴۱/۵ تن می‌گردد. می‌بینیم که وجود استهلاک موجب کاهش دامنه مدها شده و عملاً مقدار اوج با آنچه قبلاً به روش تقریبی بدست آوردیم، برابر است.

محاسبه نیروی برش پایه با استفاده از طیف آیین‌نامه:

$$B = 2.5\left(\frac{T_0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \le 2.5 \quad \therefore \quad B_1 = 2.5\left(\frac{0.5}{4.71}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.56 \quad B_2 = 2.5\left(\frac{0.5}{1.24}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.36$$

$$C = \frac{ABI}{R} \qquad C_1 = \frac{0.35x0.54x1}{7} = 0.029 \qquad C_2 = \frac{0.35x1.36x1}{7} = 0.068$$

$$Q_1 = \frac{\left(\sum m_j \phi_{j1}\right)^2}{\sum m_j \phi_{j1}^2} \cdot C_1 = 446.9x0.029 = 12.96 \text{ t}$$

$$Q_2 = \frac{\left(\sum m_j \phi_{j2}\right)^2}{\sum m_j \phi_{j2}^2} \cdot C_2 = 350x0.068 = 23.8 \text{ t} \qquad Q = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2} = 27.1 \text{ t}$$

می‌بینیم که برش پایه آیین‌نامه خیلی کمتر از مقدار ناشی از ارتعاش سازه در اثر شتاب پی است. اگر آب را صلب فرض کنیم، سازه به حالت تکدرجه در می‌آید، پس

$$m = 140 + 795 = 935 \text{ t} \qquad k = 9800 \text{ kN/m} \quad T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 1.94 \text{ s}$$

$$B = 2.5\left(\frac{0.5}{1.94}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.1.01 \qquad C = \frac{0.35x1.01x1}{7} = 0.0507 \qquad Q = CW = 37.9 \text{ t}$$

ملاحظه می‌شود که فرض صلب بودن آب موجب افزایش نیروی زلزله شده و در این مورد، در جهت اطمینان است.

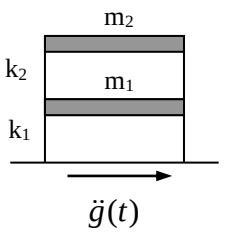
۹

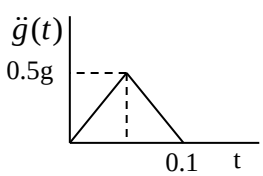
مثال و تمرین

در این فصل برای آشنایی خوانندگان با برخی از مباحث فصلهای پیشین، مثالهایی ارائه شده است که طی آن اصول کلی تحلیل استاتیکی و شبه‌دینامیکی تشریح شده و برخی از نکات و ریزه‌کاریها مورد بحث قرار می‌گیرد. بخش عمده این مطالب برگرفته از مثالها و سؤالات امتحانی درس مهندسی زلزله در دانشگاه صنعتی شریف می‌باشد.

ضمناً از آنجا که این بخش قبل از انتشار ویرایش دوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ تهیه و منتشر شده، در کلیه مثالها از ضوابط ویرایش اول آیین‌نامه استفاده گردیده است که اگر چه بر اساس ضوابط ویرایش دوم قاعدتاً تغییراتی در آن حاصل خواهد شد اما این تغییرات معمولاً اصل موضوع مورد نظر درهرمثال را تغییر نمی‌دهد و ارزش آموزشی این مثال‌ها بقوت خود باقی است.

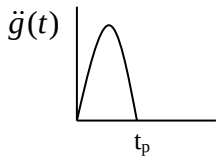
مثال ۹. ۱ برش ایجاد شده در طبقه اول سازه را تحت شتاب بدست آورید (از استهلاک صرف نظر شود).





m_1=709 t
m_2=414 t
k_1=834 kN/m
k_2=806 kN/m

حل. این مثال نشان می‌دهد که چگونه می‌توان حرکت یک سازه چندطبقه (چند درجه) را تحت ضربه‌های سریع ناشی از حرکت زمین (یا زلزله) بدست آورد. اگر دستگاهی تحت شتاب ضربه‌ای قرار گیرد بطوری‌که مقدار زمان تناوب ضربه (که دراین مثال برابر ۰/۲ ثانیه است) نسبت به تناوب پایه سازه کوچک باشد (مثلاً کمتر از یک دهم) دراین‌صورت می‌توان به روش زیر عمل کرد. ابتدا حرکت یک دستگاه تک‌درجه تحت ضربه پی را بدست می‌آوریم:



$$I = \int_o^{t_p} -m\ddot{g}(t)dt \qquad \text{ضربه پی} \qquad (۱.۹)$$

$$\dot{z}_o = \frac{I}{m} = -\int_o^{t_p} \ddot{g}(t)dt \qquad \text{سرعت اولیه ناشی از ضربه} \qquad (۲.۹)$$

اگر

$$I_o = \int^{t_p} \ddot{g}(t)dt \qquad \text{ضربه پی} \qquad (۳.۹)$$

آنگاه

$$z_i(t) = \frac{\dot{z}_o}{\omega_i} e^{-\xi_i\omega_i t} \sin \omega_i t$$

یا

$$z_i(t) = -\frac{I_o}{\omega_i} e^{-\xi_i\omega_i t} \sin \omega_i t \qquad \text{معادله حرکت نسبی دستگاهی با تناوب } \omega_i \text{ و استهلاک } \xi_i \qquad (۴.۹)$$

با استفاده از رابطه ۳. ۱۱۷ برای محاسبه برش پایه مد i ام، داریم

پس

$$Q_i(t) = -M_i^* I_o \omega_i e^{-\xi_i\omega_i t} \sin \omega_i t \qquad \text{برش پایه دستگاه در مد } i\text{ام} \qquad (۵.۹)$$

چنانچه استهلاک کم باشد، برش اوج تقریباً برابر است با:

$$(Q_i)_{\max} = M_i^2 I_o \omega_i \qquad (۶.۹)$$

نیروی طبقات از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$q_{ji}(t) = \frac{m_j \phi_{ji}}{\sum m_j \phi_{ji}} Q_i(t) \qquad \text{نیروی طبقه } i\text{ام} \qquad (۷.۹)$$

اکنون به حل مثال ۹. ۱ می‌پردازیم ماتریسهای جرم و سختی سازه عبارتند از:

$$\overline{M}=\begin{bmatrix}709 & 0\\ 0 & 414\end{bmatrix} \quad ; \quad \overline{K}=\begin{bmatrix}834+806 & -806\\ -806 & 806\end{bmatrix}$$

داریم:

$$\left[\overline{K}-\omega^2\overline{M}\right]\Phi=0 \quad \therefore \left|\overline{K}-\omega^2\overline{M}\right|=0 \qquad \therefore \omega^4-4.26\omega^2+2.29=0$$

$$\omega=0.79,1.90 \quad T=7.91,3.29s$$

برای بدست آوردن شکل مدها فرض می‌کنیم $\phi_{2i}=1$ پس

$$[\overline{K}-\omega_i^2\overline{M}]\begin{bmatrix}\phi_{1i}\\ 1\end{bmatrix}=0 \qquad \therefore \phi_{1i}=1-0.514\omega_i^2$$

با نهادن ۰/۷۹ و ۱/۹۰ بجای ω_i

$$\overline{\Phi}_1=\begin{bmatrix}0.676\\ 1.0\end{bmatrix} \quad ; \quad \overline{\Phi}_2=\begin{bmatrix}-0.860\\ 1.0\end{bmatrix}$$

و جرم مؤثر مدی

$$M_i^*=\frac{\left(\sum m_j\phi_{ji}\right)^2}{\sum m_j\phi_{ji}{}^2} \qquad \therefore M_1^*=\frac{(709x.676+414x1)^2}{709x.676^2+414x1^2}=1081t \quad M_2^*=\cdots=41t$$

چون نسبت تناوب ضربه به تناوب مدهای ۱ و ۲ کوچک است (برای مدهای ۱ و ۲ به ترتیب برابر ۰/۰۲۵ (= ۰/۲÷۷/۹) و ۰/۰۶۱ (=۰/۲÷۳/۳)) می‌توان از روابط مربوط به ضربه استفاده کرد. ضربه پی و برش پایه از روابط ۹. ۳ و ۹. ۵ برابر است با

$$I_o=\int^{t_p}\ddot{g}(t)dt=\left(\frac{1}{2}\right)(0.5)(0.1)=0.025 \qquad Q_i(t)=-M_i^*I_o\omega_i e^{-\xi_i\omega_i t}\sin\omega_i t$$

با جایگزینی صفر بجای ξ_i و مقدار I_o

$$Q_1(t)=(1081)(0.025)(0.79)Sin(0.79t)=21.35Sin(0.79t)$$

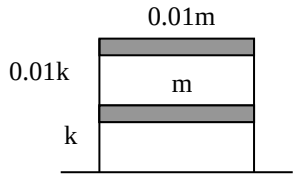
و بطور مشابه

$$Q_2(t)=1.95Sin(1.9t)$$
$$Q(t)=Q_1(t)+Q_2(t)=21.35Sin(0.79t)+1.95Sin(1.9t)$$

برش اوج در لحظه t = ۵/۹ ایجاد می‌شود و برابر است با

$$Q_{\max} = 23.28t$$ *برش پایه اوج*

مثال ۹. ۲ تناوب و شکلهای مدی سازه را بدست آورید.



$$f_0 = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k}{m}} = 10 \quad Hz$$

حل:

$$\overline{K} = \begin{bmatrix} k+0.01k & -0.01k \\ -0.01k & k+0.01k \end{bmatrix} \; ; \quad \overline{M} = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & 0.01m \end{bmatrix}$$

$$\overline{A} = \left[\overline{K} - \omega^2 \overline{M}\right] \begin{bmatrix} 1.01k - m\omega^2 & -0.01k \\ -0.01k & 0.01k - 0.01m\omega^2 \end{bmatrix}$$

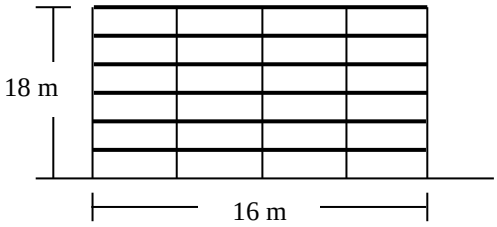
$$\overline{A} \cdot \overline{\Phi} = 0 \quad \therefore \begin{bmatrix} 1.01-z & -0.01 \\ -0.01 & 0.01-0.01z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{bmatrix} = 0 \; ; \quad z = \frac{\omega^2}{\omega_0^2} = \frac{f^2}{f_0^2}$$

$$\left|\overline{A}\right| = 0 \quad \therefore (1.01-z)(0.01-0.01z) - (0.01)^2 = 0 \quad \therefore z = 0.9049, 1.105$$

از جایگزینی z در رابطه $\overline{A} \cdot \overline{\Phi} = 0$ شکل مدها بدست می‌آید.

$$\overline{\Phi}_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 10.51 \end{bmatrix} \quad ; \quad \overline{\Phi}_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ -9.50 \end{bmatrix}$$

مثال ۹. ۳ در یک ساختمان مسکونی ۶ طبقه در تهران برای حمل بارهای قائم و افقی از سیستم قاب گیردار فولادی استفاده شده است. تلاش برشی پی و نیروی طبقات را طبق روش شبه‌دینامیکی آیین‌نامه ۲۸۰۰ محاسبه کنید. جرم وسختی کلیه طبقات یکسان است و به ترتیب برابر ۲۰۰ تن و ۴۰۰ تن بر سانتیمتر می‌باشد. خاک را نوع II فرض کنید.



حل: برای ساختمان مسکونی ضریب اهمیت برابر ۱ است و در تهران که جزو مناطق با لرزه خیزی بالاست شتاب پایه A برابر ۰/۳۵ می‌باشد. با استفاده از جدول مشخصات مدی در ۳. ۴. ۲. ۲ می‌توان تناوب، شکل و وزن هر مد را محاسبه نمود . تناوب ویژه قاب برابر است با:

$$T_o = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 6.28\sqrt{\frac{200000}{400\times10^6}} = 0.14s$$

با استفاده از جدول

$T_{1} = (0.14)(4.15) = 0.58$ *تناوب مد ۱*
$T_2 = (0.14)(1.41) = 0.20$ *تناوب مد ۲*
$T_3 = (0.14)(0.88) = 0.12$ *تناوب مد ۳*

و وزن مدهای اول تا سوم برابر خواهد بود با

$$W_1 = (0.87)(1200) = 1043,\ W_2 = (0.089)(1200) = 107\ ,\ W_3 = (0.027)(1200) = 32$$

و شکل مد ۱:

$$\overline{\Phi}_1^T = [.24,.47,.67,.83,.94,1.0]$$

چون مدهای بالاتر روی توزیع نیرو تأثیر چندانی ندارند شکل مد ۱ کفایت می‌کند. برش پایه در هر مد برابر است با:

$$Q_i = \frac{AB_iI}{R}W_i \ ;\quad 0.6 \le B_i = 2.0\left(\frac{T_0}{T}\right)^{0.666} \le 2.0$$

برای خاک نوع II، $T_0 = 0.4$ می‌باشد. پس برای سه مد اول:

$$B_1 = 2\left(\frac{.4}{.58}\right)^{.666} = 1.56 \;;\; B_2 = 2\left(\frac{.4}{.2}\right)^{.666} = 3.18 > 2 \therefore B_2 = 2.0 \quad ; \quad B_3 = 2.0$$

ضریب رفتار R برای قاب فولادی برابر ۶ می‌باشد، پس برش پایه سه مد برابر است با

$$Q_1 = \frac{(.35)(1.56)(1.0)}{6} W_1 = (0.091)(1043) = 95t$$
$$Q_2 = \frac{(.35)(2.0)(1)}{6} W_2 = (0.117)(107) = 12.5t$$
$$Q_3 = (0.117)W_3 = (0.117)(32) = 3.8 \quad \therefore Q = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2 + Q_3^2} = 95.9t$$

ملاحظه می‌شود که اثر مدهای بالا روی برش پایه در حدود ۱٪ بوده است.طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، برش پایه نباید از نیروی استاتیکی معادل کمتر باشد. برای بدست آوردن نیروی استاتیکی، ابتدا تناوب را حساب می‌کنیم.

$$T = 0.08H^{0.75} = 0.08(18)^{0.75} = 0.70 \qquad B = 2\left(\frac{.4}{.7}\right)^{0.75} = 1.38$$
$$V = \frac{ABI}{R} W = \frac{(.35)(1.38)(1.0)}{6.0}(1200) = 96.4 > 95.9$$

برای توزیع نیروها در مد i از رابطه (۲. ۱۷) آیین‌نامه داریم:

$$F_{ji} = \frac{w_j \phi_{ji}}{\sum_{j=1}^{n} w_j \phi_{ij}} V_m \qquad \text{نیرو در طبقه } j \text{ام}$$

با توجه به تأثیر اندک مدهای بالا تمام نیروهای برشی را در مد ۱ توزیع می‌کنیم.

$$F_{j1} = \frac{w_j \phi_{j1}}{\sum_{j=1}^{n} w_j \phi_{j1}} V = \frac{200\phi_{j1}}{200\sum_{j=1}^{n} \phi_{j1}}(96.4) \qquad \sum_{j=1}^{n} \phi_{j1} = 0.24 + 0.47 + \cdots = 4.15$$
$$F_{j1} = 23.2\phi_{j1} = 5.6, 10.9, 15.6, 19.3, 21.8, 23.2t$$

مثال ۹. ۴ با استفاده از طیف طرح ارتجاعی هاوزنر در بخش ۳. ۳. ۴. ۱ (شکل ۳. ۴۴) که در یک نمودار سه‌گانه برای شتاب اوج ۰/۲ g ارائه شده است، نیرو و جابجایی طبقات یک سازه ۴ طبقه را برای شتاب زمین ۰/۵ g حساب کنید. جرم و سختی هر طبقه برابر ۱۰ تن و ۲ تن بر سانتیمتر، و استهلاک سازه برابر ۵٪ می‌باشد.

حل. با استفاده از رابطه (۲. ۹۳) می‌توان تناوب مدها را حساب کرد.

$$\left|\overline{K}-\omega^2\overline{M}\right|=0 \quad \begin{vmatrix} 1-r & -1 & 0 & 0 \\ -1 & 2-r & -1 & 0 \\ 0 & -1 & 2-r & -1 \\ 0 & 0 & -1 & 2-r \end{vmatrix}=0 \quad ; \quad r=\frac{m\omega^2}{k}$$

از حل دترمینان فوق تناوب مدها بدست می‌آید:

r = 0.12, 1.0, 2.35, 3.53s 1.30, 0.45, 0.29, 0.24T = ∴

و شکل مدها از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$[\overline{k}-\omega_i^2\overline{M}]\overline{\phi}_i=0 \quad \overline{\Phi}=\left[\begin{bmatrix}0.35\\0.65\\0.85\\1\end{bmatrix}\begin{bmatrix}-1\\-1\\0\\1\end{bmatrix}\begin{bmatrix}1.5\\-.53\\-1.35\\1\end{bmatrix}\begin{bmatrix}-1.89\\2.91\\-2.54\\1\end{bmatrix}\right]$$

با استفاده از طیف هاوزنر در بخش ۳. ۳. ۴ . ۱ می‌توان شتاب پاسخ هر مد را بر اساس تناوب آن مد بدست آورد. چون این طیف برای شتاب زمین ۰/۲g تنظیم شده است لازم است مقادیر بدست آمده را در ۲/۵ (= ۰/۲g ÷ ۰/۵g) ضرب کنیم.

$$(S_a)_1=(0.14)(2.5)=0.35 \qquad (S_a)_2=(0.28)(2.5)=0.70$$
$$(S_a)_3=(0.30)(2.5)=0.75 \qquad (S_a)_4=(0.30)(2.5)=0.75$$

آنگاه برش پایه در هر مد از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$Q_i=(S_a)_i W_i$$

که در آن وزن مدی W_i برابر است با

$$W_i=\frac{(\sum w_j\phi_{ji})^2}{\sum w_j\phi_{ji}^{\ 2}}$$

پس برش پایه مد ۱ برابر است با:

$$Q_1=(0.35)\frac{[(10)(.35+.65+.88+1)]^2}{[10(.35^2+.65^2+.88^2+1^2)]}=12.52t$$

و به همین ترتیب، برش پایه مدهای دیگر

$$Q_2=2.33t \qquad ,Q_3=0.54t \qquad ,Q_4=0.10t$$

نیرو و جابجایی طبقه j ام در مد i برابر است با:

$$q_{ji} = \frac{w_j \phi_{ji}}{\sum w_j \phi_{ji}} Q_i \quad ; \quad v_{ji} = \frac{q_{ji}}{m_j \omega_i^2}$$

مثلاً برای طبقه چهارم در مد ۱

$$q_{41} = \frac{10 \times 1}{(10 \times .35 + 10 \times .65 + 10 \times .88 + 10 \times 1)} (12.52) = 4.3t$$

$$v_{41} = \frac{4.3 \times 1000 \times 9.8}{10000(4.85)^2} = 0.179m$$

توجه شود که برای محاسبه جابجایی ، لازم است نیرو به نیوتن (یا کیلو نیوتن) تبدیل شود. نتایج محاسبات نیرو و جابجایی طبقات در هر مد در جدول ۹. ۱ امده است:

جدول ۹. ۱

طبقه	مد ۱		مد ۲		مد ۳		مد ۴	
	نیرو (تن)	جابجایی (cm)	نیرو (t)	جابجایی (cm)	نیرو (t)	جابجایی (cm)	نیرو (t)	جابجایی (cm)
۴	۴/۳	۱۷/۹	۲/۳	۱/۰۳	۱/۳	۰/۲۷	۰/۳۶	۰/۰۵۳
۳	۳/۸	۱۵/۷	۰	۰	-۰/۵	-۰/۱۰	-۰/۵۸	-۰/۰۸۱
۲	۲/۸	۱۱/۷	-۲/۳	-۱/۰۳	-۱/۲	-۰/۲۵	۰/۵۱	۰/۰۷۱
۱	۱/۵	۶/۳	-۲/۳	-۱/۰۳	۰/۹	۰/۱۸	-۰/۲	-۰/۰۲۸

اکنون می‌توان اثر ترکیبی مدها را روی هر مؤلفه دلخواه تعیین کرد. مثلاً برش طبقه سوم برابر است با:

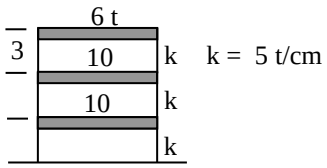
$$V_2 = [(4.3 + 3.8 + 2.8)^2 + (2.3 + 0 - 2.3)^2 + (1.3 - .5 - 1.2)^2 +$$
$$(.36 - .58 + .51)^2]^{1/2} = 10.91t$$

و یا جابجایی رأس ساختمان برابر است با:

$$u_4 = (17.9^2 + 1.03^2 + 0.27 + 0.053^2)^{0.5} = 17.93cm$$

ملاحظه می‌شود که اثر مدهای بالا بسیار ناچیز است و تقریباً همه پاسخ به مد ۱ تعلق دارد. این موضوع در بخش ۳. ۴. ۱ .۲. ۲ بحث شده است.

مثال ۹. ۵ برش پی و نیروی طبقات را به روشهای استاتیکی و شبه‌دینامیکی محاسبه و مقایسه کنید. زمین نوع II، ساختمان مسکونی، منطقه شدیداً لرزه‌خیز و سیستم لرزه‌بر از نوع قاب خمشی فولادی است.



حل . با توجه به داده‌های مسأله

A=0.35, I=1.0, R=6.0, To=0.4

تناوب قابهای خمشی فولادی طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ برابر است با:

$$T = 0.08H^{0.75} = (0.8)(9)^{.75} = 0.416$$

تناوب به‌روش تحلیلی برابر ۰/۵۷ ثانیه بدست می‌آید. طبق آیین‌نامه تناوب تحلیلی نباید بیش از ۲۵٪ از مقدار تجربی بیشتر باشد، پس

$$T_{\max} = 1.25(0.416) = 0.52 < 0.57$$

پس تناوب محاسباتی برابر ۰/۵۲ ثانیه فرض می‌شود بنابراین:

$$B = 2\left[\frac{T_0}{T}\right]^{.666} = 2\left[\frac{.4}{.52}\right]^{.666} = 1.68$$

و برش پایه به روش استاتیکی

$$V = \frac{ABI}{R}W = \frac{(0.35)(1.68)(1.0)}{6}(26) = 2.55t$$

نیروی طبقات از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F_j = (V - F_t)\frac{w_j h_j}{\sum w_j h_j}$$

نیروی رأس F_t برای تناوب کمتر از ۰/۷ ثانیه برابر صفر است. پس

$$F_1 = (2.55 - 0)\frac{10\times 3}{(10\times 3 + 10\times 6 + 10\times 9)} = 0.53t$$

$$F_2 = 1.06t \quad ; \quad F_3 = 0.96$$

مشخصات مدی با استفاده از روش مدی در بخش ۲. ۴ بدست می‌آید. برای محاسبه تناوبها با استفاده از رابطه (۲. ۹۳)

$$\left|\overline{K}-\omega^2\overline{M}\right|=0 \qquad \therefore T=0.57,0.21,0.15s$$

و برای شکل مدی از رابطه (۲. ۹۲)

$$[\overline{K}-\omega_i^2\overline{M}]\overline{\phi}_i=0 \quad \therefore \overline{\Phi}_1=\begin{bmatrix}1\\1.75\\2.06\end{bmatrix} \quad \overline{\Phi}_2=\begin{bmatrix}1\\0.13\\-1\end{bmatrix} \quad \overline{\Phi}_3=\begin{bmatrix}1\\-1.54\\1.37\end{bmatrix}$$

با داشتن تناوب هر مد می‌توان ضریب بازتاب آن مد را حساب کرد.

$$0.6\le B_i=2(T_o/T)^{0.666}\le 2.0 \qquad \therefore B_1=2(0.4/0.57)^{.666}=1.58$$

$$B_2=2(.4/.21)^{.666}=3.07>2 \qquad \therefore B_2=2 \quad ; \quad B_3=2$$

$$(S_a)_1=\frac{ABI}{R}=\frac{(0.35)(1.58)(1.0)}{6}=0.092$$

برش پی در هر مد برابر است با:

$$Q_i=(S_a)_i W_i \qquad ; \qquad W_i=\frac{(\sum w_j\phi_{ji})^2}{\sum w_j{\phi_{ji}}^2}$$

پس

$$Q_1=(0.092)\frac{(10\times1+10\times1.75+6\times2.06)^2}{(10\times1^2+10\times1.75^2+6\times2.06^2)}=2.21t \qquad \text{برش پی در مد ۱}$$

$$Q_2=(0.117)(1.74)=0.203 \quad ; \quad Q_3=(0.117)(0.117)=0.021t$$

نیروی اینرسی طبقات در هر مد از رابطه زیر بدست می‌آید. مثلاً نیروی طبقه اول در مد اول برابر است با:

$$q_{ji}=\frac{w_j\phi_{ji}}{\sum w_i\phi_{ji}}Q_i \quad \therefore q_{11}=\frac{10\times1}{(10\times1+10\times1.75+6\times2.06)}(2.21)=0.554t$$

و یا نیروی طبقه دوم در مد ۳ :

$$q_{23}=\frac{10(-1.54)}{[10\times1+10(-1.54)+6(1.37)]}(0.021)=-0.115t$$

بدین ترتیب نیروی طبقات بدست می‌آید. برش در پی برابر است با:

$$Q = (Q_1^{\ 2} + Q_2^{\ 2} + Q_3^{\ 2})^{0.5} = 2.22$$

طبق بند ۲. ۵. ۵ آیین‌نامه ۲۸۰۰، چنانچه برآیند برش پی کمتر از مقدار استاتیکی باشد، باید مقدار استاتیکی به عنوان برش پی انتخاب شده و تمام نیروها و جابجاییها به همین نسبت افزایش یافته و اصلاح شوند. در جدول ۹. ۲ نیروهای استاتیکی و شبه استاتیکی اصلاح شده با هم مقایسه شده است برای این منظور کلیه اعداد در نسبت ۱/۱۴۹ (=۲/۲۲÷۲/۵۵) ضرب شده است. در این مثال جرم طبقه سوم ۴۰٪ کمتر از طبقه دوم است. در نتیجه انتظار می‌رفت که مدهای ۲ و۳ تأثیری بیش از حد معمول داشته باشند اما مقایسه ستونهای ۶ و ۱۰ نشان می‌دهد که برخلاف انتظار، برش طبقات در دو حالت استاتیکی و شبه‌دینامیکی بسیار نزدیک است.

جدول ۹. ۲

طبقه	نیروی طبقات (تن)					برش طبقات (تن)				
	استاتیکی	شبه‌دینامیکی اصلاح‌شده				استاتیکی	شبه‌دینامیکی اصلاح‌شده			
		مد۱	مد۲	مد۳	برآیند		مد۱	مد۲	مد۳	برآیند
	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰
۳	۰/۹۶	۰/۷۹	-۰/۲۶	۰/۰۹	۰/۸۴	۰/۹۶	۰/۷۹	-۰/۲۶	۰/۰۹	۰/۸۴
۲	۱/۰۶	۱/۱۱	۰/۰۶	-۰/۱۳	۱/۱۲	۲/۰۲	۱/۹۰	-۰/۲	-۰/۰۴	۱/۹۱
۱	۰/۵۳	۰/۶۴	۰/۴۴	۰/۰۷	۰/۷۸	۲/۵۵	۲/۵۴	۰/۲۴	۰/۰۲	۲/۵۵

مثال ۹. ۶ مثال ۹. ۵ را در دو حالت زیر تکرار کنید.
الف) وزن طبقه سوم برابر ۱۴ تن است، ب)وزن سوم برابر ۲۰ تن است

حل. این مسأله می‌تواند عیناً مانند مثال ۹. ۵ حل شود، در اینجا خلاصه نتایج در سه جدول ۹. ۳، ۹. ۴ و ۹. ۵ ارائه شده است. جدول اول مشخصات مدی، برش پی و نیروی طبقه در هر مد برای دو حالت الف و ب را نشان می‌دهد و در جدولهای ۹. ۴ و ۹. ۵ نیرو و برش طبقات در دو حالت استاتیکی و شبه‌دینامیکی اصلا ح شده با هم مقایسه شده‌اند. نیروی شبه‌دینامیکی در دو حالت تعیین شد در حال اول فقط مد ۱ در نظر گرفته شد و در حالت ۲ ترکیب مدها حساب شد.

جدول ۹. ۳ مشخصات مدی و برش پی ساختمانهای الف و ب

	ساختمان «الف» (۴۴ تن)			ساختمان «ب» (۴۰ تن)		
	مد ۱	مد ۲	مد ۳	مد ۱	مد ۲	مد ۳
تناوب (ثانیه)	۰/۷۰۹	۰/۲۴۰	۰/۱۶۰	۰/۷۹۷	۰/۲۵۱	۰/۱۶۱
وزن مدی	۳۰/۹۴	۲/۶۶	۰/۴۰	۳۶/۴۲	۳/۱۳	۰/۴۵
φ_{1j}	۱	۱	۱	۱	۱	۱
φ_{2j}	۱/۸۴	۰/۶۱	-۱/۱۶	۱/۸۷	۰/۷۳	-۱/۱
φ_{3j}	۲/۳۸	-۰/۶۳	۰/۳۴	۲/۵۱	-۰/۴۷	۰/۲۱
$(S_a)_i$	۰/۰۸۰	۰/۱۱۷	۰/۱۱۷	۰/۰۷۴	۰/۱۱۷	۰/۱۱۷
برش پی	۲/۴۸	۰/۳۱	۰/۰۴۷	۲/۶۹	۰/۳۷	۰/۰۵۳
نیروی طبقه ۱	۰/۴۰۳	۰/۴۳۵	۰/۱۴۹	۰/۳۴۱	۰/۴۶۶	۰/۱۶۳
نیروی طبقه ۲	۰/۷۴۰	۰/۲۶۳	-۰/۱۷۲	۰/۶۳۹	۰/۳۳۹	-۰/۱۸۰
نیروی طبقه ۳	۱/۳۴۱	-۰/۳۸۶	۰/۰۷۰	۱/۷۱۱	-۰/۴۳۹	۰/۰۶۹

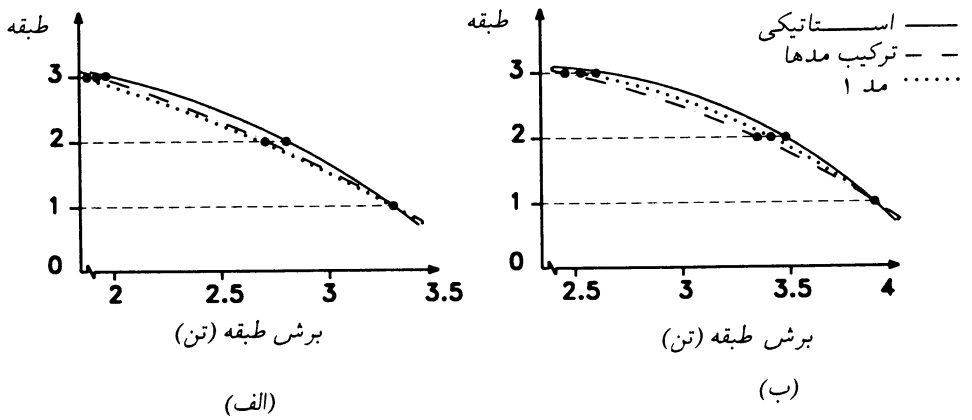
جدول ۴.۹ نیروی طبقات (تن)

طبقه	ساختمان «الف» (۳۴ تن)			ساختمان «ب» (۴۰ تن)		
	استاتیکی	شبه دینامیکی اصلاح شده		استاتیکی	شبه دینامیکی اصلاح شده	
		مد ۱	ترکیب مدها		مد ۱	ترکیب مدها
۳	۱/۹۴	۱/۸۰	۱/۸۶	۲/۶۱	۲/۴۹	۲/۵۵
۲	۰/۹۳	۰/۹۹	۱/۰۷	۰/۸۷	۰/۹۳	۱/۰۷
۱	۰/۴۶	۰/۵۴	۰/۸۱	۰/۴۴	۰/۵۰	۰/۸۷

جدول ۵.۹ برش طبقات (تن)

طبقه	ساختمان «الف» (۳۴ تن)			ساختمان «ب» (۴۰ تن)		
	استاتیکی	شبه دینامیکی اصلاح شده		استاتیکی	شبه دینامیکی اصلاح شده	
		مد ۱	ترکیب مدها		مد ۱	ترکیب مدها
۳	۱/۹۴	۱/۸۰	۱/۸۶	۲/۶۱	۲/۴۹	۲/۵۵
۲	۲/۸۷	۲/۷۹	۲/۷۹	۳/۴۸	۳/۴۳	۳/۴۰
۱	۳/۳۳	۳/۳۳	۳/۳۳	۳/۹۲	۳/۹۲	۳/۹۲

نتایج جدول ۹. ۵ در شکل ۹. ۱ نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که تغییرات شدید جرم در طبقه سوم که در ساختمان الف برابر ۴۰٪ و در ب برابر ۱۰۰٪ بوده است تأثیر بسیار کمی بر برش طبقات داشته است.

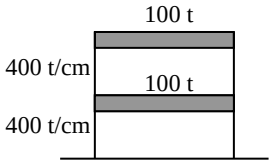


شکل ۹. ۱ مقایسه برش طبقات حاصل از روشهای استاتیکی و شبه‌دینامیکی

مثال ۹. ۷ در سازه زیر مطلوب است:

الف) محاسبه جابجایی رأس ساختمان در زلزله: $C = 0.1\left(\frac{0.4}{T}\right)^{0.666} \leq 0.1$

ب) سختی طبقه اول را طوری تغییر دهید که نیروی برش پایه به ۱۰ تن کاهش یابد. در این حالت جابجایی رأس سازه چقدر افزایش می‌یابد؟



حل. الف) با استفاده از روابط (۲. ۹۳) و (۲. ۹۲) تناوبها و شکلهای مدی را حساب می‌کنیم (ویا می‌توان از جداول یا روابط بخش ۳. ۴. ۲. ۲ استفاده کرد). بدین‌ترتیب تناوب مدهای اول و دوم برابر است با ۰/۱۶ و ۰/۰۶۱ ثانیه. شکل مدها برابر است با

$$\overline{\Phi}_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1.62 \end{bmatrix} \qquad \overline{\Phi}_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ -0.61 \end{bmatrix}$$

مطابق آنچه بطور مشروح در مثالهای قبلی آمد (مثلاً مثال ۹. ۴) کمیتهای زیر محاسبه می‌گردد.

$W_1 = 189.3t$ وزن مد ۱ $W_2 = 11.08t$ وزن مد ۲

$Q_1 = C_1 W_1 = (0.1)(189.3) = 18.93t$ برش پایه در مد ۱

$Q_2 = C_2 W_2 = (0.1)(11.08) = 1.1098$ برش پایه در مد ۲

$q_{21} = 11.7$ $q_{22} = -1.74t$ نیروی طبقه ۲ در مدهای ۱ و ۲

$$v_{ji} = \frac{q_{ji}}{m_j \omega_i^2}$$ جابجایی طبقه j در مد i

$$v_{21} = \frac{11.7 \times 9.81}{100(39.06)^2} \times 100 = 0.076cm \qquad v_{22} = \frac{1.74 \times 9.81}{100(102.4)^2} \times 100 = 0.0017cm$$

$$v_2 = (v_{21}^2 + v_{22}^2)^{0.5} = 0.076cm$$

ب) چنانچه سختی طبقه اول و دوم را برابر αk و k فرض کنیم، آنگاه

$$\overline{A} = [\overline{K} - \omega^2 \overline{M}] = \begin{bmatrix} (1+\alpha)k - \omega^2 m & -k \\ -k & k - \omega^2 m \end{bmatrix} \quad (۱)$$

$$\left|\overline{A}\right| = 0 \therefore z^4 - (2+a)z^2 + a = 0 \quad (۲)$$

$$z = \frac{m\omega^2}{k} \quad (۳)$$

و از رابطه (۹۲. ۲)

$$\overline{A}.\overline{\phi} = 0 \ \therefore \begin{bmatrix} 1+a-z^2 & -1 \\ -1 & 1-z^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{1i} \\ \phi_{2i} \end{bmatrix} = 0 \quad (۴)$$

$$\begin{aligned} \phi_{1i} &= 1 \\ \phi_{2i} &= 1 + a - z^2 \end{aligned} \quad (۵)$$

با توجه به اینکه به تجربه ثابت گردیده مد اول بیشترین نقش را در پاسخ داراست، محاسبه اثر این مد را مبنا قرار می‌دهیم. وزن مؤثر مد اول برابر است با

$$W_1 = \frac{(\sum w_j \phi_{j1})^2}{\sum w_j \phi_{j1}^2} = 100\beta_1 \quad (۶)$$

$$\beta_1 = \frac{(1+\phi_{21})^2}{(1+\phi_{21}^2)} \quad (۷)$$

$$Q \approx Q_1 = C_1 W_1 \quad (۸)$$

که در آن

$$C_1 = 0.1(0.4/T_1)^{0.667} \quad (۹)$$

ضریب β_1 برای سازه‌های منظم ۱/۸۹ است. با نرم شدن طبقه اول این ضریب بسمت ۲ نزدیک می‌شود. پس تقریباً می‌توان گفت:

$$\beta_1 \cong 2 \qquad \therefore W_1 \cong 200t$$

آنگاه برای آنکه برش پایه برابر ۱۰ تن شود از (۸) داریم:

$$C_1 = 10/200 = 0.05$$

و از (۹) مقدار T_1 بدست می‌آید.

$$0.1(0.4/T_1)^{.667} = 0.05 \qquad \therefore T_1 = 1.13 \qquad \omega_1 = 5.56$$

با نهادن ω_1 در (۳) مقدار z برابر ۰/۰۸۵ بدست می‌آید و سپس از رابطه (۲) مقدار α :

$$\alpha = 0.016 \qquad \therefore k_1 = 0.016k = 6.40t/m$$

در این حالت

$$\phi_{21} \approx \phi_{11} = 1 \qquad q_{21} \cong \frac{1}{2} \times 10 = 5t$$

$$v_2 = \frac{q_{21}}{m_2\omega_1^2} = \frac{5 \times 9.81}{100(5.56)^2} \times 100 = 1.59cm$$ *جابجایی طبقه ۲*

می‌بینیم‌که سازه ناگزیر است برای کاهش نیرو جابجایی بسیار بزرگتری را متحمل شود.

مثال ۹. ۸ در یک ساختمان چهار طبقه سختی طبقات اول و آخر برابر k و αk بوده و سختی سایر طبقات به‌صورت خطی بین این دومقدار تغییر می‌کند. α را طوری تعیین کنید که مد اول ارتعاش حتی الامکان خطی باشد. جرم همه طبقات یکسان است.

حل. سختی طبقات دوم و سوم برابر است با:

$$K_2 = (2/3 + \alpha/3)k \quad ; \quad K_3 = (1/3 + 2/3\alpha)k$$

آنگاه ماتریس A برابر است با

$$\bar{A} = [\bar{K} - \omega^2\bar{M}] = \frac{k}{3}\begin{bmatrix} 5+\alpha-\lambda & -2-\alpha & 0 & 0 \\ -2-\alpha & 3+3\alpha-\lambda & -1-2\alpha & 0 \\ 0 & -1-2\alpha & 1+5\alpha-\lambda & -3\alpha \\ 0 & 0 & -3\alpha & 3\alpha-\lambda \end{bmatrix} \qquad \lambda = \frac{\omega^2}{k/m}$$

برای بدست آوردن تناوب و شکل مدها

$$\left|\overline{A}\right| = 0 \quad ; \quad [\overline{K} - \omega_i^2 \overline{M}]\overline{\Phi_1} = 0$$

ویا

$$\begin{bmatrix} 5+\alpha-\lambda_1 & -2-\alpha & 0 & 0 \\ -2-\alpha & 3+3\alpha-\lambda_1 & -1-2\alpha & 0 \\ 0 & -1-2\alpha & 1+5\alpha-\lambda_1 & -3\alpha \\ 0 & 0 & -3\alpha & 3\alpha-\lambda_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1.0 \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \\ \phi_{41} \end{bmatrix} = 0$$

با انتخاب یک مقدار دلخواه برای α می‌توان λ_1 را از رابطه $\left|\overline{A}\right| = 0$ بدست آورد و با نهادن آن در رابطه فوق شکل مد ۱ یعنی $\overline{\Phi}_1$ را بدست آورد.

$$\overline{\Phi}_1 = \begin{bmatrix} 1.0 \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \\ \phi_{41} \end{bmatrix}$$

با انتخاب مقادیر ۰/۲۵، ۰/۵ و ۰/۴ برای α شکل مد اول را محاسبه و بهمراه λ_1 و ضریب بازگشت (رگرسیون) نسبت به حالت خطی در جدول ۹. ۶ آورده‌ایم. نتایج حاکی است $\alpha = 0.4$ بهترین جواب می‌باشد.

جدول ۹. ۶

$\overline{\Phi}_1$ \ α	.25	.5	.4
φ_{11}	۱	۱	۱
φ_{21}	۲۲۳	۲/۰۸	۲/۱۳
φ_{31}	۳/۷۱	۳/۱۲	۳/۴۹
φ_{41}	۵/۴۷	۳/۸۹	۴/۵۵
λ_1	۰/۲۴۲	۰/۲۹۷	۰/۲۹۷
e	۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۰/۹۹۸۹

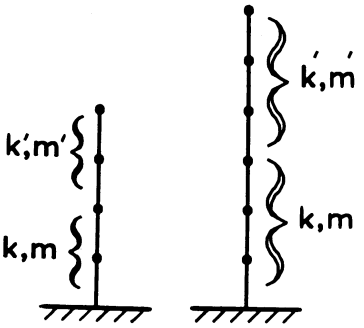
مثال ۹. ۹ در سازه‌های زیر جرم و سختی سازه از میانه ارتفاع ناگهان کاهش می‌یابد. مطلوبست:

۱. زمان تناوب و شکل مدی

۲. توزیع نیروی برش طبقات برای مد اول و چهار مد اول.

درهمه حالتها برش پایه را با حالت ۱ = α همپایه کنید. جرم هرطبقه برابر $m=1000\ t$ و ارتفاع طبقات برابر $h = 3m$ می‌باشد.

$$a=\frac{m'}{m}=\frac{k'}{k}=1.0,.0.6,0.2 \qquad k=4024t/cm \qquad .035\le C=0.1(.4/T)^{.666}\le 1.0$$



حل. با استفاده از روشهای مذکور در مثالهای قبلی مشخصات مدی سازه‌های فوق محاسبه و در جداول ۹. ۷ و ۹. ۸ ارائه شده‌اند.

جدول ۹. ۷ مشخصات مدی سازه ۴ طبقه

∝	۱/۰				۰/۶				۰/۲			
مد	۱	۲	۳	۴	۱	۲	۳	۴	۱	۲	۳	۴
φ_{1i}	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱
φ_{2i}	۱/۸۸	۱	-۰/۳۵	-۱/۵۵	۱/۸۶	۰/۸۳	-۰/۳۶	-۱/۱۸	۱/۸	۱/۳۷	-۰/۴۷	-۰/۸۷
φ_{3i}	۲/۵۳	۰	-۰/۸۸	۱/۳۵	۲/۷۳	-۰/۲۱	-۱/۱۷	۱/۵۸	۳/۶۵	-۱/۰۳	-۲/۱۰	۲/۵
φ_{4i}	۲/۸۸	-۱	۰/۶۵	-۰/۵۳	۳/۲۳	-۱/۴۳	۰/۸۳	-۰/۶۹	۴/۶۷	-۲/۸۲	۱/۴۵	-۱/۳۱
T_i ثانیه	۰/۲۹	۰/۱۰	۰/۰۶۵	۰/۰۵۳	۰/۲۵	۰/۱۱	۰/۰۶۵	۰/۰۵۶	۰/۲۱	۰/۱۳	۰/۰۶۴	۰/۰۵۹

جدول ۹. ۸ مشخصات مدی سازه ۶ طبقه

∝	۱/۰				۰/۶				۰/۲			
مد	۱	۲	۳	۴	۱	۲	۳	۴	۱	۲	۳	۴
φ_{1i}	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱
φ_{2i}	۱/۹۴	۱/۵	۰/۷۱	-۰/۲۴	۱/۹۳	۱/۵۶	۰/۶۷	-۰/۰۶	۱/۸۸	۱/۶۸	۰/۶۰	۰/۱۹
φ_{3i}	۲/۷۶	۱/۲۴	-۰/۵۰	-۰/۹۴	۲/۷۱	۱/۴۵	-۰/۵۵	-۱	۲/۵۵	۱/۸۱	-۰/۶۵	-۰/۹۶
φ_{4i}	۳/۴۳	۰/۳۶	-۱/۰۶	۰/۴۷	۳/۶۵	۰/۲۱	-۱/۳۷	۰/۸۵	۴/۴۹	-۰/۴۹	-۲/۳۵	۱/۹۳
φ_{5i}	۳/۹۰	-۰/۷۰	-۰/۲۶	۰/۸۳	۴/۴۴	-۱/۱۱	-۰/۳۷	۰/۹۵	۵/۹۰	-۲/۶۳	-۰/۷۶	۱/۳۴
φ_{6i}	۴/۱۴	-۱/۴۰	۰/۸۸	-۰/۹۵	۴/۶۵	-۱/۹۶	۱/۱۲	-۰/۹۰	۶/۶۵	-۳/۹۱	۱/۹۰	-۱/۶۷
T_i ثانیه	۰/۴۱۵	۰/۱۴۱	۰/۰۸۸	۰/۰۶۶۸	۰/۳۶۴	۰/۱۵۲	۰/۰۸۷	۰/۰۷۰	۰/۲۹۸	۰/۱۷۵	۰/۰۸۴	۰/۰۷۴

با داشتن مشخصات مدی می‌توان ضریب زلزله و برش پایه را از روابط زیر بدست آورد

$$0.035 \le C_i = 0.1\left(\frac{.4}{T_i}\right)^{.666} \le 0.1 \; ; \; W_i = \frac{(\sum w_j \phi_{ji})^2}{\sum {w_j \phi_{ji}}^2} \; ;$$

$$Q_i = C_i W_i \qquad \text{برش پایه مد } i \text{ ام} \qquad (۱)$$

آنگاه نیروی طبقات به‌کمک رابطه زیر توزیع می‌شود.

$$q_{ji} = \frac{w_j \phi_{ji}}{\sum w_j \phi_{ji}} . Q_i \qquad (۲)$$

بدین‌ترتیب نیرو و برش طبقات برای هر مد بدست می‌آید. آنگاه با ترکیب برش پایه در مدهای مختلف از رابطه زیر می‌توان برش پایه را برای هر حالت بدست آورد.

$$Q = [{Q_1}^2 + {Q_2}^2 + ...]^{0.5}$$

برای آنکه جوابها قابل مقایسه شود باید همگی را همپایه کرد. برای این منظور کلیه نتایج را در $a = Q_0 / Q$ ضرب می‌کنیم. Q_0 برآیند برش پایه درحالت $\alpha = 1$ و Q برآیند برش پایه در حالت مورد نظر است. بدین ترتیب برش طبقات سازه ۶ طبقه در جدول ۹. ۹ آمده است.

جدول ۹. ۹ برش طبقات سازه ۶ طبقه (تن)

طبقه	$\propto=1.0$		$\propto=0.6$		$\propto=0.2$		
	مد ۱	۴ مد اول	مد ۱	۴ مد اول	مد ۱	۴ مد اول	مدپایه‌منظم
۶	۱۲۳	۱۳۰	۱۰۹	۱۱۶	۷۷	۸۵	۵۳
۵	۲۴۰	۲۴۵	۲۱۰	۲۱۷	۱۴۵	۱۵۳	۱۰۳
۴	۳۴۲	۳۴۳	۲۹۴	۲۹۷	۱۹۷	۲۰۱	۱۴۸
۳	۴۲۴	۴۲۲	۳۹۹	۳۹۵	۳۴۵	۳۳۱	۳۲۵
۲	۴۸۲	۴۸۰	۴۷۳	۴۶۹	۴۵۴	۴۴۴	۴۴۹
۱	۵۱۲	۵۱۲	۵۱۲	۵۱۲	۵۱۲	۵۱۲	۵۱۲

نتایج حاکی است که در حالت α =۰/۲ که ناهنجاری شدیدی را در توزیع جرم و سختی بوجود آورده است، برش پایه حاصل از مد اول تفاوت چندانی با حالتی که چهار مد اول ترکیب شده ندارد. بنابراین بنظر می رسد برای ساده نمودن علمیات محاسباتی همان مد اول کافی باشد. برای اینکه ببینیم آیا می‌توان محاسبه را ساده‌تر کرد از جدول ۳. ۲۷ شکل مدی سازه‌های منظم را مبنای محاسبه قرار می‌دهیم. شکل مد پایه (مد ۱) سازه منظم از جدول ۳. ۲۷ عبارت است از:

$$\overline{\Phi}_1^{*T} = [.24 \quad .47 \quad .67 \quad .83 \quad .94 \quad 1]$$

آنگاه با استفاده از رابطه (۲) نیروی طبقات بدست می‌آید. برای حالت α = ۰/۲ وزن هریک از طبقات ۴، ۵ و ۶ برابر ۲۰۰ تن خواهد بود. آنگاه بر اساس برش پایه ۵۱۲ تن:

$$q_1 = \frac{100\times 0.24}{1000\times.24+1000\times.47+1000\times.67+200\times.83+200\times.94+200\times1}(512) = 63.4t$$

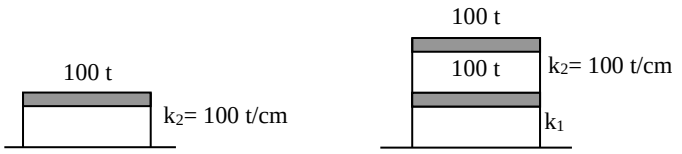
و به همین ترتیب نیرو در سایر طبقات محاسبه می‌شود:

$$q_2 = 124, \quad q_3 = 177 \quad q_4 = 45 \quad q_5 = 50 \quad q_6 = 53$$

و بدین ترتیب برش طبقات نیز محاسبه و در آخرین ستون جدول ۹. ۹ درج شد. نتایج حاکی است که استفاده از مد پایه سازه منظم برای طبقات زیرین در جهت اطمینان است اما برش طبقات فوقانی را کمتر از واقع برآورد می‌کند.

مثال ۹. ۱۰ مقدار k_1 را طوری بدست آورید که برش طبقه دوم سازه الف از روش شبه‌دینامیکی آیین‌نامه ۲۸۰۰ با برش سازه ب اختلافی کمتر از ۵٪ داشته باشد.

$$A = 0.35, \quad I = 1, \quad T_0 = 0.4, \quad R = 7, \quad 0.6 \le B_m = 2\left(T_o/T\right)^{0.666} \le 2.0$$



(ب) *(الف)*

حل. اگر فرض کنیم که $k_1 = \alpha k_2$، می‌توان برای مقادیر مختلف α محاسبات را انجام داد تا به نتیجه مطلوب رسید. ابتدا نیروی زلزله سازه ب را حساب می‌کنیم.

$$T = 2\pi\sqrt{100/98000} = 0.20s; \quad B = 2(.4/.2)^{.666} > 2 \quad \therefore B = 2$$
$$V = \frac{(.35)(2)(1)}{7}(100) = 100t$$

مشخصات مدی سازه ب را با استفاده از روابط (۲. ۹۳) و (۲. ۹۲) بدست می‌آوریم. نتیجه این محاسبات برای مقادیر مختلف α در جدول ۹. ۱۰ آمده است.

جدول ۹. ۱۰ مشخصات مدی بر حسب α

α	۵-۰		۱۰		۱۵		۲۰	
مد	۱	۲	۱	۲	۱	۲	۱	۲
φ_{1j}	۰/۱۹	-۵/۱۹	۰/۱۰	-۱۰/۱	۰/۰۷۰	-۱۵/۰۷	۰/۰۵۰	-۲۰/۰
φ_{2j}	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱
T_i ثانیه	۰/۲۲۳	۰/۰۸۱	۰/۲۱۱	۰/۰۶۰	۰/۲۰۸	۰/۰۵۰	۰/۲۰۶	۰/۰۴۴

به‌کمک این جدول، می‌توان نیروی طبقه دوم را برای مقادیر مختلف α بدست آورد.

$$W_i = \frac{(\sum w_j \phi_{ji})^2}{\sum w_j \phi_{ji}^{\ 2}} \qquad ; \qquad Q_i = C_i W_i \text{ م/} i \text{ برش پایه مد}$$

$$C_i = \frac{AB_i I}{R} = \frac{(.35)[2.0(0.4/T)^{.666}](1.0)}{7} = 0.1\left(\frac{.4}{T}\right)^{.666}$$

و بالاخره

$$q_{ji} = \frac{w_j \phi_{ji}}{\sum w_j \phi_{ji}} Q_i$$

بدین ترتیب می‌توان نیرو و برش طبقات را بدست آورد. نتیجه محاسبات برای مقادیر مختلف α در جدول ۹. ۱۱ گرد آمده است.

جدول ۹. ۱۱ برش طبقه دوم (تن)

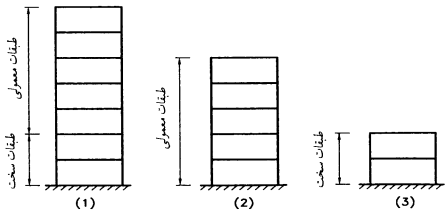
∝	۱۰	۱۵	۲۰
برش طبقه دوم	۱۰/۹۲	۱۰/۶۴	۱۰/۴۸
درصد اختلاف با برش ساختمان «ب»	۹/۲	۶/۵	۴/۸

می‌بینیم که برای ۲۰= α اختلاف کمتر از ۵٪ است، پس

$$k_1 = 2000t/cm \quad ; \quad k_2 = 100t/cm$$

کاربرد عملی این مسأله این است که چنانچه سختی طبقه زیرین نسبت به طبقات فوقانی زیاد باشد، عملاً مانند پی صلب عمل کرده و در محاسبه نیروها می‌توان تراز پی را از روی این طبقات سخت به حساب آورد، همانطور که در این مثال می‌توان یک طبقه از ارتفاع سازه کاست. برای محاسبه نیروی طبقه سخت، کافی است برش طبقات فوقانی را با برش یک سازه یک طبقه (طبقه سخت) جمع کنیم. روش کار در شکل زیر نشان داده شده است.

برای محاسبه نیروی زلزله سازه (۱) که مرکب از طبقات سخت و معمولی است، می‌توان ابتدا نیروی زلزله را برای سازه (۲) که همان طبقا ت معمولی است بدست آورد. آنگاه نیروی زلزله سازه (۳) که بیانگر طبقات سخت است محاسبه می‌شود و در پایان برش پایه سازه (۲) را در رأس سازه (۳) قرار داده و به نیروهای مرحله قبلی اضافه می‌شود.



مثال ۹. ۱۱ تلاشی برشی برای یک سازه یک طبقه به جرم ۲۰۰ تن،تناوب ۲ ثانیه و استهلاک ۵٪ را در زلزله ناغان بدست آورید. در روش استاتیکی آیین‌نامه ۲۸۰۰ چه ضریب رفتاری را در نظر بگیریم تا تلاش برشی حاصل با مقدار فوق برابر شود؟

$$A = 0.35, \quad I = 1, \quad T_0 = 0.4$$

حل. طیف پاسخ زلزله ناغان برای استهلاک ۵٪ در جدول ۳. ۲ آمده است. تلاش برشی با استفاده از طیف مزبور برابر است با:

$$V = S_a W = (0.255)(200) = 51t$$

در روش استاتیکی

$$B = 2(0.4/2)^{.666} = 0.68 > 0.6, \quad C = \frac{(.35)(.68)(1)}{R} = \frac{0.24}{R} \quad ; \quad V = CW = \frac{48}{R}$$

از برابری نیروی ارتجاعی زلزله ناغان با این مقدار

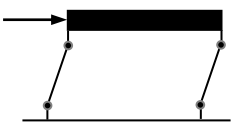
$$\frac{48}{R} = 51 \therefore R = 0.94$$

ملاحظه می‌شود که چنانچه سازه بخواهد در زلزله ناغان ارتجاعی بماند مقدار R خیلی کوچکتر از مقادیر معمول (۶ یا ۷) است.

مثال ۹. ۱۲ فرض کنید در ساختمان مثال ۹. ۱۱ از قاب فولادی بعنوان سیستم لرزه‌بر استفاده شده باشد و طرح آن طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ و آیین‌نامه طرح ساختمانهای فولادی ایران انجام شده باشد. اگر مقاطع طوری انتخاب شده باشند که تنشهای محاسباتی در بارگذاری فوق‌العاده ناشی از زلزله به تنشهای مجاز نزدیک گردند، حداکثر شتاب افقی سقف این ساختمان در زلزله ناغان حدوداً چقدر خواهد بود؟ محل سازه در تهران واقع است. $A = 0.35$, $I = 1$, $B = 2$

حل. طبق ضوابط آیین‌نامه فولاد تنش خمشی مجاز در بارگذاری فوق العاده برابر است با:

$$F_b = 1.33(.6F_y) = .8F_y$$



اگر فرض کنیم که سازکار تسلیم قابهای لرزه‌بر مطابق شکل باشد، لازم است مقدار لنگر در نقاط بحرانی (لولاها) به لنگر خمیری M^p برسد. پس نیروی متناظر این لنگر نسبت به نیروی طراحی برابر است با:

$$\frac{V_y}{V} = \frac{M^p}{M_D} \qquad (۱)$$

M^p و M_D لنگرهای خمیری و طراحی‌اند و برابرند با

$$M_D = (.8F_y)S \qquad (۲)$$

$$M^p = ZF_y \qquad (۳)$$

Z اساس خمیری است و برای مقاطع I تقریباً ۱/۱۲ برابر اساس ارتجاعی S می‌باشد، پس:

$$M^p = 1.12SF_y \qquad (۴)$$

از جایگزینی (۲) و (۴) در (۱)

$$V_y = 1.4V \qquad \text{نیروی نهایی ایجادشده در سازه} \qquad (۵)$$

نیروی زلزله V برای این سازه یک طبقه با فرض ضریب رفتار ۶ برابر است با:

$$V = \frac{ABI}{R}W = \frac{(.35)(2)(1)}{6} = 0.12W$$

$$\therefore V_y = 1.4(.12W) = 0.16W$$

شتاب پاسخ برابر است با

$$S_a = \frac{V_y}{m} = \frac{0.16W}{W/g} = 0.16g$$

این در واقع حداکثر شتاب پاسخ در زلزله ناغان است. می‌بینیم که این شتاب با آنچه در حوزه ارتجاعی اتفاق می افتد (در مثال ۹. ۱۱ شتاب پاسخ ارتجاعی برابر g ۰/۲۵۵ بدست آمد) کاملاً متفاوت است. دلیل این امر همانطور که در بخش ۳. ۲ آمد رفتار غیرارتجاعی سازه می‌باشد.

مثال ۹. ۱۳ اگر بین انرژی آزاد شده یک زلزله و بزرگی آن رابطه زیر برقرار باشد نسبت انرژی آزاد شده در زلزله‌هایی به بزرگی ۷/۵، ۷ و ۶ را به زلزله‌ای با بزرگی ۵ محاسبه کنید.

$$\log E = 4.8 + 1.5M$$

حل. داریم:

$$\log E_1 = 4.8 + 1.5M_1 \quad ; \quad \log E_2 = 4.8 + 1.5M_2$$

از کم کردن دو رابطه

$$\therefore \log E_2/E_1 = 1.5(M_2 - M_1)$$

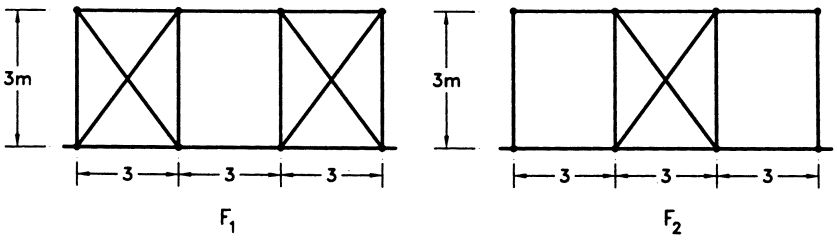
$$\frac{E_2}{E_1} = 31.62^{\Delta M} \quad ; \quad \Delta M = M_2 - M_1$$

برای بزرگی ۷/۵ مقدار ΔM برابر است با ۲/۵ ، پس نسبت انرژی آزاد شده دو زلزله با بزرگیهای ۷/۵ و ۵ برابر است با

$$\frac{E_2}{E_1} = 31.62^{2.5} = 5622$$

ملاحظه می‌شود که یک زلزله با بزرگی ۷/۵ به اندازه ۵۶۲۲ زلزله با بزرگی ۵ انرژی آزاد می‌کند. بطور مشابه نسبت انرژی آزاد شده برای زلزله‌های با بزرگی ۷ و ۶ برابر ۱۰۰۰ و ۳۱/۶ می‌باشد.

مثال ۹. ۱۴ سختی قابهای زیر را محاسبه کنید و با حالتی که تیر و ستون صلب فرض می‌شوند (بدون تغییر شکل محوری) مقایسه نمائید. کلیه ستونها IPB20 و تیر IPE27 می‌باشد. بادبندهای F_1 ناودانی ۱۰ و بادبندهای F_2 ناودانی ۱۲ می‌باشد.



حل. سطح مقطع مقاطع IPB20، IPE27، UNP10 و UNP12 برابر است با ۷۸/۱ ، ۴۵/۹، ۱۳/۵ و ۱۷ سانتیمتر مربع. سختی قاب بادبندی شده چنانکه در فصل ۴ آمده برابر است با:

$$k = \frac{E}{\frac{L}{A_g} + \frac{h^3}{L^2 Ac} + \frac{d^3}{L^2 A_b}} \qquad (۱)$$

E ضریب ارتجاعی فولاد است. L، h و d طول، ارتفاع و قطر قاب می باشند، و A_b, A_c, A_g سطح مقطع تیر، ستون و بادبندند. باتوجه به اطلاعات فوق برای قاب F_1:

$$L = h = 3.0\,m \quad d = 4.24\,m \quad A_g = 45.9\,cm^2 \quad A_c = 78.1\,cm^2 \quad A_b = 13.5\,cm^2$$

و برای قاب F_2:

$$L = h = 3.0\,m \quad d = 4.24\,m \quad A_g = 45.9\,cm^2 \quad A_c = 78.1\,cm^2 \quad A_b = 17.0\,cm^2$$

با استفاده از (۱) سختی قابهای F_1 و F_2 برابر است با

$$k_1 = 2x\frac{2.06\times10^6}{\frac{300}{45.9} + \frac{300^3}{300^2(78.1)} + \frac{424^3}{300^2(13.5)}} = 56351\,kg/c$$

$$k_2 = \frac{2.06\times10^6}{\frac{300}{45.9}+\frac{300^3}{300^2(78.1)}+\frac{424^3}{300^2(17.0)}} = 34220kg/c$$

چنانچه از سختی تیر و ستونها چشم پوشیم، سختی بادبند از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$k = \left(EL^2A_b/d^3\right) \qquad (۲)$$

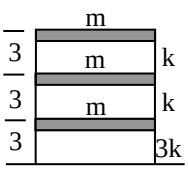
با استفاده از (۲) سختی قابهای F_2, F_1 برابر ۶۵۶۷۱ kg/cm و ۴۱۳۴۹ kg/cm بدست می‌آید که نسبت به رابطه (۱) به ترتیب ۱۷٪ و ۲۱٪ خطا دارد. پس رابطه (۲) سختی‌ها را قدری بیش از واقع نشان می‌دهد. باید توجه داشت که در عمل بدلیل گستردگی نیرو در سقف تغییر طول تیرها منتفی است و فقط باید تغییر طول ستونها را منظور نمود که دراین‌صورت سختی قاب F_1 برابر است با:

$$K = 2\times\frac{2.06\times10^6}{\frac{300^3}{300^2(78.1)}+\frac{424^3}{300^2(13.5)}} = 61882kg/cm^2$$

در این حالت سختی قاب F_1 از رابطه (۲) فقط ۶٪ خطا دارد.

مثال ۹. ۱۵ در ساختمان سه طبقه مقابل مطلوبست:

الف) مقایسه برش طبقات اول و دوم به روش استاتیکی و شبه‌دینامیکی همپایه.



ب) محاسبه جابجایی طبقه اول با استفاده از روش اِتی‌سی (بخش ۳. ۴. ۱. ۳) و با C_d=۵، و مقایسه آن با مقدار مجاز.

$$m = 100t \quad k = 394400kN/m \quad A = 0.35 \quad T_0 = 0.4 \quad I = 1.0 \quad R = 7.0$$

حل. الف) مشخصات مدی سازه را با استفاده از روابط (۲. ۹۳) و (۲. ۹۲) حساب می‌کنیم. برای شرح جزئیات روش به مثالهای ۹. ۱ تا ۹. ۶ مراجعه شود. خلاصه مشخصات مدی در جدول ۹. ۱۲ آمده است.

جدول ۹. ۱۲ مشخصات مدی سازه

مـــد	۱	۲	۳
φ_{1i}	۰/۱۹	-۰/۶۹	۷/۵۲
φ_{2i}	۰/۷۰	-۱/۲۲	-۳/۴۶
φ_{3i}	۱	۱	۱
T (ثانیه)	۰/۱۸	۰/۰۶۷	۰/۰۴۷۴
وزن مدی W_i (تن)	۲۳۴	۲۸	۳۷

نیروی برش پایه در روش استاتیکی برابر است با:

$$V = \frac{ABI}{R}W = \frac{(.35)(2)(1)}{7}(300) = 30t \qquad F_j = \frac{w_j h_j}{\sum w_j h_j}V \therefore F_1 = 5t \quad F_2 = 10 \quad F_3 = 15$$

برش پایه در روش شبه‌دینامیکی برای مد i برابر است با:

$$Q_i = C_i W_i; \quad C_i = AB_i I / R \quad ; \quad B_i = 2\left(0.4/T_i\right)^{.666} \le 2.0$$

با انجام محاسبات داریم:

$$C_1 = C_2 = C_3 = 0.1 \quad ; \quad Q_1 = 23.4t \quad Q_2 = 2.8t \quad Q_3 = 3.7t$$
$$Q = (Q_1^{\,2} + Q_2^{\,2} + Q_3^{\,2})^{0.5} = 23.9 < 30$$

پس طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ باید همه نتایج در نسبت ۱/۲۶ (=۲۳/۹÷۳۰) ضرب شود. برش طبقات از دو روش استاتیکی و شبه‌دینامیکی اصلاح‌شده درجدول ۹. ۱۳ مقایسه شده‌اند.

جدول ۹. ۱۳ برش طبقات

طبقه	برش طبقه (تن)	
	استاتیکی	شبه‌دینامیکی اصلاح شده[۱]
۳	۱۵	۱۶/۱
۲	۲۵	۲۶/۶
۱	۳۰	۳۰

[۱] تمام نتایج تحلیل شبه‌دینامیکی در نسبت ۱/۲۶ ضرب شدند تا برش پایه با حالت استاتیکی برابر شود.

ب) برای محاسبه جابجایی اوج طبقه اول داریم

$$\delta_e = \frac{V_1}{k_1} = \frac{30 \times 9.81}{3 \times 3944} = 0.025cm$$

طبق روش اِتی‌سی جابجایی برابر است با:

$$\delta_p = C_d \delta_e \quad \therefore \delta_p = 5(.025) = 0.125cm < 0.015h = 4.5cm$$

مثال ۹. ۱۶ اگر ساختمان مثال ۹. ۱۵ تحت زلزله طبس قرار گیرد با استفاده از فرضیات زیرمطلوبست محاسبه:

الف) ضریب رفتار R

ب) جابجایی طبقه اول و مقایسه آن با مقدار حاصل از روش اِتی‌سی در مثال ۹. ۱۵

فرضیات:

۱ـ پاسخ عمدتاً ناشی از مد اول است.

۲ـ مقاومت طبقات با نیروهای حاصل از روش استاتیکی متناسب است.

۳ـ از روش **LRFD** برای طرح این سازه فولادی استفاده شده است.

۴ـ استفاده از روابط نیومارک برای $R-\mu$ (بخش ۳. ۲. ۱. ۲)

حل. با استفاده از جدول ۳. ۲۴ شتاب پاسخ طبس را برای تناوبهای دو مدل اول یعنی ۰/۱۸ و ۰/۶۷ ثانیه پیدا کرده و سپس برشهای پایه مدی، برش کل و نیروی ارتجاعی زلزله را محاسبه می‌نماییم .

$$(S_a)_1 = 3.28g \;;\; (S_a)_2 = 1.23g$$

$$Q_1 = (S_a)_1 W_1 = (3.28)(234) = 767t \;; Q_2 = (S_a)_2 W_2 = (1.23)(28) = 34.4t$$

$$Q \cong (Q_1{}^2 + Q_2{}^2)^{0.5} = 768t \quad \therefore V_e = 768t$$ *نیروی ارتجاعی زلزله طبس*

اگر این سازه مطابق روش **LRFD** طرح شده باشد، داریم:

$$V_D = 1.5E$$

V_D نیروی طرح سازه و **E** نیروی زلزله است که از مثال ۹. ۱۵ برای این ساختمان برابر ۳۰ تن بدست آمد. پس :

$$V_D = 1.5(30) = 45t$$

اگر این نیرو سازه را به آستانه تسلیم برساند لنگر در نقاط بحرانی برابر $\mathbf{M_y}$ خواهد بود.

$M_y = F_y S$

S اساس ارتجاعی مقطع است. می‌دانیم که پس از آن سازه بسوی وضعیت خمیری کامل حرکت کند. در زمان تشکیل سازکار تسلیم، لنگرها برابر M^p است و نیروی برشی متناظر برابر V_y می‌باشد، پس :

$$\frac{V_y}{V_D} = \frac{M^p}{M_y}, \quad M_p = ZF_y \qquad \therefore \frac{V_y}{V_D} = \frac{F_y Z}{F_y S}$$

Z اساس خمیری مقطع است. نسبت Z/S برای اغلب مقاطع I در حدود ۱/۱۲ است. پس V_y/V_D=۱/۱۲ و یا

$\therefore V_y = 1.12(45) = 50.4t$ *نیروی برشی تسلیم*

بنا بر این، ضریب رفتار R برابر است با:

$R = V_e / V_y = 768/50.4 = 15.24$

ملاحظه می‌شود که ضریب رفتار R خیلی بیش از آن مقداری است که در آیین‌نامه برای سیستمهای مختلف سازه‌ای توصیه شده است. به کمک رابطه ۳. ۹ (رابطه نیومارک برای R- μ در بخش ۳. ۲. ۱. ۲) می‌توان مقدار نرمی را حساب کرد. از آنجا که فرکانس مد اول برابر ۶/۵ هرتز است، سازه در ناحیه شتاب ثابت قرار می گیرد و رابطه نرمی ضریب رفتار آن عبارتست از:

$$\frac{1}{R} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

با نهادن ۱۵/۲۴ به جای R به جای مقدار μ برابر است با:

$$\mu = \frac{1}{2}(15.24^2 + 1) \cong 117$$

و آنگاه جابجایی غیرارتجاعی از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\delta_p = \mu \delta_y \qquad \frac{\delta_y}{\delta} = \frac{V_D}{V} = 1.5 \qquad \therefore \delta_y = 1.5\delta = 1.5\frac{30 \times 9.81}{3 \times 3944} = 0.037cm$$

$\delta_p = \mu \delta_y = 117(0.037) = 4.37cm$ *جابجایی غیرارتجاعی در زلزله طبس*

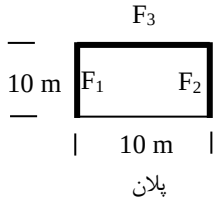
مقدار جابجایی غیرارتجاعی در زلزله طبس در مقایسه با جابجایی روش اِتی‌سی در مثال ۹. ۱۵ که برابر ۰/۱۲۵ بودحدود ۳۵ برابر است. علیرغم این افزایش شدید، هنوز هم در محدوده جابجایی مجاز اِتی‌سی یعنی ۴/۵ cm (= ۰/۰۱۵h) هستیم. علت این امر افزایش سختی در طبقه اول بوده است. درک این موضوع از اهمیت فراوانی برخوردار است زیرا همانگونه که در

بخش ۳. ۱. ۱. ۳ گفتیم، سختی تأثیر ویژه‌ای بر رفتار لرزه‌ای سازه دارد و با افزایش سختی می‌توان کاهش قابل ملاحظه‌ای در جابجایی لرزه‌ای ایجاد کرد. بنابراین در سازه‌هایی که از حیث معماری یا حفاظت تجهیزات خاص محدود ساختن جابجایی حائز اهمیت است روش فوق یعنی افزایش سختی راه حل قابل اطمینانی برای کاهش و محدود ساختن جابجایی لرزه‌ای است.

مثال ۹. ۱۷ در سازه‌ای یک طبقه به وزن ۱۰۰ تن که پلان آن نشان داده شده، در جهت شمالی - جنوبی قابهای F_1 و F_2 با سختی ۱۰۰ و ۲۰۰ تن بر سانتیمتر و در جهت شرقی - غربی قاب F_3 با سختی ۴۰۰ تن بر سانتیمتر قرار گرفته است و مراکز جرم و سطح بر هم منطبق می باشند. چنانچه ضریب زلزله C در هر دو جهت برابر ۰/۱ باشد نیروی وارد به هر قاب را در دو حالت زیر حساب کنید:

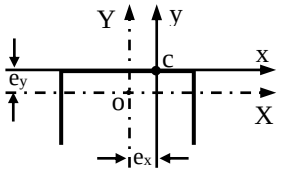
الف) نیروی زلزله در جهت شمالی – جنوبی اعمال شود

ب) نیروی زلزله در جهت شرقی – غربی اعمال شود



حل. نیروی زلزله در هر دو جهت برابر است با: $V = 0.1W = 10\ t$

با توجه به عدم تقارن سختیها در پلان مراکز سختی و جرم بر هم انطباق نداشته و در ساختمان پیچش ایجاد می‌شود. برای یافتن مرکز سختی و محاسبه اثر پیچش طبق بخش ۴. ۲. ۹. ۳ عمل می‌شود.



$$X = x - e_x \quad ; \quad Y = y - e_y$$

$$e_y = \frac{\sum (k_x)_j Y_j}{\sum (k_x)_j} = \frac{(400)(5)}{400} = 5cm$$

$$e_x = \frac{\sum (k_y)_j X_j}{\sum (k_y)_j} = \frac{100(-8) + (200)(8)}{100 + 200} = 2.67cm$$

در جهت شمالی -- جنوبی

نیروی زلزله در جهت y و لنگر پیچشی مربوطه برابر است با

$$V_y = 10t, \quad M = Vex = 10(2.67) = 26.7t.m$$

$$I_p = \sum k_y x^2 + \sum k_x y^2 = [(100)(-8-2.67)^2 + (200)(8-2.67)^2]$$
$$+ 400(5-5)^2 = 17066t.cm$$

نیروی وارد به عنصر لرزه‌بر $(k_y)_j$ در جهت y در اثر نیروی V_y برابر است با

$$P_{(k_y)_j} = \frac{(k_y)_j}{\sum (k_y)_j} V_y - \frac{V_y e_x}{I_p}(k_y)_j x_j$$

پس نیروی وارد به قابهای F_1 و F_2 برابر است با

$$P_{F_1} = \frac{k_l}{k_1 + k_2} V_y - \frac{(2.67)V_y}{I_p}(k_1)(-8-2.67)$$

$$P_{F_1} = \frac{100}{100+200}(10) - \frac{2.67(10)}{17066}(100)(-10.67) = 5.0t$$

$$P_{F_2} = \frac{200}{100+200}(10) - \frac{2.67(10)}{17066}(200)(8-2.67) = 5.0t$$

نیروی وارد به عنصر لرزه‌بر $(k_x)_j$ در جهت x در اثر نیروی زلزله V_y برابر است با

$$P_{(k_x)_j} = -\frac{V_y e_x}{I_p}.(k_x)_j y_j$$

چون قاب F_3 روی محور x قرار گرفته و ا

ز مرکز سختی میگذرد y_j آن صفر است و بنابراین نیروی P_{F3} نیز صفر می‌باشد.

در جهت شرقی ـ غربی

دیدیم‌که نیروی زلزله در جهت x نیز برابر ۱۰ تن است. برای قابهای F_1 و F_2 از قبل داشتیم:

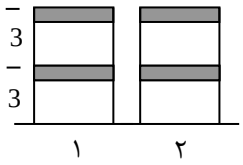
$$P_{(k_y)_j} = \frac{V_x e_y}{I_p}(k_y)_j x_j \qquad \therefore P_{F_1} = \frac{10(5)}{17066}(100)(-8-2.67) = -3.126t$$

$$P_{F2} = \frac{10(5)}{17066}(200)(8-2.67) = 3.126$$

ملاحظه می‌شود که در اثر عدم انطباق مراکز جرم و سختی هنگامی که نیروی زلزله را در جهت x اعمال می‌کنیم به عناصر لرزه‌بری که در جهت y قرار دارند (در این مثال F_1 و F_2) نیز نیرو وارد می‌گردد.

مثال ۹. ۱۸ ساختمانهای ۱ و ۲ را به چه فاصله‌ای از هم قرار دهیم تا احتمال هر گونه برخورد آن دو در زلزله طبس منتفی گردد. آیا ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ در این مورد کافی است؟

اگر این دو ساختمان در هر دو طبقه بهم چسبیده باشند، حداکثر نیرویی که در اتصال طبقه دوم در حین زلزله ایجاد می‌شود چقدر است؟ استهلاک برابر ۵٪ است و اینرسی ستونهای دو ساختمان بترتیب برابر ۴۰۰۰۰ و ۸۰۰۰۰ cm^4 است ارتفاع کلیه طبقات برابر ۳ متر و وزن هر طبقه برابر ۱۰۰ تن می‌باشد.



حل. سختی هر طبقه برابر است با:

$$k = \sum \frac{12EI}{h^3} = 2 \times \frac{12EI}{h^3}$$

که پس از نهادن مقادیر مربوطه، سختی ساختمانهای ۱ و ۲ بترتیب برابر ۷۱/۱ و ۱۴۲/۲ تن بر سانتیمتر بدست می‌آید. آنگاه با استفاده از روابط (۲. ۹۳) و (۲. ۹۲) مشخصات مدی دو ساختمان بدست می‌آید. نتیجه در جدول ۹. ۱۴ آمده است.

جدول ۹. ۱۴ مشخصات مدی

	ساختمان ۱		ساختمان ۲	
مـــد	۱	۲	۱	۲
φ_{1i}	۰/۶۲	-۱/۶۱	۰/۶۲	-۱/۶۱
φ_{2i}	۱	۱	۱	۱
T (ثانیه)	۰/۳۸	۰/۱۵	۰/۲۷	۰/۱۰
وزن مدی (تن)	۱۹۰	۱۰	۱۹۰	۱۰

بااستفاده از طیف زلزله طبس در جدول ۳. ۲۴ شتاب پاسخ برای تناوبهای ۰/۳۸، ۰/۱۵، ۰/۲۷ و ۰/۱۰ ثانیه برابر ۱/۴g، ۲/۷۵g ، ۲/۶۷g و ۱/۴۷g بدست می‌آید. اکنون می‌توان برش پایه، نیرو و جابجایی طبقه دوم در مد i ام را از روابط زیر حساب کرد.

$$Q_i = (S_a)W_i \;\; ; \;\; q_{2i} = \frac{\phi_{2i}}{\phi_{1i} + \phi_{2i}} \cdot Q_i \quad ; \quad v_{2i} = \frac{q_{2i.}}{m_2 \omega_i^2}$$

m_2 جرم طبقه دوم است که برابر ۱۰۰ تن می‌باشد. البته با یک نگاه به وضعیت مدهای ۱ و ۲ می‌توان نتیجه گرفت که بیشترین اثر از مد ۱ بدست می‌آید و نیازی به در نظر گرفتن مد ۲ نیست. بنابراین جابجایی طبقه دوم دو ساختمان فوق برابر است با

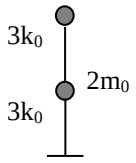
$$(v_2)_1 = 5.98cm \;\; ; \;\; (v_2)_2 = 5.74cm$$

بسته به اینکه جابجایی اوج دو سازه هم زمان باشد یا خیر یکی از دو جواب زیر برای حداقل درز انقطاع X_s بدست می‌آید.

$$X_s = x_1 + x_2 = 5.98 + 5.74 = 11.72cm \qquad \textit{اوج همزمان}$$
$$X_s = (x_1^{\,2} + x_2^{\,2})^{0.5} = 8.29 \qquad \textit{اوج غیر همزمان}$$

در این مورد ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰ مقدار h ۰/۰۱ را پیشنهاد می‌کند که برابر cm ۶ است. می‌توان نتیجه گرفت که این ضابطه در این مورد دست پایین بوده است.

اگر دو ساختمان کاملاً بهم چسبیده باشند مدل آن به‌صورت زیر خواهد بود. در این‌صورت تناوب سازه برابر ۰/۳۱ ثانیه بدست خواهد آمد و از جدول ۳. ۲۴ شتاب پاسخ زلزله طبس برابر ۱/۹۶ g خواهد بود.



ضمناً شکل و وزن مدی این سازه همانند دو ساختمان قبلی از جدول ۹. ۱۴ بدست می‌آید. پس:

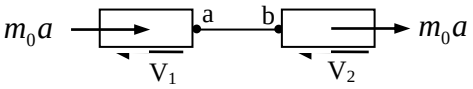
$$W_1 = 2x190 = 380t$$
$$Q_1 = (1.96)(380) = 745t \qquad \textit{نیروی برش پایه در مد ۱}$$

با توجه به تجارب قبلی، مد ۱ را بعنوان مد غالب در نظر می‌گیریم، پس:

$$q_2 = \frac{1}{1+.62} Q = (.62)(745) = 462t$$ *نیروی طبقه دوم*

با توجه به شکل، اگر دو طبقه بهم چسبیده با شتاب a حرکت کنند، نیروی اینرسی هر جرم برابر است با $m_0 a$. بدلیل مساوی بودن جرم دو طبقه نیروی اینرسی آنها یکی برابر است یعنی:

$$F_1 = F_2 = m_o a = \frac{1}{2} q_2 = 231t$$



از سوی دیگر نیروی واکنش سازه (برش طبقه) در هر ساختمان با سختی طبقه متناسب است چون سختی ساختمان ۲ برابر است پس:

$$V_2 = 2V_1 \qquad \therefore V_1 = \frac{1}{3} q_2 = 154t \quad ; \quad V_2 = 3.8t$$

پس نیروی اتصال ab (یا حداکثر نیروی ایجاد شده در اتصال طبقه دوم) برابر است با:

$$P_{ab} = F_1 - V_1 = 231 - 154 = 77t$$

در این بخش تعدادی سؤال در مورد فصل ۳ آیین‌نامه ۲۸۰۰ یعنی مبحث ساختمانهای آجری طرح شده است و در پایان هم پاسخ آن ارائه گردیده است.

۱. در آیین‌نامه ۲۸۰۰ مبنای اصلی مقاومت یک ساختمان آجری غیرمسلح در برابر زلزله کدامیک از عناصر زیر شناخته شده است؟

الف) تیغه‌ها با ضخامت ۱۰ سانتیمتر

ب) کلیه دیوارها و تیغه‌ها

ج) فقط دیوارهای ضخیم‌تر از ۲۰ cm

د)فقط دیوارهای ضخیم‌تر از ۲۰ سانتیمتر که دارای کلاف افقی در تراز سقف باشند.

۲. در آیین‌نامه ۲۸۰۰ حداقل دیوار برشی لازم برای یک ساختمان آجری غیرمسلح به کدامیک از صورتهای زیر مشخص شده است؟

الف) طول دیوارها به‌صورت مضربی از بعد ساختمان در جهت مورد نظر

ب) سطح مقطع دیوار به‌صورت درصدی از مساحت ساختمان

ج) ترکیبی از (الف) و (ب)

د) اصلاً مشخص نشده است

۳. در آیین‌نامه برای احداث بازشو در ساختمانهای آجری

الف) ضوابط و محدودیتی در نظر گرفته نشده است

ب) محدودیتهایی در نظر گرفته شده است از جمله اینکه مجموع سطح بازشوها از یک سوم سطح دیوار و مجموع طول آنها از نصف طول دیوار بیشتر نبوده و هر یک از ابعاد بازشو از ۲/۵ متر کمتر باشند.

ج) محدودیتهایی در نظر گرفته شده است اما چنانچه ساختمان کاملاً کلاف‌بندی شود آیین‌نامه رعایت آنها را الزامی ندانسته است.

د) محدودیتهایی ذکر شده است اما چنانچه اطراف بازشو کلاف تعبیه شود مطابق آیین‌نامه رعایت این ضوابط الزامی نیست.

۴. کدامیک از جملات زیر صحیح‌تر است؟ در یک ساختمان آجری مسلح

الف) بهتر است بازشو را در کنار دیوار احداث کنیم

ب) احداث بازشو مجاز نیست

ج) بهتر است بازشو در وسط دیوار باشد

د) تعبیه کلاف پیرامون بازشو تأثیری در بهبود رفتار ساختمان در برابر زلزله ندارد

۵. یک ساختمان مسکونی آجری مسلح (با دیوارهای آجری مسلح) یک طبقه در خاک نوع II احداث می‌شود. وزن این ساختمان برای محاسبه نیروی زلزله به ترتیبی که آیین‌نامه مشخص نموده است برابر ۲۰۰ تن برآورد شده است چنانچه شتاب مبنای طرح برابر ۰/۳۵ باشد، نیروی برش پایه چقدر خواهد بود

الف) ۲۰ تن ب) ۲۵ تن ج) ۳۰ تن د) ۳۵ تن

۶. در مسأله ۵ چنانچه ساختمان آجری غیرمسلح باشد طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ نیروی برش پایه چقدر است؟

الف) ۲۰ تن ب) ۳۰ تن ج) ۳۵ تن د) مشخص نیست

۷. نقش اصلی میلگردهای افقی در دیوارهای آجری مسلح چیست؟

الف) تقویت مقاومت برشی ب) تقویت مقاومت خمشی

ج) الف و ب د) هیچکدام

۸. وجود تیغه و دیوار آجری در قابهای فولادی و بتنی موجب کدامیک از آثار زیر می‌شود؟

الف) افزایش سختی بدون تغییر در مقاومت جانبی

ب) افزایش مقاومت بدون تغییر در سختی

ج) افزایش سختی و کاهش مقاومت جانبی

د) افزایش سختی و افزایش مقاومت جانبی

۹. یک ساختمان یک طبقه آجری غیرمسلح فاقد زیرزمین است و می‌خواهیم یک طبقه دیگر روی آن بسازیم. چنانچه ساختمان اولیه فاقد اسکلت باشد برای ایجاد طبقه دوم طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ کدامیک از جملات زیر صحیح‌تر است؟

الف) تأمین حداقل مقدار دیوار در هر دو جهت و در هر طبقه طبق ضوابط آیین‌نامه الزامی است

ب) تأمین کلافهای افقی در هر طبقه طبق ضوابط آیین‌نامه علاوه بر مورد الف

ج) تأمین کلافهای قائم و افقی در هر دو طبقه علاوه بر مورد الف

د) اصولاً چنین کاری طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ مجاز نمی‌باشد.

۱۰. کدامیک از جملات زیر صحیح‌تر است؟

الف) کلاف‌بندی باعث افزایش مقاومت جانبی و نرمی (شکل‌پذیری) می‌شود

ب) کلاف‌بندی مقاومت جانبی را افزایش می‌دهد اما اثری بر نرمی ندارد

ج) کلاف‌بندی نرمی را افزایش می‌دهد اما اثری بر مقاومت جانبی ندارد

د) کلاف‌بندی علاوه بر افزایش مقاومت جانبی و نرمی بر مقاومت عرضی (مقاومت در مقابل ارتعاشات عمود بر صفحه دیوار) نیز می‌افزاید.

۱۱. کدامیک از عبارت زیر درست‌تر است؟

طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰، منظور از ساختمانهای با مصالح بنایی، ساختمانهایی است که با مصالح فشاری (آجر، بلوک، سنگ، ...) ساخته می‌شوند و در آنها
الف) تمام بارهای قائم توسط دیوارها تحمل می‌گردند.
ب) تمام یا قسمتی از بارهای قائم توسط دیوارها تحمل می‌گردند.
ج) تمام بارهای زلزله توسط دیوارها تحمل می‌گردند.
د) تمام یا قسمتی از بارهای زلزله توسط دیوارها تحمل می‌گردند.

۱۲. طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ در ساختمانهای با مصالح بنایی غیرمسلح، حداکثر تعداد طبقات مجاز بدون احتساب زیرزمین برابر ..... است
الف) ۱ طبقه ب) ۲ طبقه ج) ۳ طبقه د) هیچکدام

۱۳. طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ در ساختمانهای با مصالح بنایی غیرمسلح، حداکثر ارتفاع مجاز تراز بام از متوسط تراز زمین مجاور برابر است با:
الف) ۳ متر ب) ۶ متر ج) ۸ متر د) بستگی به ارتفاع زیرزمین دارد

۱۴. طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ در ساختمانهای با مصالح بنایی غیرمسلح، زیرزمین طبقه‌ای محسوب می‌شود که تراز روی سقف آن نسبت به متوسط تراز زمین مجاور از ... متر بیشتر نباشد و حداکثر تعداد طبقات زیرزمین ... طبقه است.
الف) ۲ متر و یک ب) ۰/۵ متر و یک ج) ۱/۵ متر و دو د) ۱/۵ متر و یک

۱۵. کدامیک از عبارت زیر درست‌تر است؟
طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ در ساختمانهای با مصالح بنایی غیرمسلح، دیوار سازه‌ای دیواری است که برای تحمل بار ..... بکار می‌رود و حداقل ضخامت آن برابر ..... بوده و دارای کلاف افقی در ..... باشد.
الف) قائم -۱۰ سانتیمتر - تراز زیر دیوار
ب) قائم یا جانبی - ۲۰ سانتیمتر - تراز زیر دیوار
ج) قائم یا جانبی - ۲۰ سانتیمتر - تراز سقف (علاوه بر کلاف افقی در تراز زیر دیوار)
د) قائم یا جانبی - ۳۰ سانتیمتر - تراز سقف

۱۶. طول و ضخامت دیوارهای شرقی-غربی و بازشوهای مربوطه در طبقه اول یک ساختمان آجری غیرمسلح دو طبقه، که شامل زیرزمین، و طبقات اول و دوم است، به شرح زیر است. اگر سطح زیر بنای هر طبقه برابر ۱۰۰ متر مربع باشد در چه صورت مقدار دیوارها در جهت شرقی - غربی طبق ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰ کافی تلقی می‌شود؟

شماره دیوار	ضخامت دیوار سانتیمتر	طول دیوار متر	طول بازشوها متر	کلاف در تراز زیر دیوار	کلاف در تراز سقف
۱	۲۰	۱۰	۴	دارد	دارد
۲	۲۰	۴	۱	دارد	دارد
۳	۱۰	۵	-	دارد	دارد
۴	۲۰	۵	-	دارد	ندارد
۵	۳۰	۱۰	۴	دارد	دارد

الف) چنانچه ضخامت دیوار ۱ به ۳۰ سانتیمتر افزایش یابد.
ب) چنانچه در تراز سقف دیوار ۴ کلاف افقی تأمین گردد.
ج) چنانچه ضخامت دیوار ۳ به ۳۰ سانتیمتر افزایش یابد.
د) چنانچه ضخامت دیوار ۳ به ۳۰ سانتیمتر افزایش یابد و در تراز سقف دیوار ۴ کلاف افقی تأمین گردد.

۱۷. کدامیک از عبارت زیر درست‌تر است؟
طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ در ساختمانهای با مصالح بنایی غیرمسلح، دیوار سازه‌ای دیواری است که برای تحمل بار ..... بکار می‌رود و در یک ساختمان آجری دوطبقه (بدون احتساب زیرزمین)، مقدار حداقل دیوار نسبی در طبقه اول (طبقه روی زیرزمین) در هر امتداد ساختمان نباید کمتر از..... باشد.
الف) قائم، ۸٪ ب . قائم یا جانبی، **۶٪** ج) قائم یا جانبی، ۸٪ د) جانبی، ۶٪

۱۸. یک ساختمان مسکونی آجری مسلح (با دیوارهای آجری مسلح) چهار طبقه در ناحیه با خطر نسبی خیلی زیاد در خاک نوع *II* احداث می‌شود. وزن این ساختمان به ترتیبی که آیین‌نامه مشخص نموده است برابر ۸۰۰ تن برآورد شده است. نیروی برش پایه طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ برابر است با
الف) تعداد طبقات بیش از حد مجاز بوده و احداث این ساختمان مجاز نمی‌باشد.
ب) ۱۷۵ تن ج) ۵۶۰ تن د) ۸۰ تن

۱۹. بخشی از شرایط لازم که طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ باید در ساخت یک ساختمان آجری دو طبقه با سقف تاق ضربی رعایت شود عبارت است از:
الف) ۱. عدم استفاده از آهک در ملات، ۲. بستن تیرهای سقف با میلگرد یا تسمه به صورت ضربدری.
ب) ۱. استفاده از آهک در ملات برای چیدن دیوارها مجاز است (مگر در جان پناه و بعضی از اجزاء سازه)، ۲.در مورد تاقهای ضربی نیازی به بستن تیرهای سقف نیست.
ج) ۱. استفاده از آهک در ملات برای چیدن دیوارها مجاز است (مگر در جان پناه و بعضی از اجزاء سازه)، ۲. بستن تیرهای سقف با میلگرد یا تسمه به صورت ضربدری.

د) ۱. عدم استفاده از آهک در ملات، ۲. چنانچه تیرهای سقف در داخل کلاف بتنی مهار شوند، نیازی به بستن آنها به صورت ضربدری نیست.

۲۰. بخشی از شرایط لازم که طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ باید در ساخت یک ساختمان آجری دو طبقه با سقف تیرچه بلوک رعایت شود عبارت است از:

الف) ۱. سیراب کردن آجرها قبل از چیدن، ۲. استفاده از یک کلاف عرضی (عمود بر جهت تیرچه‌ها) برای اتصال آنها بهم.

ب) ۱. عدم استفاده از آجر سفال (مجوف) در دیوارهای باربر، ۲. استفاده از یک کلاف عرضی (عمود بر جهت تیرچه‌ها) برای اتصال آنها بهم.

ج) ۱. سیراب کردن آجرها قبل از چیدن، ۲. استفاده از ملات باتارد با ۱۰۰ کیلوگرم سیمان و ۱۲۵ کیلوگرم آهک در متر مکعب)

د) ۱. عدم استفاده از آجر سفال (مجوف) در دیوارهای باربر، ۲. استفاده از یک کلاف عرضی (عمود بر جهت تیرچه‌ها) برای اتصال تیرچه‌های بلندتر از ۴ متر.

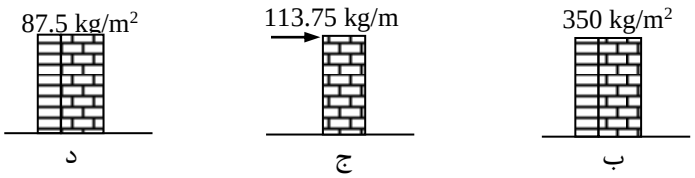
۲۱. در یک ساختمان مسکونی ۵ طبقه اسکلت فولادی بادبندی شده در تهران، تیغه‌های آجری داخلی به ضخامت ۱۵ سانتیمتر و وزن تقریبی ۲۵۰ kg/m^2 ساخته می‌شوند. طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰، مقدار نیروی عرضی (نیروی عمود بر صفحه تیغه) که در طرح تیغه‌ها در نظر گرفته می‌شود حدوداً برابر است با:

الف) ۶۱ kg/m^2 ب) ۴۱ kg/m^2 ج) ۳۶ kg/m^2

د) نیازی به در نظر گرفتن چنین نیرویی نیست.

۲۲. در یک ساختمان مسکونی ۴ طبقه بتنی در تهران (قاب بتنی معمولی)، جان پناه بام به ارتفاع ۱/۳ متر و ضخامت ۲۵ سانتیمتر، و وزن ۵۰۰ kg/m^2 ساخته می‌شود. نیروی طراحی این جان پناه حدوداً با کدامیک از گزینه‌های زیر مطابقت دارد؟

الف) نیازی به در نظر گرفتن چنین نیرویی نیست.



۲۳. کدامیک از عبارات زیر درست‌تر است؟

طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰، در یک ساختمان مسکونی معمولی یک طبقه (بدون احتساب زیرزمین) با مصالح بنایی غیرمسلح در تهران، در مورد استفاده از کلاف افقی و قائم:

الف) ۱. استفاده از کلاف افقی در کلیه دیوارهای سازه‌ای در تراز زیر دیوار الزامی است،
۲. استفاده از کلاف قائم فقط در در کنج‌های ساختمان الزامی است.

ب) ۱. استفاده از کلاف افقی در کلیه دیوارهای سازه‌ای در تراز زیر دیوار و زیر سقف الزامی است،
۲. استفاده از کلاف قائم الزامی نیست.

ج) ۱. استفاده از کلاف افقی در کلیه دیوارهای سازه‌ای در تراز زیر دیوار و زیر سقف الزامی است،
۲. استفاده از کلاف قائم در داخل دیوارها و در کنجهای اصلی ساختمان با فواصل حداکثر ۵ متر الزامی است.

د) ۱. استفاده از کلاف افقی در کلیه دیوارهای سازه‌ای در تراز زیر سقف الزامی است،
۲. استفاده از کلاف قائم در داخل دیوارها و در کنجهای اصلی ساختمان با فواصل حداکثر ۵ متر الزامی است.

۲۴. کدامیک از عبارات زیر درست‌تر است؟

طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰، در مورد کلاف افقی و قائم:

الف) عرض کلافهای بتنی افقی و قائم در هیچ حالتی نباید کمتر از ۲۰ سانتیمتر باشد.

ب) عرض کلافهای بتنی افقی و قائم در هیچ حالتی نباید کمتر از ۲۵ سانتیمتر کمتر باشد.

ج) حداقل عرض کلافهای بتنی افقی و قائم بترتیب برابر ۲۵ و۲۰ سانتیمتر است.

د) حداقل عرض کلاف بتنی در ترازهای زیر دیوار و زیر سقف بترتیب برابر ۲۵ و ۲۰ سانتیمتر بوده و برای کلاف قائم باید از تیرآهن نمره ۱۰ و یا پروفیل فولادی استفاده نمود.

پاسخ سؤالها

۱. د ۲. ب ۳. ب ۴. ج ۵. د

۶. د (زیرا در آیین‌نامه ۲۸۰۰ مقدار R برای ساختمانهای آجری غیرمسلح مشخص نشده است).

۷. الف	۸. د	۹. ج	۱۰. د	۱۱. ب	۱۲. ب
۱۳. ج	۱۴. د	۱۵. ج	۱۶. د	۱۷. ب	۱۸. ب
۱۹. ج	۲۰. د	۲۱. الف	۲۲. ب	۲۳. ج	۲۴. الف

توضیح در مورد برخی از سؤالات

سؤال ۵. برای یک ساختمان یک طبقه T حدوداً برابر ۰/۱ ثانیه یا کمتر است و با توجه به اینکه T_0 برابر ۰/۴ ثانیه است:

W = 200 t , A = 0.35 , I = 1 , R = 4

$$B = 2(0.4/0.1)^{.66} > 2 \therefore B = 2 \qquad V = \frac{ABI}{R}W = \frac{(.35)(2)(1)}{4}(200) = 35t$$

سؤال ۲۱. با استفاده از بند ۲. ۶ آیین‌نامه ۲۸۰۰ داریم

$Fp = AB_P I wp = 0.35x0.7x1x250 = 61 \ kg/m^2$

سؤال ۲۲. با استفاده از بند ۲. ۶ آیین‌نامه ۲۸۰۰ داریم

$Fp = AB_P I wp = 0.35x2x1x500 = 350 \ kg/m^2$

مراجع

1. Ambraseys, N.N., Melville, c.p., 1982 , *A history of persian earthquakes, Cambridge press*, London

2. Gutenberg, B., Richter, C.F., 1956, *Earthquake magnitude, intensity, energy, and acceleration*, Bull seismol Soc Am, 46(2), 105-145.

3. Newmark, N.N., Rosenblueth, E., 1971, *Fundamentals of earthquake engineering*, Prentice-Hall.

4. Seed, H.B., et al, 1969, *Characteristic of rock motions during earthquakes*, J. of Soil Mechanic and Foundations Div, ASCE,Vol 95, No. SM5.

5. Ambraseys, N., Sarma, S.K., 1967, *The response of earthdams to strong earthquakes*, Geotechinque, Vol 17, 187-213

6. Housner, G.W., 1970, *Strong ground motion*, in R.L. Wiegel ed., *earthquake engineerig*, Prentice-Hall.

7. Paz, M., 1980, *Structural Dynamics*, Van Nostrand.

8. Moghaddam, H.A, *Seismic behaviour of brick infilled frames*, PhD Thesis, Civil Eng Dept, Imperial College, London

9. Clough, R.W., Penzien, H., 1975, *Dynamics of sturctures*, McGraw Hill .

10. Meirovitch, L., 1980, *Computational methods in structural dynamics*, Sijthoff & Noordhoff International Publishers, Netherlands.

11. Bathe, K.J., Wilson, E.L., 1976, *Numercial methods in finite element analysis*, Prentice Hall.

12. Wiegel, R.L., 1970 , *Earthquake Engineering*, Prentice Hall

13. Housner, G.W. 1959, *Behaviour of sturucutres during eathquakes*, J. Eng Meh Div, ASCE, 85, (EM-4), 109-129

14. Veletsos, A.S., Newmark, N.M., 1960, *Effect of inelastic behaviour on the response of simple systems to earthquake motions*, Proc 2nd World Conf on Eq Eng, Tokyo, 2, 895-912.

15. Newmark, N.M., Hall, W.J., 1982 *Earthquake spectra and design*, A monograph Pub by the Earthquke Engineering Research Centre , Berkeley, California

16. ATC (Applied Technology Council), 1978, *Tentative provisions for the development of seimic regulations for buildings* (ATC 3-06), Nat Bur Stand Spec Publ 510, Washington

۱۷. مجید زمانی، سید سهیل، ۱۳۷۰، *بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمانهای بتنی مسلح*، رساله کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف.

18. Constantinides, A.G. , 1970, *Spectral transformations for digital filters*, Proc IEEE Vol 117.

19. Fletcher, J.B., Brady A.G. , Hanks T.C., 1980, *Strong motion accelerograms of the Oroville, California aftershocks*, BSSA Vol 70, No, 1.

20. Gold, B. and Rader C.M., 1969, *Digital processing of signals*, McGraw Hill.

21. Gray, A.H., and Markel J.D., 1967, *A computer program for digital elliptic filters*, IEEE, Vol ASSP –24, No.6.

22. Heuman, C., 1941 , *Tables of complete elliptic integral*, Journal Math phys 20.

23. Menu, J.M., Sarma, S.K., 1983, *A computer program to correct for the strong motion acceleraton by polynomial fitting*, POLYCOR, I.C. Report

24. Ormsby, J.F., 1961, *Design of numerical filters with applicaton to digital data processing*, Journal Ass Comp Machinery., Vol 8, No,3

25. Rabiner, L.R., Gold B., 1975, *Theory and applicaton of digital processing*, Prentice-Hall, Inc.

26. Storer, J.E., *Passive Network Synthesis*, McGraw Hill

27. Sunder, S.S, Connor, J.J., 1982, *A new procedure for processing stroung – motion earthquake singals*, BSSA, Vol 72, No. 2

28. Trifunac M.D., 1971, *Zero basr line correction of strong motion accelerograms for instrument response*, BSSA Vol 62, No. 1
29. Trifunac, M.D., Udawadia, F.E., Brady, A.G., 1973, *Analysis of errors in digitized strong motion accelerograms*, BSSA Vol 63, No.1.
۳۰. امین‌الصحه ، پ، رحیم زاده،ج، ۱۳۶۱، *آنالیز طیفی در ساختمانهای چند طبقه*، نشریه شماره ۲۷، شرکت خانه سازی ایران.
31. Kaila, K.L., Narian, H, 1971 , *A new approach for the preparation of quantitative seismicity maps*, Bull Seis Soc Amer, 61, No. 1275-91.
۳۲. *مهندسی زلزله و تحلیل سازه‌ها در برابر زلزله*، ۱۳۶۹، انتشارات سازمان برنامه و بودجه.
۳۳. معظمی گودرزی ، خ، ۱۳۵۱، *لرزه شناسی*، انتشارات وزارت علوم و آموزش عالی.
34. Naeim, F., 1989, *The seismic design handbook*, Van Nostrand
35. Moghaddam, H.A., Ghannad, M., 1994, *Evaluation of the dynamic requirements Iraninan Seismic Code*, 2nd Intn Conf on Seismology and Earthquake Eng, Tehran.
۳۶. قناد، محمد علی، ۱۳۷۰، *رفتار دینامیکی سازه‌های بلند* ، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف.
37. Cornell, C.A., 1968, *Engineering seismic risk analysis*, Bull Seis Soc Am., Vol 58, No.5, pp 1586-1606
38. Mohraz, B., 1989 , Chapter 3 in reference (34) by Naeim.
39. Seed, H.B., et al, 1979 , *Site dependent for earthquake resistant design*, Bull Seis Soc Am, 66, 221,-243
40. Wakabayashi, M., 1986, *Design of earthquake resistant buildings*, McGraw Hill.
۴۱. مقدم، حسن، ۱۳۷۳، *طرح لرزه ای ساختمانهای آجری*، انتشارات دانشگاه صنعتی شریف.
42. Mohajer Ashjai, A., Bozorgnia, Y., 1984, *Ground acceleration distribution in Iran-A probabilistic approach*, proc 8th World Conf on Earthquake Eng., Sanfrancisco, pp 45-51.
43. Hognestad, E., 1952, *Inelastic behaviour in tests of eccentrically loaded short reinforced concrete columns*, J. ACI, 24 (2).
44. Blakeley, R. W. G., Park, R, 1973, *Prestressed concrete sections with cyclic flexure*, J. Stuc. Div., ASCE, 99(ST-8), 1717-1742.
45. Aoyoma, H., 1981, *Mechanical properties of steel and concrete under cyclic loading*, in O. Ergunay and M. Erdik (eds.), State-of-the-Art in earthquake engineering, Ankara, 301-322.
46. Kent, D. C., Park, R., 1971, *Flexural members with confined concrete*, J. Struc. Div., ASCE, 97 (ST-7), 1969-1990.
47. Park, R., Priestley, N. J. M., Gill, W. D., 1982, *Ductility of square confined concrete columns*, J. of Struc Div, ASCE, **108**, No. **ST4**, 929-50.
48. Park, R., Paulay, T., 1975, *Reinforced concrete structures*, Pentech Press, London, 142-194.
49. Pfrang, E.O., Siess, C.P., Sozen, M.A., 1964, *Load-moment-curvature chracteristics of reinforced concrete cross sections*, J. of ACI, 61(7), 763-778.
50. Park, R., Paulay, T., 1980, *Concrete structures*, in , E. Rosenblueth (ed), *Design of earthquake resistant structures*, Pentech Press, London, 142-194.
51. Corley, W. G., 1966, *Rotational capacity of reiforced concrete beams*, J. Struct. Div., ASCE, 92(ST-5), 121-146.
۵۲. کی نیا، مسعود، ۱۳۶۹، *آنالیز و طراحی سازه‌های بتن آرمه*، انتشارات جهاد دانشگاهی صنعتی اصفهان.
53. Tall Buildings Committee 21D (Committee 21D of the Council on Tall Buildings and Urbal Habitat), 1979, *Design of cast-in-place concrete*, in monograhp on planning and design of tall buildings, CB-11, ASCE, NewYork, 501-576.
54. Cardenas, A. E., Hanson, J. M., Corley, W. G., Hognestad, E., 1973, *Design provisions for shear walls*, J. ACI, 70(3), 221-230.

55. Fiorato, A.E., et al, 1976, *Reversing load tests of five isolated sturctural walls*, Proc. Int. Symp. Earthquake Struct. Eng., University of Missouri-Rolla, St. Loudis, 437-453.
56. Paulay, T., Park, R., Priestley, M.J.N., 1978, *Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions*, J. ACI, 75(11), 585-593.
57. Popov, E. P., Zayas, V., Mahin, S., 1979, *Cyclic inelastic buckling of thin tubular columns*, J. Struct. Div., ASCE, 105(ST-11), 2261-2277.
58. Takanashi, K., 1974, *Inelastic lateral buckling of steel beams subjected to repeated and reversed loadings*, Proc. 5th World Conf. Earthquake Eng., Rome, 1, 795-798.
59. Shibata, M., Nakamura, N., et al, 1974, *Elastic-plastic behaviour of steel braces under repeated axial loading*, Proc 5th World Conf. Earthquake Eng., Rome, 1, 845-848.
60. Wakabayashi, M., et al, 1974, *Inelastic behaviour of steel frames subjected to constant vertical and alternating horizontal loads*, Proc 5th Conf. Earthquake Eng., Rome, 1, 1194-1197.
61. Nonoka, 1973, *An elastic Plastic analysis of a bar under repeated axial loading*, Int. J. Solids Struct., 9, 569-580.
62. Hanson, R., 1975, *Characteristics of steel members and connections*, Proc. U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng., Ann Arbor, Mich., 255-267.
63. Popov, E. P., Takanashi, K., Roeder, C., 1976, *Structural steel bracing systems behaviour under cyclic loading*, Rep. EERC/76-17, Earthquake Eng. Research Centre, Univ. of California, Berkeley.
64. Wakabayashi, M., 1982, *Behaviour of braces and braced frames under earthquake loadings*, Int. J. Strutrues, 2(2), 49-70.
65. Collins, I. M., 1981, *Collapse analysis of double-layer grids*, PhD Thesis, University of Surrey.
66. Papadrakakis, M., 1983, *Inelastic post-buckling analysis of trusses*, J. Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 9, Sept, pp 2129-2147.
67. Fujiwara, T., 1980, *Seismic behaviour of inelastic members of braced frame structure*, Proc 7th World Conf. Earthquake Eng., Istanbul, 7, 241-248.
68. Jain, S., Hanson, R. D., *Hysteresis models of steel members for earthquake response of braced frames*, Proc 7th World Conf. Earthquake Eng., Istanbul, 6, 463-470.
69. Sidwell, G. K., 1985, *Eccentrically braced frames*, Section F (pp 355-9), in, *Seismic design of steel structures study group*, Sections A-K, Bull. NZ Nat. Soc. For Earthquake Eng., 18, No. 4, 323-405.
70. Kasai, K., Popov, E. P., 1984, *On seismic design of eccentrically braced steel frames*, Proc. 8th World Conf. Earthquake Eng., San Francisco, v, 387-394.
71. Dorwick, D. J., 1987, *Earthquake resistant design*, John Wiley.
72. Krawinkler, H., Popov, E.P., 1982, *seismic behaviour of moment connections and joints*, J. Struc Div., Am. Soc. Civ. Eng., **101** (ST-2), 373-391.
73. Bertero, V.V., Krawinkler, H., Popov, E.P., 1973, *Further studies on seismic behaviour of steel beam-to-column subassembledges*, Rep. 73-27, Earthquake Eng. Res. Centre, University of California, Berkeley.
74. Kato, B., 1982, *beam-to-column connection research in Japan*, J. Struc Div., Am. Soc. Civ. Eng., **108** (ST-2), 343-360.
75. Kato, B, Nakao, M., 1974, *The influence of the elastic plastic deformation of beam-to-column connections on the stiffness, ductility and strength of open frames*, Proc. 5th World Conf. On Earthquake Eng., Rome, **1**, 825-828.
76. Popov, E.P., Pinkney, R. B., 1969, *Cyclic yielding reversal in steel building connections*, J. Struc Div., Am. Soc. Civ. Eng., **95** (ST-3), 327-353.
۷۷. کرمی، رضا، ۱۳۷۰، *خواص مکانیکی اتصالات خرجینی*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف.
78. Moghaddam, H. A, 1994, *Seismic behaviour of semirigid connections*, 10th European Conf on Earthquake Eng, Vienna, pp1727-1737.

۷۹. قانع، علی، ۱۳۷۳، *بررسی رفتار دینامیکی سازه‌های با اتصال خرچینی*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف.
۸۰. صادقیان، پدرام، ۱۳۷۸، *روشهای تحلیل و تقویت اتصالات خرجینی*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف.
۸۱. مقدم، حسن، کوهیان، رویا، ۱۳۷۴، *مدلسازی و تحلیل قاب با اتصالات خرجینی و اثر آنها بر نیروهای داخلی قاب*، دومین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، صفحات ۹۵۵ - ۹۶۴.
۸۲. مزروعی، علی، مصطفایی، حسین، ۱۳۷۷، *روشهای بهسازی اتصالات خرجینی*، دومین کارگاه تخصصی اتصالات خرجینی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
۸۳. طاحونی، شاپور، فرجودی، جمشید، ۱۳۷۱، *گزارش مطالعه صلبیت اتصالات خرجینی*، بنیاد مسکن انقلاب اسلامی.
۸۴. حسین‌خانی، علی، ۱۳۷۱، *اتصالات خرجینی*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر علی اکبر آقاکوچک، دانشگاه آزاد واحد جنوب.
۸۵. فتحی، مجتبی، ۱۳۷۶، *بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی قابهای با اتصال خرجینی تحت اثر زلزله*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر علی اکبر آقاکوچک، دانشگاه تربیت مدرس.
۸۶. سیمونیان، واهاک، کافی، محمد علی، ۱۳۷۰، *اعمال اتصالات قیچی در تحلیل ماتریسی سازه‌ها*، انتشارات عمیدی.
۸۷. ملکی، مهدی، ۱۳۷۲، *بررسی عملکرد رفتار اتصالات خرجینی تحت بارهای دینامیکی*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر محسن تهرانی زاده، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.
۸۸. علوی، عرفان، ۱۳۷۵، *رفتار دینامیکی سازه‌های با اتصالات نیمه صلب (خرجینی) تحت اثر پیچش*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر محسن تهرانی زاده، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.
89. Arbabi, F, 1998, *Nonlinear deformation of stchel connections*, J. of Seismology and Earthquake Eng, Vol. 1, Iran.
۹۰. طریقت، امیر، ۱۳۷۳، *مطالعه رفتار الاستیک اتصالات خرجینی*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر شاهرخ مالک، دانشگاه تهران.
۹۱. فروغی، محمد، ۱۳۷۲، *بررسی اتصالات خرجینی و ارائه روشی برای حل آنها*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر مرتضی زاهدی و دکتر محمد علی برخورداری، دانشگاه علم و صنعت ایران.
۹۲. فلاح، احمد علی، ۱۳۷۳، *آنالیز دینامیکی غیرخطی اتصالات خرجینی نیمه صلب تحت بارهای زلزله*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر محمد علی برخورداری، دانشگاه علم و صنعت ایران.
۹۳. یعقوبی سرسختی، مجتبی، ۱۳۷۳، *بررسی انواع اتصالات در قابهای فولای و ارزیابی تجربی و تئوریک رفتار اتصالات موسوم به رکابی (خرجینی)*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر رضا رازانی، دانشگاه شیراز.
۹۴. پیروز بخت، سعید، ۱۳۷۴، *رفتار دینامیکی و چرخه هیسترزیس اتصالات رکابی در قابهای فولادی تحت اثر بارهای خستگی‌زا با چرخه‌های محدود*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر رضا رازانی، دانشگاه شیراز.
95. Stafford Smith, B, Coull, A, 1991, *Tall Buildings*, John Wiley.
96. Wakabayashi, M., Matsui, C., et al, 1974, *Inelastic behaviour of steel frames subjected to constant vertical and alternating horizontal loads*, Proc. 5th World Conf on Earthquake Eng., Rome, **1**, 1194-1197.
97. Priestley, M. J. N., 1980, *Masonry*, in E. Rosenblueth (ed), *Design of earthquake resistant structures*, Pentech Press.

98. Hendry, W.H., 1981, *Structural brickwork*, MacMillan Press.
99. Sinha, B. P., Hendry, A. W., 1969, *Racking tests on storey height shear wall structures with openings subjected to precompression, designing enginerring and constructing with masonry products*, Ed. F. B. Johnson, Gulf Hudston, pp. 192-9.
100. Chinwah, J. C. G., 1972, *Shear resistance of brick shear walls*, PhD thesis, University of London.
101. Pieper, K., 1971, *Shear tests on walls*, Proc of 2nd Intn. Brick Masonry Conf., Stoke-on-trent, UK, pp, 140-3.
102. Schneider, H., 1976, *Tests on shear resistance of masonry*, Proc. of 4th Intn Brick Masonry Conf., Brugge, paper 4.b.12.
۱۰۳. مقدم، حسن، ۱۳۷۴، *رفتار دیوارهای آجری مسلح در برابر زلزله*، دومین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، صفحات ۸۰۷-۸۱۸.
104. Moghaddam, H. A., Dowling, P.J, 1987, *The state-of-art in infilled frames*, ESEE report, No 87-2, Imperial college, London.
105. Stafford-Smith, B. S., 1966, *Behaviour of square infilled frames*, ASCE, **92**, ST1 (Feb), 341-403.
106. Riddington, J., Stafford-Smith, B. S., 1977, *Analysis of infilled frames subjected to racking with design recommendations*, J. Structural Engineers, 52, No. 6, 263-268.
107. Liauw, T. C, Kwan, K H., 1983, *Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength*, Proc Instn Civ Engrs, Part 2, 75, Dec, 707-723.
108. Moghaddam, H. A, 1994, *Seismic strengthening of masonry infilled structures*, 10th European Conf on Earthquake Eng, Vienna, pp2293-2297.
۱۰۹. محمودی، اصغر، ۱۳۷۱، *تقویت ساختمانهای آسیب دیده از زلزله*، تز کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی اصفهان.
۱۱۰. مقدم، حسن، ۱۳۷۵، *طرح لرزه‌ای پلها*، انتشارات مرکز تحقیقات راه و ترابری.
۱۱۱. حاجی رسولیها، ایمان، ۱۳۷۸، *بررسی رفتار دینامیکی پلها در زلزله*، تز کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف.
112. Moghaddam, H. A., 1991, *A study of seismic behaviour of buildings during the Manjil earthquake of 1990*, Proc Intnl Conf on Structural Failure, National University of Singapore, pp 289-293.
۱۱۳. مقدم، حسن،۱۳۷۰، *بررسی عملکرد ساختمانها*، در گزارش تحلیلی زلزله منجیل-رودبار، نشریه شماره ۱-۹۱-۷۰، مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، خرداد.
114. Haeri, S.M., Zolfaghari, M.R., 1992, *On the earthquake induced liquefaction in Astneh*, Proc of 10th World Conf. on Earthquake Eng., Madrid, pp129-134.
115. Blodgett, O. W., 1966, *Design of welded structures*, Cleveland, Ohio: James F. Lincoln Arc Welding Foundation.
116. Salmon, C. G., Johnson, J. E., 1980, *Steel structures, design and behaviour*, Harper & Row.
۱۱۷. ایرانی، فریدون، ۱۳۶۸، *طرح و محاسبه سازه‌های فولادی*، انتشارات دانشگاه فردوسی (ترجمه).
۱۱۸. طاحونی، شاپور، ۱۳۷۹، *طراحی سازه‌های فولادی بر مبنای آیین‌نامه فولاد ایران*، انتشارات علم و ادب.
119. Erasmus, L., 1984, *The mechanical properties of structural steel sections and the relevancce of these properties to the capacity design of structures*, Trans Institution of Prof. Engineers, New Zealan, 11, 3/CE, 105-111.
120. Lay, M. G., Galambos, T. V., 1967, *Inelastic beams under moment gradient*, J. Struc. Div., ASCE, 93, No. ST1, 389-99.

121. Kasai, K, Popov, E.P., 1986, *A study of seismically resistant eccentrically braced steel frame systems*, Report No. UCB/EERC-86/01, Earthquake Eng. Research Centre, Univ. of California, Berkeley, California.
122. Hjelmstad, K. D., Popov, E.P., 1983, *Seismic behaviour of active beam links in eccentrically braced frames*, Report No. UCB/EERC-83/15, Univ. of California, Berkeley, California.
123. Malley, J.O., Popov, E.P., 1983, *Design considerations for shear links in eccentrically braced frames*, Report No. UCB/EERC-83/24, Earthquake Eng. Research Centre, Univ. of California, Berkeley, California.
124. Roeder, C.W., Popov, E.P., *Inelastic behaviour of eccentrically braced steel frames under cyclic loading*, Report No. UCB/EERC-77/18, Earthquake Eng. Research Centre, Univ. of California, Berkeley, California.
125. AASHTO, 1992, *Standard specification for highway bridges*, adopted and published by the American Association of State Highway & Transportation Officials, Inc. 5th Edition, Washington.
126. Iwasaki, T., Penzien, J., Clough, R., 1972, *Literature survey - seismic effects of highway bridges*., Repor No EERC 72-11, Earthquake Eng. Research Centre, University of Berkeley, California.
127. Saadegh Vaziri, M., Foutch, D. A., 1991, *Dynamic behaviour of RC higway bridges under the combined effect of vertical and horizontal earthquake motions*, J. Earthquake Eng. and Struc. Dyn., Vol 29, 535-549.
128. Astaneh, A., 1989, *Initial observations of the damage to the San Francisco Bay Bridge*, in Prelininary report on the seismological and engineering aspects of the October 17, 1989 Santa Cruz earthquake, Report No UBC/EERC - 89/14, Chapter 4, Earthquake Eng. Research Centre, University of Berkeley, California.
129. Park, R., et al, 1995, *The Hyogo-Ken Nambu earthquake of 17 January 1995*, Bull. New Zealand Nat. Soc. Earthauke Eng. , 28 (1) (special issue).
130. Hamzeh, O.N., Tssoulas, J.L., 1998, *Behaviour of elastomeric bearings: Computational results*, J. of Bridg Eng, ASCE, 3 (3), 140-146.
131. Makowski, Z.S., 1981, Analysis, *Design and construction of double-layer grids*, Applied Science Pub, London.
132. Saka, T, Taniguchi, Y, 1997, *Damage to spatial structures by the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake in Japan*, International Journal of Space Structures, Vol 12, Nos 3&4, pp 125-133.
133. Kawaguchi, K., 1997, *A report on large roof structures damaged by the great Hanshin-Awaji earthquake*, International Journal of Space Structures, Vol 12, Nos 3&4, pp 135-147.
134. Karamanos, A.S., 1993, *Seismic design of double-layer space grids and their supports*, J Space Structures 4, pp 476 – 484.
135. Kunieda, H., 1997, *Earthquake response of roof shells*, International Journal of Space Structures, Vol 12, Nos 3&4, pp 149-159.
136. Yamada, S., 1997, *Vibration behaviour of single-layer latticed cylindrical roofs*, International Journal of Space Structures, Vol 12, Nos 3&4, pp 181-190.
137. Kato, S, Murata, M., 1997, *Dynamic elastoplastic buckling simulation system for single layer reticular domes with semi-rigid connections under cultiple loadings*, International Journal of Space Structures, Vol 12, Nos 3&4, pp 161-172.
138. Kato, S, Ueki, T, Mukaiyama, Y, 1997, *Study of dynamic collapse of single layer reticular domes subjected to earthquke motion and estication of equivalent seismic forces*, International Journal of Space Structures, Vol 12, Nos 3&4, pp 191-203.
139. Madi, Smith, 1981, *A finite element model for determining the constitutive relation of a compression member*, Third Conf Space Structures.
140. Hill, et al , 1989, *Post buckling analysis of steel space trusses*, ASCE, Journal of Structural Eng, Vol 115, No 4 April.

141. Moghaddam, H. A., 2000, *Seismic behaviour of space structures*, Intnl J. of Space Structures, Intnl J. of Space Strucs., Vol 15, No. 2, pp 119-135.
۱۴۲. آیرملو، سهیل، ۱۳۷۷، *رفتار دینامیکی سازه‌های فضایی*، رساله کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف.
۱۴۳. مقدم، حسن، ۱۳۷۳، *رفتار ساختمانهای آجری مسلح و غیر مسلح در برابر زلزله*، انتشارات مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
144. Mononobe, N., et al, 1936, *Seismic stability of earth dams*, Proc 2nd Congress on Large Dams, Vol IV.
145. Ambraseys, N. N., 1960, *The seismic stability of earth dams*, 2nd World Conf. on Earthquake Eng, Tokyo, pp1345-1363.
146. Ambraseys, N. N., Sarma, S.K., 1967, *The resoponse of earth dams to strong earthquakes*, Geotechnique, Vol DVII, Sept.
۱۴۷. عطایی آشتیانی، بهزاد، ۱۳۶۹، *رفتار لرزه ای سدهای خاکی*، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف.
148. Zangar, C. N., 1953, *Hydrodynamic pressure on dams due to horizonral earthquakes*, Proc Society of Experimental Stress Analysis, 10(2), 93-102.
149. Housner, G. W., 1963, *Dynamic behaviour of water tanks*, Bull. Seis. Society of Am., 53 (2), pp381-7.
150. Graham, E.W., Rodriguez, A.M., 1952, *The characteristics of fuel motion which affect airplane dynamics*, J. Applied Mechs, 19(3), 321-388.
151. Lawson, R.S., Krawinkler, H., 1995, *Cumulative damage potential of seismic ground motion*, 10th European Conf on Earthquake Eng, Vienna, Austria, pp 1079-1086.
152. Vidic, T, Fajfar, P, and Fischinger, M., 1994, *Consistent inelastic design spectra: strength and displacement*, J.of Earthquake Eng. And Structural Dynamics, Vol 23, pp 507-521.
153. Riddell, R, Hidalgo, P, Cruz, E, 1989, *Response modification factors for earthquake resistant design of short period buildings*, Earthquake Spectra, Vol 5, No. 3, pp 571-590.
154. Rahnama, M., Krawinkler, H., 1993, *Effects of soft soil and hysteresis models on seismic design spectra*, John A. Blume Earthquake Eng. Centre Report No. 108, Dept of Civil Eng, Stanford University.
155. Krawinkler, H., Rahnama, M., 1992, *Effects of soft soil and hysteresis models on seismic design spectra*, Proc 10th World Conf on Earthquake Engineering, Madrid, Balkema, Rotterdam, 10, 5841-5846.
156. Nassar, A.A., Osteraas, J.D. and Krawinkler, H., 1992, *Seismic design based on strength and ductility demand*, WCEE 10th Conf., Madrid, Spain, pp.5861-5866.
157. Lee, L. H., Han, S.W, Oh, Y.H., 1999, *Determination of ductility factor considering different hysteretic models*, J. of Earthquake Eng. And Structural Dynamics, Vol. 28, 957-977.
158. Riddell, R., 1995, *Inelastic design spectra accounting for soil conditions*, Eq. Eng. And Str. Dyn., Vol.24, pp.1491-1510.
159. Miranda, E. and Bertero, V.V., 1994, *Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design*, Earthquake Spectra, No.2, Vol.10, pp. 357-379.
160. Miranda, E., 1993, *Site-dependent strength-reduction factors*, ASCE, J. Str. Eng., No.12, Dec., Vol.119, pp.3503-3519.
161. Rahnama, M. and Krawinkler, H., 1995, *Effects of p-delta and strength deteriration on SDOF strength demands*, 10th Euro. Conf. On Eq. Eng., Duma(ed.), Vienna, Austria, pp.1265-1270.
162. Miranda, E. and Betero, V.V., 1994, *Reduction of seismic strength demands due to inelastic behavior*, 5th U.S. National Conf. On Eq. Eng., EERI, Oakland, California, Vol.I, pp.243-252.

163. Elghadamsi, F.E. and Mohraz, B., 1987, *Inelastic earthquake spectra*, Eq. Eng. And Str. Dyn., Vol.15, pp.91-104.
164. Miranda, E., 1992, *Nonlinear response spectra for earthquake resistant design*, WCEE 10th Conf., Madrid, Spain, pp.5835-5840.
165. Miranda, E., 1993, *Probabilistic site-dependent non-linear spectra*, Eq. Eng. And Str. Dyn., Vol.22, pp.1031-1046.
166. Ordaz, M. and Pérez-rocha, L.E., 1998, *Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach*, Eq. Eng. And Str. Dyn., Vol.27, pp.889-901.
167. Krawinkler, H. and Rahnama, M., 1992, *Effects of soft soils on design spectra*, WCEE 10th Conf., Madrid, Spain, pp. Balkema, Rotterdam, pp.5841-5846.
168. de Bejar, L.A. and Ganapathi, K., 1992, *A note on inelastic response spectra for systems with bilinear spring force and kinematic strain-hardening*, Earthquake Spectra, No.2, Vol.8, pp.181-200.
169. Fajfar, P., Vidic, T. and Fischinger, M., 1989, *Seismic demand in medium-and-long-period structures*, Eq. Eng. And Str. Dyn., Vol.18, pp.1133-1144.
170. Fischinger, M., Fajfar, P. and Vidic, T., 1994, *Factors contributing to the response reduction*, 5th U.S. National Conf. On Eq. Eng., Vol.1, pp.97-106.
171. Pal, S., Dasaka, S.S. and Jain, A.K., 1987, *Inelastic response spectra*, Computers and Structures, No.3, Vol.25, pp.335-344.
172. Srivastav, S. and Nau, J.M., 1987, *Seismic analysis of elastoplastic MDOF structures*, ASCE, J. Str. Eng., No.6, Vol.114, pp.1339-1353.
173. Mobasseri, M., Roesset, J.M. and Klingner. R.E., 1992, *The relation between local and overal ductility demands in multi-degree of freedom framed type structures*, WCEE 10th Conf., Madrid, Spain, Vol.1, pp.849-858.
174. Miranda, E., 1997, *Strength reduction factors in performance-based design*, EERC-CUREe Symposium in Honor of Viltelmo V. Bertero, Berkeley, California, January.
175. Moghaddam, H, Mohammadi, R.K., 2000, *Ductility reduction factor of MDOF shear-building structures*, J. of Earthquake Eng., Vol. 5, No. 1, 1-16.
۱۷۶. کرمی محمدی، رضا، ۱۳۸۰، *اثر نحوه توزیع مقاومت برشی بر کاهش خرابی سازه‌ها در برابر زلزله*، رساله دکتری به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف.
177. Humar, J., Wright, E, 1977, *Earthquake response of steel framed multistorey buildings with setbacks*, Earthquake Eng. And Structural Dynamics, 5, pp 15-39.
178. Shahrooz, B, Moegle, J, 1990, *seismic response and design of setback buildings*, J. of Structural Engineering, ASCE 116, N 5, 1423-1438.
179. Dolce, M, Simonini, A., 1986, *The influence of structural regularity on the seismic behaviour of buildings*, Proc of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 3, 6.6/1-6.6/8.
180. Hidalgo, P, Arias, A., Cruz, E, 1992, *A comparison of analysis provisions in seismic codes*, Proc. Of the 10th World Conf. On Earthquake Engineering, Madrid, Spain, 5741-5746.
181. Hidalgo, P, Arias, A., Cruz, E, 1994, *Influence of vertical structural irregularity on the selection of the method of seismic analysis*, 5th US National Conf. On Earthquake Eng., Chicago, Illinois, 1, 293-302.
182. Tso, W., Yao, S., 1994, *Seismic load distribution in buildings with eccentric setbacks*, Canadian J. of Civil Engineering, 21, 50-62.
183. Hutchinson, G., Chandler, A, Rady, M., 1991, *Effect of vertical distributions of mass and trnslational stiffness on dynamic eccentricities for special class of multistorey buildings*, Pacific Conf. For Earthquake Eng. New Zealand, 1, 61-69.
184. Wong, C., Tso, W., 1994, *Seismic loading for buildings with setbacks*, Canadian J. of Civil Eng, 1, 863-871.

۱۸۵. مقدم، حسن، ۱۳۷۸، *ویژگیهای دینامیکی سازه های نامنظم*، سومین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، صفحات ۳۳۴-۳۲۷
۱۸۶. فضیلتی، مهدی، ۱۳۷۵، *بررسی تأثیر توزیع نامنظم جرم و سختی در ارتفاع بر رفتار لرزه‌ای سازه*، رساله کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر حسن مقدم، دانشگاه صنعتی شریف.

پیوست ۱

۲ - پ پیوست یک

زلزله‌های استانهای ایران در فاصله سالهای ۱۹۷۱ تا ۱۹۹۱
[صرفاً زلزله‌های با بزرگی بیش از ۵ ذکر شده است.]

استان آذربایجان شرقی

سال / ماه	روز	زمان: ساعت	دقیقه	ثانیه	مختصات جغرافیایی: N	E	محل- توضیحات	عمق km	M: MB	Ms
ژانویه ۱۹۸۶	۲۷	۱۶	۳۵	۵۲/۸	۳۸/۸۸	۴۸/۶۲۰	درمرزشوروی مجاور آذربایجان شرقی در دزهالیل‌آباد شوروی و تهران واردبیل احساس شد.	۷۱	۵/۳	
مه ۱۹۹۱	۲۱	۱۷	۳۷	۳۸/۸	۴۲/۸۶۷	۴۸/۰۲۸	دریای خزر(مرزآذربایجان شرقی)	۱۰	۵/۰	

استان آذربایجان غربی

سال / ماه	روز	زمان: ساعت	دقیقه	ثانیه	مختصات جغرافیایی: N	E	محل- توضیحات	عمق km	M: MB	Ms
مه ۱۹۷۷	۲۶	۱	۳۵	۱۳/۸	۳۸/۹۳۳	۴۴/۳۸	۳ کشته و ۹ مجروح، خرابی در آذربایجان	۲۷	۵/۲	۵/۴
نوریل ۱۹۸۸	۲۰	۳	۵۰	۸/۳	۳۹/۱۰۹	۴۴/۱۲۳	شمال غربی ایران در مرز ترکیه - مقداری خرابی در کلیران ترکیه و در ماکوی ایران هم احساس شد.	۵۵	۵/۰	۴/۷

استان ایلام

سال / ماه	روز	زمان: ساعت	دقیقه	ثانیه	مختصات جغرافیایی: N	E	محل- توضیحات	عمق km	M: MB	Ms
ژانویه ۱۹۷۲	۱۴	۲۲	۱۰	۳/۷	۳۲/۸	۴۶/۹		N	۵/۱	۵/۳
ژوئن ۱۹۷۲	۱۲	۱۳	۳۳	۵/۷	۳۳/۱	۴۶/۳		N	۵/۴	۵/۰
ژوئن ۱۹۷۲	۱۲	۱۳	۳۹	۵۸/۸	۳۳/۱	۴۶/۲		N	۵/۱	
ژوئن ۱۹۷۲	۱۳	۰	۵۵	۳۷/۳	۳۳/۱	۴۶/۳		۲۷	۵/۱	
ژوئن ۱۹۷۲	۱۴	۴	۳۳	۲۸/۱	۳۳/۰	۴۶/۱	مرز عراق	N	۵/۳	
فوریه ۱۹۸۰	۲۱	۱۴	۸	۱۳/۹	۳۲/۳۷۷	۴۷/۴۸۷	مرز عراق	۳۳	۵/۰	
اکتبر ۱۹۸۴	۲۱	۲۳	۴۰	۲۰/۷	۳۲/۶۹۷	۴۷/۵۶		۴۲	۵/۰	
ژانویه ۱۹۸۸	۲۶	۹	۳۳	۴۸/۶	۳۲/۶۶۵	۴۷/۰۵۴	در ایلام واسلام‌آباد حس شد	۳۴	۵/۲	۵/۳
ژانویه ۱۹۸۸	۲۶	۹	۴۵	۵۰/۱	۳۲/۹۶۲	۴۷/۱۸۹		۷۸	۵/۰	
ژانویه ۱۹۸۸	۲۷	۷	۴۴	۱۴/۲	۳۲/۶۶۲	۴۶/۹۴۷	مرز عراق	۳۷	۵/۰	۳/۷
ژانویه ۱۹۸۸	۲۸	۵	۳۲	۵۸/۶	۳۲/۹۱۶	۴۷/۱۶۸		۷۵	۵/۰	
نوریل ۱۹۸۹	۲	۲۱	۲۴	۳۶/۹	۳۲/۶۲۱	۴۷/۷۸۲	در ایلام و اهواز حس شد	۳۳	۵/۲	۵/۰

استان باختران

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
نوامبر ۱۹۸۳	۱۹	۷	۵۷	۵۸/۱	۳۴/۲۹۳	۴۵/۴۹۰	در کیلان غرب و سر پل ذهاب احساس شد.	۳۵	۵/۱	۴/۲

استان بوشهر

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
ژوئن ۱۹۷۳	۲۵	۱۰	۲۹	۲/۶	۳۰/۰	۵۰/۵		۴۸	۵/۰	
ژانویه ۱۹۷۵	۱۱	۱۲	۸	۶/۴	۲۹/۰	۵۱/۸		۳۷	۵/۰	
دسامبر ۱۹۹۰	۱۶	۲۲	۱۸	۴۹/۸	۲۹/۰۴۴	۵۱/۳۰۴	۱۶ نفر مجروح وتعدادی خانه خراب و زمین لغزش در برازجان رخ داد.	۱۵	۵/۲	۵/۴

استان تهران

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
دسامبر ۱۹۸۰	۱۹	۱	۱۶	۵۶/۱	۳۴/۶۲۲	۵۰/۶۷۶		۳۳	۵/۵	۵/۸
دسامبر ۱۹۸۰	۲۲	۱۲	۵۱	۱۷/۶	۳۴/۳۵۰	۵۰/۴۰۳		۱۸	۵/۲	۵/۲
دسامبر ۱۹۸۱	۱۹	۱	۱۶	۵۶/۱	۳۴/۶۲	۵۰/۶۸	۲۶ نفر کشته، تعدادی مجروح و خساراتی در ناحیهٔ بین قم - ساوه در تهران نیز احساس شد.	۳۳	۵/۵	۵/۸
دسامبر ۱۹۸۱	۲۲	۱۲	۵۱	۱۷/۶	۳۴/۳۵	۵۰/۴۰	۳نفرکشته، ۱۳۹ نفر مجروح و خساراتی در ناحیهٔ قم به بارآورد و در تهران نیز احساس شد.	۱۳	۵/۲	۵/۲
ژانویه ۱۹۹۰	۲۰	۱	۳۷	۹/۸	۳۵/۸۳۲	۵۲/۹۵۴	تخریبی خفیف در ناحیهٔ فیروزآباد - در تهران احساس شد.	۲۵	۵/۵	۵/۹

استان چهارمحال و بختیاری

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
آگوست ۱۹۷۳	۲۳	۱۲	۲۶	۲۴/۸	۳۱/۸	۵۰/۹		۴۱	۵/۰	
سپتامبر ۱۹۷۵	۲۱	۱۴	۱۶	۳۷/۸	۳۱/۵۹۹	۵۱/۰۳۷		۳۳	۵/۲	۵
اکتبر ۱۹۷۷	۲۱	۱۴	۵۶	۶/۹	۳۱/۷۸۹	۵۰/۸۳۴		۳۳	۵/۰	
ژوئن ۱۹۸۴	۱	۱۲	۲۹	۲۷/۷	۳۱/۹۵۲	۵۰/۵۳۶	خرابی درناحیهٔ آردال	۳۳	۵/۰	

استان خراسان

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
دسامبر ۱۹۷۲	۱	۱۱	۳۹	۳/۶	۳۵/۴	۵۷/۹		N	۵/۴	۵/۲
آگوست ۱۹۷۳	۲	۱۹	۵۶	۲۶/۶	۳۷/۳	۵۶/۵		۳۶	۵/۳	
دسامبر ۱۹۷۸	۶	۱۷	۱۸	۱۵/۱	۳۳/۲۹۶	۵۷/۲۴۹		۳۳	۵/۴	
ژانویه ۱۹۷۹	۱۶	۹	۵۰	۱۱/۶	۳۳/۷	۵۹/۵۷		۳۳	۶/۷	
ژانویه ۱۹۷۹	۱۷	۳	۲۹	۵۱/۲	۳۳/۷۷۷	۵۷/۰۱۹		۳۳	۵/۰	
ژانویه ۱۹۷۹	۱۸	۰	۲۵	۳/۹	۳۳/۹۴۷	۵۹/۵۰۳		۳۳	۵/۲	۴/۶
ژانویه ۱۹۷۹	۱۹	۱۹	۲۹	۴۶/۰	۳۳/۹۴۷	۵۹/۴۷۵		۳۳	۵/۱	۴/۳
فوریه ۱۹۷۹	۱۳	۱۰	۳۶	۱۷/۹	۳۳/۳۰۹	۵۷/۳۶۶		۳۳	۵/۵	۵/۲
فوریه ۱۹۷۹	۲۴	۱۳	۵۶	۵۲/۱	۳۷/۱۲۱	۵۶/۵۲۸		۳۳	۵/۰	
سپتامبر ۱۹۷۹	۵	۹	۲۶	۵۶/۰	۳۴/۱۰۴	۵۷/۲۵۲		۳۳	۵/۰	
سپتامبر ۱۹۷۹	۱۶	۱۵	۳۵	۵/۶	۳۳/۲۱	۵۷/۳۵	۱۵/۰۰۰ کشته تخمین زده شد و خرابی قابل توجه درناحیهٔ طبس	۳۳	۷/۷	۷/۸۷
نوامبر ۱۹۷۹	۱۵	۵	۵۵	۵۵/۴	۳۴/۰۱۳	۵۹/۹۳۷		۳۳	۵/۰	۴/۰
نوامبر ۱۹۷۹	۲۷	۷	۱۲	۳۴/۷	۳۳/۹۰۳	۵۹/۸۰۰		۱۰	۵/۰	
نوامبر ۱۹۷۹	۲۷	۱۷	۱۰	۳۲/۹	۳۴/۱۳۴	۵۹/۸۷۷		۱۰	۶/۲	۷/۱
دسامبر ۱۹۷۹	۷	۹	۲۴	۱/۲	۳۴/۲۱۹	۵۹/۸۷۷		۳۳	۵/۸	۶/۰
دسامبر ۱۹۷۹	۹	۹	۱۲	۵/۰	۳۵/۰۳۳	۵۶/۸۱۱		۳۳	۵/۱	۵/۲
دسامبر ۱۹۷۹	۱۶	۲۲	۳۵	۳۹/۱	۳۳/۷۸۱	۵۹/۲۵۷		۳۳	۵/۰	۴/۷
نوامبر ۱۹۸۷	۲۴	۱۱	۲۳	۱۶/۹	۳۲/۶۵۸	۵۹/۱۰۵	درغرب بیرجند حدود۴۸۵ خانه در ۱۵ روستا خراب شد دربیرجند و کوین احساس شد.	۴۱	۵/۲	۴/۴
اکتبر ۱۹۹۰	۲۵	۱۹	۶	۵۲/۶	۳۳/۶۲۰	۵۶/۸۰۸	درطبس و فردوس	۳۳	۵/۰	

استان خوزستان

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		عمق	محل- توضیحات	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E	km		MB	Ms
دسامبر ۱۹۷۲	۱	۱۱	۳۹	۳/۶	۳۵/۴	۵۷/۹	N		۵/۴	۵/۲
آگوست ۱۹۷۳	۲	۱۹	۵۶	۲۶/۶	۳۷/۳	۵۶/۵	۳۶		۵/۳	
دسامبر ۱۹۷۸	۶	۱۷	۱۸	۱۵/۱	۳۳/۲۹۶	۵۷/۲۴۹	۳۳		۵/۴	
ژانویه ۱۹۷۹	۱۶	۹	۵۰	۱۱/۶	۳۳/۷	۵۹/۵۷	۳۳		۶/۷	
ژانویه ۱۹۷۹	۱۷	۳	۲۹	۵۱/۲	۳۳/۷۷۷	۵۷/۰۱۹	۳۳		۵/۰	
ژانویه ۱۹۷۹	۱۸	۰	۲۵	۳/۹	۳۳/۹۴۷	۵۹/۵۰۳	۳۳		۵/۲	۴/۶
ژانویه ۱۹۷۹	۱۹	۱۹	۲۹	۴۶	۳۳/۹۴۷	۵۹/۴۷۵	۳۳		۵/۱	۴/۳
فوریه ۱۹۷۹	۱۳	۱۰	۳۶	۱۷/۹	۳۳/۳۰۹	۵۷/۳۶۶	۳۳		۵/۵	۵/۲
فوریه ۱۹۷۹	۲۴	۱۳	۵۶	۵۲/۱	۳۷/۱۲۱	۵۶/۵۲۸	۳۳		۵/۰	
سپتامبر ۱۹۷۹	۵	۹	۲۶	۵۶/۰	۳۴/۱۰۴	۵۷/۲۵۲	۳۳		۵/۰	
سپتامبر ۱۹۷۹	۱۶	۱۵	۳۵	۵/۶	۳۳/۲۱	۵۷/۳۵	۳۳	۱۵۰۰۰ کشته تخمین زده شده و خرابی قابل توجه در ناحیه طبس	۷/۷	۷/۸۷
نوامبر ۱۹۷۹	۱۵	۵	۵۵	۵۵/۴	۳۴/۰۱۳	۵۹/۹۳۷	۳۳		۵/۰	۴/۰
نوامبر ۱۹۷۹	۲۷	۷	۱۲	۳۴/۷	۳۳/۹۰۳	۵۹/۸۰	۱۰		۵/۰	
نوامبر ۱۹۷۹	۲۷	۱۷	۱۰	۳۲/۹	۳۴/۱۳۴	۵۹/۸۷۷	۱۰		۶/۲	۷/۱
دسامبر ۱۹۷۹	۷	۹	۲۴	۱/۲	۳۴/۲۱۹	۵۹/۸۷۷	۳۳		۵/۸	۶/۰
دسامبر ۱۹۷۹	۹	۹	۱۲	۵/۰	۳۵/۰۳۳	۵۶/۸۱۱	۳۳		۵/۱	۵/۲
دسامبر ۱۹۷۹	۱۶	۲۲	۳۵	۳۹/۱	۳۳/۷۸۱	۵۹/۲۵۷	۳۳		۵/۰	۴/۷
نوامبر ۱۹۸۷	۲۴	۱۱	۳۳	۱۶/۹	۳۲/۶۵۸	۵۹/۱۰۵	۴۱	در غرب بیرجند ۴۸۵ خانه در ۱۵ روستا خراب شد در بیرجند و کوین احساس شد	۵/۳	۴/۴
اکتبر ۱۹۹۰	۱۵	۱۹	۶	۵۲/۶	۳۳/۶۴۰	۵۶/۸۰۸	۳۳	در طبس احساس شد و در فردوس	۵/۰	-

استان خوزستان

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
آگوست ۱۹۷۲	۶	۷	۰	۵۶/۲	۳۱/۸	۵۰/۱		۳۷	۵/۰	
فوریه ۱۹۷۳	۷	۵	۳۷	۲۰	۳۲/۰	۴۹/۴		۵۱	۵/۲	
آوریل ۱۹۷۳	۲۶	۱۴	۳۰	۵/۴	۲۷/۱	۶۰/۸		۴۶	۵/۲	
آوریل ۱۹۷۷	۲۶	۱۶	۲۵	۲۹	۳۲/۶۵۶	۴۸/۹۲۲		۳۷	۵/۴	۴/۸
ژوئن ۱۹۷۷	۵	۸	۲۵	۳۰/۸	۳۲/۵۶۱	۴۸/۱۶۴		۳۳	۵/۱	
دسامبر ۱۹۷۹	۱۴	۷	۵	۲۰/۹	۳۲/۱N	۴۹/۵۷	۷۶ نفر کشته و تعدادی مجروح در ناحیهٔ ایذه و مسجدسلیمان و تخریب قابل‌توجهی نیز گزارش شد.	۲۴	۵/۵	۶/۳
اکتبر ۱۹۸۰	۱۹	۱۷	۲۴	۸/۶	۳۲/۶۹۴	۴۸/۵۴۶		۳۳	۵/۲	۵/۸
مارس ۱۹۸۳	۵	۱۴	۲۲	۳۵/۶	۳۲/۴۸۹	۴۹/۳۴		۳۳	۵/۴	۵/۴
مه ۱۹۸۳	۲۸	۱۱	۳۵	۵۱/۹	۳۲/۵۹۴	۴۸/۵۸۱	در ناحیهٔ اهواز احساس شد.	۱۸	۵/۶	۵/۱
مارس ۱۹۸۵	۲۷	۲	۶	۴۲/۷	۳۱/۶۵۶	۴۹/۹۵۵	درناحیهٔ رامهرمز احساس شد.	۵۳	۵/۲	
آگوست ۱۹۹۰	۳	۱۱	۵۷	۱۳	۳۲/۷۵۸	۴۸/۲۱۳	در ناحیهٔ اندیمشک احساس شد.	۴۵	۵/۰	۴/۹
دسامبر ۱۹۹۰	۲۹	۱۵	۳۴	۱۶	۳۲/۶۰۲	۴۷/۸۹۶		۵۷	۵/۱	

استان زنجان

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
جولای ۱۹۸۳	۲۲	۲	۴۱	۸	۳۶/۹۴۸	۴۹/۱۸۰	سه کشته و ۴۱ مجروح وتعدادی خانه خراب شد.	۴۱	۵/۶	۵

استان سمنان

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
فوریه ۱۹۷۱	۱۴	۱۶	۲۷	۳۶	۳۶/۶	۵۵/۶		۲۹	۵/۲	۵/۳
مه ۴۹۷۷	۲۵	۱۱	۱	۴۵/۵	۳۴/۸۸۶	۵۲/۰۵۹		۲۶	۵/۴	۴/۳
اکتبر ۱۹۸۲	۲۵	۱۶	۵۴	۵۱/۳	۳۵/۲۰۸	۵۲/۳۵۵	در گرمسار برخی مردم مجروح شدندوتعدادی ساختمان خراب شد.	۳۳	۴/۶	۵/۴
لوت ۱۹۸۸	۲۲	۲۱	۲۳	۳۴/۱	۳۵/۲۸	۵۲/۳۵	در گرمسار تهران حس شد.	۱۰	۵/۷	۴/۷

استان سیستان و بلوچستان

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
جولای ۱۹۷۱	۲۴	۰	۴۹	۲۲	۳۰/۴	۵۹/۹		۵۶	۵/۰	۴/۶
سپتامبر ۱۹۷۱	۸	۱۲	۵۳	۳۴	۲۹/۲	۶۰/۰		۱۲	۵/۴	۵/۳
آگوست ۱۹۷۲	۶	۱	۱۲	۵۰/۴	۲۵/۱	۶۱/۲		N	۵/۵	
آگوست ۱۹۷۲	۸	۱۹	۹	۳۳/۵	۲۵/۰	۶۱/۱		۴۱	۵/۵	۵/۰
نوامبر ۱۹۷۲	۱۷	۹	۹	۰/۱	۲۷/۳	۵۹/۱		۶۵	۵/۴	
آوریل ۱۹۷۳	۲	۱	۲۷	۹	۲۷/۱	۶۱/۶		N	۵/۰	
آوریل ۱۹۷۳	۲۶	۱۴	۳۰	۵/۳	۲۷/۱	۶۰/۸		۴۶	۵/۲	
دسامبر ۱۹۷۴	۲۰	۳	۲۸	۴۶/۰	۲۶/۵	۶۱/۲		۷	۵/۰	
ژانویه ۱۹۷۹	۱۰	۱	۲۶	۹/۹	۲۶/۶۵۵	۶۱/۰۳۳		۳۳	۵/۴	
ژانویه ۱۹۷۹	۱۰	۱۵	۵	۴۹/۶	۲۶/۵۸۴	۶۱/۰۵۳		۳۳	۵/۶	۶/۱
ژانویه ۱۹۷۹	۱۲	۸	۱۵	۲۲/۸	۲۶/۴۲۳	۶۱/۱۵۰		۳۳	۵/۰	
مارس ۱۹۷۹	۱۷	۱۲	۳۶	۳۴/۵	۲۶/۴۳۵	۶۰/۹۲۱		۳۳	۵/۰	۵/۰
آوریل ۱۹۸۳	۱۸	۱۰	۵۸	۵۱/۲	۲۷/۷۹۳	۶۲/۰۵۴	درجنوب ایران و کراچی پاکستان قویاً احساس شد.	۶۴	۶/۵	
دسامبر ۱۹۸۹	۷	۱۲	۵۹	۳۳/۵	۲۵/۹۱۷	۵۸/۹۷۱		۱۶	۵/۷	۵/۷
سپتامبر ۱۹۹۰	۱۵	۳۲	۴۰/۲	۲۹/۱۴۷	۶۰/۹۰۶		در زاهدان و در جنوب غربی پاکستان احساس شد.	۳۳	۵/۴	۵/۴

استان فارس

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
آوریل ۱۹۷۱	۶	۶	۴۹	۵۳	۲۹/۸	۵۱/۹		۱۰	۵/۲	۵/۱
مه ۱۹۷۱	۲۵	۴	۳۲	۳۷	۲۷/۷	۵۵/۴		۲۳	۵/۱	۴/۸
اوت ۱۹۷۱	۲۲	۱۷	۵۴	۱۵	۳۰/۱	۵۰/۷		۳۳	۵/۱	۴/۸
فوریه ۱۹۷۲	۲۸	۱۸	۴۴	۵۴/۲	۲۹/۸	۵۰/۷		۲۵	۴/۷	۵/۱
مارس ۱۹۷۲	۱۰	۲	۶	۵۳/۲	۲۸/۴	۵۲/۸	۵۰۵۴ کشته و تعدادزیادی مجروح قیرکاملاً تخریب شد. وسعت ناحیه آسیب‌دیده ۱۰۰۰ کیلومترمربع بود. دربسیاری از مناطق جنوب ایران احساس شد.	N	۶/۱	۶/۹
مارس ۱۹۷۲	۱۲	۱۸	۳۷	۴۰/۸	۲۸/۳	۵۳/۱		N	۵/۱	
مارس ۱۹۷۲	۱۲	۲۳	۷	۴۹/۹	۲۸/۴	۵۳/۰		N	۵/۰	
مارس ۱۹۷۲	۲۵	۱۳	۲۱	۱۴/۸	۲۸/۴	۵۳/۲		۴۵	۵/۰	
جولای ۱۹۷۲	۲	۱۲	۵۶	۶/۷	۳۰/۱	۵۰/۸		۳۱	۵/۴	۵/۳
جولای ۱۹۷۲	۳	۲	۱۰	۰/۴	۳۰/۱	۵۰/۸		۳۸	۵/۰	
جولای ۱۹۷۲	۳	۲۱	۳۸	۲۲/۲	۳۰/۰	۵۱/۰		۳۳	۵/۱	
سپتامبر ۱۹۷۲	۹	۱	۴۲	۲۹/۰	۲۸/۵	۵۲/۷		۴۸	۵/۱	
فوریه ۱۹۷۳	۲۴	۰	۲	۴۰/۱	۲۸/۶	۵۲/۶		۲۷	۵/۲	
مارس ۱۹۷۳	۲۸	۳	۳۶	۳۸/۲	۲۸/۶	۵۲/۷		۳۷	۵/۲	۴/۴
اوت ۱۹۷۳	۲۴	۲	۶	۱/۶	۲۷/۸	۵۲/۷		N	۵/۱	۵/۳
نوامبر ۱۹۷۳	۱۱	۷	۱۴	۵۱/۵	۳۰/۶	۵۲/۹		۱۱	۵/۵	
اوت ۱۹۷۴	۵	۱۳	۱۹	۳۹/۵	۲۸/۰	۵۳/۵		۱۱	۵/۳	
آوریل ۱۹۷۶	۲۲	۱۷	۳	۷/۹	۲۸/۷۱۴	۵۲/۱۲۸	در فیروزآباد احساس شد.	۲۴	۶/۰	۵/۵
آوریل ۱۹۷۶	۲۶	۴	۵۷	۲۵/۵	۲۸/۷۱۸	۵۲/۰۷۸		۲۹	۵/۲	
جولای ۱۹۷۶	۲	۱۸	۴	۴۰/۵	۲۸/۱۳۱	۵۳/۱۳۱		۳۳	۵/۰	
اکتبر ۱۹۷۷	۱۹	۶	۳۵	۱۰/۹	۲۷/۷۹۳	۵۳/۸۷۹		۳۳	۵/۶	۵/۲
مارس ۱۹۸۱	۲۱	۶	۱۸	۳۰/۸	۲۸/۱۱۸	۵۳/۱۴۰		۳۳	۵/۱	۴/۸
فوریه ۱۹۸۳	۱۸	۷	۴۰	۲۴/۱	۲۷/۹۴۶	۵۳/۸۵۲		۲۵	۵/۲	۴/۳
مارس ۱۹۸۴	۱	۲۱	۲۴	۵۴/۲	۲۷/۲۶۷	۵۳/۸۴۳		۳۳	۵/۲	
فوریه ۱۹۸۵	۲	۲۰	۵۲	۳۴/۲	۲۸/۳۹۹	۵۲/۹۹۷	۱ کشته، ۸۰ مجروح و درفیروزآباد جهرم ۱۵۰۰ خانه تخریب یا آسیب‌دیده است.			

دنباله استان فارس

سال / ماه	روز	زمان: ساعت	زمان: دقیقه	زمان: ثانیه	مختصات جغرافیایی: N	مختصات جغرافیایی: E	محل- توضیحات	عمق: km	M: MB	M: Ms
جولای ۱۹۸۵	۳۱	۱۰	۹	۴۱/۸	۲۸/۹۲۹	۵۲/۳۳۹		۳۳	۵/۰	
مه ۱۹۸۶	۲	۳	۱۸	۳۷/۴	۲۸/۰۱۷	۵۳/۳۰۳		۳۳	۵/۵	۴/۹
مه ۱۹۸۶	۳	۱۰	۳۷	۴۱/۷	۲۸/۰۲۵	۵۳/۳۵۶	خرابی مجدد در ناحیه کنج	۲۷	۵/۴	۴/۵
جولای ۱۹۸۶	۱۲	۷	۵۴	۲۶/۸	۲۹/۹۶۲	۵۱/۵۸۲	۱ کشته، ۴ مجروح و ۳۰۰ خانه در ممسنی خراب شد و در شیراز احساس شد.	۱۰	۵/۷	۵/۶
نوامبر ۱۹۸۶	۲۰	۲۰	۸	۱/۶	۲۹/۹۸۳	۵۱/۶۴۳		۳۲	۵/۲	۴/۱
دسامبر ۱۹۸۶	۲۰	۲۳	۴۸	۸/۹	۲۹/۹۸۵	۵۱/۶۳۳	حدود ۸۰خانه درممسنی خراب شد.	۲۶	۵/۵	۵/۰
مه ۱۹۸۷	۱۲	۷	۱۵	۱۳/۱	۲۸/۱۶۵	۵۵/۵۵۹	در بندرعباس حس شد.	۴۰	۵/۲	۴/۹
سپتامبر ۱۹۸۷	۲۹	۱۸	۳۶	۱۳/۷	۲۸/۵۵۴	۵۲/۸۰۶	در نواحی کزین حس شد.	۳۵	۵/۰	
اوت ۱۹۸۸	۱۱	۱۶	۰	۷/۵	۲۹/۹۷۱	۵۱/۵۷۵	خرابی در ممسنی به‌بار آورد و در شیراز و بوشهر حس شد.	۳۲	۵/۳	۵/۶
اوت ۱۹۸۸	۱۱	۱۶	۴	۴۵/۶	۲۹/۹۷۴	۵۱/۶۷۹	یك کشته و تعدادی مجروح و بیش از ۲۰۰۰ خانه در ممسنی خراب شد و درشیراز، نورآباد وبوشهر حس شد	۳۳	۵/۷	۶/۱
دسامبر ۱۹۸۸	۶	۱۳	۲۰	۴۱/۵	۲۹/۹۴۸	۵۱/۶۵۲	تعدادی زخمی شدند و به بیش از ۲۱ دهکده در ممسنی آسیب رسید و در شیراز و بوشهر حس شد.	۱۰	۵/۵	۵/۷
مه ۱۹۸۹	۳	۹	۱۳	۲۴/۲	۲۹/۹۶۴	۵۱/۶۵۵	در ممسنی احساس شد.	۳۳	۵/۱	
مه ۱۹۸۹	۲۷	۲۰	۸	۳۷/۳	۳۰/۱۶۷	۵۰/۹۲۱	۱۷ زخمی در دوگنبدان داشت و حدود ۱۰۰ رأس چهارپا کشته شدند و در کویت هم احساس شد.	۳۱	۵/۶	۵/۸
نوامبر ۱۹۹۰	۶	۱۸	۴۵	۵۲/۲	۲۸/۲۵۱	۵۵/۴۶۲	۲۲ کشته، ۱۰۰ مجروح، ۲۱۰۰۰ بی‌خانمان و ۱۸ روستا در داراب خراب شد.	۱۱	۶/۲	۶/۷
نوامبر ۱۹۹۰	۶	۱۹	۳۰	۲۰	۲۸/۲۳۷	۵۵/۳۶۵	در داراب احساس شد.	۱۸	۵/۳	۵/۷
آوریل ۱۹۹۱	۵	۹	۱۵	۲۸/۸	۲۹/۱۳۸	۵۱/۳۹۹	در ناحیهٔ کنگان احساس شد.	۳۹	۵/۱	۴/۶

استان کردستان

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
ژانویه ۱۹۷۱	۲۰	۲۱	۳۲	۳	۳۵/۱	۴۶/۹		۵۷	۵/۱	۴/۸
نوامبر ۱۹۷۴	۲۷	۱۶	۵۲	۴۹/۹	۳۵/۵	۴۵/۷		۵۰	۵/۰	

استان کرمان

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
مه ۱۹۷۷	۳	۱۶	۲۶	۵۷/۷	۳۱/۷۲۲	۵۶/۲۴۶		۴۲	۵/۰	
سپتامبر ۱۹۷۷	۱۷	۵	۲۵	۵/۸	۳۰/۸۷۸	۵۶/۶۳۰		۳۳	۴/۸	۵/۶
مارس ۱۹۷۹	۴	۵	۳۳	۴۳/۸	۲۸/۲۹۶	۵۶/۲۸۸		۳۳	۵/۰	
ژانویه ۱۹۸۱	۶	۷	۳۳	۴۰/۹	۲۸/۲۶۷	۵۶/۴۶۷		۳۳	۵/۰	
ژانویه ۱۹۸۲	۲	۱۹	۰	۴۹/۲	۳۰/۶۵۴	۵۷/۵۱۳		۳۳	۵/۰	
دسامبر ۱۹۸۲	۱۹	۱۹	۴۰	۵۳/۱	۳۰/۵۷۴	۵۷/۵۲۴	در کرمان و شاه‌آباد احساس شد.	۴۰	۵/۰	۵/۹
ژانویه ۱۹۸۳	۳۱	۱۸	۵۶	۴۹/۷	۲۸/۸۸۸	۵۷/۲۹۰		۱۰۱	۵/۱	
فوریه ۱۹۸۳	۷	۱۵	۶	۲۷/۵	۲۶/۸۳۸	۵۷/۵۶۲		۳۳	۵/۵	۵/۷
جولای ۱۹۸۳	۱۵	۲	۱	۱۴/۸	۲۷/۷۱۴	۵۷/۹۴۱		۳۳	۵/۰	
اوت ۱۹۸۴	۶	۱۱	۱۴	۳۷/۶	۳۰/۸۴۱	۵۷/۱۵۶		۳۳	۵/۷	۵/۳
اوت ۱۹۸۴	۱۵	۲	۰	۵۸/۲	۳۰/۸۸۱	۵۷/۰۸۸		۳۳	۵/۱	
اکتبر ۱۹۸۴	۱۱	۵	۹	۲۶/۱	۲۹/۶۴۵	۵۷/۹۷۹		۳۳	۵/۰	
جولای ۱۹۸۶	۲۵	۱۰	۸	۵/۷	۲۸/۰۸۵	۵۷/۲۸۷		۳۴	۵/۲	
اوت ۱۹۸۶	۸	۸	۳۱	۲۴/۹	۲۷/۲۹۱	۵۷/۸۳۳		۳۳	۵/۰	
آوریل ۱۹۸۷	۱۱	۲۳	۵۰	۲۹/۳	۳۱/۶۵	۵۶/۰۳		۲۴	۵/۰	۴/۵
دسامبر ۱۹۸۸	۳	۱	۳۳	۳۳/۳	۳۰/۲۴۸	۵۷/۵۴۲		۲۸	۵/۲	
آوریل ۱۹۸۹	۲	۶	۴۲	۴/۵	۲۸/۲۵۲	۵۷/۳۱۵		۴۴	۵/۳	۴/۸
نوامبر ۱۹۸۹	۲۰	۴	۱۹	۴/۶	۲۹/۸۹۲	۵۷/۷۱۸	سه کشته، ۴۵ مجروح و خرابی در ناحیهٔ شهداد	۱۸	۵/۶	۵/۷

استان کهکیلویه و بویراحمد

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		عمق	محل- توضیحات	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E	km		MB	Ms
ژانویه ۱۹۷۲	۶	۹	۴۱	۳۳/۲	۳۰/۳	۵۰/۵	۴۱		۵/۲	
مارس ۱۹۷۹	۲۸	۱	۳۳	۲۸/۲	۳۰/۹۶۹	۵۰/۰۴۶	۳۳		۵/۰	
مارس ۱۹۸۸	۳۰	۲	۱۲	۴۲/۸	۳۰/۸۹	۵۰/۱۹۴	۳۳	۲۴ مجروح و ۷۰۰ خانه خراب شد و زمین لغزش در دهدشت.	۵/۴	۵/۷
آوریل ۱۹۸۸	۲۲	۱	۵۴	۸/۸	۳۰/۷۹۳	۵۰/۳۷۳	۳۲	در اهواز احساس شد.	۵/۱	۴/۳
اکتبر ۱۹۸۹	۱	۲	۵۹	۶/۳	۳۰/۹۶۰	۵۱/۴۲۱	۴۲	۳۰۰ خانه خراب شد و ۴ زمین لغزش موجب مسدودشدن راه گردید و در یاسوج احساس شد.	۵/۲	۴/۷
فوریه ۱۹۹۱	۱۴	۸	۲۵	۵۵/۵	۳۰/۳۲۷	۵۰/۸۴۶	۲۵	در ناحیه گچساران احساس شد.	۵/۴	۴/۵

استان گیلان

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
نوامبر ۱۹۷۸	۴	۱۵	۲۲	۲۰/۵	۳۷/۶۱۴	۴۸/۸۳۶	در مساحت بین رشت و زنجان احساس شد.	۳۳	۶/۰	۶/۳
اوت ۱۹۸۰	۲۲	۵	۱۷	۶/۸	۳۷/۱۴۷	۵۰/۱۸۷	دریای خزر	۳۳	۵/۲	۵/۱
اوت ۱۹۸۹	۲۴	۱۸	۵۵	۲۱/۱	۴۱/۶۸۷	۴۹/۲۷۳	در شوروی احساس شد (مرزگیلان)	۳۳	۵/۲	
ژوئن ۱۹۹۰	۲۰	۲۱	۰	۹/۹	۳۶/۹۵۷	۴۹/۴۰۹	۴۰/۰۰۰ الی ۵۰/۰۰۰ کشته تخمین زده شد و بیش از ۶۰/۰۰۰ مجروح، ۴۰۰/۰۰۰ یا بیشتر بی‌خانمان زمین لغزش درزشت و قزوین و زنجان - در روبارو منجیل تقریباً تمام خانه‌ها خراب شد و خسارتهای اساسی در فاصلهٔ خلخال تا نوشهر رخ داد و خرابی جزئی در تهران و اکثر نقاط شمال غرب ایران احساس شد همچنین خسارتهای جزیی در آذربایجان شوروی رخ داد، در آستارا (درجهٔ ۷) و در لنکران (درجهٔ ۶) احساس شدو در باکو هم احساس شد.			
ژوئن ۱۹۹۰	۲۱	۲	۸	۵۱	۳۶/۷۸۹	۴۹/۷۸۹		۱۰	۵/۴	۴/۸
ژوئن ۱۹۹۰	۲۱	۹	۲	۱۴/۶	۳۶/۶۳۶	۴۹/۷۹۹	تعدادی کشته و افزایش خرابی در لوشان منجیل	۱۵	۵/۸	۵/۳
ژوئن ۱۹۹۰	۲۴	۹	۴۵	۵۷	۳۶/۸۶۳	۴۹/۴۰۵	دراستان گیلان احساس شد و موجب افزایش زمین لغزش درناحیهٔ رستم آباد گشت، راه رشت روبسر بسته شد. .	۱۰	۵/۱	۴/۷
جولای ۱۹۹۰	۶	۱۹	۳۴	۵۲/۴	۳۶/۸۶۱	۴۹/۴۰۳	۲ مجروح و زمین لغزش موجب مسدود شدن راه در دو ناحیه شد. در تهران و رشت احساس شد.	۲۵	۵/۳	۴/۴

استان لرستان

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
نوامبر ۱۹۷۳	۵	۵	۳۶	۶/۲	۳۲/۹	۴۹/۶		۵۱	۵/۲	
ژانویه ۱۹۷۴	۷	۱۵	۲۴	۳۸/۲	۳۳/۳	۴۷/۹		۳۲	۵/۰	
جولای ۱۹۹۰	۲۴	۱۷	۵۹	۴۸/۱	۳۲/۸۷۶	۴۸/۲۴۳	در اهواز احساس شد.	۱۰	۵/۱	۴/۷
اکتبر ۱۹۹۰	۱۱	۱۳	۵۷	۵/۱	۳۲/۷۳۸	۴۸/۲۱۲		۴۶	۵/۳	۴/۷

استان مازندران

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
مارس ۱۹۷۱	۱۶	۵	۲۸	۶	۳۶/۸	۵۳/۵		۱۲	۵/۰	۴/۶
لوت ۱۹۷۱	۹	۲	۵۴	۰	۳۶/۳	۵۲/۷		۳۷	۵/۳	۵/۳
مارس ۱۹۷۴	۷	۱۱	۳۶	۲/۴	۳۷/۶	۵۵/۸		۲۱	۵/۱	۵/۰
مارس ۱۹۸۳	۲۵	۱۱	۵۷	۴۹/۳	۳۵/۹۵۳	۵۲/۲۶۴	۳ کشته، ۶۱ مجروح باخرابی تعداد زیادی خانه و زمین لغزش در ناحیه دماوند - آمل.	۳۳	۵/۴	۴/۷
مارس ۱۹۸۳	۲۶	۴	۷	۱۹/۵	۳۵/۹۶۱	۵۲/۲۲۸	افزایش خرابی درناحیهٔ دماوند-آمل	۳۳	۵/۴	۴/۷
سپتامبر ۱۹۸۵	۲۹	۱۳	۱۳	۴۴/۶	۳۶/۶۸۱	۵۴/۷۵۰	خرابی جزیی در گرگان ودامغان	۵۳	۶	۵/۹
سپتامبر ۱۹۸۵	۲۹	۱۴	۳۳	۶/۷	۳۶/۸۸۰	۵۴/۸۰۳	زمین لغزش در امام شهر و درتهران	۳۳	۵	
مارس ۱۹۸۶	۶	۰	۵	۳۸/۳	۴۰/۳۶۸	۵۱/۵۵۵	دریای خزر - خرابی در باکو	۳۳	۶/۲	۶/۳
مارس ۱۹۸۶	۷	۲	۲۱	۲۷/۹	۴۰/۳۶۶	۵۱/۵۵۹	دریای خزر	۳۳	۵/۰	
مارس ۱۹۸۶	۲۳	۱۴	۲۶	۳/۲	۴۰/۳۴۶	۵۱/۶۲۹	دریای خزر	۳۳	۵/۰	۴/۹
مه ۱۹۸۶	۱	۳	۳۱	۱۷/۸	۴۰/۲۴۲	۵۱/۶۵۷	دریای خزر - خرابی در ناحیهٔ کنج	۴۸	۵/۰	۳/۸
ژوئن ۱۹۸۶	۱۱	۱۲	۴۱	۵/۹	۴۰/۳۰۲	۵۱/۶۷۳	دریای خزر	۳۳	۵/۰	۳/۶
ژوئن ۱۹۸۶	۱۱	۲۰	۱۵	۴۲/۱	۴۰/۲۴۵	۵۱/۶۶۵	دریای خزر - در باکو احساس شد	۳۷	۵/۱	۴/۷
سپتامبر ۱۹۸۹	۱۳	۷	۱	۳۱/۴	۳۷/۲۷۷	۵۴/۲۲۰	مرز ایران وشوروی در ناحیهٔ گرگان	۱۳	۵/۱	
سپتامبر ۱۹۸۹	۱۶	۲	۵	۸/۹	۴۰/۳۳۷	۵۱/۵۳۴	دریای خزر - در باکواحساس شد و در شمال غرب ایران.	۵۵	۶/۴	۶/۵
سپتامبر ۱۹۸۹	۱۷	۰	۵۳	۳۹/۷	۴۰/۲۰۳	۵۱/۷۴۹	دریای خزر - درشمال غرب ایران و تهران احساس شد.	۵۱	۶/۱	۶/۱
سپتامبر ۱۹۸۹	۱۷	۱	۲۱	۲۹/۲	۴۰/۲۴۳	۵۱/۶۹۴	دریای خزر	۵۳	۵/۰	

استان هرمزگان

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
آوریل ۱۹۷۱	۱۲	۱۹	۳	۲۶	۲۸/۳	۵۵/۶		۴۴	۶/۰	۵/۹
اکتبر ۱۹۷۱	۵	۱۸	۳۱	۱۸	۲۷/۲	۵۵/۸		۳۹	۵/۱	۴/۸
نوامبر ۱۹۷۱	۸	۳	۶	۳۶	۲۷/۰	۵۴/۵		۳۶	۵/۶	۵/۹
دسامبر ۱۹۷۱	۹	۱	۴۲	۳۱	۲۷/۲	۵۶/۴		۱۵	۵/۳	۵/۸
اوت ۱۹۷۲	۲	۲۳	۳	۲۸/۹	۲۸/۱	۵۶/۹		۳۱	۵/۰	
اکتبر ۱۹۷۲	۹	۷	۱۸	۲۳/۶	۲۸/۲	۵۶/۰		N	۵/۲	۵/۰
اوت ۱۹۷۳	۲۵	۱۴	۵۸	۱۰/۸	۲۸/۱	۵۶/۸		۵۶	۵/۴	
دسامبر ۱۹۷۴	۲	۹	۵	۴۴/۲	۲۸/۰	۵۵/۸		۳۶	۵/۴	
اوت ۱۹۷۵	۲۷	۱۶	۵۹	۳۱/۲	۲۷/۵۰۲	۵۶/۲۱۳		۳۳	۵/۱	
مارس ۱۹۷۵	۷	۷	۴	۴۲/۶	۲۷/۵	۵۶/۳	۷ کشته و ۲۰۰ زخمی، ۲ روستا در نزدیکی بندرعباس تخریب شد.	۲۷	۵/۸	۶/۱
مارس ۱۹۷۵	۷	۱۴	۲۶	۵۶/۵	۲۷/۵	۵۶/۲		۲۸	۵/۲	
دسامبر ۱۹۷۵	۲۴	۱۱	۴۹	۵۶/۸	۲۷/۰۱	۵۵/۵۴	تعدادی مجروح دربند خمیر	۳۳	۵/۵	۵/۴
دسامبر ۱۹۷۵	۲۹	۱۹	۵۵	۱۱/۰	۲۷/۰۷۶	۵۵/۴۹۹		۳۳	۵/۰	
مارس ۱۹۷۶	۲۶	۴	۵۷	۲۵/۵	۲۸/۷۱۸	۵۲/۰۷۸		۳۳	۵/۴	۵/۲
مارس ۱۹۷۷	۲۱	۲۲	۴۲	۶/۵	۲۷/۶۰۲	۵۶/۵۲۰		۳۶	۵/۸	
مارس ۱۹۷۷	۲۲	۲	۲۵	۵۸/۸	۲۷/۵۲۶	۵۶/۳۱۷		۳۳	۵/۲	
مارس ۱۹۷۷	۲۲	۹	۱۴	۳۹/۷	۲۷/۵۹۳	۵۶/۵۵۴		۳۳	۵/۰	۵/۲
مارس ۱۹۷۷	۲۲	۱۱	۵۷	۳۰/۹	۲۷/۵۷۹	۵۶/۴۶۵		۳۹	۵/۷	۵/۹
مارس ۱۹۷۷	۲۴	۰	۱۳	۵۲/۳	۲۷/۵۷۵	۵۶/۴۵۶		۴۵	۵/۱	
مارس ۱۹۷۷	۲۴	۴	۴۲	۲۴/۳	۲۷/۶۲۰	۵۶/۶۲۶		۳۲	۵/۳	
مارس ۱۹۷۷	۱۹	۲۲	۵۸	۳۰/۸	۲۷/۱۲۴	۵۵/۳۱		۳۰	۵/۲	
مارس ۱۹۷۷	۱۹	۲۳	۴	۵۳/۶	۲۷/۱۳۷	۵۵/۳۱		۳۵	۵/۳	
دسامبر ۱۹۷۷	۱	۲۱	۱۱	۱۷/۹	۲۷/۶۵۹	۵۶/۵۶۸		۳۳	۵/۱	
دسامبر ۱۹۷۷	۱	۲۳	۲۸	۱۷	۲۷/۶۰۸	۵۶/۵۸۹		۳۳	۵/۱	
دسامبر ۱۹۷۷	۱۰	۵	۴۶	۲۲/۹	۲۷/۶۸۸	۵۶/۵۶۸		۴۷	۵/۱	۵/۰
فوریه ۱۹۷۷	۶	۱۲	۵۶	۳/۷	۲۶/۶۹۲	۵۳/۷۸۷		۳۳	۵/۰	
نوامبر ۱۹۸۰	۱۷	۱۸	۲۶	۳۰/۹	۲۷/۴۵۳	۵۶/۰۸۴		۳۳	۵/۰	۴/۷
نوامبر ۱۹۸۰	۲۸	۲۱	۱۵	۳۰/۰	۲۷/۶۰۸	۵۶/۵۰۹		۳۳	۵/۶	۵/۱
جولای ۱۹۸۲	۱۱	۱۳	۱۹	۵۰/۹	۲۷/۸۳۰	۵۶/۲۵۵		۴۶	۵/۳	۴/۴

دنباله استان هرمزگان

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
ژانویه ۱۹۸۳	۱۷	۲۰	۵۷	۱۲/۵	۲۷/۶۷۰	۵۶/۶۸۰		۴۹	۵/۰	-
جولای ۱۹۸۳	۱۲	۱۱	۳۴	۱۷/۵	۲۷/۶۰۶	۵۶/۳۸۱	در بندرعباس احساس شد.	۲۵	۵/۹	۵/۸
سپتامبر ۱۹۸۵	۱۰	۱۰	۱۹	۵۴/۸	۲۶/۷۸۲	۵۴/۹۱۶	تعدادی خانه در جزیر خراب شد و در بندرعباس قویاً احساس شد.	۴۴	۵/۰	۴/۷
مارس ۱۹۸۶	۲۵	۱	۳۲	۳۲/۴	۲۶/۷۲۲	۵۴/۸۱۶	سه خانه در جزیر خراب و در بندرعباس احساس شد.	۳۳	۵/۱	۵/۴
اوت ۱۹۸۶	۹	۶	۳۷	۲۴	۲۶/۷۴۸	۵۴/۹۶۹		۳۳	۵/۱	۴/۴
آوریل ۱۹۸۷	۲۹	۱	۴۵	۲۲/۶	۲۷/۴۳۷	۵۶/۱۰۹	درنواحی بندرعباس وقشم احساس شد.	۹	۵/۹	۵/۳
دسامبر ۱۹۸۷	۱۸	۱۶	۲۴	۳	۲۸/۱۹۱	۵۶/۶۷۷	درحاجی آباد احساس شد.	۲۰	۵/۸	۵/۵
مه ۱۹۹۱	۲۲	۱۶	۲۹	۲/۳	۲۷/۴۰۶	۵۵/۷۸۷	در ناحیهٔ بندرعباس حس شد.	۲۵	۵/۷	۵/۰

استان یزد

سال	روز	زمان			مختصات جغرافیایی		محل- توضیحات	عمق	M	
ماه		ساعت	دقیقه	ثانیه	N	E		km	MB	Ms
نوامبر ۱۹۷۳	۲۵	۲	۳۳	۱۷/۷	۳۲/۰	۵۴/۵		۴۵	۵/۰	
نوامبر ۱۹۷۴	۱۷	۱۵	۵	۴۷/۷	۳۲/۸	۵۵/۱		۴۳	۵/۲	

پیوست ۲

مشخصات شبکه شتابنگار ایران (متعلق به مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن)

استان آذربایجان شرقی

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
اهـر	۳۸/۴۷	۴۷/۰۶	۱۸۴ °	۵۳/۳/۱۴	SMA - 1	۳۱۴۳
اردبیل	۳۸/۲۶	۴۸/۲۸	۱۵۰	۵۳/۳/۱۳	SMA - 1	۱۴۴۹
بستان‌آباد	۳۷/۸۴	۴۶/۸۳	۲۲۰ °	۵۵/۹/۱۷	SMA - 1	۲۶۵۳
پارس‌آباد	۳۹/۶۶	۴۷/۹۷	۱۱۰ °	۵۳/۹/۲	SMA - 1	۱۸۰۴
تبریز	۳۸/۰۶	۴۶/۳۴	۳۶ °	۶۳/۱۱/۱۰	SMA - 1	۲۱۲۶
تبریز	۳۸/۰۸	۴۶/۲۹	۱۷۶ °	۵۲/۵/۲۲	SMA - 1	۳۲۲۸
سراب	۳۷/۹۳	۴۷/۵۳	۶۸ °	۵۳/۶/۲۱	SMA - 1	۲۰۵۹
علمدار جلفا	۳۸/۸۴	۴۵/۶۵	۲۵۷ °	۵۴/۵/۳۱	SMA - 1	۳۱۳۱
گرمی	۳۹/۰۲	۴۸/۰۷	۵۰ °	۵۵/۱۰/۴	SMA - 1	۲۱۰۷
میانه	۳۷/۴۲	۴۷/۷۱	۳۲۴ °	۵۳/۳/۱۹	SMA - 1	۱۰۲۰
مرند	۳۸/۴۲	۴۵/۷۷	۱۰۲	۵۳/۳/۱۴	SMA - 1	۱۳۳۹
مشکین‌شهر	۳۸/۳۹	۴۷/۶۷	۱۲۲ °	۵۴/۶/۲۵	SMA - 1	۱۸۰۱
مراغه	۳۷/۳۸	۴۶/۳۱	۱۴ °	۵۳/۶/۲۰	SMA - 1	۳۱۹۶

استان آذربایجان غربی

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
ارومیه	۳۷/۵۵	۴۵/۰۷	۱۹۸ °	۵۵/۹/۱۱	SMA - 1	۱۱۴۳
ارومیه	۳۷/۵۵	۴۵/۰۷	۱۳۰ °	۵۳/۵/۲۳	SMA - 1	۲۶۴۱
تکاب	۳۶/۴۰	۴۷/۱۱		۵۳/۶/۱۹	SMA - 1	۲۱۰۵
خوی	۳۸/۵۵	۴۴/۹۷	۲۶۸ °	۵۲/۵/۲۲	SMA - 1	۱۱۴۲
سلماس	۳۸۱۹	۴۴/۷۶	۲۵۳ °	۵۳/۳/۱۶	SMA - 1	۱۰۰۳
سیه‌چشمه	۳۹/۰۶	۴۴/۳۷	۸۵ °	۵۵/۹/۱۳	SMA - 1	۳۱۲۳
قره‌ضیاءالدین	۳۸/۸۸	۴۵/۰۲	۷۰ °	۵۵/۹/۱۲	SMA - 1	۲۶۳۴
میاندوآب	۳۶/۹۶	۴۶/۱۰	۸۰ °	۵۳/۳/۱۸	SMA - 1	۳۲۲۳
ماکو	۳۹/۲۹	۴۴/۵۰	۲۸ °	۵۳/۳/۱۵	SMA - 1	۳۱۴۸
مهاباد	۳۶/۷۶	۴۵/۷۱		۶۳/۹/	SMA - 1	۲۵۰۷
مهاباد	۳۶/۷۶	۴۵/۷۱	۹۴ °		SMA - 1	۳۱۳۰
نقده	۳۶/۹۵	۴۵/۳۸	۱۱۶ °	۵۳/۶/۲۱	SMA - 1	۲۰۶۳

استان اصفهان

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
اصفهان	۳۲/۶۴	۵۱/۶۸		۵۵/۷/۲۰	SMA - 1	۲۶۴۴
اصفهان	۳۷/۷۱	۵۱/۵۳	۴۹°		SMA - 1	۲۶۳۶
اصفهان	۳۲/۵۴	۵۱/۶۷	۳۴°	۶۲/۵/۱۹	SMA - 1	۲۶۶۵
انارك	۳۳/۳۱	۵۳/۶۹	۳۹°	۵۴/۴/۲۴	SMA - 1	۲۰۸۷
قیران	۳۲/۷۰	۵۱/۰۶	۳۴۹	۵۴/۴/۲۴	SMA - 1	۲۰۸۸
خوانسار	۳۳/۳۱	۵۰/۳۱	۳۴۸	۵۴/۴/۲۳	SMA - 1	۱۰۰۴
سمیرم	۳۱/۴۱	۵۱/۵۷		۵۵/۷/۲۱	SMA - 1	۲۶۵۷
شهرضا	۳۲/۰۰	۵۱/۸۶	۲۷۶°		SMA - 1	۱۵۴۳
کاشان	۳۳/۹۸	۵۱/۴۴	۲۱۰°	۵۳/۶/۱۸	SMA - 1	۱۷۷۳
کوهپایه	۳۲/۷۱	۵۲/۴۴	۷۸°	۵۴/۴/۲۴	SMA - 1	۱۷۶۴
نطنز	۳۳/۵۲	۵۱/۷۶	۳۰۶°	۵۴/۳/۱۳	SMA - 1	۲۰۵۲
نائین	۳۲/۸۶	۵۳/۰۸	۴۴°	۵۳/۶/۱۹	SMA - 1	۲۷۸۲
نجف‌آباد	۳۲/۵۵	۵۱/۳۶	۱۹۰°	۵۹/۱/۲۸	SMA - 1	۳۲۰۲
داران	۳۳/۹۸	۵۰/۴۱	۲۹۲°	۵۴/۴/۲۳	SMA - 1	۳۱۴۵
اردستان	۳۳/۳۶	۵۲/۳۶	۳۴۰°		SMA - 1	۳۱۳۷
اصفهان	۳۲/۵۴	۵۱/۶۷	۲۷۳°		SMA - 1	۳۲۱۴

استان ایلام

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
ایلام	۳۳/۶۳	۴۶/۴۲		۵۳/۹/۳۰	SMA - 1	۱۰۱۸
مهران	۳۳/۱۲	۴۶/۱۶			SMA - 1	
دهلران	۳۲/۶۹	۴۷/۲۶			SMA - 1	

استان باختران

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره‌دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
اسلام آباد	۳۴/۱۰	۴۶/۵۲		۵۳/۶/۱۷	SMA - 1	۲۶۵۶
باختران	۳۴/۲۹	۴۷/۰۵	۲۸۸°	۵۲/۱/۲۱	SMA - 1	۰۹۸۸
کنگاور	۳۴/۵۰	۴۷/۹۶		۵۳/۶/۱۶	SMA - 1	۱۷۰۵۲
قصرشیرین	۳۴/۵۱	۴۵/۵۸			SMA - 1	

استان بوشهر

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره‌دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
اهرم	۲۸/۸۸	۵۱/۲۷	۱۱۶	۵۴/۷/۲۳	SMA - 1	۲۶۳۵
بوشهر	۲۸/۹۸	۵۰/۸۳	۱۰۶		SMA - 1	۱۷۵۷
برازجان	۲۹/۲۶	۵۱/۲۰	۲۷۶	۵۳/۱/۲۵	SMA - 1	۲۰۵۴
بندر طاهری	۲۷/۶۶	۵۲/۳۴	۳۱۲	۵۴/۷/۱۴	SMA - 1	۲۰۶۸
بندر عوبه	۲۷/۴۷	۵۲/۶۰	۱۴۶	۵۵/۱/۲۴	SMA - 1	۳۲۰۸
بندر کنگان	۲۷/۸۳	۵۲/۰۶	۶۶	۵۴/۷/۲۴	SMA - 1	۳۲۲۷
بندر گناوه	۲۹/۵۷	۵۰/۵۱	۱۱۰	۵۴/۷/۲۲	SMA - 1	۲۰۹۶
جزیرهٔ لاوان	۲۶/۸۰	۵۳/۳۴		۵۸	SMA - 1	۱۳۳۸

استان تهران

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره‌دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
رباط‌کریم	۳۵/۴۷	۵۱/۰۸	۱۴۴	۵۸	SMA - 1	۱۵۳۵
رود شور	۳۵/۴۴	۵۰/۹۰	۳۴۶	۵۶/۴/۶	SMA - 1	۲۱۱۴
رودهن	۳۵/۷۳	۵۱/۹۱	۲۲۸	۵۳/۱/۱۸	SMA - 1	۲۱۴۶
طالقان	۳۶/۲۲	۵۰/۸۲	۳۲۰	۵۶/۸/۲	SMA - 1	۲۶۴۶
علی آباد	۳۵/۷۳	۵۱/۴۲			SMA - 1	۲۶۳۰
فیروزکوه	۳۵/۷۴	۵۲/۷۷	۲۱	۵۲/۱/۲۷	SMA - 1	۱۵۴۹

دنباله استان تهران

محل جغرافیایی Station	مشخصات جغرافیایی Location N	E	زاویه نصب Direction	تاریخ نصب Instal.Date	نوع دستگاه Type of Instrmt.	شماره دستگاه Instre.Number
قم	۳۴/۶۴	۵۰/۸۸	۵۰		SMA - 1	۳۲۰۹
شهرری	۳۵/۵۹	۵۱/۴۳		۵۲/۲/۱۶	SMA - 1	۱۰۱۴
کرج	۳۵/۸۱	۵۱/۰۰	۲۵۴	۵۲/۲/۲	SMA - 1	۱۰۱۷
کوشک نصرت	۳۵/۱۱	۵۰/۹۰	۷۸	۵۶/۴/۵	SMA - 1	۲۰۹۷
کهریزک	۳۵/۵۱	۵۱/۳۶	۳۳۴	۵۶/۴/۵	SMA - 1	۱۷۴۹
فشم	۳۵/۷۴	۵۲/۷۷			SMA - 1	
نواسانك	۳۵/۸۲	۵۱/۶۳		۵۶/۸/۱۰	SMA - 1	۳۲۲۵
مردآباد	۳۵/۷۲	۵۰/۸۱	۳۳۴	۵۴/۱/۱۸	SMA - 1	۲۶۲۸
ورامین	۳۵/۳۲	۵۱/۶۵	۲۲۸	۵۲/۲/۲۳	SMA - 1	۱۰۱۵
ایوانکی	۳۵/۳۴	۵۲/۰۶		۵۶/۸/۱۷	SMA - 1	۲۶۴۰
اشتهارد	۳۵/۷۲	۵۰/۳۶	۳۵۸	۵۶/۸/۱	SMA - 1	۲۶۲۱
بوئین زهرا	۳۵/۷۸	۵۰/۰۵	۲۷۴	۵۲/۱/۲۳	SMA - 1	۱۴۴۶
تهران(چیذر)	۳۵/۷۹	۵۱/۴۴		۵۲/۲/۲۲	SMA - 1	۱۰۱۱
تهران	۳۵/۶۸	۵۱/۴۱		۵۲/۳/۲۶	SMA - 1	۱۵۳۴
تهران(ساختمان وزارت کشاورزی)	۳۵/۷۱	۵۱/۳۹		۵۵/۱۰/۱۵	SMA - 1	۲۱۱۱
تهران (طبقه هفتم ساختمان وزارت کشاورزی)	۳۵/۷۱	۵۱/۳۹			SMA - 1	۲۶۳۳
تهران (طبقه دهم ساختمان وزارت کشاورزی)	۳۵/۷۱	۵۱/۳۹		۵۵/۱۰/۱۵	SMA - 1	۲۶۵۸
تهران (BHRC)	۳۵/۷۴	۵۱/۳۶		۵۵/۷/۱۰	SMA - 1	۲۰۹۸
تهران	۳۵/۶۹	۵۱/۳۳		۵۳/۲/۱	SMA - 1	۱۵۵۶
تهران(صنعتی شریف)	۳۵/۷۰	۵۱/۳۴		۵۲/۲/۲	SMA - 1	۱۰۰۲
تهران	۳۵/۸۵	۵۱/۳۹		۵۴/۱۱/۱۶	SMA - 1	۲۰۹۴
تهران(علم وصنعت)	۳۵/۷۳	۵۱/۵۳		۵۳/۲/۱۱	SMA - 1	۱۰۰۳-۱۰۰۶
تهران	۳۵/۶۹	۵۱/۴۲		۵۴/۷/۲۳	SMA - 1	۱۸۰۳
دماوند	۳۵/۷۲	۵۲/۰۷		۵۲/۱/۲۷	SMA - 1	۱۰۰۰
طالقان	۳۶/۲۳	۵۰/۶۷	۱۴۸		SMA - 1	۲۰۶۱
تهران(کهسر)	۳۶/۱۱	۵۱/۳۱	۳۳۶	۵۴/۶/۵	SMA - 1	۲۰۷۰

استان چهارمحال بختیاری

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره‌دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
اردل ۰	۳۱/۹۹	۵۰/۶۵	۲۳۴	۵۶/۱/۲۲	SMA - 1	۲۶۳۱
بروجن	۳۱/۹۷	۵۱/۲۹	۱۱۲	۵۴/۷/۳	SMA - 1	۲۱۱۲
چلگرد	۳۲/۴۷	۵۰/۱۲			SMA - 1	۳۱۲۰
شهرکرد	۳۲/۳۲	۵۰/۸۶	۲۴۹	۵۳/۲/۴	SMA - 1	۳۱۲۱
شلمزار	۳۲/۰۴	۵۰/۸۱	۲۲۲		SMA - 1	۲۰۸۹
فارسان	۳۲/۲۵	۵۰/۵۶	۳۱۹	۵۴/۸/۱۳	SMA - 1	۲۱۱۵
لردگان	۳۱/۵۱	۵۰/۸۲	۱۴۳	۵۴/۸/۱۲	SMA - 1	۱۴۵۱
ناغان	۳۱/۹۴	۵۰/۷۴	۴۱	۵۶/۱/۲۲	SMA - 1	۱۰۲۵
ناغان	۳۱/۹۴	۵۰/۷۴	۳۱۳		SMA - 1	۱۰۱۲

استان خراسان

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره‌دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
اسفراین	۳۷/۰۶	۵۷/۵۰	۳۴۰ °	۵۴/۴/۶	SMA - 1	۲۱۹۵
امام تقی	۳۵/۹۶	۵۹/۴۴	۱۳۰	۵۴/۱۱/۱۱	SMA - 1	۲۱۰۹
بجنورد	۳۷/۴۸	۵۷/۳۳	۱۶۰	۵۲/۴/۹	SMA - 1	۱۷۹۸
باجگیران	۳۷/۶۲	۵۸/۴۱	۱۳۹	۵۴/۴/۱۷	SMA - 1	۱۸۰۰
بجستان	۳۴/۵۲	۵۸/۱۸	۱۳۸	۵۷/۴/۲۱	SMA - 1	۲۰۵۳
بشرویه	۳۳/۸۶	۵۷/۴۲	۲۰	۵۴/۴/۸	SMA - 1	۲۰۶۵
بهتاباد	۳۴/۰۸	۵۹/۸۸		۵۸/۸/۲۷	SMA - 1	۲۲۴۳
بیرجند	۳۲/۸۸	۵۹/۲۱	۳۲۰	۵۳/۲/۲۸	SMA - 1	۱۴۴۲
تربت‌حیدریه	۳۵/۲۹	۵۹/۲۳	۱۴	۵۲/۳/۱۰	SMA - 1	۱۴۳۷
تربت‌حیدریه	۳۵/۲۷	۵۹/۲۲		۵۵/۱۰/۲۹	SMA - 1	۲۶۵۰
تربت جام	۳۵/۲۳	۶۰/۸۷	۲۲۴	۵۳/۲/۲۸	SMA - 1	۲۶۳۷
چناران	۳۶/۶۴	۵۹/۲۲	۶۱	۵۴/۴/۱۶	SMA - 1	۱۵۵۰
خوانف	۳۴/۵۶	۶۰/۱۴	۱۴۲	۵۳/۸/۱۷	SMA - 1	۱۷۹۹

دنباله استان خراسان

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
خضری ۰	۳۴/۰۲	۵۸/۸۱	۹۸		SMA - 1	۳۱۳۳
دیهوك	۳۳/۲۹	۵۷/۵۰	۱۹۲	۵۳/۸/۱۹	SMA - 1	۱۷۹۲
دره‌گز	۳۷/۴۵	۵۹/۱۱	۱۴۵	۵۳/۲/۲۸	SMA - 1	۳۲۵۵
رباط	۳۷/۹۰	۵۷/۷۰	۷۸	۵۴/۶/۲۶	SMA - 1	۲۱۱۶
دشتخوار	۳۴/۹۷	۵۹/۶۲	۳۵۴	۵۴/۱۱/۷	SMA - 1	۲۰۶۹
سرخس	۳۶/۵۳	۶۱/۱۶	۱۱۶	۵۳/۸/۲۳	SMA - 1	۱۷۹۶
سبزوار	۳۶/۲۱	۵۷/۷۷	۱۵۴	۵۳/۲/۲۵	SMA - 1	۱۴۴۵
شیروان	۳۷/۳۹	۵۷/۹۳	۳۳۲	۵۳/۱/۲۸	SMA - 1	۱۰۱۶
طبس	۳۳/۶۰	۵۶/۹۳	۲۵۴	۵۳/۸/۱۸	SMA - 1	۱۷۹۴
عباس‌آباد	۳۶/۳۵	۵۶/۳۹	۳۱۲		SMA - 1	۳۲۰۷
فریمان	۳۵/۶۴	۵۹/۸۴	۷۲	۵۳/۲/۲۷	SMA - 1	۱۵۵۳
فاروج	۳۷/۲۳	۵۸/۲۲	۳۱۲	۵۲/۲/۲۸	SMA - 1	۱۵۴۴
فردوس	۳۴/۰۱	۵۸/۱۶	۳۲	۵۳/۶/۱۵	SMA - 1	۱۵۳۹
قائن	۳۳/۷۲	۵۹/۱۸	۲۸	۵۳/۱/۲۴	SMA - 1	۱۵۴۱
قوچان	۳۷/۱۰	۵۸/۵۱	۱۵۰	۵۳/۸/۲۵	SMA - 1	۲۰۶۲
کاخك	۳۴/۱۴	۵۸/۶۶	۱۷۶	۵۲/۱۲/۳	SMA - 1	۲۰۷۹
کدکن	۳۵/۵۸	۵۸/۸۷	۲۶	۵۷/۴/۲۴	SMA - 1	۲۶۴۵
کاشمر	۳۵/۲۳	۵۸/۴۶	۷۰	۵۳/۲/۲۷	SMA - 1	۱۴۴۰
کتاباد	۳۴/۳۵	۵۸/۶۸	۳۰۶	۵۵/۸/۱۹	SMA - 1	۳۱۳۹
گیفان	۳۷/۸۹	۵۷/۴۸	۲۶۰	۵۴/۶/۲۶	SMA - 1	۲۰۷۲
مزدوران	۳۶/۱۶	۶۰/۵۳	۵۶	۵۷/۴/۲۶	SMA - 1	۹۹۸
مشهد	۳۶/۳۲	۵۹/۵۷	۲۰۶		SMA - 1	۲۶۴۲
مشهد - سد	۳۶/۲۰	۵۹/۶۴	۲۱۳	۶۲/۳/-	SMA - 1	۲۶۲۳
مشهد	۳۶/۴۸	۵۹/۷۰	۱۷۶	۵۴/۴/۱۵	SMA - 1	۳۱۳۴
مشهد	۳۶/۲۶	۵۹/۶۰	۲۱۷	۵۴/۶/۲۵	SMA - 1	۳۱۹۹
مشهد - سد	۳۶/۶۴	۵۹/۶۶	۷۸	۶۲/۳/-	SMA - 1	۱۷۸۴
نیشابور	۳۶/۲۰	۵۸/۷۹	۱۳۲	۵۳/۲/۲۵	SMA - 1	۱۷۹۵
تایباد			۱۵۴		SMA - 1	۲۰۷۳
وندیك	۳۳/۸۴	۵۹/۲۲			SMA - 1	

استان خوزستان

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
آغاجاری	۳۰/۶۹	۴۹/۸۲		۵۵/۱۱/۲۲	SMA - 1	۱۷۸۰
ایذه	۳۱/۸۳	۴۹/۸۶		۵۵/۱۱/۲۳	SMA - 1	۳۲۰۸
اهواز	۳۱/۳۳	۴۸/۶۸		۵۳/۱/۲۶	SMA - 1	۲۱۲۴
اندیمشک	۳۲/۴۳	۴۸/۳۵		۵۳/۱/۲۶	SMA - 1	۲۶۲۳
اندیمشک	۳۲/۶۰	۴۸/۴۶			SMA - 1	۳۲۲۱
بهبهان	۳۰/۵۹	۵۰/۲۳		۵۳/۱/۲۸	SMA - 1	۱۰۱۶
دوگنبدان	۳۰/۳۶	۵۰/۷۸	۸۸°	۵۳/۱۲/۹	SMA - 1	۱۷۶۰
دزفول	۳۲/۳۶	۴۸/۴۱		۵۷/۲/۱۴	SMA - 1	۳۱۲۲
سه بندر	۳۰/۵۵	۴۹/۰۵	۲۹۴	۵۳/۲/۸	SMA - 1	۲۶۶۶
شوشتر	۳۲/۰۴	۴۸/۸۵	۲۴۰	۵۵/۱۱/۲۴	SMA - 1	۱۷۵۸
مسجدسلیمان	۳۱/۹۱	۴۹/۲۸		۵۳/۱/۲۷	SMA - 1	۳۲۱۸
مسجدسلیمان	۳۲/۰۵	۴۹/۵۹	۲۱۴		SMA - 1	۳۱۴۲
هندیجان	۳۰/۲۳۵	۴۹/۷۱	۳۰	۵۳/۱۲/۸	SMA - 1	۳۲۴۳
هفتگل	۳۱/۴۴	۴۹/۵۲		۵۳/۶/۲۱	SMA - 1	۲۶۲۴
آبادان	۳۰/۳۰	۴۸/۳۱	۱۰۴	۱	SMA - 1	

استان زنجان

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
آب‌بر	۳۶/۹۲	۴۸/۹۷	۳۶	۶۲/۵/۵	SMA - 1	۲۶۶۲
ابهر	۳۶/۱۴	۴۹/۲۲	۱۲۳	۵۲/۵/۲۶	SMA - 1	۲۰۶۴
زنجان	۳۶/۶۶	۴۸/۵۷	۷۰	۵۳/۹/۲۱	SMA - 1	۱۱۲۵
قزوین	۳۶/۲۷	۵۰/۰۱	۲۹۲	۵۳/۳/۱۱	SMA - 1	۲۰۶۷

استان سمنان

محل جغرافیایی Station	مشخصات جغرافیایی Location N	Location E	زاویه نصب Direction	تاریخ نصب Instal.Date	نوع دستگاه Type of Instrmt.	شماره دستگاه Instre.Number
بسطام	۳۶/۴۸	۵۴/۹۹	۳۳۶	۵۷/۳/۲۹	SMA - 1	۳۱۲۷
دامغان	۳۶/۱۶	۵۴/۳۴	۳۴	۵۳/۲/۲۴	SMA - 1	۱۵۵۴
سمنان	۳۵/۵۶	۵۳/۳۹	۱۲۰	۵۳/۲/۲۴	SMA - 1	۱۴۴۸
شاهرود	۳۶/۴۱	۵۴/۹۸	۶۴	۵۳/۲/۲۴	SMA - 1	۲۶۷۴
طرود	۳۵/۴۲	۵۵/۰۲	۱۷۹	۵۳/۸/۱۴	SMA - 1	۱۴۴۴
گرمسار	۳۵/۲۱	۵۲/۳۴	۱۳۴		SMA - 1	۲۰۵۸

استان سیستان و بلوچستان

محل جغرافیایی Station	مشخصات جغرافیایی Location N	Location E	زاویه نصب Direction	تاریخ نصب Instal.Date	نوع دستگاه Type of Instrmt.	شماره دستگاه Instre.Number
ایرانشهر	۲۷/۲۰	۶۰/۶۸	۲۰	۵۳/۲/۱۹	SMA - 1	۱۳۳۲
بزمان	۲۷/۸۵	۶۰/۱۷	۶۵	۵۴/۳/۷	SMA - 1	۱۷۷۲
چاه‌بهار	۲۵/۲۹	۶۰/۶۳	۳۲۶	۵۳/۲/۱۸	SMA - 1	۲۶۳۹
خاش	۲۸/۲۱	۶۱/۲۱	۲۴۰	۵۳/۳/۲۲	SMA - 1	۱۳۳۴
زاهدان	۲۹/۴۹	۶۰/۸۶	۸۴	۵۳/۳/۲۱	SMA - 1	۱۷۵۰
زابل	۳۱/۰۳	۶۱/۵۰	۴۲	۵۳/۳/۲۳	SMA - 1	۱۴۲۹
زابلی	۲۷/۱۲	۶۱/۶۷	۸	۵۳/۳/۲۲	SMA - 1	۲۶۷۳
سراوان	۲۷/۳۶	۶۲/۳۳	۱۴	۵۳/۲/۲۰	SMA - 1	۲۲۲۴
سرباز	۲۶/۶۳	۶۱/۲۵	۱۰۰	۵۴/۱۰/۱۰	SMA - 1	۲۱۲۳
کنارک	۲۵/۳۴	۶۰/۳۵	۲۷۲	۶۲/۲/۶	SMA - 1	۱۷۵۵

استان فارس

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
آباده ۰	۳۱/۰۸	۵۲/۶۴	۱۱۲	۵۳/۶/۱۹	SMA - 1	۱۷۷۸
اقلید	۳۰/۸۹	۵۲/۶۸	۲۲۶	۵۵/۷/۲۲	SMA - 1	۱۵۵۱
ابرقو	۳۱/۱۳	۵۳/۲۸	۳۸	۵۴/۴/۱۶	SMA - 1	۲۰۹۱
جهرم	۲۸/۵۰	۵۳/۵۵	۱۲۰	۵۲/۲/۱۷	SMA - 1	۱۰۰۸
خنج	۲۷/۸۹	۵۳/۴۳	۷۲	۵۴/۸/۳۰	SMA - 1	۱۵۴۸
ده‌بید	۳۰/۶۱	۵۳/۱۹	۲۸	۵۳/۶/۲۰	SMA - 1	۱۷۸۶
داراب	۲۸/۷۵	۵۴/۵۵		۵۳/۶/۲۱	SMA - 1	۱۷۸۷
سده	۳۰/۷۱	۵۲/۱۶	۲۰۰	۵۷/۴/۲۳	SMA - 1	۲۶۵۵
شیراز	۲۹/۶۱	۵۲/۵۵	۳۲۶	۶۰/۱۱/۴	SMA - 1	۲۶۶۰
فتح‌آباد	۲۸/۴۲	۵۳/۱۲	۲۷۶	۶۳/۱۰/۱۷	SMA - 1	۱۵۳۷
فراشبند	۲۸/۸۷	۵۲/۰۸	۲۹۸	۵۵/۷/۲۵	SMA - 1	۲۱۱۸
فیروزآباد	۲۸/۸۴	۵۲/۵۶	۲۴۴	۵۲/۲/۲۷	SMA - 1	۲۶۶۸
فسا	۲۸/۹۲	۵۳/۶۵	۳۱۸	۵۶/۶/۲۱	SMA - 1	۳۱۳۵
قیر	۲۸/۴۶	۵۳/۰۳	۱۷۰	۵۲/۲/۱۷	SMA - 1	۱۷۸۳
کازرون	۲۹/۶۲	۵۱/۶۵	۹۰	۵۲/۲/۱۸	SMA - 1	۱۰۱۰
کنار تخته	۲۹/۵۳	۵۱/۳۹	۸۹	۵۴/۷/۲۶	SMA - 1	۱۳۴۱
لار قدیم	۲۷/۶۸	۵۴/۳۳	۲۳۰	۵۵/۷/۲۶	SMA - 1	۱۷۶۸
مرودشت		۵۲/۷۹	۵۰	۵۳/۶/۲۰	SMA - 1	۲۰۷۰
نورآباد ممسنی		۵۱/۴۶	۸۴	۶۵/۷/۱۰	SMA - 1	۱۷۶۵
نیریز		۵۴/۳۲	۱۶۲	۵۵/۷/۲۸	SMA - 1	۲۶۵۱
اردکان فارس		۵۱/۹۰	۲۷۸		SMA - 1	۳۲۱۷
لار جدید		۵۴/۴۴	۳۲۸	۵۲/۲/۱۲	SMA - 1	۱۷۶۶
فورك		۵۵/۱۶	۱۴۶		SMA - 1	۲۶۴۹

استان کردستان

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
بیجار		۴۷/۶۰		۵۳/۶/۱۹	SMA - 1	۱۷۵۶
سقز		۴۶/۲۶		۵۳/۶/۲۰	SMA - 1	۱۷۶۱
سنندج		۴۶/۹۹		۵۳/۶/۱۸	SMA - 1	۲۶۳۲
مریوان		۴۶/۱۷		۵۳/۶/۱۸	SMA - 1	۳۲۱۹
بانه		۴۵/۸۸			SMA - 1	

استان کرمان

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
بم	۲۹/۱۰	۵۸/۳۵	۹۲	۵۴/۳/۱	SMA - 1	۲۰۵۵
رفسنجان	۳۰/۴۰	۵۵/۹۸	۲۰۸	۵۳/۴/۱۷	SMA - 1	۱۳۳۵
راین	۲۹/۵۹	۵۷/۴۳	۱۱۲	۵۵/۸/۱۱	SMA - 1	۲۶۴۸
راور	۳۱/۲۶	۵۶/۸۰	۱۲۲	۵۶/۹/-	SMA - 1	۳۱۲۹
زرند	۳۰/۸۱	۵۶/۵۶	۶۸°	۵۷/۱/۲۲	SMA - 1	۲۶۵۴
سیرچ	۳۰/۱۹	۵۷/۵۶	۱۴	۶۰/۵/۱۲	SMA - 1	۳۲۵۴
شهداد	۳۰/۴۱	۵۷/۷۱	۲۷۸	۶۰/۵/۱۲	SMA - 1	۱۷۷۷
کوهبنان	۳۱/۴۱	۵۶/۲۹	۲۹۰		SMA - 1	۳۱۴۹
کهنوج	۲۷/۹۵	۵۷/۷۰	۲۸۸	۵۴/۱۰/۱۴	SMA - 1	۳۲۴۳
کرمان	۳۰/۲۹	۵۷/۰۶	۱۵۶		SMA - 1	۳۲۰۱
گلباف	۲۹/۶۶	۵۷/۹۲	۲۹۳	۶۰/۳/۲۵	SMA - 1	۳۲۲۰
سیرجان	۲۹/۳۴	۵۵/۶۷	۱۰		SMA - 1	۱۸۰۲
جیرفت	۲۸/۶۶	۵۷/۷۳			SMA - 1	

استان کهکیلویه و بویراحمد

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره‌دستگاه
Station	E	N	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
دهدشت	۵۰/۵۶	۳۰/۷۹	۱۳۶		SMA - 1	۳۲۱۰
یاسوج	۵۱/۶۰	۳۰/۶۶	۱۸۴	۵۳/۱/۲۸	SMA - 1	۱۵۴۵

استان گیلان

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره‌دستگاه
Station	E	N	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
آستارا	۴۸/۸۷	۳۸/۴۲	۲۰	۵۳/۳/۱۲	SMA - 1	۱۳۳۱
دیلمان	۴۹/۹۰	۳۶/۸۸	۲۲۰		SMA - 1	۳۱۳۶
رشت	۴۹/۵۹	۳۷/۳۰	۱۰۸	۶۲/۱/۱۰	SMA - 1	۱۴۵۰
رودسر	۵۰/۲۸	۳۷/۱۳	۱۶°	۵۳/۳/۱۲	SMA - 1	۲۰۹۲
رودبار	۴۹/۴۱	۳۶/۸۰	۲۳۹	۵۳/۶/۲۲	SMA - 1	۳۲۱۵
سد سفیدرود	۴۹/۳۸	۳۶/۷۶	۷۵		SMA - 1	۲۱۲۵
لاهیجان	۵۰/۳۳	۳۷/۲۱	۳۳۴	۵۷/۶/۷	SMA - 1	۱۴۳۷
منجیل	۴۹/۴۱	۳۶/۷۴	۲۱۰		SMA - 1	۲۶۴۷
هشتپرتالش	۴۸/۹۰	۳۷/۸۰	۱۰۰	۵۳/۶/۲۱	SMA - 1	۲۶۶۹
سد سفیدرود	۴۹/۳۸	۳۶/۷۶	۱۳۸		SMA -1	۱۷۸۸

استان لرستان

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره‌دستگاه
Station	E	N	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
ازنا	۴۹/۴۷	۳۳/۴۶	۳۰	۵۴/۶/۱۳	SMA - 1	۱۳۳۰
الیگودرز	۴۹/۶۹	۳۳/۴۰	۳۲۳	۵۴/۴/۲۳	SMA - 1	۲۰۶۶
بروجرد	۴۸/۷۵	۳۳/۸۹	۳۳۴	۵۲/۳/۹	SMA - 1	۱۱۴۱
پلدختر	۴۷/۷۰	۳۳/۱۵	۱۸۰	۵۵/۱۱/۲۰	SMA - 1	۲۶۶۳
خرم‌آباد	۴۸/۳۶	۳۳/۴۹	۲۶۶	۵۳/۶/۱۷	SMA - 1	۱۷۵۳
درود	۴۹/۰۶	۳۳/۴۸	۱۷۰	۵۲/۱/۲۳	SMA - 1	۰۹۹۹

استان مازندران

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
آمل	۳۶/۴۸	۵۲/۳۵	۵۴	۵۳/۱/۲۰	SMA - 1	۱۰۲۱
استخرپشت	۳۶/۴۱	۵۳/۳۶	۲۷۶	۵۳/۲/۱۶	SMA - 1	۱۰۰۷
بابلسر	۳۶/۶۹	۵۲/۶۵	۱۹۰	۵۹/۳/۱۷	SMA - 1	۳۱۹۸
بهشهر	۳۶/۷۰	۵۳/۵۴	۸۰	۵۴/۴/۲۱	SMA - 1	۳۲۲۹
بندر ترکمن	۳۶/۸۹	۵۴/۰۸	۲۰۳	۵۴/۴/۲۱	SMA - 1	۱۵۳۸
پلور	۳۵/۸۴	۵۲/۰۵	۳۰۰		SMA - 1	۱۸۰۶
پل‌سفید	۳۶/۱۱	۵۳/۰۵	۲۲۰	۵۶/۸/۱۶	SMA - 1	۲۶۷۲
تنکابن	۳۶/۸۱	۵۰/۸۷	۴۸	۵۳/۶/۲۲	SMA - 1	۱۷۶۷
رامیان	۳۷/۰۱	۵۵/۱۲	۹۰	۵۶/۲/۲۱	SMA - 1	۳۳۳۲
ساری	۳۶/۵۶	۵۳/۰۵	۶۰	۶۰/۵/۸	SMA - 1	۲۶۶۱
قائم‌شهر	۳۶/۴۶	۵۲/۸۵	۱۵۲	۵۲/۳/۶	SMA - 1	۰۹۹۷
قریه‌ورکی	۳۶/۲۹	۵۳/۱۷	۸۲		SMA - 1	۲۶۵۹
کیاسر	۳۶/۲۳	۵۳/۵۴	۳۴۴	۵۳/۱/۲۱	SMA - 1	۲۰۹۰
گرگان	۳۶/۸۳	۵۴/۳۳	۲۱۰	۵۲/۳/۷	SMA - 1	۳۲۱۲
گنبدکاووس	۳۷/۲۵	۵۵/۱۷	۲۵۳	۵۳/۸/۲۸	SMA - 1	۲۰۶۰
مراوه‌تپه	۳۷/۹۰	۵۵/۹۶	۲۰	۵۳/۸/۲۷	SMA - 1	۱۷۹۳
نوشهر	۳۶/۵۸	۵۱/۷۷	۱۷۲	۶۵/۷/۱۰	SMA - 1	۱۵۵۲
وانا	۳۶/۱۳	۵۲/۳۲	۱۵۰		SMA - 1	۱۰۲۳
شاه‌پسند	۳۷/۳۲	۵۵/۱۶			SMA - 1	

استان مرکزی

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
اراک	۳۴/۰۸	۴۹/۶۸	۱۴۶	۵۳/۱۲/۴	SMA - 1	۱۷۶۹
تفرش	۳۳/۶۹	۵۰/۰۲	۲۴۴	۵۴/۴/۲۲	SMA - 1	۲۰۷۵

دنباله استان مرکزی

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره‌دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
دلیجان	۳۴/۰۰	۵۰/۶۳	۱۱۰	۵۵/۷/۱۹	SMA - 1	۲۶۷۰
ساوه	۳۵/۰۲	۵۰/۳۵	۱۴۹	۵۳/۳/۱۸	SMA - 1	۱۷۷۵
شازند	۳۳/۹۲	۴۹/۴۱	۲۹۶	۵۴/۴/۲۳	SMA - 1	۲۰۸۰
محلات	۳۴/۴۱	۵۰/۴۵	۲۰۰	۵۳/۶/۲۳	SMA - 1	۱۷۸۹
خمین	۳۳/۶۴	۵۰/۰۷	۲۱۱		SMA - 1	۱۰۱۹
دلیجان	۳۴/۰۰	۵۰/۶۹	۲۶۶		SMA - 1	۲۶۲۷

استان هرمزگان

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره‌دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
بندر خمیر	۲۶/۹۵	۵۵/۵۸	۱۹۰	۵۵/۸/۲۵	SMA - 1	۲۶۲۵
بندرعباس	۲۷/۱۷	۵۶/۲۶	۲۹۲	۵۵/۸/۱۹	SMA - 1	۲۶۴۳
بندرعباس	۲۷/۱۸	۵۶/۲۸	۹۰	۵۲/۲/۱۵	SMA - 1	۲۶۲۹
بندر لنگه	۲۶/۵۵	۵۴/۸۸	۲۰۰	۵۳/۱۱/۳	SMA - 1	۱۸۰۸
تخت	۲۷/۳۷	۵۶/۶۶	۳۵۴	۵۶/۱/۱۸	SMA - 1	۲۱۱۰
جزیرهٔ قشم	۲۶/۹۶	۵۶/۲۷	۱۰۰	۵۳/۱۱/۲	SMA - 1	۱۷۷۹
جزیرهٔ خارك	۲۹/۲۴	۵۶/۲۷			SMA - 1	۲۶۳۰
حاجی‌آباد	۲۸/۳۶	۵۰/۳۲	۲۹۸	۵۴/۲/۱۰	SMA - 1	۳۲۱۳
میناب	۲۷/۱۳	۵۴/۴۱	۸۰	۵۳/۲/۲۳	SMA - 1	۱۳۳۳

استان همدان

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره‌دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
اوج	۴۹/۵۷	۴۹/۲۲	۲۴۴	۵۴/۴/۱۸	SMA - 1	۳۱۳۸
تویسرکان	۳۴/۵۵	۴۸/۴۴	۲۰۰	۵۸/۷/۴	SMA - 1	۲۰۷۷
قروه	۳۵/۱۶	۴۷/۸۰			SMA - 1	۳۱۹۷
ملایر	۳۴/۲۹	۴۸/۸۲	۱۰۴	۵۳/۶/۱۷	SMA - 1	۲۱۰۶
نهاوند	۳۴/۱۹	۴۸/۳۷	۲۰	۵۳/۶/۱۵	SMA - 1	۱۷۵۱
همدان	۳۴/۷۹	۴۸/۵۱	۹۵	۵۲/۱/۲۳	SMA - 1	۳۲۲۲

استان یـزد

محل جغرافیایی	مشخصات جغرافیایی Location		زاویه نصب	تاریخ نصب	نوع دستگاه Type of	شماره‌دستگاه
Station	N	E	Direction	Instal.Date	Instrmt.	Instre.Number
اردکان یزد	۳۲/۳۲	۵۴/۰۲	۲۶	۵۳/۱۰/۲۹	SMA - 1	۱۷۷۰
انار	۳۰/۸۷	۵۵/۲۶	۶۲	۵۴/۳/۱۱	SMA - 1	۲۶۳۸
رباط لشت بادام	۳۳/۰۱	۵۵/۵۵	۲۴۸	۵۴/۹/۲۵	SMA - 1	۲۱۲۲
یـزد	۳۱/۸۷	۵۴/۳۸		۵۳/۱۰/۲۹	SMA - 1	۱۷۹۷
یـزد	۳۱/۸۹	۵۴/۳۵	۱۲	۵۴/۱۰/۱۷	SMA - 1	۳۱۴۷

پیوست ۳

```
     1L',//,5X,'MASS',15X,'=',F10.4,/,5X,'SPRING CONSTANT',4X,'=',F10.2,
     2/,5X,'NATURAL FREQUENCY  =',F10.3,'  RADIANS/SEC',/,5X,'DAMPED ','
     3FREQUENCY',3X,'=',F10.3,'  RADIANS/SEC',/,5X,'DAMPING CONSTANT',3X
     4,'=',F10.3,/,5X,'RELATIVE DAMPING',3X,'=',F10.4,//)
      WRITE (6,900)
  900 FORMAT ('X,'TIME',7X,'FORCE',6X,'DISPL.',4X,'VELOCITY',8X,'ACC.',
     12X,'SUP. REAC.',/)
      IF ( NTYPE .EQ. 0 ) GO TO 12
      ACC=-FIM1
      FIM1=-FIM1*M
   12 WRITE (6,400) TIM1,FIM1,Y,V,ACC,P
C
C LOOP OVER TIME INTERVALS
C
      NM1=N-1
      DO 1 I=1,NM1
C
C SOLVE FOR THE DISPLACEMENT
C
      FI=F(I+1)
      TI=T(I+1)
      IF ( NTYPE .NE. 0 ) FI=-FI*M
      DFTI=FI-FIM1
      DTI=TI-TIM1
      FT=DFTI/DTI
      G=FIM1-TIM1*FT
      AI=INT1(TI)-INT1(TIM1)
      BI=INT2(TI)-INT2(TIM1)
      VS=INT3(TI)-INT3(TIM1)
      VC=INT4(TI)-INT4(TIM1)
      AI=AI*G
      BI=BI*G
      BI=BI+FT*VS
      AI=AI+FT*VC
      ATI=ATI+AI
      BTI=BTI+BI
      Y=DEXP(-XIWD*TI)*(ATI*DSIN(WD*TI)-BTI*DCOS(WD*TI))/(M*WD)
C
C SOLVE FOR THE VELOCITY
C
      DA=(WD*BTI-XIWD*ATI)*DSIN(WD*TI)
      DB=(WD*ATI+XIWD*BTI)*DCOS(WD*TI)
      V=DEXP(-XIWD*TI)*(DA+DB)/(M*WD)
C
C SOLVE FOR THE ACCELERATION
C
      ACC=(FI-C*V-K*Y)/M
C
C SOLVE FOR  SPRING AND DAMPING FORCES
C
      FS=Y*K
      FD=V*C
      P=DSQRT(FS**2+FD**2)
C
C SAVE THE MAXIMUM VALUES
C
      IF (DABS(Y) .GT. DABS(YMAX)) YMAX=Y
      IF (DABS(V) .GT. DABS(VMAX)) VMAX=V
```

PROGRAM 2: FOURIER

```
C
C      RESPONSE OF A SINGLE DEGREE SYSTEM USING FOURIER SERIES
C
       IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
       DIMENSION A(200),B(200),F(200),T(200)
C
C  STATEMENT FUNCTIONS
C
       AI(T1,T2,F1,F2,WB)=(F1-T1*(F2-F1)/(T2-T1))*(DSIN(WB*T2)-DSIN(WB*
      1T1))/WB+(F2-F1)*((DCOS(WB*T2)-DCOS(WB*T1))+WB*(T2*DSIN(WB*T2)
      2-T1*DSIN(WB*T1)))/(WB*WB*(T2-T1))
C
       BI(T1,T2,F1,F2,WB)=(F1-T1*(F2-F1)/(T2-T1))*(DCOS(WB*T1)-DCOS(
      1WB*T2))/WB+(F2-F1)*((DSIN(WB*T2)-DSIN(WB*T1))-WB*(T2*DCOS(WB*T2)
      2-T1*DCOS(WB*T1)))/((T2-T1)*WB*WB)
C
       S(AN,BN,RN,XSI)=(AN*2.*RN*XSI+BN*(1.-RN*RN))/((1.-RN*RN)**2
      1+(2.*RN*XSI)**2)
C
       C(AN,BN,RN,XSI)=(AN*(1.-RN*RN)-BN*2.*RN*XSI)/((1.-RN*RN)**2+(
      12.*RN*XSI)**2)
C
       WRITE(6,100)
  100 FORMAT(' RESPONCE OF A SINGLE DEGREE SYSTEM USING FOURIER SERIES'/
      *)
C
C  READ INPUT DATA
C
       WRITE(6,130)
  130 FORMAT(1H1,10X,'INPUT DATA',/)
       READ(5,102)NTYPE,N,NT,DT,TP,TT,AK,AM,XSI,INT,NPRT
       WRITE(6,102)NTYPE,N,NT,DT,TP,TT,AK,AM,XSI,INT,NPRT
  102 FORMAT (3I5,6F10.2,2I2)
       READ(5,103)(T(I),F(I),I=1,N)
  103 FORMAT(8F10.3)
       DO 10 I=1,N
   10 WRITE(6,103)T(I),F(I)
C
C      INTERPOLATE BETWEEN DATA POINTS
C
       IF(INT.EQ.0) GO TO 17
       CALL INTER(N,T,F,DT,TP)
   17 DO 300 L=1,N
       IF(NTYPE.EQ.0) GO TO 300
       F(L)=-F(L)*AM
  300 WRITE (6,103) T(L),F(L)
       WRITE(6,150)
```

```
      IF (DABS(ACC) .GT. DABS(AMAX)) AMAX=ACC
      IF (DABS(P) .GT. DABS(PMAX)) PMAX=P
C
C INCREMENT VARIABLES
C
      TIM1=TI
      FIM1=FI
C
C PRINT THE RESPONSE
C
      WRITE (6,400) TI,FI,Y,V,ACC,P
  400 FORMAT (1X,F12.4,F12.2,2F12.3,2F12.2)
    1 CONTINUE
C
C PRINT THE MAXIMUM VALUES
C
      WRITE (6,300) YMAX,VMAX,AMAX,PMAX
  300 FORMAT (//5X,'MAX DISPL.          =',F10.2,/,
     15X,'MAX VELCC.          =',F10.2,/,
     25X,'MAX ACC.            =',F10.2,/,
     35X,'MAX SUP. FORCE      =',F10.2,//)
      RETURN
      END



C
C     INTERPOLATION BETWEEN DATA POINTS
C
      SUBROUTINE INTER(N,TC,X,DT,TMAX,INT)
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION TC(200),X(200),F(200)
      NT=TMAX/DT
      NT1=NT+1
      DO 5 I=1,NT1
    5 F(I)=0.0
      F(1)=X(1)
      ANN=0.0
      II=1
      DO 10 I=2,NT1
      AI=I-1
      T=AI*DT
      IF(T.GT.TC(N)) GO TO 12
      IF(T.LE.TC(II+1)) GO TO 9
      ANN=-TC(II+1)+T-DT
      II=II+1
    9 ANN=ANN+DT
      F(I)=X(II)+(X(II+1)-X(II))*ANN/(TC(II+1)-TC(II))
   10 CONTINUE
   12 TC1=TC(1)
      N=NT1
      DO 20 I=1,NT1
      X(I)=F(I)
      AL=I
   20 TC(I)=TC1+DT*(AL-1.)
      RETURN
      END
```

```
  150 FORMAT(1H1,9X,'OUTPUT RESULTS'//,14X,'FREQUENCY',6X,
     1 'FOURIER FORCE COEFF.   FOURIER REPS. COEFF.'/5X,'N',
     13X,'RAD/SEC',7X,'CPS',8X,'A(N)',8X,'B(N)',8X,'A(N)',8X,'B(N)'/)
C
C  INITIALIZE VARIABLES
C
      W=6.283185307/TP
      AZ=0.
      DO 50 I=2,N
      AZ=AZ+(T(I)-T(I-1))*(F(I)+F(I-1))/2.
   50 CONTINUE
      AZ=AZ/TP
      CC=AZ/AK
      WRITE(6,104) AZ,CC
  104 FORMAT(5X,'0',9X,'0',9X,'0',E12.4,12X,E12.4,/)
C
C  CALCULATE FOURIER COEFFICIENTS
C
      DO 30 J=1,NT
      A(J)=0.
      B(J)=0.
      AJ=J
      WB=W*AJ
      DO 20 I=2,N
      T1=T(I-1)
      T2=T(I)
      F1=F(I-1)
      F2=F(I)
      A(J)=A(J)+AI(T1,T2,F1,F2,WB)
   20 B(J)=B(J)+BI(T1,T2,F1,F2,WB)
      A(J)=A(J)*2./TP
      B(J)=B(J)*2./TP
      CPS=WB/6.283185
      RN=WB/DSQRT(AK/AM)
      CC=C(A(J),B(J),RN,XSI)/AK
      CS=S(A(J),B(J),RN,XSI)/AK
      WRITE(6,140) J,WB,CPS,A(J),B(J),CC,CS
  140 FORMAT (1X,I5,2F10.2,4E12.4)
   30 CONTINUE
      IF(NPRT.EQ.0) GO TO 99
C
C     CALCULATE STEADY STATE RESPONSE
C
      NI=TT/DT+2
      CO=2.0*DSQRT(AK*AM)*XSI
      WRITE(6,160)
  160 FORMAT(1H1,15X,'STEADY-STATE RESPONSE',//,7X,'TIME',7X,
     1 'FORCE',8X,'DISPL.',8X,'VELOC.',9X,'ACC.',3X,'FOUND.FORCE'/)
      DO 70 J=1,NI
      AJ=J-1
      TAU=AJ*DT
      FT=AZ
      X=AZ/AK
      V=0.0.
      ACC=0.0
      DO 65 I=1,NT
      AA=I
      WB=AA*W
      RN=WB/DSQRT(AK/AM)
      FT=FT+A(I)*DCOS(WB*TAU)+B(I)*DSIN(WB*TAU)
```

```
      X=X+(S(A(I),B(I),RN,XSI)*DSIN(WB*TAU)+C(A(I),B(I),RN,XSI)*
     1DCOS(WB*TAU))/AK
      V=V+(S(A(I),B(I),RN,XSI)*WB*DCOS(WB*TAU)-C(A(I),B(I),RN,XSI)*
     1WB*DSIN(WB*TAU))/AK
      ACC=ACC+(-S(A(I),B(I),RN,XSI)*WB*WB*DSIN(WB*TAU)-C(A(I),B(I),RN
     1,XSI)*WB*WB*DCOS(WB*TAU))/AK
      FTR=DSQRT((CD*V)**2+(AK*X)**2)
   65 CONTINUE
      WRITE(6,200) TAU,FT,X,V,ACC,FTR
  200 FORMAT (F11.4,5E13.4)
   70 CONTINUE
   99 STOP
      END


      INTERPOLATION BETWEEN DATA POINTS

      SUBROUTINE INTER(N,TC,X,DT,TMAX)
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION TC(200),X(200),F(200)
      NT=TMAX/DT
      NT1=NT+2
      DO 5 I=1,NT1
    5 F(I)=0.0
      F(1)=X(1)
      ANN=0.0
      II=1
      DO 10 I=2,NT1
      AI=I-1
      T=AI*DT
      IF(T.GT.TC(N)) GO TO 12
      IF(T.LE.TC(II+1)) GO TO 9
      ANN=-TC(II+1)+T-DT
      II=II+1
    9 ANN=ANN+DT
      F(I)=X(II)+(X(II+1)-X(II))*ANN/(TC(II+1)-TC(II))
   10 CONTINUE
   12 TC1=TC(1)
      N=NT1
      DO 20 I=1,NT1
      X(I)=F(I)
      AL=I
   20 TC(I)=TC1+DT*(AL-1.)
      RETURN
      END
```

PROGRAM 3: FREQRESP

```
C
C       FREQUENCY RESPONSE USING FFT
C
        COMPLEX A(1024),CC,F(1024)
        DIMENSION P(200),TC(200)
C
C       READ INPUT DATA AND INITIALIZE
C
        WRITE (6,110)
        READ (5,105) M,T,AK,C,AM,INT,NEQ
  105 FORMAT(I10,4F10.2,2I5)
        WRITE(6,105) M,T,AK,C,AM,INT,NEQ
  110 FORMAT(1H1,11X,'INPUT DATA',//)
        N = 2**M
        AN = N
        DT = T/AN
        READ (5,120) (TC(L),P(L),L=1,NEQ)
  120 FORMAT (8F10.2)
        WRITE(6,120) (TC(L),P(L),L=1,NEQ)
    3 IF(INT.EQ.0) GO TO 13
        CALL INTER (NEQ,TC,P,DT,T)
C
C       CALCULATION OF FORCE FOURIER COEFFICIENTS
C
   13 WRITE (6,130)
        DO 6 I=1,N
    6 A(I)=CMPLX(P(I),0.)*DT
        FAC=-1.0
        CALL FFT(A,FAC,M)
  130 FORMAT(//,10X,'OUTPUT RESULTS'///,10X,'FORCE FOURIER ',
     1'COEFFICIENTS'//,9X,'N',11X,'REAL',11X,'IMAG'/)
  140 FORMAT (I10,2F15.2)
        DO 17 I=1,N
        NI=I-1
   17 WRITE(6,140)NI,A(I)
C
C       CALCULATION OF RESPONSE AND FORCE FOR CHECKING
C
        Z = C/(2.* SQRT(AK*AM))
        WB = 2.*3.14159265358979/T
        WF= SQRT(AK/AM)
        R1 = WB/WF
        WRITE(6,150)
  150 FORMAT(/,6X,'TIME',4X,'DISPL. REAL',3X,'DISPL. IMAG.',
     1 6X,'FORCE REAL',4X,'FORCE IMAG.'/)
        DO 10 I = 1,N
        AI = I-1
        CC = CMPLX(1.-(AI*R1)**2, 2.*AI*R1*Z)
        F(I)=A(I)/T
    10 A(I)=A(I)*WB/(2.*3.14159265358979*AK*CC)
        FAC = 1.0
        CALL FFT(A,FAC,M)
        CALL FFT(F,FAC,M)
        DO 20 I= 1,N
        AI=I-1
        TIME=AI*DT
    20 WRITE(6,160) TIME,A(I),F(I)
  160 FORMAT (F10.3,2F15.4,2F15.2)

        STOP
        END
```

```
      SUBROUTINE FFT(A,SIGN,M)
      COMPLEX A(1024),U,W,H
      N=2**M
      NV2=N/2
      NM1=N-1
      J=1
      DO 7 I=1,NM1
      IF(I.GE.J) GO TO 5
      H=A(J)
      A(J)=A(I)
      A(I)=H
    5 K=NV2
    6 IF(K.GE.J) GO TO 7
      J=J-K
      K=K/2
      GO TO 6
    7 J=J+K
      PI=3.14159265358979
      DO 20 L=1,M
      LE=2**L
      LE1=LE/2
      U=(1.0,0.)
      W=CMPLX(COS(PI/LE1),+SIGN*SIN(PI/LE1))
      DO 20 J=1,LE1
      DO 10 I=J,N,LE
      IP=I+LE1
      H=A(IP)*U
      A(IP)=A(I)-H
      A(I)=A(I)+H
   10 CONTINUE
      U=U*W
   20 CONTINUE
      RETURN
      END
C
C     INTERPOLATION BETWEEN DATA POINTS
C
      SUBROUTINE INTER(N,TC,X,DT,TMAX)
      DIMENSION TC(200),X(200),F(200)
      NT=TMAX/DT
      NT1=NT+1
      DO 5 I=1,NT1
    5 F(I)=0.0
      F(1)=X(1)
      ANN=0.0
      II=1
      DO 10 I=2,NT1
      AI=I-1
      T=AI*DT
      IF(T.GT.TC(N)) GO TO 12
      IF(T.LE.TC(II+1)) GO TO 9
      ANN=-TC(II+1)+T-DT
      II=II+1
    9 ANN=ANN+DT
      F(I)=X(II)+(X(II+1)-X(II))*ANN/(TC(II+1)-TC(II))
   10 CONTINUE
   12 TC1=TC(1)
      N=NT1
      DO 20 I=1,NT1
      X(I)=F(I)
      AL=I
```

```
   20 TC(I)=TC1+DT*(AL-1.)
      WRITE(6,100) (X(I),I=1,NT1)
      WRITE(6,100) (TC(I),I=1,NT1)
  100 FORMAT(6E12.4)
      RETURN
      END
```

PROGRAM 4: STEPS

```
C
C     ELASTIC-PERFECTLY PLASTIC SINGLE DEGREE SYSTEM
C
      DIMENSION X(100),F(100),TC(100)
C
C     READ INPUT DATA AND INITIALIZE
C
      WRITE(6,105)
      READ(5,100) NTYPE,NEQ,SK,SM,RC,DT,RT,RC
      WRITE(6,100)NTYPE,NEQ,SK,SM,RC,DT,RT,RC
  100 FORMAT (2I5,7F10.0,F10.2,2F10.1)
      READ(5,110) (TC(I),X(I),I=1,NEQ)
      WRITE(6,110)(TC(I),X(I),I=1,NEQ)
  110 FORMAT (8F10.2)
      IF (NTYPE.EQ.0) GO TO 5
      DO 7 I=1,NEQ
    7 X(I)=-X(I)*SM
    5 UO=0.0
      UV=0.0
      UA=X(1)/SM
      F(1)=X(1)
      NT=TC(NEQ)/DT
      NT1=NT+1
      ANN=0.0
      NTM1=NT-1
      A1=3.0/DT
      A2=6.0/DT
      A3 = DT/2.0
      A4 = 6./DT**2
      YT=RT/SK
      YC=RC/SK
      KEY=0
      SKP=SK
      II=1
C
C     PRINT HEADINGS
C
  105 FORMAT (1H1,10X,'INPUT DATA'//)
C
C     INTERPOLATION BETWEEN LOAD DATA POINTS
```

```
C
      DO 10 I=2,NTI
      AI=I-1
      T=AI*DT
      IF(T.GT.TC(NEQ)) GO TO 99
      IF(T.LE.TC(II+1)) GO TO 9
      ANN=-TC(II+1)+T-DT
      II=II+1
    9 ANN=ANN+DT
      F(I)=X(II)+(X(II+1)-X(II))*ANN/(TC(II+1)-TC(II))
   10 CONTINUE
   99 CONTINUE
C
C     STEP BY STEP LOOP TO CALCULATE RESPONSE
C
      WRITE (6,115)
  115 FORMAT (///,10X,'RESPONSE ELASTIC-PERFECTLY PLASTIC'//,10X,
     1 'SINGLE DEGREE FREEDOM SYSTEM'///,6X,'TIME',6X,'DISPL.',7X
     1 ,'VELOCITY',8X,'ACC.',5X,'KEY'/)
      DO 90 L=1,NTM1
      AL=L
      T=DT*AL
      SKR=SKP+A4*SM+A1*SC
      DFR=F(L+1)-F(L)+(A2*SM+3*SC)*UV+(3.*SM+A3*SC)*UA
      DUD=DFR/SKR
      DUV=3./DT*DUD/DT -3.0*UV-UA*DT/2.0
      UD=UD+DUD
      UV=UV+DUV
      IF(KEY) 11,12,13
   12 R=RT-(YT-UD)*SK
      SKP=SK
      IF(UD.GT.YC.AND.UD.LT.YT) GO TO 20
      IF (UD.LT.YC) GO TO 15
      KEY=1
      SKP=0.
      R=RT
      GO TO 20
   13 IF (UV.GT.0.) GO TO 20
      KEY=0
      SKP=SK
      YT=UD
      YC=UD-(RT-RC)/SK
      R=RT-(YT-UD)*SK
      GO TO 20
   11 IF (UV.LT.0) GO TO 20
      KEY=0
      SKP=SK
      YT=UD+(RT-RC)/SK
      YC=UD
      R=RT-(YT-UD)*SK
      GO TO 20
   15 KEY=-1
      R=RC
      SKP=0.
   20 UA=(F(L+1)-SC*UV-R)/SM
   90 WRITE(6,120) T,UD,UV,UA,KEY
  120 FORMAT(F10.3,3F12.4,I4)
      STOP
      END
```

PROGRAM 5: JACOBI

```
C
C      MAIN PROGRAM TO TEST SUBROUTINE JACOBI
C
       IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
       DIMENSION A(30,30),B(30,30),X(30,30),EIGV(30),D(30)
       RTOL = 1.E-12
       NSMAX = 15
C
C      INPUT DATA
C
       WRITE (6,105)
  105  FORMAT (1H1,10X,'INPUT DATA',/)
       READ(5,100)N,IFPR
       WRITE(6,100) N,IFPR
       DO 10 I=1,N
       READ(5,110)(A(I,J),J=1,N)
       WRITE(6,110)(A(I,J),J=1,N)
   10  CONTINUE
       DO 20 I=1,N
       READ(5,110)(B(I,J),J=1,N)
       WRITE(6,110)(B(I,J),J=1,N)
   20  CONTINUE
  100  FORMAT(2I10)
  110  FORMAT(8F10.4)
       CALL JACOBI (A,B,X,EIGV,D,N,IFPR)
       STOP
       END

       SUBROUTINE JACOBI (A,B,X,EIGV,D,N,IFPR)
       IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
       DIMENSION A(30,30),B(30,30),X(30,30),EIGV(30),D(30)
C
C       INITIALIZE EIGENVALUE AND EIGENVECTOR MATRICES
C
       NSMAX = 15
       WRITE (6,1980)
       RTOL = 1.D-12
       IOUT=6
       DO 10 I=1,N
       IF(A(I,I).GT.0. .AND. B(I,I).GT.0.)GO TO 4
       WRITE(IOUT,2020)
       STOP
    4  D(I)=A(I,I)/B(I,I)
   10  EIGV(I)=D(I)
       DO 30 I=1,N
       DO 20 J=1,N
```

```
   20 X(I,J)=0.
   30 X(I,I)=1.
      IF(N.EQ.1) RETURN
C
C     INITIALIZE SWEEP COUNTER AND BEGIN ITERATION
C
      NSWEEP=0
      NR=N-1
   40 NSWEEP=NSWEEP+1
      IF(IPR.EQ.1)WRITE(IOUT,2000)NSWEEP
C
C     CHECK IF PRESENT OFF-DIAGONAL ELEMENT IS LARGE
C
      EPS=(.01**NSWEEP)**2
      BK=B(I,K)
      A(J,I)=AJ+CG*AK
      B(J,I)=BJ+CG*BK
      A(I,K)=AK+CA*AJ
  180 B(I,K)=BK+CA*BJ
  190 AK=A(K,K)
      BK=B(K,K)
      A(K,K)=AK+2.*CA*A(J,K)+CA*CA*A(J,J)
      B(K,K)=BK+2.*CA*B(J,K)+CA*CA*B(J,J)
      A(J,J)=A(J,J)+2.*CG*A(J,K)+CG*CG*AK
      B(J,J)=B(J,J)+2.*CG*B(J,K)+CG*CG*BK
      A(J,K)=0.
      B(J,K)=0.
C
C     UPDATE THE EIGENVECTOR MATRIX AFTER EACH ROTATION
C
      DO 200 I=1,N
      XJ=X(I,J)
      XK=X(I,K)
      X(I,J)=XJ+CG*XK
  200 X(I,K)=XK+CA*XJ
  210 CONTINUE
C
C     UPDATE THE EIGENVALUES AFTER EACH SWEEP
C
      DO 220 I=1,N
      IF (A(I,I).GT.0. .AND. B(I,I).GT.0.) GO TO 220
      WRITE(ICUT,2020)
      STOP
  220 EIGV(I)=A(I,I)/B(I,I)
      IF(IPR.EQ.0)GO TO 230
      WRITE(ICUT,2010) (EIGV(I),I=1,N)
C
C     CHECK FOR CONVERGENCE
C
  230 DO 240 I=1,N
      TOL=RTOL*D(I)
      DIF=DABS(EIGV(I)-D(I))
      IF(DIF.GT.TOL)GO TO 280
  240 CONTINUE
C
C     CHECK ALL OFF-DIAGONAL ELEMENTS  TO SEE IF ANOTHER SWEEP IS
C      REQUIRED
C
      EPS=RTOL**2
      DO 250 J=1,NR
```

```
      JJ=J+1
       DO 250 K=JJ,N
      EPSA=(A(J,K)*A(J,K))/(A(J,J)*A(K,K))
      EPSB=(B(J,K)*B(J,K))/(B(J,J)*B(K,K))
      IF((EPSA.LT.E**S).AND.(EPSB.LT.EPS))GO TO 250
       GO TO 280
  250 CONTINUE
C
C     FILL OUT BOTTOM TRIANGLE OF RESULTANT MATRICES
C     AND SCALE EIGENVECTORS
C
  255 DO 260 I=1,N
      DO 260 J=1,N
      A(J,I)=A(I,J)
  260 B(J,I)=B(I,J)
      DO 210 J=1,NR
      JJ=J+1
      DO 210 K=JJ,N
      EPTOLA=(A(J,K)*A(J,K))/(A(J,J)*A(K,K))
      EPTOLB=(B(J,K)*B(J,K))/(B(J,J)*B(K,K))
      IF((EPTOLA.LT.EPS).AND.(EPTOLB.LT.EPS))GO TO 210
C
C     IF ZEROING IS REQUIRED,CALCULATE THE ROTATION MATRIX ELEMENT CA,CG
C
      AKK=A(K,K)*B(J,K)-B(K,K)*A(J,K)
      AJJ=A(J,J)*B(J,K)-B(J,J)*A(J,K)
      AB=A(J,J)*B(K,K)-A(K,K)*B(J,J)
      CHECK=(AB*AB+4.*AKK*AJJ)/4.
      IF(CHECK)50,60,60
   50 WRITE(IOUT,2020)
      STOP
   60 SQCH=DSQRT(CHECK)
      D1=AB/2.+SQCH
      D2=AB/2.-SQCH
      DEN=D1
      IF(DABS(D2).GT.DABS(D1))DEN=D2
      IF(DEN)80,70,80
   70 CA=0.
      CG=-A(J,K)/A(K,K)
      SG=-A(J,K)/A(K,K)
      GO TO 90
   80 CA=AKK/DEN
      CG=-AJJ/DEN
C
C     GENERALIZED ROTATION TO ZERO THE PRESENT OFF-DIAGONAL ELEMENT
C
   90 IF(N-2)100,190,100
  100 JP1=J+1
      JM1=J-1
      KP1=K+1
      KM1=K-1
      IF(JM1-1)130,110,110
  110 DO 120 I=1,JM1
      AJ=A(I,J)
      BJ=B(I,J)
      AK=A(I,K)
      BK=B(I,K)
      A(I,J)=AJ+CG*AK
      B(I,J)=BJ+CG*BK
      A(I,K)=AK+CA*AJ
```

```
  120 B(I,K)=BK+CA*BJ
  130 IF (KP1-N)140,140,160
  140 DO 150 I=KP1,N
      AJ=A(J,I)
      BJ=B(J,I)
      AK=A(K,I)
      BK=B(K,I)
      A(J,I)=AJ+CG*AK
      B(J,I)=BJ+CG*BK
      A(K,I)=AK+CA*AJ
  150 B(K,I)=BK+CA*BJ
  160 IF(JP1-KM1)170,170,190
  170 DO 180 I=JP1,KM1
      AJ=A(J,I)
      BJ=B(J,I)
      AK=A(I,K)
      DO 270 J=1,N
      BB=DSQRT(B(J,J))
      DO 270 K=1,N
  270 X(K,J)=X(K,J)/BB
C
C     UPDATE MATRIX AND START NEW SWEEP,IF ALLOWED
C
      WRITE(6,1990)
      DO 1991 LI=1,N
 1991 WRITE(6,2010) (X(LI,LJ),LJ=1,N)
 1990 FORMAT(/10X,'EIGENVECTORS',/)
      RETURN
  280 DO 290 I=1,N
  290 D(I)=EIGV(I)
      IF(NSWEEP.LT.NSMAX)GO TO 40
      GO TO 255
 1980 FORMAT (//,10X,'EIGENVALUES',/)
 2000 FORMAT (/,  ' SWEEP=',I2)
 2010 FORMAT(1H0,5X,6E14.5/)
 2020 FORMAT (25H0*** ERROR  SOLUTION STOP  /
     1        30H MATRICES NOT POSITVE DEFINITE)
      END
```

PROGRAM 6: MODAL

```
C
C       MAIN PROGRAM TO TEST MODAL
C
        IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
        DIMENSION EIGEN(40),X(40,40),SM(40,40),F(40,40)
C
C       READ INPUT DATA AND INITIALIZE
C
        READ (5,100) ND,GR
        WRITE (6,100) ND ,GR
        IF (GR.EQ.0.) GO TO 5
        DO 4 I=1,ND
        READ (5,110) (SM(I,J),J=1,ND)
    4   WRITE (6,110)(SM(I,J),J=1,ND)
  100 FORMAT(I10,F10.0)
    5   READ(5,110) (EIGEN(I),I=1,ND)
        WRITE(6,110)(EIGEN(I),I=1,ND)
  110 FORMAT(8F10.0)
  112   FORMAT(8F10.5)
        DO 10 I=1,ND
        READ(5,112) (X(I,J),J=1,ND)
   10   WRITE(6,112)(X(I,J),J=1,ND)
C
        CALL MODAL (ND,EIGEN,X,F,GR,SM)
C
        STOP
        END

        SUBROUTINE MODAL (ND,EIGEN,X,F,GR,SM)
        IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
        REAL*8INT1,INT2,INT3,INT4,K,M
        DIMENSION EIGEN(40),X(40,40),XIS(40),F(40,40),P(40),T(40),Y(40,40)
       1 ,UD(40),FF(40),NG(40),SM(40,40)
C
C STEMENT FUNCTIONS
C
        INT1(TAU)=DEXP(XIWD*TAU)*(XIWD*DCOS(WD*TAU)+WD*DSIN(WD*TAU))/DWSQ
        INT2(TAU)=DEXP(XIWD*TAU)*(XIWD*DSIN(WD*TAU)-WD*DCOS(WD*TAU))/DWSQ
        INT3(TAU)=TAU*INT2(TAU)-XIWD*INT2(TAU)/DWSQ+WD*INT1(TAU)/DWSQ
        INT4(TAU)=TAU*INT1(TAU)-XIWD*INT1(TAU)/DWSQ-WD*INT2(TAU)/DWSQ
C
C       READ FORCING FUNTIONS AND INTERPOLATE
C
        NG=ND
        IF(GR.NE.0.) NG=1
        NNN=40
        READ(5,110) DT,TMAX,(NQ(L),L=1,NG)
        WRITE(6,110)DT,TMAX,(NQ(L),L=1,NG)
  110 FORMAT(2F10.4,12I5)
        DO 76 I=1,NNN
        FF(I)=0.0
        DO 76 J=1,NNN
   76 F(I,J)=0.0
        DO 77 ID=1,NG
        NEQ=NQ(ID)
        IF(NEQ.EQ.0) GO TO 77
        READ(5,120) (T(L),P(L),L=1,NEQ)
        WRITE(6,120)( T(L),P(L),L=1,NEQ)
```

```
  120 FORMAT(4F10.2)
      NT= T(NEQ)/DT
      IF (NT.GT.TMAX/DT) NT=TMAX/DT
      NT1=NT+1
      FF(1)=P(1)
      ANN=0.0
      II=1
      DO 19 I=2,NT1
      AI=I-1
      TA=AI*DT
      IF(TA.GT.T (NEQ)) GO TO 160
      IF(TA.LE.T (II+1)) GO TO 9
      ANN= -T(II+1)+TA-DT
      II=II+1
    9 ANN=ANN+DT
      FF(I)=P(II)+(P(II+1)-P(II))*ANN/( T(II+1)- T(II))
      IF (GR.NE.0.) FF(I)=FF(I)*GR
       F(ID,I)=FF(I)
   19 CONTINUE
  160 CONTINUE
   77 CONTINUE
C
C     DETERMINE TIME AND EQUIVALENT FORCES
C
      NT=TMAX/DT
      DO 17 L=1,NNN
      AL=L-1
       T(L)= T(1)+AL*DT
      IF(GR.EQ.0.) GO TO 17
      DO 18 ID=1,ND
   18 F(ID,L)=-FF(L)*SM(ID,ID)
   17 CONTINUE
C
C     READ DAMPING RATIOS AND SET INITIAL VALUES
C
      READ(5,100) (XIS(L),L=1,ND)
      WRITE(6,100)(XIS(L),L=1,ND)
  100 FORMAT(8F10.3)
C
C     WRITE HEADINGS
C
      WRITE (6,700)
  700 FORMAT(1H1,8X,'RESPONSE FOR ELASTIC SYSTEM',//,
     1 6X,'TIME',5X,'DISPLACEMENTS AT NODAL COORDINATES',/)
      NT1=NT+1
      DO 50 ID=1,ND
      DO 10 IT=1,NT1
      P(IT)=0.0
      DO 10 I=1,ND
   10 P(IT)=P(IT)+F(I,IT) *X(I,ID)
      M=1.0
      K=EIGEN(ID)
      XI=XIS(ID)
    6 FIM1=P(I)
      TIM1=T(1)
      ATI=0.0
      BTI=0.0
      DAT=0.0
      DBT=0.0
```

```
      Y(ID,1)=0.0
      OMEGA=DSQRT(K/M)
      CRIT=2*DSQRT(K*M)
      C=XI*CRIT
      WD=OMEGA*DSQRT(1.-(XI**2))
      XIWD=XI*OMEGA
      DWSQ=XIWD**2+WD**2
C
C     LOOP OVER TIME AND SOLVE FOR MODAL DISPLACEMENTS
C
      NM1=NT-1
      DO 1 I=1,NM1
      FI=P(I+1)
      TI=T(I+1)
      DFTI=FI-FIM1
      DTI=TI-TIM1
      FT=DFTI/DTI
      G=FIM1-TIM1*FT
      AI=INT1(TI)-INT1(TIM1)
      BI=INT2(TI)-INT2(TIM1)
      VS=INT3(TI)-INT3(TIM1)
      VC=INT4(TI)-INT4(TIM1)
      AI=AI*G
      AI=AI+FT*VC
      ATI=ATI+AI
      BI=BI*G
      BI=BI+FT*VS
      BTI=BTI+BI
      Y(ID,I+1) =DEXP(-XIWD*TI)*(ATI*DSIN(WD*TI)-BTI*DCOS(WD*TI))/(M*WD)
      TIM1=TI
      FIM1=FI
    1 CONTINUE
   50 CONTINUE
      DO 53 IT=1,NT
      DO 52 I=1,ND
      UD(I)=0.0
      DO 52 J=1,ND
   52 UD(I)=UD(I)+X(I,J)*Y (J,IT)
   53 WRITE(6,301) T(IT),(UD(L),L=1,ND)
  301 FORMAT(F10.3,6E14.4)
      RETURN
```

PROGRAM 7: SRESB

```
C
C       SEISMIC RESPONSE ELASTIC SHEAR BUILDING
C
        IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
        DIMENSION SK(40,40),SM(40,40),SC(40,40),X(40,40),
       1 DUA(40),UD(40),UV(40),UA(40),S(40),EIGEN(40)
C
C       READ INPUT DATA AND INITIALIZE
C
        READ (5,100) E,GR,ND,IFPR
        WRITE (6,100)E,GR,ND,IFPR
  100 FORMAT (2F10.0,2I5)
        DO 2 I=1,ND
        DO 2 J=1,ND
        SM(I,J)=0.0
        SC(I,J)=0.0
        X(I,J)=0.0
      2 SK(I,J)=0.0
        ND1=ND+1
        DO 7 I=1,ND
        READ(5,110) SI,SL,SM(I,I)
        WRITE(6,110)SI,SL,SM(I,I)
  110 FORMAT(3F10.2,F10.0)
        S(I)=12.0*E*SI/SL**3
        SC(I,I)=SM(I,I)
        UD(I)=0.0
      7 UV(I)=0.0
C
C       ASSEMBLE STIFFNESS MATRIX
C
        S(ND+1)=0.0
        DO 19 I=1,ND
        IF(I.EQ.1) GO TO 19
        SK(I,I-1)=-S(I)
        SK(I-1,I)=-S(I)
     19 SK(I,I)=S(I)+S(I+1)
C
C       DETERMINE NATURAL FREQUENCIES AND MODE SHAPES
C
        CALL JACOBI (SK,SC,X,EIGEN,S,ND,IFPR)
C
C       RESPONSE USING MODAL SUPERPOSITION
C
        CALL MODAL(ND,EIGEN,X,SC,GR,SM)
C
        STOP
        END
```

PROGRAM 8: HARMO

```
$JOB              ,PAGES=5,TIME=5,LINES=400
C
C       MAIN PROGRAM TEST HARMO
C
        IMPLICIT REAL * 8 (A-H,O-Z)
        COMPLEX*16 A(30,10),DET
        DIMENSION SK(30,30),SM(30,30)
C
C       INPUT DATA
C
        WRITE (6,120)
  120 FORMAT (1H1,5X,'INPUT DATA',//)
        READ(5,100) ND
        WRITE(6,100)ND
  100 FORMAT(3I5)
        DO 10I = 1,ND
        READ(5,110) (SK(I,J),J=1,ND)
   10 WRITE(6,110)(SK(I,J),J=1,ND)
        DO20 I=1,ND
        READ (5,110) (SM(I,J),J=1,ND)
   20 WRITE(6,110) (SM(I,J),J=1,ND)
  110 FORMAT(5F10.0)
        CALL HARMO (ND,SK,SM)
        STOP
        END

        SUBROUTINE HARMO (ND,SK,SM)
        IMPLICIT REAL * 8 (A-H,O-Z)
        COMPLEX * 16 A(30,30),DET
        DIMENSION SK(30,30),SM(30,30)
        READ(5,110) FACK,FACM,W
        WRITE(6,110)FACK,FACM,W
        DO 10 I=1,ND
        DO 10 J = 1,ND
        AR = SK(I,J)-W*W*SM(I,J)
        AI = SK (I,J)*W*FACK+SM(I,J)*W*FACM
   10 A(I,J)=DCMPLX(AR,AI)
  110 FORMAT (8F10.2)
        READ (5,110) (A(L,ND+1),L=1,ND)
        WRITE(6,110) (A(L,ND+1),L=1,ND)
        DO 7 L=1,ND
      7 A(L,ND+1)=DCONJG(A(L,ND+1))
        EPS=1.0E-10
        NPLUSM=ND+1
        DET=DCMPLX(1.D0,0.D0)
        DO 9 K=1,ND
        DET=DET*A(K,K)
        IF(CDABS(A(K,K)).GT.EPS) GO TO 5
        WRITE(6,202)
        GO TO99
      5 KP1=K+1
        DO 6 J=KP1,  NPLUSM
      6 A(K,J)=A(K,J)/A(K,K)
        A(K,K)=DCMPLX(1.D0,0.D0)
        DO 9 I=1,ND
        IF (I.EQ.K.OR.CDABS(A(I,K)).EQ.0.) GO TO 9
        DO 8 J=KP1,NPLUSM
```

```
    8 A(I,J)=A(I,J)-A(I,K)*A(K,J)
      A(I,K)=DCMPLX(0.D0,0.D0)
    9 CONTINUE
  202 FORMAT(37HOSMALL PIVOT -MATRIX MAY BE SINGULAR )
      WRITE (6,170)
  170 FORMAT(///,5X,'THE STEADY-STATE RESPONSE IS'//, 4X,'CCCRD.',5X,
     1' COS COMP.',4X,'  SIN COMP.',/)
      DO 87 I=1,ND
      A(I,ND+1)=DCONJG(A(I,ND+1))
   87 WRITE(6,122)I, A(I,ND+1)
  122 FORMAT(I10,2D15.4)
   99 RETURN
      END
```

PROGRAM 9: DAMP

```
C
C     MAIN PROGRAM TO TEST SUBROUTINE DAMP
C
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION EIGEN(30),X(30,30),SM(30,30),SC(30,30)
C
C     READ INPUT DATA AND INITIALIZE
C
      WRITE (6,115)
  115 FORMAT (1H1,10X,'INPUT DATA',//)
      READ (5,100)NL
      WRITE(6,100)NL
  100 FORMAT(I10)
      READ(5,110) (EIGEN(I),I=1,NL)
      WRITE(6,110)(EIGEN(I),I=1,NL)
  110 FORMAT(8F10.4)
      DO 10 I=1,NL
      READ (5,110) (X(I,J),J=1,NL)
   10 WRITE(6,110) (X(I,J),J=1,NL)
      DO 20 I=1,NL
      READ(5,110) (SM(I,J),J=1,NL)
   20 WRITE(6,110)(SM(I,J),J=1,NL)
      CALL DAMP (NL,X,SM, SC,EIGEN)
      STOP
      END

      SUBROUTINE DAMP(NL,X,SM,SC,EIGEN)
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION X(30,30),T(30,30),SM(30,30),SC(30,30),EIGEN(30),XIS(30)
      READ (5,110) (XIS(L),L=1,NL)
      WRITE(6,110) (XIS(L),L=1,NL)
      WRITE (6,125)
  125 FORMAT (//,5X,'THE DAMPING MATRIX IS',/)
      DO 10 I=1,NL
      EIGEN(I)=DSQRT(EIGEN(I))
      DO 10 J=1,NL
   10 SC(I,J) =0.0
      DO 20 II=1,NL
      DA = 2.*XIS(II)*EIGEN(II)
      DO 20 I=1,NL
      DO20 J=1,NL
   20 SC(I,J)=SC(I,J)+X(I,II)*X(J,II)*DA
      DO 30 I=1,NL
      DO 30 J=1,NL
      T(I,J)=0.0
      DO 30 K = 1,NL
   30 T(I,J) = T(I,J)+SM(I,K)*SC(K,J)
      DO 40 I=1,NL
      DO 40 J=1,NL
      SC(I,J)=0.0
      DO 40 K=1,NL
   40 SC(I,J) = SC(I,J)+T(I,K)*SM(K,J)
      DO 50 I=1,NL
   50 WRITE(6,120) (SC(I,J),J=1,NL)
  110 FORMAT(3F10.2)
  120 FORMAT (6D14.4)
      RETURN
      END
```

PROGRAM 10: CONDE

```
C
C     MAIN PROGRAM TO TEST CONDE
C
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION SK(30,30),SM(30,30),SC(30,30),T(30,30)
C
C     READ INPUT DATA AND INITIALIZE

      WRITE (6,125)
  125 FORMAT (1H1,5X,'INPUT DATA',/)
C
      READ (5,100) ND,NCR
      WRITE(6,100) ND,NCR
  100 FORMAT(3I10)
      DO 10 I=1,ND
      READ(5,110) (SK(I,J),J=1,ND)
   10 WRITE(6,110)(SK(I,J),J=1,ND)
  110 FORMAT(8F10.0)
      DO 20 I=1,ND
      READ(5,110)(SM(I,J),J=1,ND)
   20 WRITE(6,110)(SM(I,J),J=1,ND)
      CALL CONDE (ND,NCR,SK,SM,SC,T)
      STOP
      END

      SUBROUTINE CONDE (ND,NCR,SK,SM,SC,T)
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION SK(30,30),SM(30,30),T(30,30),TT(30),SC(30,30)
C
C     CALCULATE THE REDUCED STIFFNESS MATRIX AND THE TRANSFORMATION MATRIX
C
      NL=ND-NCR
      DO 9 K=1,NCR
      IF (DABS(SK(K,K)).GT.1.D-10) GO TO 5
      WRITE (6,202) K
  202 FORMAT ('                PIVOT TOO SMALL',I10)
      GO TO 99
    5 KP1 = K+1
      DO 6 J=KP1,ND
    6 SK(K,J) = SK(K,J)/SK(K,K)
      SK(K,K) =1.
      DO 9 I = 1,ND
      IF (I.EQ.K.OR. SK(I,K) .EQ.0) GO TO 9
      DO 8 J=KP1,ND
    8 SK(I,J) = SK(I,J) - SK(I,K)* SK(K,J)
      SK(I,K) = 0.0
    9 CONTINUE
      DO 30 I = 1,NCR
      DO 30 J = 1,NL
      JJ = J+NCR
   30 T(I,J) = -SK(I,JJ)
      DO 40 I=1,NL
      II = I + NCR
      DO 50 J = 1,NL
   50 T(II,J) = 0.0
```

```
      T(II,I) = 1.0
   40 CONTINUE
      DO 20 I= 1,NL
      DO 20 J = 1,NL
      II = I + NCR
      JJ = J+NCR
   20 SK(I,J) = SK(II,JJ)
      WRITE (6,169)
  169 FORMAT(1H0,5X,'THE REDUCED STIFFNESS MATRIX IS'/)
      DO 80 I=1,NL
   80 WRITE (6,190) (SK(I,J),J=1,NL)
      WRITE(6,170)
  170 FORMAT(/6X,'THE TRANSFORMATION MATRIX IS'/)
      DO 81 I = 1,ND
   81 WRITE(6,190) (T(I,J),J = 1,NL)
  190 FORMAT (6E14.4)
C
C     CALCULATE THE REDUCED MASS MATRIX
C
      DO 68 J = 1,ND
      DO 60 I=1,NL
      TT(I) = 0.0
      DO 60 K=1,ND
   60 TT(I) = TT(I) + T(K,I) *SM(K,J)
      DO 65 K = 1,NL
   65 SM(K,J) = TT(K)
   68 CONTINUE
      DO 78 I = 1,NL
      DO 70 J=1,NL
      TT(J)=0.0
      DO 70 K=1,ND
   70 TT(J)=TT(J)+SM(I,K)*T(K,J)
      DO 75 K=1,NL
   75 SM(I,K)=TT(K)
   78 CONTINUE
      DO 83 I=1,NL
      DO 83 J=1,NL
   83 SC(I,J)=SM(I,J)
      WRITE(6,172)
  172 FORMAT(/,6X,'THE REDUCED MASS MATRIX IS'/)
    7 DO 82 I = 1,NL
   82 WRITE (6,190) (SM(I,J),J=1,NL)
   99 RETURN
      END
```

PROGRAM 11: BEAM

```
$JOB            ,PAGES=5,TIME=5,LINES=400
C
C       DYNAMIC ANALYSIS OF UNIFORM BEAMS
C
        IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
        DIMENSION SK(30,30),SM(30,30),T(30,30),TT(30),EIGEN(30),NC(4),
       1 BK(4,4),BM(4,4),JC(30),CM(30),SC(30,30)
C
C       READ GENERAL DATA AND INITIALIZE VARIABLES
C
        WRITE (6,120)
  120 FORMAT (1H1,5X,'INPUT DATA',///)
    2   READ (5,100) NE,ND,NCR,NCM,LOC,IFPR,E
        IF (NE.EQ.0) GO TO 99
        WRITE(6,100) NE,ND,NCR,NCM,LOC,IFPR,E
  100 FORMAT(6I5, F20.0)
        NL=ND-NCR
        DO 5 I=1,ND
        DO 5 J=1,ND
        SK(I,J) = 0.0
    5   SM(I,J) = 0.0
C
C       ELEMENT STIFFNESS AND MASS MATRICES
C
C
C       LOOP OVER BEAM SEGMENTS
C
        DO 30 IE =1,NE
        READ (5,101) E,SL,SI,SMA,(NC(L),L=1,4)
        WRITE(6,101) E,SL,SI,SMA,(NC(L),L=1,4)
  101 FORMAT(I10,F10.2,F10.4,F10.2,4I5)
        A1=E*SI/SL**3
        A2 = SMA*SL/420.
        BK(1,1) = 12.*A1
        BK(1,2) = 6.*A1*SL
        BK(1,3) = -12.*A1
        BK(1,4) = 6.*A1*SL
        BK(2,2) = 4.* A1*SL**2
        BK(2,3) = -6.*A1*SL
        BK(2,4) = 2.*A1*SL**2
        BK(3,3) = 12.*A1
        BK(3,4) = -6.*A1*SL
        BK(4,4) = 4.*A1*SL**2
        IF(LOC.EQ.1) GO TO 11
        DO 6 I=1,4
        DO 6 J=1,4
    6   BM(I,J) = 0.0
        BM(1,1) = SL*SMA/2.0
        BM(3,3) = SL*SMA/2.0
        GO TO 12
   11   BM(1,1) = 156.*A2
        BM(1,2)= 22.*A2*SL
        BM(1,3) = 54.*A2
        BM(1,4) = -13.*A2*SL
        BM(2,2) = 4.*A2*SL**2
        BM(2,3) = 13.*A2*SL
        BM(2,4) = -3.*A2*SL**2
        BM(3,3) =156.*A2
        BM(3,4) = -22.*A2*SL
        BM(4,4) = 4.*A2*SL**2
```

```
   12 DO 15 I=2,4
      L=I-1
      DO 15 J=1,L
      BK(I,J)=BK(J,I)
   15 BM(I,J)=BM(J,I)
C
C     ASSEMBLE SYSTEM STIFFNESS AND MASS MATRICES
C
      DO 13 II=1,4
      I=NC(II)
      IF(I.GT.ND) GO TO 13
      DO 10 JJ=1,4
      J=NC(JJ)
      IF(J.GT.ND) GO TO 10
   16 SK (I,J) = SK(I,J) + BK(II,JJ)
      SM(I,J) = SM(I,J) + BM(II,JJ)
   10 CONTINUE
   13 CONTINUE
   30 CONTINUE
C
C     CONCENTRATED MASSES
C
      IF (NCM.EQ.0) GO TO 41
      READ(5,103) (JC(L),CM(L), L= 1,NCM)
      WRITE(6,103)(JC(L),CM(L), L= 1,NCM)
  103 FORMAT(8(I2,F8.2))
      DO 40 L= NCM
      I=JC(L)
   40 SM(I,I)= SM(I,I)+ CM(L)
   41 CONTINUE
      DO 81 I=1,ND
      DO 81 J=1,ND
   81 SC(I,J)=SM(I,J)
C
C     FOR STATIC CONDENSATION CALL CONDE
C
      CALL CONDE(ND,NCR,LOC,SK,SM,SC,T)
C
C     FOR NATURAL  FREQUENCIES  AND NORMAL MODES CALL JACOBI
C
      CALL JACOBI (SK,SC,T,EIGEN,TT,NL,IFPR)
C
C     FOR DAMPING MATRIX CALL DAMP
C     CALL DAMP (NL,T,SM,SC,EIGEN)
C
C     FOR HARMONIC FORCES CALL HARMO
C
C     CALL HARMO(NL,SK,SM)
C
C      FOR STEP BY STEP SOLUTION CALL STEP
C
C     CALL STEP(SK,SM,SC,NL)
C
      CALL MODAL (ND,EIGEN,T,SC,GR,SM)
C
      GO TO 2
   99 CONTINUE
      STOP
      END
```

PROGRAM 12: FRAME

```
C       DYNAMIC ANALYSIS OF PLANE FRAMES
        IMPLICIT REAL * 8 (A-H,O-Z)
        DIMENSION SK(30,30),SM(30,30),T(30,30),TT(30),EIGEN(30),NC(6),
       1 BK(6,6),BM(6,6),JC(30),CM(30),TK(30),TM(30),SC(30,30)
C
C       READ GENERAL DATA AND INITIALIZE VARIABLES
C
        READ (5,100) NE,ND,NCR,NCM,NBW,LOC,IFPR,E ,GR
        WRITE(6,100) NE,ND,NCR,NCM,NBW,LOC,IFPR,E ,GR
  100 FORMAT(7I5,2F10.0)
        NL=ND
        DO 5 I=1,ND
        DO 5 J=1,NBW
        SK(I,J) = 0.0
      5 SM(I,J) = 0.0
C
C       ELEMENT STIFFNESS AND MASS MATRICES
C
C       LOOP OVER BEAM SEGMENTS
C
        DO 90 IE =1,NE
        READ (5,101) LE,SL,AR,SI,SMA,TH,(NC(L),L=1,6)
        WRITE(6,101) LE,SL,AR,SI,SMA,TH,(NC(L),L=1,6)
  101 FORMAT(I10,5F10.0,6I2)
        DO 7 I=1,6
        DO 7 J=1,6
        BK(I,J)=0.0
        BM(I,J)=0.0
      7 T(I,J)=0.0
        ST=DSIN(TH/57.295779)
        CT=DCOS(TH/57.295779)
        A1=E*SI/SL**3
        A2 = SMA*SL/420.
        BK(1,1) = AR*E/SL
        BK(1,4)=-BK(1,1)
        BK(4,4)=BK(1,1)
        BK(2,2)=12.*A1
        BK(2,3) = 6.*A1*SL
        BK(2,5) = -12.*A1
        BK(2,6) = 6.*A1*SL
        BK(3,3) = 4.* A1*SL**2
        BK(3,5) = -6.*A1*SL
        BK(3,6) = 2.*A1*SL**2
        BK(5,5) = 12.*A1
        BK(5,6) = -6.*A1*SL
        BK(6,6) = 4.*A1*SL**2
        IF(LOC.EQ.1) GO TO 11
        BM(1,1) = SL*SMA/2.0
        BM(2,2) = SL*SMA/2.0
        BM(4,4)= SL*SMA/2.0
        BM(5,5)=SL*SMA/2.0
        GO TO 12
     11 BM(1,1)= 140.0*A2
        BM(1,4) =BM(1,1)/2.0
        BM(2,2) = 156.*A2
```

```
      BM(2,3)= 22.*A2*SL
      BM(2,5) = 54.*A2
      BM(2,6) = -13.*A2*SL
      BM(3,3) = 4.*A2*SL**2
      BM(3,5) = 13.*A2*SL
      BM(3,6) = -3.*A2*SL**2
      BM(4,4)=BM(1,1)
      BM(5,5) =156.*A2
      BM(5,6) = -22.*A2*SL
      BM(6,6) = 4.*A2*SL**2
   12 DO 15 I=2,6
      L=I-1
      DO 15 J=1,L
      BK(I,J)=BK(J,I)
   15 BM(I,J)=BM(J,I)
C
C     TRANSFORMATION MATRIX
C
      T(1,1) = CT
      T(1,2) = ST
      T(2,1)= -ST
      T(2,2) = CT
      T(3,3) = 1.0
      T(4,4) = CT
      T(4,5) = ST
      T(5,4) = -ST
      T(5,5) = CT
      T(6,6) = 1.0
C
C     ELEMENT  MATRICES IN GLOBAL COORDINATES
C
      DO 30 J=1,6
      DO 25 I=1,6
      TK(I) = 0.0
      TM(I) = 0.0
      DO 25 K=1,6
      TK(I)=TK(I)+T(K,I)*BK(K,J)
   25 TM(I)=TM(I)+T(K,I)*BM(K,J)
      DO 28 K=1,6
      BM(K,J)=TM(K)
   28 BK(K,J)=TK(K)
   30 CONTINUE
      DO 40 I=1,6
      DO 35 J=1,6
      TK(J)=0.0
      TM(J)=0.0
      DO 35 K=1,6
      TK(J) = TK(J) + BK(I,K)*T(K,J)
   35 TM(J) = TM(J)+BM(I,K)*T(K,J)
      DO 38 K=1,6
      BK(I,K) = TK(K)
   38 BM(I,K) = TM(K)
   40 CONTINUE
C
C     ASSEMBLE SYSTEM STIFFNESS AND MASS MATRICES
C
```

```
      CALL DAMP (NL,T,SM,SC,EIGEN)
C
C
C     FOR HARMONIC FORCES CALL HARMO
C
C     CALL HARMO(ND,NBW,SK,SM)
C
C      FOR STEP BY STEP SOLUTION CALL STEP
C
C
      CALL STEP(SK,SM,SC,NL)
C
C
      STOP
      END
```

PROGRAM 13: GRID

```
C
C      DYNAMIC ANALYSIS OF PLANE GRIDS
C
       IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
       DIMENSION SK(40,40),SM(40,40),T(40,40),TT(40),EIGEN(40),NC(6),
      1 BK(6,6),BM(6,6),JC(40),CM(40),TK(40),TM(40),SC(40,40),
      2 NO(40),F(40),P(40),TC(40)
C
C      READ GENERAL DATA AND INITIALIZE VARIABLES
C
       READ (5,100) NE,ND,NCR,NCM,LOC,IFPR,E,G
       WRITE(6,100) NE,ND,NCR,NCM,LOC,IFPR,E,G
  100 FORMAT (6I5,3F10.0)
       NNN=40
       NL=ND
       DO 5 I=1,ND
       DO 5 J=1,ND
       SK(I,J)=0.0
       SC(I,J)=0.0
     5 SM(I,J)=0.0
C
C      ELEMENT STIFFNESS AND ELEMENT MATRICES IN LOCAL COORD.
C
C      LOOP OVER BEAM SEGMENTS
C
       DO 90 IE=1,NE
       READ(5,101) LE,AR,SL,SI,SJ,SMA,TH,(NC(L),L=1,6)
       WRITE(6,101)LE,AR,SL,SI,SJ,SMA,TH,(NC(L),L=1,6)
  101 FORMAT(I2,2F8.2,4F10.2,6I2)
       DO 7 I=1,6
       DO 7 J=1,6
       DO 13 II=1,6
       I=NC(II)
       IF(I.GT.ND) GO TO 13
       DO 10 JJ=1,6
       J=NC(JJ)
       IF(J.GT.ND) GO TO 10
       IF (NBW.EQ.ND) GO TC16
       J=J-I+1
    16 SK (I,J) = SK(I,J) + BK(II,JJ)
       SM(I,J) = SM(I,J) + BM(II,JJ)
    10 CONTINUE
    13 CONTINUE
    90 CONTINUE
C
C      CONCENTRATED MASSES
C
       IF (NCM.EQ.0) GO TO 41
       READ(5,103) (JC(L),CM(L), L= 1,NCM)
       WRITE(6,103)(JC(L),CM(L), L= 1,NCM)
  103 FORMAT(8(I2,F8.2))
       DO 43 L= NCM
       I=JC(L)
    43 SM(I,I)= SM(I,I)+ CM(L)
    41 CONTINUE
       DO 79 I=1,NO
       DO 79 J=1,NBW
    79 SC(I,J)=SM(I,J)
```

```
C
C     FOR STATIC CONDENSATION CALL CONDE
C
C     CALL CONDE(ND,NCR,LOC,SK,SM,SC,T)
C
C     FOR NATURAL  FREQUENCIES  AND NORMAL MODES CALL JACOBI
C
      CALL JACOBI (SK,SC,T,EIGEN,TT,NL,IFPR)
C
C     CALL MODAL (ND,EIGEN,T,SC,GR,SM)
C
C     FOR DAMPING MATRIX CALL DAMP
      BK(I,J)=0.D0
      T(I,J)=0.0
    7 BM(I,J) = 0.0
      ST=DSIN(TH/57.2957D)
      CT=DCOS(TH/57.29578)
      A1 = SJ*G/SL
      A2=6.*E*SI/SL**2
      A3=12.*E*SI/SL**3
      A4=2.*E*SI/SL
      A5=SJ*SMA*SL/(6.*AR)
      BK(1,1)=A1
      BK(1,4)=-A1
      BK(2,2)=2.*A4
      BK(2,3)=A2
      BK(2,5)=A4
      BK(2,6)=-A2
      BK(3,3)=A3
      BK(3,5)=A2
      BK(3,6)=-A3
      BK(4,4)=A1
      BK(5,5)=2.*A4
      BK(5,6)=-A2
      BK(6,6)=A3
      IF(LOC.EQ.1) GO TO 11
      BM(3,3)=SL*SMA/2.0
      BM(6,6)=SL*SMA/2.0
      GO TO 12
   11 BM(1,1) = 2.*A5
      BM(1,4)=-A5
      BM(2,2)=4.*SMA*SL**3/420.
      BM(2,3)=22.*SMA*SL**2/420.
      BM(2,5)=-3.*SMA*SL**3/420.
      BM(2,6) = 13.*SMA*SL**2/420.
      BM(3,3)=156.*SMA*SL
      BM(3,5)=-13.*SMA*SL**2/420.
      BM(3,6)=54.*SMA*SL/420.
      BM(4,4)=BM(1,1)
      BM(5,5)=4.*SMA*SL**3/420.
      BM(5,6)=-22.*SMA*SL**2/420.
      BM(6,6) = 156.*SMA*SL/420.
   12 DO 15 I=2,6
      L=I-1
      DO 15 J=1,L
      BK(I,J)=BK(J,I)
   15 BM(I,J)=BM(J,I)
C
C     TRANSFORMATION MATRIX
```

```
C
      T(1,1) = CT
      T(1,2) = ST
      T(2,1)= -ST
      T(2,2) = CT
      T(3,3) = 1.0
      T(4,4) = CT
      T(4,5) = ST
      T(5,4) = -ST
      T(5,5) = CT
      T(6,6) = 1.0
C
C     ELEMENT STIFFNESS AND MASS MATRICES IN SYSTEM COORD.
      DO 30 J=1,6
      DO 25 I=1,6
      TK(I) = 0.0
      TM(I) = 0.0
      DO 25 K=1,6
      TK(I)=TK(I)+T(K,I)*BK(K,J)
   25 TM(I)=TM(I)+T(K,I)*BM(K,J)
      DO 28 K=1,6
      BM(K,J)=TM(K)
   28 BK(K,J)=TK(K)
   30 CONTINUE
      DO 40 I=1,6
      DO 35 J=1,6
      TK(J)=0.0
      TM(J)=0.0
      DO 35 K=1,6
      TK(J) = TK(J) + BK(I,K)*T(K,J)
   35 TM(J) = TM(J)+BM(I,K)*T(K,J)
      DO 38 K=1,6
      BK(I,K) = TK(K)
   38 BM(I,K) = TM(K)
   40 CONTINUE
C
C     ASSEMBLE SYSTEM STIFFNESS AND MASS MATRICES
C
      DO 13 II=1,6
      I=NC(II)
      IF(I.GT.ND) GO TO 13
      DO 10 JJ=1,6
      J=NC(JJ)
      IF(J.GT.ND) GO TO 10
   16 SK (I,J) = SK(I,J) + BK(II,JJ)
      SM(I,J) = SM(I,J) + BM(II,JJ)
   10 CONTINUE
   13 CONTINUE
   90 CONTINUE
C
C     CONCENTRATED MASSES
C
      IF (NCM.EQ.0) GO TO 41
      READ(5,103) (JC(L),CM(L), L= 1,NCM)
      WRITE(6,103)(JC(L),CM(L), L= 1,NCM)
  103 FORMAT(8(I2,F8.2))
      DO 43 L= NCM
      I=JC(L)
   43 SM(I,I)= SM(I,I)+ CM(L)
```

```
   41 CONTINUE
      DO 87 I=1,ND
      DO 87 J=1,ND
      SC(I,J)=SM(I,J)
   87 CONTINUE
C
C     FOR STATIC CONDENSATION CALL CONDE
C
C     CALL CONDE(ND,NCR,SK,SM,SC,T)
C
C     FOR NATURAL  FREQUENCIES  AND NORMAL MODES CALL JACOBI
C
      CALL JACOBI (SK,SC,T,EIGEN,TT,NL,IFPR)
      CALL MODAL (ND,EIGEN,T,SC,GR,SM)
C
C     FOR DAMPING MATRIX CALL DAMP
C
C     CALL DAMP (NL,T,SM,SC,EIGEN)
C
C     FOR HARMONIC FORCES CALL HARMO
C
C     CALL HARMO(ND,SK,SM)
C
C      FOR STEP BY STEP SOLUTION CALL STEP
C
C     CALL STEP(SK,SM,SC,NL)
C
      STOP
      END
```

PROGRAM 14: TRUSS

```
C
C     DYNAMIC ANALYSIS OF PLANE TRUSSES
C
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION BK(30,30),BM(30,30),T(30,30),BC(30,30),NC(4)
     1 ,BK(4,4),BM(4,4),JC(30),TR(30),TM(30),CM(30),EIGEN(30
C
C     GENERAL DATA AND INITIALIZE
C
      READ (5,100) NE,ND,NCR,NCM,LUC,IFPR,E
      WRITE(6,100) NE,ND,NCR,NCM,LUC,IFPR,E
  100 FORMAT (6I5,2F10.0)
      NL=ND
      DO 5 I=1,ND
      DO 5 J=1,ND
      BK(I,J)=0.0
    5 BM(I,J)=0.0
C
C     ELEMENT STIFFNESS AND ELEMENT MATRICES
C
C     LOOP OVER TRUSS MEMBERS
C
      DO 90 IE=1,NE
      READ(5,101) LE,SL,AR,SMA,TH,(NC(L),L=1,4)
      WRITE(6,101) LE,SL,AR,SMA,TH,(NC(L),L=1,4)
  101 FORMAT (I10,4F10.2,4I2)
      DO 7 I=1,4
      DO 7 J=1,4
      BK(I,J)=0.0
      BM(I,J)=0.0
    7 T(I,J)=0.0
      ST=DSIN(TH/57.2958)
      CT=DCOS(TH/57.2958)
      A1=AR*E/SL
      A2=SMA*SL/6.0
      BK(1,1)=A1
      BK(1,3)=-A1
      BK(3,3)=A1
      IF(LDC.EQ.1) GO TO 11
      BM(1,1)=SMA*SL/2.0
      BM(2,2)=SMA*SL/2.0
      BM(3,3)=SMA*SL/2.0
      BM(4,4)=SMA*SL/2.0
      GO TO 12
   11 BM(1,1)=2.*A2
      BM(2,2)=2.*A2
      BM(3,3)=2.*A2
      BM(4,4)=2.*A2
      BM(1,3)=A2
      BM(2,4)=A2
   12 DO 15 I=2,4
      L=I-1
      DO 15 J=1,L
      BK(I,J)=BK(J,I)
   15 BM(I,J)=BM(J,I)
C
C     TRANSFORMATION MATRIX
C
      DO 14 I=1,4
      DO 14 J=1,4
   14 T(I,J)=0.0
      T(1,1)=CT
      T(1,2)=ST
      T(2,1)=-ST
      T(2,2)=CT
      T(3,3)=CT
      T(3,4)=ST
      T(4,3)=-ST
      T(4,4)=CT
C
C     MEMBER MATRIX IN GLOBAL COORDINATES
C
      DO 30 J=1,4
      DO 25 I=1,4
```

```
      TK(I)=0.0
      TM(I)=0.0
      DO 25 K=1,4
      TK(I)=TK(I)+T(K,I)*BK(K,J)
   25 TM(I)=TM(I)+T(K,I)*BM(K,J)
      DO 28 K =1,4
      BM(K,J)=TM(K)
   28 BK(K,J)=TK(K)
   30 CONTINUE
      DO 40 I =1,4
      DO 35 J=1,4
      TK(J)=0.0
      TM(J)=0.0
      DO 35 K=1,4
      TK(J)=TK(J)+BK(I,K)*T(K,J)
   35 TM(J)=TM(J)+BM(I,K)*T(K,J)
      DO 38 K=1,4
      BK(I,K)=TK(K)
   38 BM(I,K)=TM(K)
   40 CONTINUE
C
C     ASSEMBLE SYSTEM STIFFNESS AND MASS MATRICES
C
      DO 401 I=1,4
  401 WRITE (6,402) (BM(I,J),J=1,4)
  402 FORMAT(4E20.4)
      DO 13 II=1,4
      I=NC(II)
      IF (I.GT.ND) GO TO 13
      DO 10 JJ=1,4
      J=NC(JJ)
      IF (J.GT.ND) GO TO 10
   16 SK(I,J)=SK(I,J)+BK(II,JJ)
      SM(I,J)=SM(I,J)+BM(II,JJ)
   10 CONTINUE
   13 CONTINUE
   40 CONTINUE
C
C     CONCENTRATED MASSES
C
      IF (NCM.EQ.0) GO TO 41
      READ (5,103) (JC(L),CM(L),L=1,NCM)
      WRITE(6,103) (JC(L),CM(L),L=1,NCM)
  103 FORMAT (8(I2,F8.2))
      DO 43 L=NCM
      I=JC(L)
   43 SM(I,I)=SM(I,I)+CM(L)
   41 CONTINUE
      DO 79 I=1,ND
      DO 79 J=1,ND
   79 SC(I,J)=SM(I,J)
      DO 80 I=1,ND
   80 WRITE(6,190) (SK(I,J),J=1,ND)
      DO 81 I=1,ND
   81 WRITE(6,190) (SM(I,J),J=1,ND)
  190 FORMAT(6E14.4)
C
C     FOR STATIC CONDENSATION CALL CONDE
C
      CALL CONDE(ND,NCR,SK,SM,SC,T)
C
C     FOR NATURAL  FREQUENCIES  AND NORMAL MODES CALL JACOBI
C
      CALL JACOBI (SK,SC,T,EIGEN,TK,ND,IFLAG)
C
C     CALL MODAL (ND,EIGEN,T,SC,SK,SM)
C
C     FOR DAMPING MATRIX CALL DAMP
C
      CALL DAMP (NL,T,SM,SC,EIGEN)
C
C     FOR HARMONIC FORCES CALL HARMO
C
      CALL HARMO(ND,NBW,SK,SM)
C
C      FOR STEP BY STEP SOLUTION CALL STEP
C
      CALL STEP(SK,SM,SC,NL)
C
      STOP
      END
```

پیوست ۴

فصل اول

مقدمه

۱.۱.۴ هدف

این استاندارد، ضوابط طراحی و ساخت پل‌ها را جهت حداقل نمودن آسیب‌پذیری آنها در برابر زلزله فراهم می‌کند. حرکات و نیروهای طراحی زلزله که طبق این ضوابط تعیین خواهند شد بر این اساس استوار است که احتمال تجاوز این نیروها در مدت عمر مفید کم است.[۱] پل‌ها و اجزای آن که برای مقاومت در برابر این نیروها طراحی شده‌اند و آنهایی که

بر اساس این ضوابط طراحی و ساخته شده‌اند، ممکن است بهنگام زلزله دچار صدمه شوند لیکن احتمال فرو ریختن آنها کم می‌باشد.
مبنای قواعد کلی این ضوابط عبارتند از:

۱. در برابر زمین‌لرزه‌های کم تا متوسط، اجزای سازه در حد ارتجاعی، مقاومت خود را بدون آسیب قابل ملاحظه‌ای حفظ نمایند.
۲. در مراحل طراحی از شدت و نیروی واقعی زلزله استفاده می‌شود.
۳. سازه جزئاً و کلاً از خطر فرو ریختن بهنگام زلزله‌های قوی در امان باشد. آسیب‌ها باید براحتی شناسایی شده و برای بازرسی در دسترس باشد و ترمیم پل بسهولت انجام گردد.

یکی از نکات مهم در تدوین این ضوابط طراحی، قابلیت کاربرد آنها در سراسر ایالات

۱- احتمال آنکه مقدار نیروی طراحی ارتجاعی طی ۵۰ سال تجاوز نکند بین ٪۸۰ تا ٪۹۵ می‌باشد. اگرچه نیروی طراحی زلزله به تنهایی ریسک را مشخص نمی‌کند، حرکات زمین مبنای طرح مرتبط با قوانین طراحی و روشهای تحلیل مقدار ریسک را مشخص می‌نماید. (برای جزئیات به بخش تفسیر رجوع شود.)

متحده آمریکا بوده است. ریسک لرزه‌ای از مقدار بسیار کم تا زیاد در سراسر این کشور، متغیر است. بنابراین به منظور طراحی، چهار طبقه بندی لرزه‌ای (SPC)[1] برحسب ضریب شتاب محل (A) و طبقه‌بندی اهمیت پل (IC)[2] تعریف خواهند شد.

درجات مختلفی از پیچیدگی برای تحلیل و طراحی لرزه‌ای این چهار طبقه معین شده است.

یک پل مهم[3] باید بگونه‌ای طراحی شود که در مدت زمین‌لرزه و بعد از آن هم بتواند عملکرد خود را داشته باشد. در نواحی با ضریب شتاب بزرگتر از ۰/۲۹، باید برای پل‌های مهم طبق ضوابط اضافه دیگری نیز رعایت شود. اطلاق پل مهم بر پایه تقسیم‌بندیهای اجتماعی/امدادی و امنیتی/دفاعی که در بخش تفسیر تشریح شده است، انجام می‌شود.

۲.۱.۴ تاریخچه

زلزله سن‌فرناندو[4] در سال ۱۹۷۱، نقطهٔ عطفی در تکامل ضوابط طرح لرزه‌ای پل‌ها در ایالات متحده آمریکا بوده است. قبل از سال ۱۹۷۱، ضوابط طرح لرزه‌ای پل‌ها آئین‌نامه آشتو[5] بنابر ضوابط نیروهای جانبی وارده بر ساختمانها که بوسیلهٔ انجمن مهندسین سازه کالیفرنیا تهیه شده بود عمل میکرد. در سال ۱۹۷۳ وزارت ترابری کالیفرنیا ضوابط جدید طرح لرزه‌ای پل‌ها را عرضه کرد. این ضوابط ارتباط بین محل پل با گسل‌های فعال، پاسخ لرزه‌ای خاک محل و مشخصات دینامیکی پل را بیان می‌نمود. در سال ۱۹۷۵ آشتو آیین‌نامه موقتی را پذیرفت و این ضوابط با آنکه شباهت زیادی به ضوابط چاپ ۱۹۷۳ داشت ولی تمامی مناطق ایالات متحده آمریکا را تحت پوشش قرار می‌داد. باضافه تغییرات حاصله در آیین‌نامه، زلزله سن‌فرناندو (۱۹۷۱) باعث برانگیختن تحقیقات مربوط به مسائل زمین لرزه پل‌ها شد. بمدد یافته‌های تحقیقاتی جدید مؤسسه فدرال بزرگراهها، قراردادی را به

1- Seismic Performance Categories
2- Importance Classification
3- Essential Bridge
4- San Fernando
5- American Association of State Highway & Transportation Officials

شورای تکنولوژی کاربردی[1] واگذار کرد تا موارد زیر را به انجام برساند:

- ارزیابی بهره‌برداری کنونی ضوابط طرح لرزه‌ای پل‌های بزرگراهها.
- بازنگری یافته‌های تحقیقاتی زمین‌لرزه اخیر برای کاربرد در طراحی و ضمیمه آنها در ضوابط جدید.
- بسط و توسعه ضوابط جدید و بهبود یافته برای طرح لرزه‌ای پل‌ها که تمامی نواحی ایالات متحده را شامل شود.
- ارزیابی تأثیر این ضوابط و اصلاح آنها بر اساس مقتضیات.

به منظور دستیابی به این اهداف «کارگاه تخصصی مقاومت پل‌های جاده‌ای در برابر زلزله» در ژانویه سال ۱۹۷۹ توسط شورای تکنولوژی کاربردی در سن‌دیاگو، برگزار گردید.

این کارگاه تخصصی گزیده مباحث جاری را در زمینه مسائل مربوط به طراحی لرزه‌ای

و تلاشهای تحقیقاتی و یافته‌های جدید را مَد نظر قرار داد. یافته‌ها و توصیه‌های این مجمع در تدوین ضوابط طرح لرزه‌ای مَد نظر قرار گرفته است.

۳.۱.۴ مفاهیم بنیادی

تدوین ضوابط بر اساس مفاهیم بنیادی زیر استوار شده است:

- خطر تلفات جانی به حداقل برسد.
- امکان خسارت به پل وجود دارد ولی باید احتمال فروپاشی بوسیلهٔ حرکات زلزله کم باشد.

- عملکرد پل‌های مهم مختل نشود.
- احتمال تجاوز از زلزله مبنای طرح در طول عمر مفید پل کم باشد.

1- Applied Technology Council

● نماینده‌ای از هیئت فنی ATC (آقای ژوزف نیکولتی)[1]

● دو نماینده ازATC، مدیر پروژه (آقای رونالد شارپ)[2]، مدیر عامل فنی پروژه (دکتر رونالد میز)[3]

پیمانکارها (آقای روی ایمبسن و دکتر دیوید المز)[4]

کار در چند مرحله انجام شد:

● تجدیدنظردرضوابط موقت آشتوسال ۱۹۷۵،ضوابط کنونی سایرکشورها ونتایج تحقیقات اخیر
● تدوین پیش‌نویس آئین‌نامه طرح لرزه‌ای
● بررسی طراحی مجدد پل‌ها با پیش‌نویس آئین‌نامه.
● ارزیابی مطالعات طراحی مجدد پل‌ها.
● انجام اصلاحات لازم در آئین‌نامه

۵.۱.۴ ضوابط کنترل کیفیت[5]

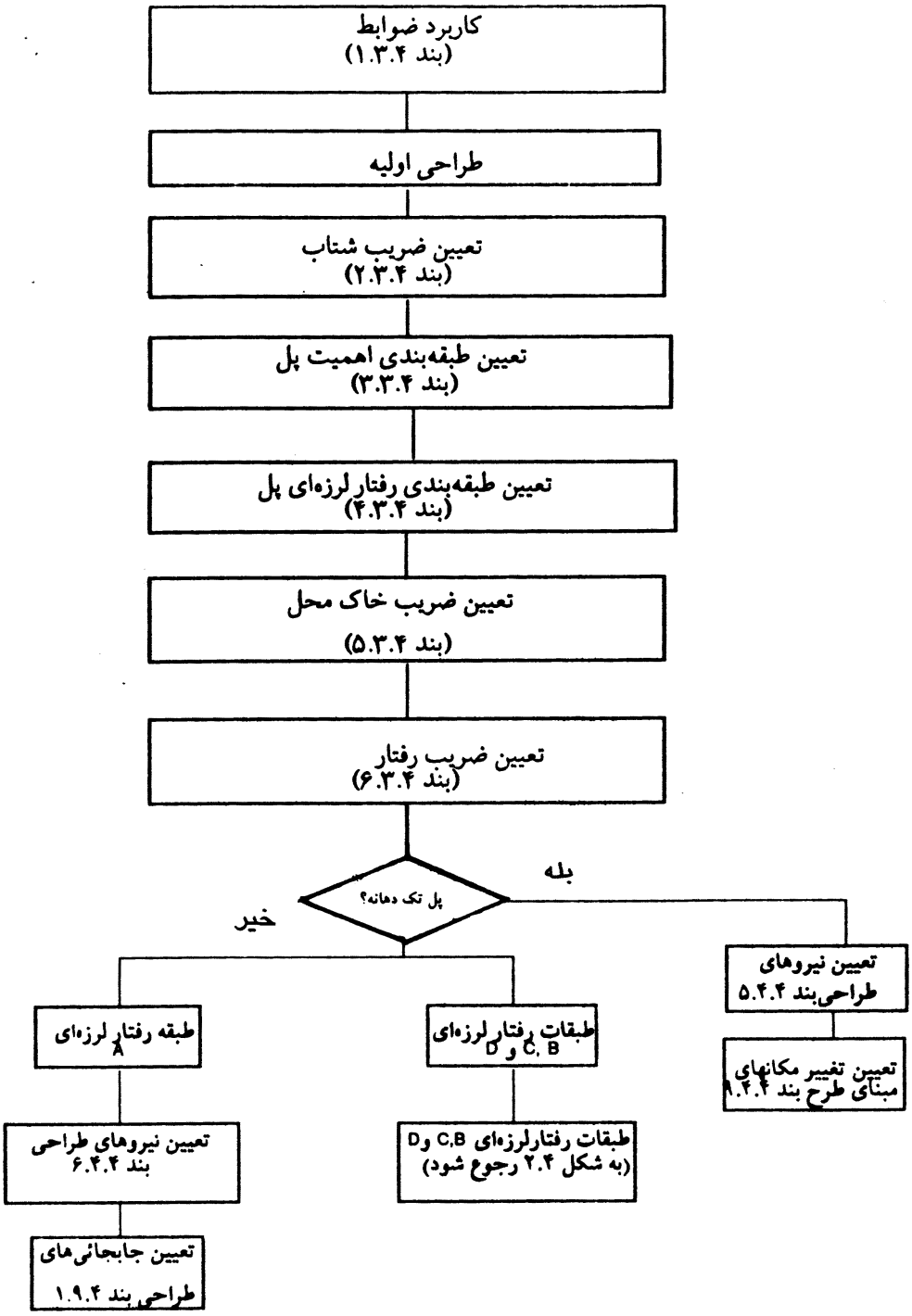
تعداد سازه‌هائی که بدلیل کیفیت نامطلوب اجرا در زلزله فرو ریخته‌اند بسیار زیاد است. گزارشهای بسیاری نشان میدهند که در صورت بازرسی و کنترل مناسب، بسیاری از این فروپاشی‌ها قابل اجتناب می‌باشند. برای رسیدن به کیفیت مطلوب، مهندس طراح مشخصات لازم را در طرح در نظر می‌گیرد، پیمانکار روشهای مقتضی را برای رسیدن به این مشخصات بکار می‌گیرد، و کارفرما با نظارت دقیق جریان ساخت رازیرنظر دارد. لازم است که هر یک ازاین گروهها مسئولیت خود را شناسایی کنند و مراحل ساخت را درک

1- Mr. Joseph Nicoletti
2- Mr. Ronald Sharpe
3- Dr. Ronald Mayes
4- Mr. Roy Imbsen and Dr. David Elms
5- Quality Assurance

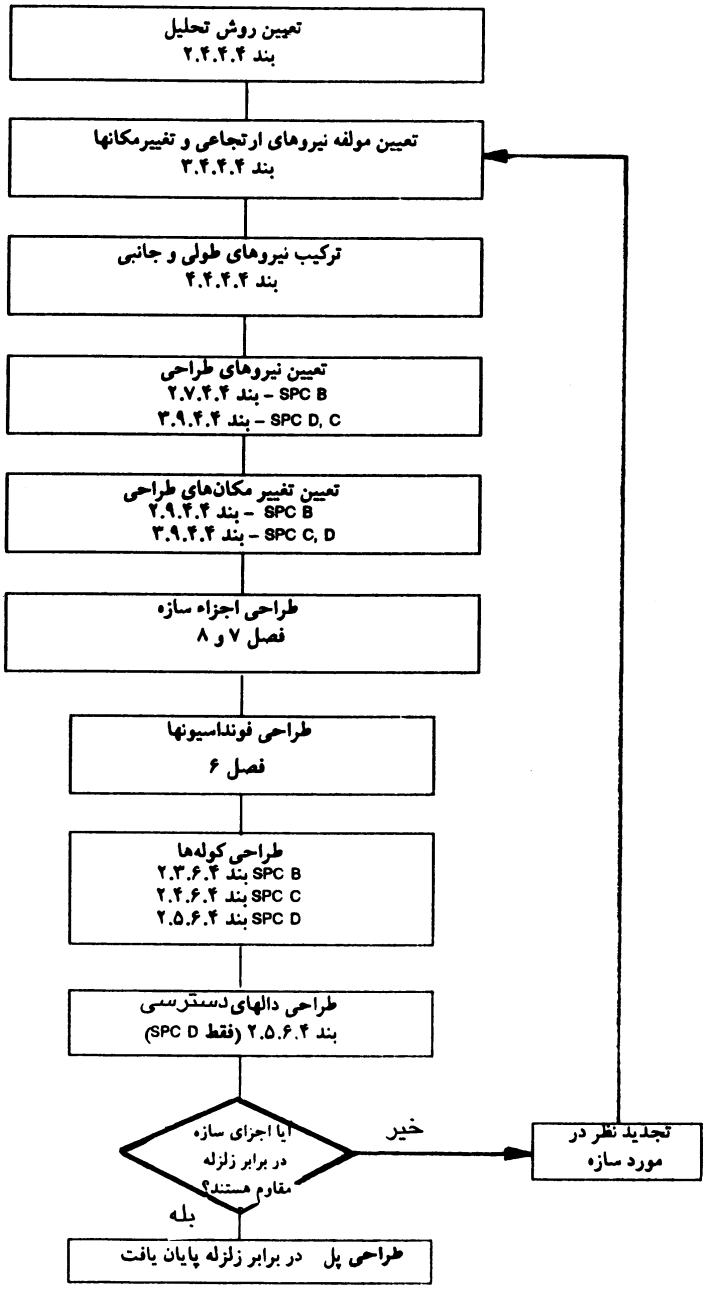
کرده و توانایی انجام مراحل را داشته باشند. ازآنجائیکه پیمانکار کار راانجام داده و کنترل کیفیت را اعمال می‌نماید، ضروریست که بازرسی بجای آنکه توسط کارگران پیمانکار مستقیماً انجام شود، توسط فردی که مورد تأیید کارفرمااست انجام یابد. در تشخیص این واقعیت که می‌بایست مسئولیت‌ها هنگام ساخت متناسب و هماهنگ شوند، PEP ضوابط معمول آشتو را در مورد مسئولیت هر یک از گروهها بررسی کرد. PEP به این نتیجه رسیدکه‌ضوابط تضمین کیفیت آشتو بطور کافی بخش زلزله را نیز شامل می‌شود. بنابراین ضوابط جدیدی در این استانداردها ذکر نشده است.

۶.۱.۴ فلوچارتها و مثالی برای استفاده از ضوابط

فلوچارتی که مراحل طراحی زلزله رانشان میدهددر شکل‌های ۱.۴ و ۲.۴ ارائه شده است. دربخش‌تفسیراطلاعات‌کاملتری بمنظوریاری‌طراح درشناسایی ضوابط‌گنجانیده‌شده است.



شکل ۱.۴ فلوچارت روش طراحی



شکل ۲.۴ فلوچارت روش طراحی برای طبقه‌بندی رفتار لرزه‌ای C, B و D.

فـــصل دوم

تعاریف و علائم اختصاری

۱.۲.۴ علامات فنی

این علائم اختصاری و تعاریف در این استانداردها بکار گرفته می‌شوند:

a : فاصله عمودی میلگردهای عرضی (حلقه‌ایی یا خاموتها) در ستونهای بتنی مسلح با مقطع مستطیل شکل (mm یا in).

A : ضریب شتاب که از بند ۲.۳.۴ بدست می‌آید (بدون بعد).

A_c : مساحت هستهٔ ستون بتنی مسلح (mm^2 یا in^2).

A_g : مساحت ناخالص ستون بتنی مسلح (mm^2 یا in^2).

A_s : مساحت آرماتورهای طولی در شمع‌های بتنی (mm^2 یا in^2).

A_{sh} : مساحت کل آرماتورهای عرضی (حلقه‌ای یا خاموتها) در ستونهای بتنی مسلح با مقطع مستطیل شکل (mm^2 یا in^2).

A_{sf} : مساحت کل آرماتورها عمود بر یک درز ساختمانی.

B : بارهای بدست آمده از نیروی غوطه‌وری که در ترکیبات گروه بارگذاری رابطهٔ ۱.۴.۴ و ۲.۴.۴ بکار برده می‌شود.

C_m : ضریب در طراحی فولاد برای بحساب آوردن شرایط حدی (بدون بعد).

C_s : ضریب پاسخ لرزه‌ای ارتجاعی که در بند ۱.۲.۵.۴ تعریف شده است (بدون بعد).

C_{sm} : ضریب پاسخ لرزه‌ای ارتجاعی که در بند ۱.۲.۵.۴ تعریف شده است (بدون بعد).

d : قطر ستون بتنی مسلح (mm^2 یا in^2).

D : بارهای بدست آمده از بار مرده که در ترکیبات بارگذاری رابطه‌های ۱.۴.۴ و ۲.۴.۴ بکار برده می‌شود.

E : بارهای بدست آمده از فشار زمین که در ترکیبات بارگذاری رابطه‌های ۱.۴.۴ و ۲.۴.۴ بکار برده می‌شود.

EQF : نیروهای زلزله اصلاح شده فونداسیون که در ترکیبات گروه بارگذاری رابطهٔ ۲.۴.۴ بکار برده می‌شود و در بند ۲.۷.۴.۴ تعریف شده است.

EQM : نیروهای زلزله اصلاح شده که در ترکیبات بارگذاری رابطهٔ ۱.۴.۴ بکار برده می‌شود و در بند ۱.۷.۴.۴ تعریف شده است.

f_c' : مقاومت فشاری مشخصه بتن مسلح (MPa یا psi).

f_y : مقاومت تسلیم فولاد در اعضای بتن مسلح (MPa یا psi).

f_{yh} : مقاومت تسلیم آرماتورهای عرضی (MPa یا psi).

F_a : تنش محوری در طراحی فولاد، هنگامی که نیروهای محوری به تنهایی موجود باشند (MPa یا psi).

F_{cr} : تنش کمانش برای طراحی فولاد بروش ضرایب بار (MPa یا psi).

F_e : تنش کمانش اولر در صفحهٔ خمشی (MPa یا psi).

F_e' : تنش کمانش اولر برای طراحی فولاد با بار خدمت (MPa یا psi).

F_y : مقاومت تسلیم فولاد سازه‌ای (MPa یا psi).

g : شتاب ثقل (cm/sec^2 یا in/sec^2).

h_c : بُعد هسته یک ستون بتنی مسلح با مقطع مستطیل شکل (mm یا in).

H : ارتفاع ستون یا پایه که در بند ۴.۹.۴ تعریف شده است (m یا ft).

IC : طبقه‌بندی اهمیت پل که در بند ۳.۳.۴ داده شده است.

K : ضریب طول مؤثر که در طراحی بکار برده می‌شود و در بند ۳.۷.۴ داده شده است.

k_n : ضریب لرزه‌ای که برای محاسبه فشار جانبی خاک بکار برده می‌شود و در بند ۲.۳.۶.۴ تعریف شده است.

L : طول کفه پل که در بند ۹.۴.۴ تعریف شده است (mm یا in).

N : حداقل طول تکیه‌گاه برای شاهتیرها که در بخش ۹.۴.۴ مشخص شده است (mm یا in).

$P_e(x)$: شدت نیروی زمین‌لرزه به روش تحلیل استاتیکی معادل برای نمایش دادن مد اولیه ارتعاشات طبق بند ۳.۵.۴ (نیرو بر واحد طول).

P_n : حداقل بار محوری که در بخش ۳.۸.۴.۴ برای ستونها مشخص شده و نیز در بند ۴.۸.۴.۴ برای پایه‌ها تعیین گردیده است (N یا lb).

P_o : بار گسترده فرض شده برای محاسبه زمان تناوب که در بند ۳.۵.۴ داده شده است (نیرو بر واحد طول).

P_u : حداکثر مقاومت ستونهای فولادی در برابر بارهای هم مرکز.

R : ضریب رفتار که در بند ۶.۳.۴ مشخص شده است.

s : فاصلهٔ بین میلگردهای مارپیچ در ستونهای بتنی مسلح (mm یا in).

S : ضریب خاک محلی که در بند ۱.۵.۳.۴ مشخص شده است.

SF : بارهای ناشی از جریان رودخانه که در ترکیبات گروه بارها از رابطهٔ ۱.۴.۴ و ۲.۴.۴ بدست می‌آید.

SPC : طبقه‌بندی رفتار لرزه‌ای که در بند ۴.۳.۴ مشخص شده است (بدون بعد).

T : پریود اصلی ارتعاش پل که طبق بند ۳.۵.۴ محاسبه می‌گردد (ثانیه).

T_m : پریود مد m ام از ارتعاشات یک پل (ثانیه).

V_j : نیروی برشی حدی در محل درز ساختمانی (N یا lb).

v_u : تنش برشی (Mp_a یا psi).

v_u : نیروی برشی (N یا lb).

$v_s(x)$: منحنی تغییر مکان استاتیکی در اثر بار p_o که استفادهٔ آن در بند ۳.۵.۴ داده شده است.

$v_e(x)$: منحنی تغییر مکان استاتیکی در اثر بار P_o که استفادهٔ آن در بند ۳.۵.۴ داده شده است.

W(x) : وزن بار مرده روسازه بعلاوه بخشی از زیرسازه بر واحد طول (نیرو بر واحد طول).

ρ_h : نسبت مساحت افقی میلگردهای بُرشی به مساحت کل عمودی سطح بتن بند ۲.۴.۸.۴ (بدون بُعد).

ρ_n : نسبت مساحت عمودی میلگردهای برشی به مساحت کل افقی سطح بتن بند ۲.۴.۸.۴.

ρ_s : نسبت حجمی میلگردهای مارپیچ برای یک ستون با مقطع دایره شکل.

ϕ : ضریب کاهش مقاومت.

α : ضریب استفاده شده برای محاسبه زمان تناوب پل در بند ۳.۵.۴ (طول^2).

β : ضریب استفاده شده برای محسابه زمان تناوب پل در بند ۳.۵.۴ (نیرو×طول).

γ : ضریب استفاده شده برای محاسبه زمان تناوب پل در بند ۳.۵.۴ (نیرو×طول^2).

فصـــل ســـوم

مقررات کلی

۱.۳.۴ کاربرد آئین‌نامه

این آئین‌نامه برای طراحی و ساخت پل‌های جدید جهت مقاومت آنـها در بـرابـر اثـرات ناشی از زمین‌لرزه می‌باشد و ضوابط آن شامل ساخت پل‌های فولادی و بتنی مرکب از تیر معمولی یا جعبه‌ای تا دهانه ۱۵۲/۴ متر (۵۰۰ فوت) خواهد بود و پل‌های معلق، کابلی، قوسی و متحرک را شامل نمی‌شود، ولی نظریات کلی برای طراحی چنین پل‌هایی در برابر زلزله در بخش تفسیر ارائه شده است. طرح لرزه‌ای معمولاً برای پل‌های از نوع زیرخـاکـی[1] (مـانند پل‌های جعبه‌ای آبگذر) ضروری نیست. ضوابط مشخص شده در ایـن آئـین‌نامه حـداقـل مقررات لازمه است.

برای پل‌های تک‌دهانه و یا هر پلی که در طبقه‌بندی رفتار لرزه‌ای A قرار مـی‌گیرد، بـه تحلیل لرزه‌ای مفصل نیاز نمی‌باشد. اتصالات پل‌های تک دهانه (بند ۵.۴.۴) و پـل‌هایی کـه شامل طبقه‌بندی لرزه‌ای A می‌شوند (بند ۶.۴.۴) می‌بایستی برای نیروهای مشخص شـده، طراحی و نیز مقررات حداقل طول تکیه‌گاهها (بند ۹.۴.۴) در مورد آنها رعایت شود.

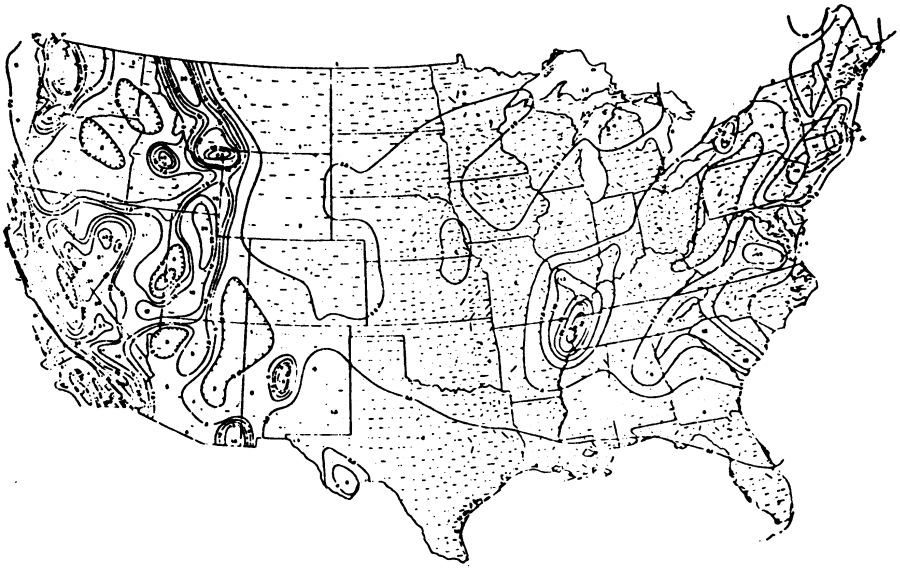
۲.۳.۴ ضریب شتاب پایه

ضریب شتاب پایه A در این آئین‌نامه از نقشه خطوط هم شتاب در شکل‌های ۳.۴ و ۴.۴ بدست می‌آید. ضرایب در شکلهای ۳.۴ و ۴.۴ بطور درصد درج شده است. مـقادیر عـددی برای ضریب A، از طریق تقسیم مقادیر عددی خطوط هم شتاب بر ۱۰۰ بدست می‌آید.

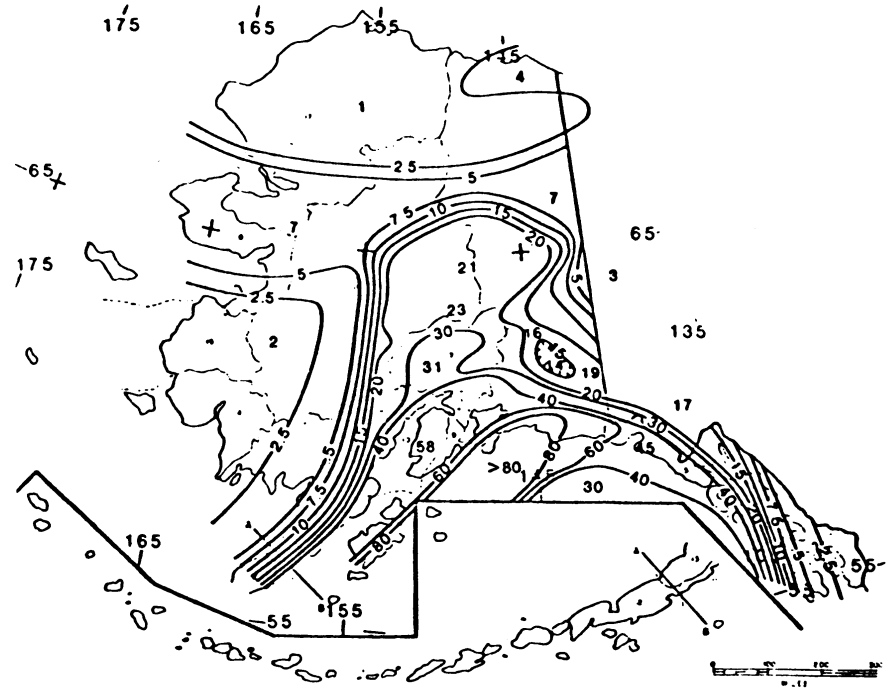
مقدار حداکثر و حداقل موضعی برای هر منطقه در داخل خطوط حداکثر و حـداقـل آن منطقهٔ نشان داده شده است. توصیه میگردد که برای تعیین ضریب A در مـناطق مـجاور

1- Culvert Bridges

گسل‌های فعال با متخصصین صلاحیت‌دار مشورت گردد.



شکل (۳.۴) ضریب شتاب پایه - ایالات متحده



شکل (۴.۴) ضریب شتاب پایه - آلاسکا، هاوایی، پرتوریکو

۳.۳.۴ طبقه‌بندی اهمیت پل

طبقه‌بندی اهمیت (IC) می‌بایستی برای تمامی پل‌ها با ضریب شتاب بزرگتر از ۰/۲۹ بمنظور تعیین طبقه‌بندی لرزه‌ای (SPC) مذکور در بند ۳.۴.۴، به شرح زیر مشخص گردد:

۱. پل‌های مهم، IC = I

۲. پل‌های دیگر، IC = II

پل‌ها بر اساس ضوابط اجتماعی / امدادی و امنیتی / دفاعی طبقه‌بندی شده و بررسی آن در بخش تفسیر آمده است.

۴.۳.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای

هر پل به یکی از چهار طبقه لرزه‌ای A تا D تعلق دارد که مرتبط با ضریب شتاب پایه A و طبقه‌بندی اهمیت IC مشخص می‌گردد و در جدول ۱.۴ نشان داده شده است. حداقل ضوابط تحلیل و طراحی بوسیلهٔ طبقه‌بندی لرزه‌ای SPC تعیین می‌شود.

جدول ۱.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای

ضریب شتاب	طبقه‌بندی اهمیت پُل IC	
A	I	II
A≤۰/۰۹	A	A
۰/۰۹<A≤۰/۱۹	B	B
۰/۱۹<A≤۰/۲۹	C	C
۰/۲۹<A	D	C

۵.۳.۴ اثرات محل اجرای پل

تأثیرات محلی بر رفتار پل می‌بایستی، با تعیین ضریب خاک محل (S) که بر پایه بافت خاک تعیین شده و بشرح زیر است تعیین گردد.

بافت خاک تیپ I شامل یکی از دو حالت زیر است:

۱. لایهٔ سنگی که بصورت لایه‌های صفحه‌ای[1] بوده و یا دارای ساختمان بلوری (کریستال) است. چنین مصالحی از طریق سرعت موج برشی بزرگتر از ۷۶۲ متر بر ثانیه (۲۵۰۰ فوت بر ثانیه) یا روشهای مقتضی دیگر طبقه‌بندی میگردد.
۲. توده‌های خاک سفت در جائیکه عمق خاک کمتر از ۶۱ متر (۲۰۰ فوت) بوده و نوع خاک روی بستر سنگی توده‌های پایدار ماسه، شن و یا رس سفت می‌باشد.

بافت خاک تیپ II شامل:
خاک رس سفت یا خاک غیرچسبنده عمیق که ضخامت خاک بیشتر از ۶۱ متر (۲۰۰ فوت) بوده و نوع خاک روی بستر سنگی از توده‌های پایدار شن، ماسه یا رس سخت است.

بافت خاک نوع تیپ III شامل:
لایه‌های خاک رس و ماسه نرم تا نیمه سفت با ضخامت ۹ متر (۳۰ فوت) یا بیشتر، یا خاک رس نرم تا نیمه سفت است با یا بدون لایه‌های میانی از ماسه یا خاک غیرچسبنده دیگر.
در مکانهایی که خواص خاک بطور دقیق شناخته شده نیست و یا بافت داده شده مشمول سه تیپ فوق نمی‌شود، بایستی ضریب خاک تیپ II بکار برده شود. ضرایب بافت خاک شامل همه انواع پی از جمله پی‌های گسترده و مستقر بر شمع می‌باشد.

۱.۵.۳.۴ ضریب خاک محل

ضریب خاک (S)، اثرات خاک محل بر ضریب پاسخ ارتجاعی و یا طیف بند ۲.۵.۴ را بطور تقریبی به حساب می‌آورد و در جدول ۲.۴ داده شده است.

جدول ۲.۴ ضریب خاک محل (S)

بافت خاک			
III	II	I	
۱/۵	۱/۲	۱/۰	S

1- Shale-like

۶.۳.۴ ضرایب رفتار

نیروهای طراحی زلزله برای اعضا و اتصالات پل‌ها با طبقه‌بندی B, D و C از تقسیم نیروهای ارتجاعی بر ضریب رفتار (R) طبق بندهای ۷.۴.۴ و ۸.۴.۴ محاسبه می‌شوند.

ضریب رفتار برای اجزای پل از جدول ۳.۴ بدست می‌آید.

جدول ۳.۴ ضریب رفتار در هر دو جهت متعامد

نوع سازه زیرین پل ۱	ضریب رفتار سازه	نوع اتصال	ضریب‌رفتاراتصال
۱. پایه دیواری[۲]		۱. اتصال کفه (تابلیه) به تکیه‌گاه	
الف) جهت طولی	۲		۰/۸
ب) جهت متعامد	۳		
۲. قاب شمع بتنی (قابهائی که ستون آنها را شمع تشکیل می‌دهد)		۲. اتصالات انبساطی میانی (درز در میانه دهانه)	۰/۸
الف) فقط شمع‌های قائم	۳		
ب) دارای حداقل یک شمع مایل	۲	۳. اتصال ستونها، شمع‌ها یا قاب شمعهابه‌شاهتیرفوقانی‌یاکفه[۳](تابلیه)	۱
۳. قاب شمع‌های فولادی و مرکب		۴. اتصال ستونها یا پایه‌ها به پی[۳]	۱
الف) فقط شمع‌های قائم	۵		
ب) دارای حداقل یک شمع مایل	۳		
۴. قابهای چند ستونی	۵		
۵. تک ستونها (قاب وجود ندارد)	۳		

۱) ضریب R می‌بایست برای هر دو محور متعامد مورد استفاده قرار گیرد.

۲) طبق مقررات پیوست ۴ یک پایه دیواری در جهت ضعیف می‌بایستی بصورت یک ستون، طراحی شود. در آن صورت می‌توان از ضریب برابر یک ستون تک استفاده نمود.

۳) برای پل‌های با طبقه‌بندی لرزه‌ای C و D توصیه میگردد که اتصالات برای حداکثر نیروهایی که طبق بند ۵.۸.۴ پیوست ۴ از طریق ایجاد لولای خمیری در ستون یا سرستون بوجود می‌آید، طراحی شوند. این نیروها در برخی موارد بصورت بارزی کمتر از مواردی است که ضریب برابر ۱ انتخاب شود.

فصـــل چهـارم

ضوابط تحلیل و طراحی

۱.۴.۴ کلیات

براساس ضوابط این فصل روش تحلیل، نیروهای طراحی زلزله، و تغییر مکانها تعیین خواهد شد. نیروهای ارتجاعی زلزله بایستی طبق روشهای داده شده در فصل پنجم، تعیین شوند و ضوابط طراحی پی و مصالح مصرفی در فصل‌های ۶، ۷ و ۸ ارائه شده‌اند.

موارد استثناء

ضوابط طرح لرزه‌ای برای پل‌های تک دهانه در بندهای ۵.۴.۴ و ۹.۴.۴ و پل‌های با طبقه‌بندی لرزه‌ای در بندهای ۶.۴.۴ و ۹.۴.۴ آمده است.

۲.۴.۴ روش تحلیل

در این فصل دو روش بعنوان سطوح حداقل تحلیل ارائه شده‌اند و انتخاب نوع روش برای تحلیل یک پل بستگی به تعداد دهانه‌ها، پیچیدگی هندسی و طبقه‌بندی لرزه‌ای دارد که در جدول ۴.۴ آمده است. استفاده از روشهای دقیق‌تر بجای روشهای فوق قابل قبول می‌باشد.

جدول ۴.۴ دستورالعمل تحلیل

طبقه بندی لرزه‌ای	پلهای منظم (۱) بادودهانه یابیشتر	پلهای نامنظم (۲) با دودهانه یابیشتر
A	–	–
B	۱	۱
C	۱	۲
D	۱	۲

(۱) یک پل منظم دارای تغییرات ناگهانی و یا غیر معمول جرم، سختی یا هندسی در طول دهانه آن نبوده و تفاوت زیادی بین این پارامترها در تکیه گاههای مجاور وجود نخواهد داشت، (شامل کوله‌ها نمی‌شود). برای مثال یک پل ممکن است منظم فرض شود اگر در پلان مستقیم و یا قطاعی از قوس با زاویه‌ای کمتر از ۹۰ درجه بوده و اختلاف سختی بین ستونها یا پایه پل‌ها کمتر از ۲۵ ٪ باشد. (اختلاف درصد بر اساس مقدار کوچکتر از دو تکیه گاه مجاور خواهد بود.)

(۲) یک پل نامنظم، آن است که تعریف یک پل منظم را شامل نشود.

این دو روش تحلیل عبارتند از:

روش ۱: روش طیفی تک مدی
روش ۲: روش طیفی چند مدی
جزئیات این روشها در فصل ۵ داده شده است.

موارد استثناء:
برای پل‌های تک دهانه و پل‌های با طبقه‌بندی لرزه‌ای A، تحلیل لرزه‌ای مفاصل مورد لزوم نمی‌باشد.

۳.۴.۴ تعیین نیروهای ارتجاعی و تغییر مکانها

برای پل‌ها با طبقه‌بندی لرزه‌ای D, C, B نیروهای ارتجاعی و تغییر مکانها بایستی بطور جداگانه‌ای در امتداد دو محور عمود بر هم با استفاده از روش تحلیل مذکور در بند ۳.۴.۴ تعیین می‌شود. نیروهای حاصله می‌بایستی بعداً طبق ضوابط بند ۴.۴.۴ ترکیب شوند. معمولاً محورهای عمود بر هم، محور طولی و عرضی بوده، اما انتخاب آنها برای مهندس طراح آزاد گذاشته شده است.

محور طولی یک پل خمیده (در پلان) ممکن است، وتری باشد که دو ستون را بهم وصل می‌کند.

۴.۴.۴ ترکیب نیروهای متعامد زلزله

ترکیب نیروهای متعامد زلزله برای بحساب آوردن حرکات ناشی از جهت های نامشخص زمین لرزه و وقوع همزمان نیروهای زلزله در دو جهت افقی عمود بر هم، می‌باشد. نیروهای ارتجاعی زلزله و لنگرهای خمشی که از نتایج تحلیل دو جهت عمود بر هم طبق بند ۳.۴.۴ بدست می‌آیند می‌بایستی بشرح زیر جهت دو حالت بارگذاری ترکیب شوند:

<u>گروه بارگذاری ۱</u>
نیروهای زلزله و لنگرهای خمشی برای هر محور اصلی یک عضو با جمع کردن ۱۰۰٪

مقدار مطلق نیروهای ارتجاعی زلزله و لنگرهای خمشی که از نتایج تحلیل در جهت طولی بدست آمده و ۳۰٪ مقدار مطلق نیروهای ارتجاعی زلزله و لنگرهای خمشی که از نتایج تحلیل در جهت متعامد عرضی (جانبی) بدست می‌آید، محاسبه می‌شوند.

(مقادیر مطلق بکار رفته‌اند چرا که نیروی زلزله میتواند مثبت یا منفی باشد.)

گروه بارگذاری ۲

نیروهای زمین لرزه و لنگرهای خمشی برای هر محور اصلی یک عضو با جمع کردن ۱۰۰٪ مقدار مطلق نیروهای ارتجاعی زلزله و لنگرهای خمشی که از نتایج تحلیل در جهت عرضی (جانبی) بدست آمده و ۳۰٪ مقدار مطلق نیروهای ارتجاعی زلزله و لنگرهای خمشی که از نتایج و تحلیل در جهت متعامد طولی بدست می‌آیند محاسبه می‌شوند.

موارد استثناء

برای طبقه‌بندی‌های لرزه‌ای C و D موقعی که نیروی اتصالات پی و یا ستون از سازکار خمیری ستونها (بند ۲.۸.۴.۴) تعیین می‌گردند، ترکیب نیروهای حاصل طبق این فصل لزومی نخواهد داشت. اگر پایه یک پل به عنوان یک ستون مطابق بند ۴.۸.۴.۴ طراحی گردد این استثناء فقط مشمول جهت ضعیف پایه پل خواهد شد و این در حالی است که نیروها از نتایج سازکار خمیری بدست آمده باشند. ضوابط ویژه ترکیب بایستی برای جهت قوی پایه پل صورت گیرد.

۵.۴.۴ ضوابط طراحی برای پل‌های تک دهانه

تحلیل لرزه‌ای مفصل برای پل‌های تک دهانه لازم نمی‌باشد با این وجود اتصالات بین پل و کوله‌ها در دو جهت طولی و عرضی بایستی برای مقاومت در برابر حاصلضرب نیروی عکس‌العمل ثقلی (در تکیه‌گاه) و ضریب شتاب محل اجرای پل، طراحی شوند. حداقل طول تکیه‌گاهها مطابق بند ۹.۴.۴ مشخص می‌گردد.

۶.۴.۴ نیروهای طراحی برای طبقه‌بندی لرزه‌ای A

اتصالات روسازه به زیر سازه می‌بایستی برای مقاومت در برابر نیروی افقی زلزله

طراحی شود که برابر است با ۰/۲ نیروی عکس‌العمل تکیه‌گاه ناشی از بار مرده در جهتی که حرکت پل مقید شده است.

۷.۴.۴ نیروهای طراحی برای طبقه‌بندی لرزه‌ای B

۱.۷.۴.۴ نیروهای طراحی اعضا و اتصالات

نیروهای طراحی زلزله، در این طبقه شامل موارد زیر است:

الف) روسازه، درزهای انبساطی آن، اتصال بین روسازه و زیر سازه تکیه‌گاهی[1]

ب) از زیر سازه تکیه‌گاهی تا پایین ستون‌ها و پایه‌ها، ولی شامل پی، سرشمع و شمع‌ها نمیشود.

پ) اعضایی که روسازه را به کوله‌ها متصل می‌کنند.

نیروهای طراحی زلزله برای اعضای مذکور، از تقسیم نیروهای ارتجاعی زلزله که از بارگذاری ۱ و ۲ بند ۴.۴.۴ بدست آمده‌اند، بر ضریب رفتار بند ۶.۳.۴ بدست می‌آیند. سپس نیروهای زلزله اصلاح شده با بارهای دیگر بطور جداگانه ترکیب می‌شوند. لازم به تذکر است که نیروهای زلزله متناوب هستند (مثبت یا منفی) و حداکثر بارگذاری برای هر یک از اعضا بشرح زیر محاسبه میگردد:

گروه بارگذاری = ۱/۰ (D+B + SF + E + EQM) (۱.۴.۴)

که در آن:

D = بار مرده

B = شناوری

SF = فشار آب رودخانه‌ای

E = فشار خاک

1- Supporting Substructure

EQM = نیروی زلزله ارتجاعی برای بارگذاری مورد ۱ و یا ۲ از بند ۴.۴.۴ و بخش بر ضریب R مربوطه.

هر عضو بایستی به گونه‌ای طراحی شود که در مقابل نیروهای بدست آمده از نتایج ترکیب بارگذاری از بخش یک آشتو و ضوابط مربوطه فصل‌های ۶، ۷ و ۸ این آئین‌نامه، مقاومت نماید. ملاحظه می‌شود که می‌بایستی معادله ۱.۴.۴ به جای ترکیب بارگذاری، آشتو گروه VII مورد استفاده قرار گیرد و این در حالی است ضرایب γ و β برابر ۱ خواهد بود. برای طراحی بروش تنشهای مجاز در مورد سازه‌های فولادی تنشی مجاز به میزان ۵۰٪ و برای سازه‌های بتن مسلح به میزان $\frac{1}{3}$۳۳٪ قابل افزایش است.

۲.۷.۴.۴ نیروهای طراحی برای پی

نیروی طراحی زلزله برای پی که شامل شالوده، سرشمع، و شمع می‌شود از تقسیم نیروی ارتجاعی زلزله از بارگذاری ۱ و ۲ بند ۴.۴.۴ بر ضریب رفتار لرزه‌ای R، بدست می‌آید. این نیروهای اصلاح شده می‌بایست سپس با نیروهای بارگذاری های دیگر مطابق ترکیب زیر مستقلاً ترکیب شوند تا دو نوع بارگذاری متفاوت را برای پی تعیین کنند.

گروه بارگذاری = ۱/۰ (D + B + SF + E + EQF) (۲.۴.۴)

که در رابطه فوق E, B, D و SF در بند ۱.۷.۴.۴ تعریف شده‌اند و

EQF = نیروی ارتجاعی زلزله از بارگذاری ۱ یا ۲ طبق بند ۴.۴.۴ تقسیم بر نصف ضریب R برای زیرسازه‌ای (ستون یا پایه پل) که به آن اتصال دارد.

موارد استثناء:

برای ستونهای شمعی ضریب R نصف نخواهد شد. هر یک از اجزاء فونداسیون می‌بایست بگونه‌ای طراحی شوند که در مقابل هر یک از نیروهای منتج از ترکیبات بارگذاری مطابق ضوابط فصل ۶ بخش I مقاومت کنند.

۳.۷.۴.۴ کوله‌ها و دیوارهای حائل

اجزائی که روسازه را به کوله‌ها متصل می‌کنند (مانند تکیه‌گاهها و مانع برشی) می‌بایستی بگونه‌ای طراحی شوند که در برابر نیروهای بند ۱.۷.۴.۴، مقاومت کنند. ضوابط طراحی کوله‌ها در بند ۲.۳.۶.۴ داده شده است.

۸.۴.۴ نیروهای طراحی برای طبقه‌بندی لرزه‌ای C و D

در بند ۱.۸.۴.۴ و ۲.۸.۴.۴ دو دسته نیروهای طراحی برای پل‌ها با طبقه‌بندی لرزه‌ای C و D ارائه شده است. نیروهای طراحی برای اجزای مختلف در بندهای ۳.۸.۴.۴ تا ۷.۸.۴.۴ تعیین شده است.

۱.۸.۴.۴ نیروهای طراحی اصلاح شده

این نیروها طبق بندهای ۱.۷.۴.۴ و ۲.۷.۴.۴ محاسبه می‌شوند بجز آنکه در مورد پی‌ها در بند ۲.۷.۴.۴ مقدار R برای تعیین EQF برابر ۱ خواهد بود و برای ستونها، حداقل و حداکثر نیروی‌های محوری می‌بایستی برای هر گروه بارگذاری با در نظر گرفتن نیروهای محوری ناشی از زلزله بصورت مثبت یا منفی محاسبه گردد.

۲.۸.۴.۴ نیروهای ناشی از سازکار خمیری در پایه، ستون و قاب

نیروی حاصل از سازکار خمیری که در بالا و پایین ستون رخ می‌دهد، می‌بایستی بعد از اتمام طراحی مقدماتی ستونها، محاسبه شود. این نیروها طبق توصیه بندهای ۳.۸.۴.۴ تا ۶.۸.۴.۴ برای تعیین نیروهای طراحی اکثر اجزاء سازه بکار گرفته می‌شوند.

اگر نیروهای ناشی از سازکار خمیری محاسبه نشده باشند، نیروهای طراحی محافظه‌کارانه دیگری پیشنهاد شده‌اند. روش محاسبه نیروهای ناشی از سازکار خمیری، برای تک ستون، پایه و قاب با دو یا چند ستون در ذیل ارائه شده است.

۲.۸.۴.۴ (الف) تک‌ستون و پایه‌ها

نیروی تک ستونها در دو جهت اصلی و نیروی پایه‌ها و قابها در جهت ضعیف بصورت زیر محاسبه می‌شوند:

گام ۱: تعیین ظرفیت خمشی خمیری ذخیره ستون

برای ستونهای بتنی مسلح، ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر است با ۱/۳ و برای ستونهای فولادی این ضریب برابر است با ۱/۲۵ که در مقاومت تسلیم عضو ضرب خواهد شد. (قابل تذکر است که این همان ضریب کاهشی است که معمولاً در طراحی بتن مسلح استفاده می‌گردد و در اینجا بصورت افزایش مقاومت محاسباتی برای تعیین مقاومت نهائی واقعی اعمال می‌شود). برای هر دو نوع ستون، حداکثر بار محوری ارتجاعی ستون که از بند ۴.۴.۴ بدست آمده است با بار مرده ستون جمع خواهد شد.

گام ۲: با استفاده از ظرفیت خمشی خمیری ذخیره، نیروی برشی ستون (حاصل از سازکار خمیری)، محاسبه خواهد شد. برای ستونهای قیفی[1] بایستی با استفاده از ظرفیت خمشی خمیری ذخیره در بالا و پایین ستون و با در نظرگیری ارتفاع مناسب ستون محاسبات انجام یابند.

اگر پی یک ستون بطور قابل ملاحظه‌ای زیر تراز خاک[2] باشد، دقت بخصوصی می‌بایست نسبت به احتمال وقوع مفصل خمیری در بالای فونداسیون اعمال شود. اگر این امر واقع گردد، طول ستون بین مفصل‌های خمیری می‌بایست برای محاسبه نیروی برش ستون مورد استفاده قرار گیرد.

نیروهای مربوطه به سازکار خمیری یک ستون تک عبارتند از:

۱. نیروهای محوری - حداکثر و حداقل بارهای محوری زلزله از بند ۴.۴.۴ بعلاوه بار مرده بدون اعمال کاهش (ناشی از ضریب R).

۲. لنگرهای خمشی - مقادیر حاصل از گام ۱.

۳. نیروی برشی - مقادیر حاصل از گام ۲.

۲.۸.۴.۴ (ب) قابهای دو یا چند ستونی

نیرو در قابهای دو یا چند ستونی بایستی در دو جهت، در صفحه قاب و عمود بر آن محاسبه شوند. نیروی قاب در جهت عمود بر صفحه بایستی بصورتی که در بند ۲.۸.۴.۴ (A)

1- Flared Columns

2- Mud line

توجیه شده است، به عنوان یک ستون محاسبه شود. در صفحه قاب، نیروها بایستی طبق روش زیر بدست آیند:

گام ۱. تعیین ظرفیت خمشی خمیری ذخیره. برای بتن مسلح ضریب کاهش ϕ برابر است با ۱/۳ و برای سازه‌های فولادی این ضریب ۱/۲۵ برابر مقاومت تسلیم عضو است. این همان ضریب کاهش ظرفیت محاسباتی در مقاطع بتنی است که در اینجا در جهت افزایش این ظرفیت برای تعیین مقاومت واقعی عضو بصورت ضریب افزایش اعمال می‌شود. برای هر دو نوع ستون از بار محوری ناشی از بار مرده استفاده گردد.

گام ۲. با استفاده از ظرفیت خمشی خمیری، نیروهای برشی ستون از سازکار خمیری محاسبه خواهند شد و با جمع نیروهای برشی ستون، نیروی برشی قاب تعیین می‌گردد، (اگر یک دیوار در بخشی از ارتفاع بین ستون‌ها[1] موجود باشد، ارتفاع موثر ستون از بالای دیوار محاسبه میگردد). برای ستونهای قیفی و فونداسیونهای زیر تراز خاک در گام ۲ به بند ۲.۸.۴.۴ (A) مراجعه شود. در مورد قاب شمع‌ها، طول شمع، از بالای تراز خاک را طول موثر شناخته و نیروی برشی محاسبه خواهد شد.

گام ۳. نیروی برشی قاب را به بالای آن (در محل مرکز جرم روسازه یا کفه) اعمال کرده و نیروهای محوری در ستون‌ها ناشی از واژگونی قاب پس از تشکیل لولاهای خمیری تعیین کنید.

گام ۴. با استفاده از این نیروی محوری و ترکیب آن با نیروی محوری ناشی از بار مرده، باز ظرفیت خمشی خمیری ذخیره تعیین خواهد شد تا مبنای محاسبه نیروی برشی ستونها و قاب (از طریق سازکار خمیری) قرار گیرد. اگر اختلاف نیروی برشی قاب با مقدار قبلی کمتر از ۱۰٪ نباشد، این نیروی برشی قاب را در نظر گرفته مجدداً به گام ۳ برای انجام محاسبات رجوع کنید.

نتایج بدست آمده از روش سازکار خمیری، برای هر یک از ستونها در صفحه قاب عبارتند از:

(۱) نیروهای محوری: حداکثر و حداقل بار محوری که از بار مرده بعلاوه یا منهای بار محوری که از آخرین تکرار گام ۳ بدست آمده است.

1- Partial Wall Height

(۲) لنگرهای خمشی: ظرفیت خمشی خمیری ستون ناشی از اندرکنش با حداکثر نیروی محوری فشاری در (۱) بوده و ضریب کاهش مقاومت ۱/۳ برای بتن مسلح و ۱/۲۵ برابر مقاومت تسلیم عضو برای سازه‌های فولادی اعمال خواهد شد.
(۳) نیروی برشی: نیروی برشی بااستفاده از ظرفیت خمشی ستون در (۲) طبق ضوابط گام ۲ محاسبه خواهد شد.

۳.۸.۴.۴ نیروی طراحی ستون و قاب شمع:

محاسبه نیروی طراحی برای قاب شمعها بصورت زیر خواهد بود:

الف) نیروهای محوری . حداقل و حداکثر نیروهای طراحی می‌بایستی با مقادیر طراحی ارتجاعی طبق بند ۴.۴.۴ باشد که به بار مرده اضافه شده است، یا مقادیر نظیر از سازکار خمیری (مفصل خمیری) ستونها باشد که در بند ۲.۸.۴.۴ تعیین شده است. بطور کلی مقادیر حاصل از مفصل خمیری در ستونها کمتر از روش ارتجاعی خواهد بود و پیشنهاد می‌شود این مقادیر کوچکتر، مورد استفاده قرار گیرد.

ب) لنگرهای خمشی: لنگرهای خمشی اصلاح یافته طبق بند ۱.۸.۴.۴ مورد استفاده قرار گیرد.

ج) نیروی برشی: یکی از دو مقدار زیر را می‌توان اختیار کرد:

مقدار طراحی ارتجاعی از بند ۱.۸.۴.۴ با اعمال ضریب R برابر با ۱ برای ستون یا مقدار نیروی برشی ستونها بر اساس مفصل خمیری بند ۲.۸.۴.۴. عموماً مقادیر حاصل از مفصل خمیری در ستونها بطور قابل ملاحظه‌ای کمتر از روش ارتجاعی خواهد بود و پیشنهاد می‌شود این مقادیر کوچکتر مورد استفاده قرار گیرند.

۴.۸.۴.۴ نیروی طراحی پایه

نیروهای طراحی از بند ۱.۸.۴.۴ بدست می‌آید بغیر از مواردی که پایه پل در جهت ضعیف بصورت ستون طراحی شود. اگر پایه پل مانند یک ستون طراحی شود، نیروهای طراحی در جهت ضعیف طبق ضوابط بند ۳.۸.۴.۴ بوده و تمامی ضوابط فصل ۸ را شامل خواهد شد (ملاحظه شود که: هنگامی که نیروهای مربوط به مفصل خمیری در جهت ضعیف استفاده می‌گردند ترکیب نیروها طبق بند ۴.۴.۴ مورد استعمالی نخواهد داشت.)

۵۸.۴.۴ نیروی طراحی اتصالات

نیروهای طراحی بایستی طبق روش بند ۱.۸.۴.۴ محاسبه شوند به جز اتصالات روسازه به ستونها و ستونها به سر شمع‌ها یا شالوده‌ها که نیروهای اتصالات بر مبنای بند ۵.۸.۴.۴ (C) پیشنهاد می‌شود. نیروهای طراحی اضافی در اتصالات بصورت زیر تعریف خواهند شد:

۵۸.۴.۴ (A) نیروی پیوند طولی[1]

پیوند طولی مثبت (بنظر می‌رسد مقصود آئین‌نامه از پیوند مثبت نوعی اتصال کششی باشد زیرا کفه‌های مجاور اصولاً بدون هیچ اتصالی توانائی ایجاد نیروی فشاری ناشی از برخورد بهم را دارند - مترجم) بایستی بین اجزاء مجاور روسازه در تکیه‌گاهها و درزهای انبساطی در طول یک دهانه پل وجود داشته باشد. این پیوند برای حداقل نیرو که مقدار آن برابر است با حاصلضرب ضریب شتاب در کمترین وزن یکی از دو عضو مجاور پل، طراحی میشود. اگر پیوند مذکور در نقطه‌ای قرار گیرد که تغییر مکان نسبی بخش هایی روسازه در خلال حرکات لرزه‌ای رخ خواهد داد، آزادی حرکت کافی می‌بایستی در پیوند تامین گردد تا صرفاً پس از افزایش تغییر مکان‌ها از مقدار تعیین شده نیروهای پیوندی بوجود آیند.

در جایی که پیوند در ستون و یا پایه مورد نیاز باشد، باید پیوند را بین کفه و ستون (یا پایه) قرار داد و از تعبیه مستقیم پیوند بین کفه‌های مجاور خودداری کرد. پیوند مثبت (کششی) بوسیله بست[2]، کابل، ضربه‌گیر و یا مکانیزمی مشابه تأمین می‌شود. اصطکاک را نمی‌توان بعنوان یک پیوند در نظر گرفت.

۵۸.۴.۴ (B) بستهای نگاهدارنده[3]

بستهای نگاهدارنده میبایستی در تمامی تکیه‌گاههای مفصلی پلهای یکسره (چند دهانه - مترجم) که در آنها نیروی قائم زلزله ناشی از نیروی افقی زلزله در جهت طولی

1- Longitudinal Linkage Forces 2-Tie

3- Hold-Down Devices

بین ۵۰ تا ۱۰۰ درصد عکس‌العمل بارهای مرده باشد، تعبیه گردد. در این حالت، حداقل نیروی سر بالا برای بستهای نگاهدارنده ۱۰٪ نیروی ناشی از بار مرده‌ای خواهد بود که در پل باتکیه‌گاه ساده، بوجود آید.

اگر نیروی سر بالا ناشی از زلزله (Q) از ۱۰۰٪ عکس‌العمل بار مرده (DR) تجاوز کند نیروی سر بالا در بستهای نگاهدارنده برابر است با (Q-DR)۱/۲۰، امّا هیچوقت نمی‌بایستی از مقدار فوق‌الذکر کمتر باشد.

۵.۸.۴.۴ (C) نیروی طراحی اتصالات ستون و پایه

نیروی طراحی اتصالات بین روسازه و ستون، ستون و سرستون، ستون و شالوده گسترده یا سرشمع، نیرویی است که در بالا و پایین ستون بعلت مفصل خمیری در ستون، ایجاد می‌شود و مطابق بند ۲.۸.۴.۴ تعیین می‌گردد. کمترین مقادیر بدست آمده از فوق یا موارد نتیجه شده از بند ۱.۸.۴.۴ مورد استفاده خواهد بود. در اینجا باید توضیح داد که این نیروها بایستی بعد از طراحی ستونها و تعیین ظرفیت خمشی ذخیره، محاسبه شوند.

۶.۸.۴.۴ نیروی طراحی پی

نیروی طراحی پی شامل شالوده، سرشمع و شمع یا از بند ۱.۸.۴.۴ بدست می‌آید و یا نیرویی است که طبق بند ۲.۸.۴.۴ از محاسبات مفصل خمیری در پایین ستون ایجاد شده است. بطور کلی مقادیر مربوط به سازکار خمیری بطور قابل ملاحظه‌ای کمتر بوده و پیشنهاد می‌شود که در طراحی آنها را ملاک قرار داد.

وقتی ستونهای یک قاب شمع دارای شالوده مشترک باشند از پخش نهائی نیرو در پایه ستونها در گام ۴ بند ۲.۸.۴.۴ (B) می‌توان برای طراحی شالوده استفاده نمود. این روش پخش نیرو باعث کم کردن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی در شالوده می‌شود، زیرا یک ستون خارجی تحت تاثیر لنگرهای واژگونی ناشی از زمین لرزه ممکن است تحت کشش قرار گیرد در حالی که ستون دیگر تحت فشار می‌باشد. این موجب افزایش لنگر نهائی و برش در یک ستون و کاهش این عوامل در ستون دیگر میشود.

۷.۸.۴.۴ نیروی طراحی کوله‌ها و دیوارهای حائل

اجزای پل مانند تکیه‌گاههای برشی و غیره که روسازه را به کوله‌ها متصل می‌کنند

بایستی به قسمی طراحی شوند که در برابر نیروهای بند ۱.۸.۴.۴، مقاومت داشته باشند. ضوابط طراحی برای کوله‌ها در بند ۲.۴.۶.۴ برای طبقه‌بندی لرزه‌ای C و بند ۲.۵.۶.۴ برای طبقه‌بندی لرزه‌ای D شرح داده شده است.

۹.۴.۴ تغییر مکانهای طراحی

حداقل طول تکیه‌گاه برای انتهای قابل انبساط شاه‌تیرها، می‌بایست مطابق این فصل تعیین شود.

۱.۹.۴.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای A

پل‌ها با طبقه‌بندی لرزه‌ای A، بایستی با ضوابط زیر مطابقت داشته باشد:

نشیمنگاه تکیه‌گاههایی[1] که سر آزاد و قابل انبساط شاه تیرها بر روی آن قرار می‌گیرند می‌بایستی بگونه‌ای طراحی شوند که حداقل طول تکیه‌گاه N (mm یا in) عمود بر وجه کوله یا پایه پل کمتر از مقادیر زیر نباشد:

$$N = ۸ + ۰/۰۲L + ۰/۰۸ H \text{ (in)} \qquad (A۳.۴.۴)$$

یا

$$N = ۲۰۳ + ۱/۶۷L + ۶/۶۶H \text{ (mm)} \qquad (B۳.۴.۴.۴)$$

که در آن

L = طول کفه پل تا در درز انبساط مجاور یا انتهای کفه پل

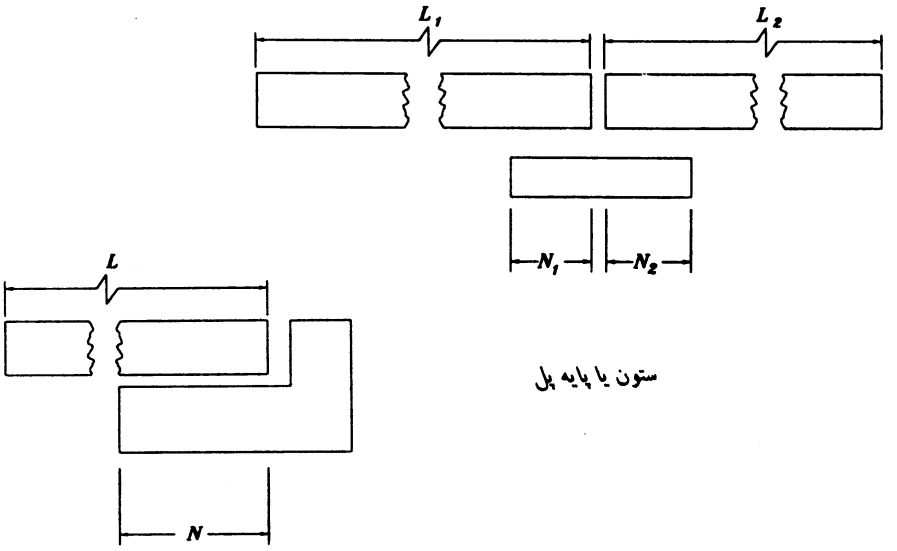
(بر حسب فوت در معادله A۳.۴.۴ و متر در B۳.۴.۴)

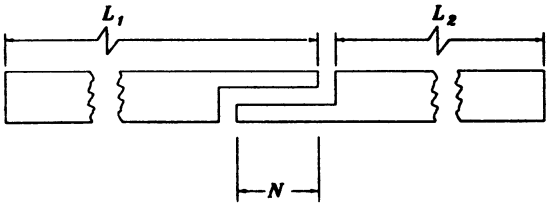
برای مفصل هایی که در میان دهانه قرار دارند، L برابر است با مجموع طولهای L_1 و L_2

1- Bearing Seats

در دو طرف مفصل. برای پل‌های تک دهانه L برابر است با طول کفه پل.

این فواصل در شکل ۵.۴ نشان داده شده‌اند.





مفصل در یک دهانه

● درز انبساط و یا انتهای کفه پل را نشان می‌دهد

شکل ۵.۴ ابعاد برای حداقل ضوابط طول تکیه‌گاهها

برای کوله‌ها:

H = ارتفاع متوسط ستونهایی که کفه پل بین درزهای انبساط بر روی آنها قرار می‌گیرد.
(برحسب فوت در معادله A۳.۴.۴ یا متر در B۳.۴.۴)
برای پل‌های تک دهانه H=0 خواهد بود.

برای ستونها و یا پایه‌های پل

H = ارتفاع ستون یا پایه پل.
(برحسب فوت در معادله A۳.۴.۴ یا متر در B۳.۴.۴).

برای مفصل‌ها در میان دهانه

H = ارتفاع متوسط ستونها یا پایه مجاور
(برحسب فوت در معادله A۳.۴.۴ و متر در B۳.۴.۴)

۲.۹.۴.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای B

تغییرمکان طرح از حداکثر مقادیر بدست آمده از بندهای ۳.۴.۴ و ۱.۹.۴.۴ تعیین می‌گردد.

۳.۹.۴.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای C و D

تغییر مکان طرح از حداکثر مقادیر بدست آمده از بندهای ۳.۴.۴ و ۱.۹.۴.۴ تعیین می‌گردد به جز آنکه بجای معادله ۳.۴.۴ از روابط زیر استفاده خواهد شد:

$$N = ۱۲ + ۰/۰۳L + ۰/۱۲H \quad (in) \qquad (A\,۴.۴.۴)$$

یا

$$N = ۳۰۵ + ۲/۵L + ۱۰H \quad (mm) \qquad (B\,۴.۴.۴)$$

که در آن L, N و H در بند ۱.۹.۴.۴ تعریف شده‌اند.

در تمامی شکافهای روسازه و یا درزهای انبساط در طول دهانه باید پیوندهای مثبت (کششی) افقی مطابق بند ۵.۸.۴.۴ تعبیه گردند.

تغییر مکانهای نسبی بین قطعات مختلف پل می‌بایستی بدقت در ارزیابی نتایج بدست آمده از بند ۳.۴.۴، مورد توجه قرار گیرد.

تغییر مکانهای نسبی از اثراتی ناشی می‌شود که نمی‌توان به آسانی آنها را در روش تحلیل گنجانید اما می‌باید در تعیین تغییر شکل‌های مبنای طراحی مد نظر قرار گیرد.

آنها شامل موارد زیرند:

الف) تغییر مکان پیچشی کفه پل متکی بر تکیه‌گاههای مورب.

ب) جابجائی های دورانی و یا جانبی پی.

پ) جابجائی های خارج از فاز[1] قطعات مختلف پل. این تغییر مکان ها در تعیین عرض نشیمنگاههای درزهای انبساط از اهمیت ویژه‌ای برخوردار هستند.

ت) دوران خارج از فاز کوله‌ها و ستونها که بوسیله امواج انتقالی زمین‌لرزه ایجاد می‌شود. (به منظور آشنایی بیشتر با جزئیات به بخش تفسیر رجوع شود.)

1- Out-of-phase

فصل پنجم

روشهای تحلیل

۱.۵.۴ کلیات

ضوابط این فصل تحلیل لرزه‌ای پل‌ها را طبق بند ۲.۴.۴ کنترل خواهد نمود و دو روش تحلیل در اینجا ذکر خواهد شد:

روش ۱: روش طیف تک مدی

روش ۲: روش طیف چند مدی

برای هر دو روش فرض می‌شود که ستونهای گیردار، پایه پل یا تکیه‌گاه کوله‌ها دارای حرکات زمین یکسان در هر لحظه زمانی باشند.

در تکیه‌گاههای متحرک آندسته از تغییر مکان‌های تعیین شده از روش تحلیل این فصل، که از حداقل ضوابط مشخصه بندهای ۲.۹.۴.۴ و ۳.۹.۴.۴ تجاوز میکنند، بدون هیچ کاهشی در طراحی مورد استفاده قرار میگیرند.

۲.۵.۴ ضریب و طیف زلزله ارتجاعی

۱.۲.۵.۴ ضریب زلزله ارتجاعی:

روش ۱:

ضریب زلزله ارتجاعی C_s که برای تعیین نیروهای طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد بوسیله فرمول بدون بُعد زیر بدست می‌آید.

$$C_s = \frac{۱/۲\ AS}{T^{۲/۳}} \qquad (۱.۵.۴)$$

که در رابطه فوق

A = ضریب شتاب طبق بند ۲.۳.۴

S = ضریب بدون بعد خاک محلی طبق بند ۵.۳.۴

T = پریود ارتعاش پل که از بند ۵.۳.۴ یا به روش‌های قابل قبول دیگر تعیین میگردد.
مقدار C_s لزومی ندارد که از ۲/۵ برابر A تجاوز کند.
برای بافت خاک تیپ III در مناطقی که A≤ ۰/۳۰ مقدار C_s الزاماً از ۲ برابر A تجاوز نمی‌کند.

۲.۲.۵.۴ طیف زلزله ارتجاعی

روش ۲:

ضریب زلزله ارتجاعی برای مد m ام C_{sm} می‌بایستی طبق رابطه زیر تعیین شود:

$$C_{sm} = \frac{۱/۲\ AS}{T_m^{\ ۲/۳}} \qquad (۲.۵.۴)$$

که در آن

T_m = پریود مد m ام ارتعاش.

مقدار C_{sm} لزومی ندارد که از ۲/۵ برابر A تجاوز کند.

برای بافت خاک تیپ III در مناطقی که A≤ ۰/۳۰ باشد، لزومی به تجاوز مقدار C_{sm} از دو برابر A وجود ندارد.

موارد استثناء

۱. برای بافت خاک تیپ III، C_{sm} برای مدهایی که غیر از مد اصلی بوده، و پریودی کمتر از ۰/۳ ثانیه دارند، بوسیله رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$C_{sm} = A\ (۰/۸ + ۴/۰\ T_m) \qquad (۳.۵.۴)$$

۲. برای سازه‌هایی که هر زمان تناوب T_m از ۴/۰ ثانیه تجاوز می‌کند، مقدار C_{sm} برای آن مد بوسیله رابطه زیر تعیین می‌شود:

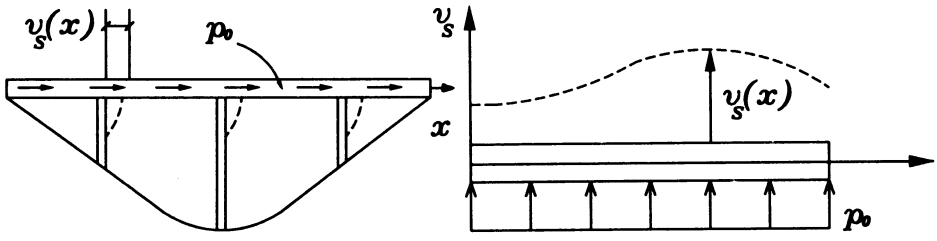
$$C_{sm} = \frac{۳\ AS}{T_m^{\ ۴/۳}} \qquad (۴.۵.۴)$$

۳.۵.۴ روش تحلیل طیفی تک مدی

روش ۱:

روش تحلیل طیفی تک مدی که در گام‌های بعدی تشریح میگردد، می‌تواند برای هر دو حرکات عرضی و طولی مورد استفاده قرار گیرد. مثالهایی به منظور چگونگی کاربرد آنها در بخش تفسیر داده شده است.

گام ۱. تغییر مکان‌های استاتیک Vs(x) ناشی از یک بار یکنواخت فرضی P_o را طبق شکل (۶.۴) حساب کنید. در صورت تمایل میتوان صلبیت کوله‌ها را نیز با روش مشخص شده در بند ۳.۵.۴ C از بخش تفسیر در محاسبات وارد کرد.



الف) بارگذاری جانبی (پلان) ب) بارگذاری طولی (نمای روبرو)

شکل (۶.۴) کنه پل تحت تأثیر بار جانبی و طولی

بار یکنواخت P_o در تمام طول دهانه اعمال می‌شود و واحد آن برابر $\frac{\text{نیرو}}{\text{واحد طول}}$ بوده و بطور اختیاری مساوی ۱ گرفته میشود. تغییر مکان استاتیک V_s (x) دارای واحد طول می‌باشد.

گام ۲. ضرایب $\gamma, \beta, \propto$ را از روابط زیر محاسبه کنید:

$$\propto = \int V_s(x)\, dx \qquad (۵.۵.۴)$$

$$\beta = \int w(x).\, V_s(x)\, dx \qquad (۶.۵.۴)$$

$$\gamma = \int w(x).\ V_s(x)^2\ dx \qquad (۷.۵.۴)$$

که در آن W(x) وزن بار روسازه پل و زیرسازه تابعه آن بوده و واحد آن برابر است با $\frac{\text{نیرو}}{\text{واحد طول}}$ ضرایب محاسبه شده $\gamma, \beta, \propto$ به ترتیب دارای واحد (طول)، (نیرو. طول) و (نیرو.طول) می‌باشند.

وزن پل بایستی شامل اجزای سازه و بارهای مربوطه دیگر منجمله سر ستون، کوله، ستون و پی شود و ممکن است بارهای دیگر مانند بار زنده نیز به حساب بیاید. (بطور کلی، اثرات اینرسی بارهای زنده در تحلیل وارد نمی‌شوند با این وجود طراحی پل‌هایی که نسبت بار زنده به بار مرده آنها زیاد بوده و در جایی قرار دارند که احتمال تراکم ترافیک وجود دارد، لذا احتمال بارهای زنده بزرگ روی پل را هنگام زمین لرزه باید در نظر گرفت.)

گام ۳. پریود پل را با استفاده از رابطه زیر محاسبه کنید:

$$T = ۲\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_o g \alpha}}$$

که در آن:

g = شتاب ثقل $\left(\frac{\text{طول}}{\text{زمان}^۲}\right)$

گام ۴. از طریق رابطه زیر بارگذاری زلزله استاتیک معادل $p_e(x)$ را محاسبه کنید:

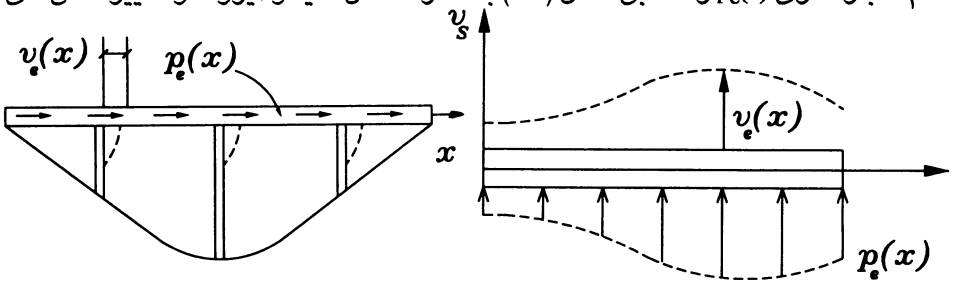
$$p_e(x) = \frac{\beta C_s}{\gamma} w(x).\ V_s(x) \qquad (۵.۹.۴)$$

که در آن:

C_s = ضریب رفتار زلزله ارتجاعی که از معادله (۱.۵.۴) بدست می‌آید.

$p_e(x)$ = شدت بار استاتیکی معادل زلزله که بیانگر مد اولیه ارتعاش است. $\left(\frac{\text{نیرو}}{\text{واحد طول}}\right)$

گام ۵. بارگذاری $p_e(x)$ را مطابق شکل (۷.۴) به سازه اعمال کنید و نیروها و تغییر مکان‌های



الف) بارگذاری جانبی (پلان) ب) بارگذاری طولی (نمای روبرو)

شکل (۷.۴) کفه پل تحت تأثیر نیروهای زلزله جانبی و طولی.

طراحی اعضاء را تعیین کنید.

۴.۵.۴ روش تحلیل طیفی چند مدی

روش ۲:

روش تحلیل طیفی چند مدی بایستی بوسیله یک نرم‌افزار مناسب در زمینه تحلیل دینامیکی خطی قابهای فضایی انجام یابد. نرم‌افزارهایی که آشتو پیشنهاد کرده است در قسمت تفسیر داده شده است.

۱.۴.۵.۴ کلیات

روش تحلیل طیفی چند مدی در مورد پل‌ها با شکل هندسی نامنظم بکار می‌رود. در این سازه‌ها، مدهای ارتعاش در جهات سه‌گانه مستقل نبوده و درگیرند. این درگیری[1] اجازه طبقه‌بندی مدها را بصورت ساده‌ای از مدهای طولی و عرضی ارتعاش نمی‌دهد و بعلاوه چندین مد ارتعاش کلاً، در پاسخ سازه شرکت می‌کنند.

لذا می‌بایستی از یک نرم‌افزار با توانایی تحلیل دینامیکی قابهای فضایی به منظور تعیین اثر درگیری مدها و منظور نمودن چندین مد ارتعاش در پاسخ سازه، استفاده گردد. حرکات اعمال شده در تکیه‌گاهها در هر یک از دو جهت افقی، تولید نیروهایی در طول محورهای اصلی یک عضو مشخص خواهد کرد و علت آن همان اثر درگیری مدها است.

1- Coupling

برای سازه‌های خمیده، حرکت طولی می‌بایستی در جهت وتری که کوله‌ها را متصل می‌کند، تلقی شود و حرکت عرضی می‌بایستی عمود بر وتر فوق اعمال شود. نیروهای ناشی از حرکات طولی و عرضی می‌بایستی طبق بند ۴.۴.۴ با هم ترکیب شوند.

۲.۴.۵.۴ مدل ریاضی

پل را می‌بایست بصورت یک قاب سه‌بعدی مدل کرد و اتصالات و گره‌ها را طوری انتخاب نمود که بیانگر تأثیرات سختی و اینرسی سازه باشند. هر اتصال یا گره بایستی دارای شش درجه آزادی، (سه انتقال، و سه دوران) باشد و جرم سازه می‌بایست بصورت توده‌هایی با حداقل سه ممان اینرسی انتقالی تعریف شود. جرم سازه شامل اجزای سازه و امکاناً پایه پل‌ها، کوله‌ها و ستونها می‌شود و حتی ممکن است بار زنده را نیز لازم دانست. (بطور کلی اثرات اینرسی بارهای زنده در تحلیل به حساب نمی‌ایند با این وجود، طراحی پل‌هایی که دارای نسبت بار زنده به مرده بالایی هستند و در جایی قرار دارند که احتمال تراکم ترافیک موجود است، احتمال بار زنده بزرگ بر روی پل هنگام زلزله می‌بایستی در نظر گرفته شود).

۲.۴.۵.۴ (A) روسازه

روسازه پل حداقل می‌بایستی بصورت یک سری از اعضای قاب فضایی با گرههایی نه تنها در انتهای دهانه‌ها بلکه در نقاط یک چهارم دهانه، مدل شود. ناپیوستگی در سازه پل را می‌بایستی در محل درزهای انبساط و کوله‌ها در نظر گرفت. توزیع اثرات اینرسی جرم‌های فشرده در این مکانها می‌بایست به دقت انجام گیرد. اثرات ناشی از مقید کننده‌های زلزله در درزهای انبساط را می‌توان بطور تقریب با افزودن یک یا چند عضو ارتجاعی خطی که خواص مقید کننده‌ها را دارا باشند، وارد محاسبات کرد.

۲.۴.۵.۴ (B) زیرسازه

ستونها یا پایه میانی پل‌ها را نیز می‌بایستی بصورت اعضای قاب فضایی مدل نمود. بطورکلی برای ستونهای کوتاه و سخت که طول آنها از یک سوم طول دهانه‌های کناری کمتر باشد، احتیاجی به گرههای میانی برای ستونها نیست. در ستونهای انعطاف‌پذیر و

بلند، در نظر گرفتن گرههای میانی در یک سوم ارتفاع ستون علاوه بر گرههای دو انتهای ستون لازم است. مدل سازه در عین حال می‌بایستی خروج از مرکزیت روسازه را برای ستون در نظر بگیرد. میتوان وضعیت پی در پایین ستونها و کوله‌ها را بصورت ضرایب فنر خطی معادل به مدل اضافه نمود.

۳.۴.۵.۴ پریودها و شکل مدها

پریودهای لازم و شکل مدهای ارتعاشی در جهت مورد بحث می‌بایستی به روشهای شناخته شده برای حالت پایه گیردار با استفاده از جرم و سختی ارتجاعی تمامی سیستم لرزه‌بر محاسبه شوند.

۴.۴.۵.۴ تحلیل طیفی چند مدی

رفتار پل حداقل می‌بایستی شامل تاثیرات تعدادی از مدها، معادل سه برابر تعداد دهانه‌ها و حداکثر تا ۲۵ مد باشد.

۵.۴.۵.۴ نیروی اعضا و تغییر مکان‌ها

نیروی اعضا و تغییر مکان‌ها میتوانند با ترکیب متوالی مقادیر پاسخ‌های سازه (مانند نیرو، تغییر مکان یا تغییر مکان نسبی) در هر مد مجزا به روش جذر مجموع مربعات (SRSS)[1] بدست آید. نیروی اعضا و تغییر مکان که از روش ترکیب SRSS مدها بدست می‌آیند، عموماً برای بیشتر سیستم پل‌ها کافی می‌باشد چرا که مدهای کاملاً مجزای ارتعاشات و پریودهای مختلف در تحلیل وارد شده‌اند.
برای پل‌هایی که مدهای آنها به هم نزدیک می‌باشد (با اختلاف کمتر از ۱۰٪)، برای تعیین پاسخ کل لازم است ترکیب مدها به روش‌های مناسب دیگری انجام یابد.

1- Square Root of the Sum of Squares.

فصل ششم

ضوابط طراحی پی و کوله

۱.۶.۴ کلیات

این فصل فقط شامل ضوابطی است که ویژه مقاوم ساختن پی و کوله‌ها در برابر زلزله می‌باشند. در اینجا فرض شده است که تمامی ضوابط اصولی لازم برای مقابله با بارهای عمودی و جانبی بغیر از آنهایی که از حرکات زلزله ایجاد می‌شوند، رعایت شده است.

این شامل موارد زیر است (اگرچه فقط به این موارد محدود نمی‌شود):

محدوده مطالعات پی، خاکریزی، پایداری شیب خاک، باربری، فشار جانبی خاک، زه‌کشی، کنترل نشست، ضوابط شمع کوبی و ظرفیت باربری شمع.

۲.۶.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای A

هیچگونه ضوابط طراحی ویژه‌ای برای این طبقه در نظر گرفته نشده است.

۳.۶.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای B

پل‌ها با طبقه‌بندی لرزه‌ای B می‌بایستی با تمامی ضوابط بندهای ذیل مطابقت داشته باشند:

۱.۳.۶.۴ پی‌ها:

ضوابط طرح لرزه‌ای پی و کوله‌ها برای طبقه‌بندی لرزه‌ای B در زیر بخش‌های ذیل ارائه شده‌اند:

۱.۳.۶.۴ (A) مطالعات ژئوتکنیک

علاوه بر گزارشهای معمول مطالعات محل، یک مهندس احتمالاً به گزارشی نیاز خواهد داشت که شامل نتایج احتمالی مطالعات تعیین خطرات زمین لرزه‌ای در موارد زیر باشد:

۱) ناپایداری شیب‌ها ۲) روانگرائی ۳) نشست خاکریز و ۴) ازدیاد نیروی فشار جانبی خاک، که تماماً در اثر حرکات زمین لرزه‌ای رخ میدهد. ناپایداری شیب‌ها، بواسطه زمین لرزه در خاکریزها و یا خاکبرداری های کنار کوله‌ها باعث جابجائی کوله‌ها شده و منجر به نشست نسبی جدی و خرابی سازه می‌شود.

نشست خاکریز و جابجائی کوله‌ها بعلت ازدیاد فشار جانبی خاک ممکن است منجر به اشکالات دسترسی به پل و صدمه سازه‌ای شود. روانگرائی خاکریزهای اشباع شده از مصالح غیر چسبنده و یا خود خاک بستر پی‌ها سهمی بسزا درناپایداری شیب‌ها و کوله‌ها خواهند داشت و باعث تقلیل ظرفیت باربری پی و تکیه‌گاه جانبی شمع‌ها خواهد شد. گسیختگی‌های ناشی از روانگرائی از انواع فوق، باعث فرو ریختن بسیاری از پل‌ها در زمین‌لرزه‌های گذشته شده است. (بحثی در مورد ارزیابی احتمال روانگرائی در قسمت تفسیر ارائه شده است.)

۱.۳.۶.۴ (B) طراحی پی

برای ترکیب بارها در بند ۲.۷.۴.۴، می‌باید مقاومت پی‌ها در گزارش مطالعات ژئوتکنیک مشخص شود. بدلیل طبیعت دوره‌ای و دینامیکی بارهای لرزه‌ای، می‌باید ظرفیت نهایی خاک در رابطه با این ترکیبهای بارگذاری ملاک قرار گیرد. می‌باید نسبت به مقدار نشست ناشی از زلزله که پل می‌تواند پذیرا باشد، توجه لازم را مبذول داشت. کشش[1] یا تلو[2] (واژگونی) موقت و لحظه‌ای پی تا حد جداشدن نیمی از سطح تماس پی با خاک مجاز می‌باشد مشروط بر اینکه خاک نسبت به بارهای متناوب حساس نباشد و مقاومت خود را از دست ندهد.

توضیحات کلی پیرامون مقاومت خاک و سختی ایجاد شده بهنگام زلزله، نیروهای کششی پی، بار جانبی شمع‌ها، اندرکنش خاک و سازه و طراحی پی در محیطی که نسبت به روانگرائی حساس باشد، در بخش تفسیر ارائه شده است.

۱.۳.۶.۴ (C) ضوابط مخصوص شمع‌ها

مقررات ویژه شمع‌ها بشرح زیر، بایستی با دیگر آئین‌نامه‌های اجرایی شمع‌ها، مورد

1- Uplift 2- Rocking

استفاده قرار گیرد. شمع‌ها برای مقاومت در برابر نیروهای محوری و جانبی مورد استفاده قرار می‌گیرند. حداقل عمق شمع کوبی و ظرفیت محوری و جانبی شمع، در برابر نیروهای ناشی از زلزله، از گزارش مکانیک خاک تعیین می‌شود. توجه شود که هنگام طراحی در برابر نیروهای زلزله بایستی از ظرفیت نهایی شمع‌ها استفاده شود.

تمامی شمع‌ها بایستی بطور مناسبی به سرشمع مهار شوند. شمع‌های بتنی را می‌توان با ادامه آرماتورهای شمع و مدفون کردن طول کافی از آن (مگر اینکه مهاربندی مخصوصی تهیه شده باشد.)، به منظور ایجاد نیروهای کششی، مهاربندی نمود. اما در هیچ مورد این طول از طول معمول مهاری میلگرد نمی‌بایستی کمتر باشد. هر شمع لوله‌ایی که با بتون پر می‌شود می‌بایستی حداقل دارای چهار میلگرد قلاب مهاری فولادی حداقل نسبت فولاد به بتن ۰/۰۱ باشد که به اندازه مقرر برای شمع‌های بتنی مدفون شده‌اند. برای شمع‌های چوبی و فولادی که شامل شمع‌های لوله توخالی می‌شود، می‌بایستی از وسایل درگیر کننده جهت انتقال کافی نیروهای کششی استفاده نمود. امّا در هیچ مورد این نیروها نباید از ۱۰٪ مقدار بار مجاز شمع کوچکتر باشد.

کلیه شمع‌های بتنی بایستی برای مقاومت در برابر لنگرها، نیروهای برشی و نیروهای محوری طراحی مسلح شوند. حداقل میلگرد نباید از مقادیر زیر کمتر باشد:

۱. شمع بتنی درجا

آرماتورهای طولی برای این نوع شمع‌ها باید در یک سوم طول بالایی شمع (حداقل ۲/۴ متر یا ۸ فوت) قرار گیرند و حداقل نسبت فولاد برابر ۰/۰۰۵ باشد و توسط حداقل ۴ میلگرد تامین گردد. تنگ‌های مارپیچ و یا خاموت هایی معادل آن با قطر ۶/۳ میلیمتر ($\frac{1}{4}$ اینچ) یا بیشتر می‌بایستی حداکثر با گام ۲۲۹ میلیمتر (یا ۹ اینچ) اجرا گردند، بغیر از فاصله ۶۱۰ میلیمتر (۲ فوت) زیر فولادگذاری سرشمع که حداکثر گام می‌بایستی ۷۶ میلیمتر (۳ اینچ) باشد.

۲. شمع پیش ساخته

در مورد آرماتورهای طولی برای این نوع شمع‌ها باید حداقل نسبت فولاد برابر ۰/۰۱ بوده و بوسیله حداقل ۴ عدد میلگرد تامین شود. تنگ‌های مارپیچ و یا خاموت‌های معادل

می‌بایستی از میلگردهای شماره ۳ یا بزرگتر و با حداکثر گام ۲۲۹ میلیمتر (یا ۹ اینچ) باشد، بجز در فاصله ۶۱۰ میلیمتر (۲ فوت) از آرماتوربندی سر شمع که حداکثر گام ۷۶ میلیمتر (۳ اینچ) می‌باشد.

۳. شمع پیش تنیده، پیش ساخته

خاموت در این شمع‌ها میبایستی مطابق ضوابط شمع‌های پیش ساخته باشد.

۲.۳.۶.۴ کوله

۲.۳.۶.۴ (A) کـولـه[1]

در مورد کوله‌ها و دیوارهای حائل مجزا که میتوانند بدون قید قابل ملاحظه‌ای بطور افقی جابجا شوند (برای مثال در روسازه‌هایی که با اتصال غلطکی به کوله مـتصل شـده‌انـد)، توصیه می‌گردد که از روش تحلیل شبه استاتیکی مـونونوبه ـ اکـابه (M-O)[2] بـرای رانش جانبی فاعلی خاک حین زلزله، استفاده شود (بخش تفسیر را ببینید). ضـریب زلزله‌ای معادل نصف ضریب شتاب پایه ($k_h \frac{A}{=۲}$) توصیه میشود، از اثر شتاب عمودی میتوان صرف نظر کرد. تناسب ابعاد کوله می‌بایستی بگونه‌ای باشد که بجای کج شدگی، در آن لغزش رخ دهد و کوله بتواند جابجائی‌های کوچک ناشی از زلزله را پذیرا باشد. چنانچه حداقل خسارت در کوله مد نظر است، جابجایی تا حد ۲۵۴ میلیمتر (۱۰ اینچ) می‌توانـد قـابل قـبول بـاشد. در طراحی لرزه‌ای کوله‌های مجزا، بایستی نیرو حاصل از فشار جانبی خاک نـاشی از زلزله، نیرو اضافه ناشی از اثر اینرسی دیوار و انتقال نیرو زلزله از کفه پل به تکیه‌گاههایی کـه قابلیت لغزندگی ندارند (مانند تکیه‌گاههای کشسان[3])، به حساب بیایند.

برای کوله‌های مجزا که توسط مهار و شمع کوبی در مقابل جابجائی افقی مقید هستند، فشار جانبی خاک ناشی از زلزله بیش از مقادیر حاصل از روش تحلیل M-O بدست می‌آید. برای تقریب اولیه، پیشنهاد می‌شود که حداکثر فشار جانبی زمین k_h = ۱/۵ A در پیوند با روش M-O صورت گیرد.

1- Free-Standing Abutments

2- Pseudo-Static Mononobe-Okabe

3- Elastometric

۲.۳۶.۴ (B) کوله یکپارچه

برای کوله‌های یکپارچه در جایی که کوله جزء مکملی از روسازه پل را تشکیل می‌دهد، حداکثر فشار خاک فرض شده بر روی یک کوله برابر است با حداکثر نیروی طولی زلزله که از روسازه به کوله انتقال می‌یابد.

به منظور به حداقل رساندن صدمه به کوله، می‌بایستی آنرا به گونه‌ای طراحی کرد تا در مقابل رانش مفعولی خاک که در اثر حرکت پل (ناشی از زلزله) در خاک پشت کوله ایجاد می‌شود، مقاوم بوده و این رانش مقاوم خاک از حداکثر نیروی طولی زلزله که به کوله انتقال می‌یابد، بزرگتر خواهد بود. در اینجا می‌توان، رانش فاعلی خاک را کوچکتر از بار زلزله روسازه فرض نمود.

هنگامی که بخشی از نیروهای طولی زلزله توسط پایه‌ها یا ستون‌ها تحمل میشود، لازم است که سختی کوله در جهت طولی محاسبه شود تا نسبت بار انتقالی زلزله به کوله تعیین گردد. (به بخش تفسیر ۲.۴.۵.۴c رجوع شود.)

۴.۶.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای C

پل‌ها با طبقه‌بندی لرزه‌ای C می‌بایست از تمام مقررات بند ۳.۶.۴ بعلاوه مقررات اضافی این بند تبعیت کنند.

۱.۴.۶.۴ پـــی

ضوابط طراحی پی برای طبقه‌بندی لرزه‌ای C می‌بایستی با ضوابط بند ۱.۳.۶.۴ بعلاوه ضوابط این بند مطابقت داشته باشند.

۱.۴.۶.۴ (A) مطالعات ژئوتکنیک

مهندس طراح میتواند تقاضای گزارش کتبی را نماید که علاوه بر ضوابط بند ۱.۳.۶.۴(A) شامل بررسی احتمال بالقوه بروز گسیختگی سطح خاک در اثر گسل و یا جابه‌جائی نسبی زمین در زلزله باشد.

۱.۴۶.۴ (B) طراحی پـــی

نیروهای طراحی برای پی در ۶.۸.۴.۴ مشخص شده‌اند. برای خاک ماسه‌ای اشباع شده و خاک رس نرم، بایستی توجه کافی نسبت به احتمال تقلیل مقاومت خاک حین بارهای متناوب زلزله در موقع محاسبه ظرفیت نهایی پی مبذول گردد.

۱.۴۶.۴ (C) ضوابط مخصوص شمع‌ها

ضوابط اختصاصی زیر مشمول شمع‌های بتنی خواهد شد:

۱. مهار شمع‌ها

آرماتور طولی تمام شمع‌های بتنی باید به پی سرشمع مهار شود بگونه‌ای که نیرویی حداقل معادل با $1/25\ A_S\ f_y$ قابل انتقال باشد

که در آن:

A_s = مساحت آرماتور طولی در شمع بتنی و

f_y = مقاومت اسمی تسلیم فولاد می‌باشد.

۲. طول ناحیه تقویت[1]

قسمت فوقانی هر شمع به عنوان ناحیه‌ایی که احتمال وقوع مفصل خمیری در آن زیاد است، می‌بایستی با فولاد مسلح شود به غیر از محل‌های که ثابت می‌شود، هیچ جابجائی جانبی قابل ملاحظه‌ای در شمع در اثر تغییر شکل بدست نمی‌آید. منطقه دارای قابلیت ایجاد مفصل خمیری حداقل از زیر سرشمع شروع شده و در طولی که از دو برابر قطر شمع یا ۶۱۰ میلیمتر (یا ۲۴ اینچ) کمتر نباشد، گسترش می‌یابد.

اگر تحلیل سیستم پل و شمع نشان دهد که مفصل خمیری میتواند در سطح پایین‌تری تشکیل گردد، ضوابط آرماتورهای جانبی بند ۱.۴۶ (C) ۳ تا سطح مذکور می‌بایستی اجرا شود. ملاحظه شود که ضوابط مخصوصی برای ستونهای شمعی در بندهای ۱.۴.۸.۴ (C) و (D), (E) داده شده است.

1- Confinement Length

۳. نسبت حجمی برای ناحیه تقویت

نسبت حجمی آرماتورهای جانبی در طول ناحیه تقویت طبق (بند ۱.۴.۶.۴ (C)۲) و بر اساس ضوابط ستونها در بند ۱.۴.۸.۴ (D) خواهد بود.

۴. شمع‌های بتنی درجا

آرماتورهای طولی برای شمع‌های بتنی درجا می‌بایستی در طول کامل شمع تعبیه گردد. دو سوم طول فوقانی شمع می‌بایستی دارای حداقل نسبت طولی فولاد برابر با ۰/۰۰۷۵ بوده و حداقل بوسیله ۴ عدد میلگرد تامین گردد. تنگ‌های مارپیچ یا خاموت‌های معادل آنها با قطر ۶/۳ میلیمتر ($\frac{۱}{۴}$ اینچ) یا بیشتر باید دارای حداکثر گام ۲۲۹ میلیمتر (یا ۹ اینچ) باشد، به جز در فاصله ۱/۲ متری (۴ فوت) بالایی که گام حداکثر ۷۶ میلیمتر (۳ اینچ) بوده و دارای نسبت حجمی مطابق بند ۱.۴.۸.۴ (D) می‌باشد.

۵. شمع‌های بتنی پیش ساخته

تنگ‌های مارپیچ در شمع‌های بتنی پیش ساخته و از جمله پیش‌تنیده می‌بایستی از نوع میلگرد شماره ۳ (10) یا بزرگتر بوده و حداکثر گام آنها ۲۲۹ میلیمتر باشد به جز در فاصله ۱/۲ متری (۴ فوت) فوقانی که گام ۷۶ میلیمتر (۳ اینچ) بوده و نسبت حجمی می‌بایست با بند ۱.۴.۸ (D) مطابقت داشته باشد.

۲.۴.۶.۴ کوله

بعلاوه ضوابطی که در بند ۲.۳.۶.۴ درج شده است، مکانیزم انتقال نیروهای جانبی روسازه به کوله‌های پل نیز بایستی در نظر گرفته شود. مقاومت کافی در برابر فشارهای جانبی بوسیله دیوارهای برگشت[1] یا ماهیچه کوله[2] تامین میگردد تا جابجایی جانبی کوله را به حداقل رساند.

1- Wing Walls

2- Abutment Keys

۵.۶.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای D

پل‌های طبقه‌بندی لرزه‌ای D، می‌بایستی با ضوابط بندهای ۳.۶.۴ و ۴.۶.۴ و ضوابط اضافی این بند مطابقت داشته باشند.

۱.۵.۶.۴ پی

طرح پی پل‌ها با طبقه‌بندی D بایستی با ضوابط بندهای ۱.۳.۶.۴ و ۱.۴.۶.۴ و ضوابط اضافی این بند مطابقت داشته باشند.

۱.۵.۶.۴ (A) مطالعات ژئوتکنیک

مهندس طراح میتواند تقاضای گزارش کتبی را نماید که علاوه بر ضوابط بندهای ۱.۳.۶.۴ و ۱.۴.۶.۴ شامل مطالعات ویژه محلی برای بررسی تاثیر بارهای متناوب بر تغییر شکل و مقاومت مشخصه خاک باشد. کاهندگی فزاینده[1] سختی و مقاومت مشخصه ماسه‌های اشباع شده و خاک رس نرم می‌بایستی با دقت خاصی بررسی شود. تحلیل دقیق‌تر شیب‌ها و یا نشست کوله‌ها حین بارهای زلزله الزامیست.

۱.۵.۶.۴ (B) طراحی پی

نیروی طراحی پی از بند ۶.۸.۴.۴ بدست می‌آید.

۲.۵.۶.۴ کوله

علاوه بر ضوابط بندهای ۲.۳.۶.۴ و ۲.۴.۶.۴، مکانیزم انتقال نیروهای اینرسی طولی و عرضی روسازه به کوله‌ها و اندرکنش کوله و خاک بایستی مورد توجه قرار گیرند.

بمنظور کاهش احتمال بالقوه عدم دسترسی به پل در نتیجه خرابی کوله‌ها، ساخت کوله‌های یکپارچه و یا دیافراگم‌های انتهایی برای پل‌های با دهانه کوتاه، قویاً توصیه می‌گردد.

برای تمام پل‌ها با طبقه‌بندی D، می‌بایستی از پیش دال‌ها بین خاکریز نزدیک کوله و

1- Progressive degradation

کوله‌ها جهت تامین تکیه‌گاه سازه‌ای استفاده گردد. دال‌ها می‌بایست با استفاده از کش‌های قابل انعطاف به کوله‌ها پیوند داده شوند.

فصـــل هفـتـــم

اعضـــاء فـولادی

۱.۷.۴ کلیات

طراحی و ساخت ستونهای فولادی و اتصالات آنها بایستی با ضوابط بخش I آشتو[1] و ضوابط الحاقی این فصل مطابقت داشته باشند. طراحی امکان دارد به روش ضریب بار یا بار سرویس صورت گیرد. اگر در موقع طراحی روش بار سرویس انتخاب شود، تنش های مجاز می‌توانند تا ۵۰٪ افزایش پیدا کنند.

باید توجه داشت که طراحی به روش بار سرویس برای طبقه‌بندی‌های لرزه‌ای D, C یک طراحی محافظه کارانه خواهد بود، زیرا که بسیاری از اجزای فولادی پل بوسیله نیروهای ارتجاعی طراحی خواهند شد، مگر اینکه نیروهای بدست آمده از مفصل خمیری در ستونها بنابر ضوابط بند ۲.۸.۴.۴ مورد استفاده قرار گیرند.

۲.۷.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای A

بجز طراحی اتصال روسازه به زیرسازه مطابق بند ۶.۴.۴ نیازی به در نظر گرفتن نیروهای زلزله در طراحی اجزای سازه‌ای نخواهد بود.

۳.۷.۴ طبقه‌بندیهای لرزه‌ای D, C, B

جایی که تنش‌های محوری و خمشی بوسیله لنگرهای خمشی ثانوی ناشی از اثرات وزن[2] تعیین میگردند، تمام اعضای بابارگذاری محوری می‌توانند مطابق بندهای ۳۶.۱۰ یا ۵۴.۱۰ بخش I طراحی شوند. (اثر وزن، لنگرهایی است که از نتیجه خروج از مرکزیت ناشی از بار محوری ستون و تغییر مکان لرزه‌ای حاصل میگردد.)

1- AASHTO, standard specifications for Highway Bridges, Adopted and Published by the American Association of State Highway & Transportation Officals, Inc. Fifth Edition, Washington, 1992.

2- P-delta

موارد استثناء:

۱. ضریب طول موثر K در صفحه خمشی جهت محاسبات F_e, F_{cr}, F_e', F_a برابر با یک فرض خواهد شد.

۲. ضریب C_m مشابه سازه‌ها با مهار جانبی، محاسبه خواهد شد.

فصـــل هـشتـــم

بتـــن مسلـــح

۱.۸.۴ کلیات

طراحی و ساخت ستونها، شالوده‌ها و اتصالات بتنی مسلح یکپارچه بایستی با ضوابط بخش I آشتو بعلاوه ضوابط مکمل این فصل مطابقت داشته باشد. طراحی امکان دارد به روش حدی یا تنش‌های مجاز صورت گیرد اگر روش تنش‌های مجاز انتخاب شود، تنش‌های مجاز می‌توانند تا $\frac{1}{3}$۳۳٪ افزایش پیدا کنند. می‌بایست خاطر نشان شود که طراحی به این روش برای طبقه‌بندیهای لرزه‌ای D, C نتایج محافظه‌کارانه‌ای ارائه میدهد، زیرا بسیاری از اجزای بتنی پل بوسیله نیروهای ارتجاعی طراحی خواهند شد مگر اینکه نیروهای بدست آمده از مفصل خمیری در ستونها بنابر ضوابط بند ۲.۸.۴.۴ مورد استفاده قرار گیرند.

۲.۸.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای A

در طراحی قطعات سازه، توجه به نیروهای زلزله لزومی ندارد مگر در اتصال روسازه به زیر سازه که طبق بند ۶.۴.۴ انجام میگیرد.

۳.۸.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای B

برای پل‌های طبقه B، ضوابط حداقل آرماتورهای جانبی (تنگ‌ها) در بالا و پایین یک ستون، بر اساس بند ۱.۴.۸.۴ (D) می‌باشد. فاصله بین آرماتورهای جانبی، طبق ضوابط بند ۱.۴.۸.۴ (E) انتخاب می‌شوند بجز اینکه حداکثر گام را تا ۱۵۲ میلیمتر (۶ اینچ) می‌توان افزایش داد.

۴.۸.۴ طبقه‌بندی لرزه‌ای D, C

پل‌ها با طبقه‌بندی D, C مطابق ضوابط طبقه B و ضوابط مندرج در بندهای ۱.۴.۸.۴ تا ۴.۴.۸.۴ طراحی میشوند.

۱.۴.۸.۴ ضوابط ستون

در این ضوابط، یک تکیه‌گاه عمودی هنگامی یک ستون تلقی میشود که نسبت ارتفاع آزاد به حداکثر ابعاد تکیه‌گاه در پلان برابر یا بیشتر از ۲/۵ باشد. ملاحظه شود که حداکثر بُعد در پلان برای یک ستون قیفی با در نظر گرفتن کوچکترین مقطع انتخاب خواهد شد. برای تکیه‌گاههایی با نسبت کمتر از ۲/۵، ضوابط بند ۲.۴.۸.۴ جهت پایه پل‌ها می‌بایست مورد استفاده قرار گیرد. برای ستونها ضوابط این بندها قابل اجرا می‌باشند. می‌بایست در نظر گرفته شود که پایه یک پل را می‌توان در جهت مقاوم بصورت پایه و در جهت ضعیف بصورت ستون طراحی نمود.

۱.۴.۸.۴ (A) آرماتورهای قائم

مساحت آرماتورهای طولی می‌بایستی از مقدار ۰/۰۱ سطح مقطع ناخالص بتن کوچکتر و از ۰/۰۶ آن بزرگتر باشد.

موارد استثناء:

بند ۱.۲.۱۸.۸ بخش I آشتو اختصاص به ستونهایی دارد که سطح مقطع بزرگتری را به خاطر دلایل معماری مورد استفاده قرار می‌دهند.

۱.۴.۸.۴ (B) مقاومت خمشی

مقاومت دو محوری (منظور مقاومت خمشی عضو است وقتی که بطور همزمان حول هر دو محور تحت لنگر خمشی قرار گیرد - مترجم) ستونها نبایستی از مقداری که برای لنگر خمشی بنابر بند ۳.۸.۴.۴ تعیین شده، کمتر باشد و ستونهای طراحی شده برای حداقل و حداکثر نیروهای محوری مشخص شده در بند ۳.۸.۴.۴ می‌بایست کنترل شوند. هنگامی که تنش‌های ناشی از بار محوری حداکثر برای ستون‌ها از $f'c$ ۲۰٪ تجاوز کند، ضریب کاهش مقاومت بند ۱۶.۸ از بخش I آشتو برای ستون‌های با فولاد مارپیچ یا خاموت با مقدار ۰/۵ جایگزین می‌گردد. هنگامی که تنش ناشی از بار محوری حداکثر بین $f'c$ ۲۰٪ و صفرباشد مقدار Φ میتواند بطور خطی از ۰/۵۰ تا مقدار خمشی آن (۰/۹۰) افزایش یابد. افزایش لنگر طراحی (بند ۵.۱۶.۸ بخش I آشتو) برای مقابله با اثرات ناشی از لاغری ستون بایستی در

نظر گرفته شود.

۱.۴.۸.۴ (C) میلگردهای برشی و عرضی در ستون

نیروی برشی طراحی ضریبدار V_u از معادله ۴۶.۸ آشتو[1] که به محورهای اصلی ستون‌ها و اعضاء قاب شمع وارد می‌شود برابر مقدار تعیین شده در بند ۳.۸.۴.۴ خواهد بود.

تنش برشی ضریبدار v_u، می‌بایستی بوسیله رابطه ۴۶.۸ آشتو و با استفاده از V_u تعریف شده بالا و ضریب کاهش مقاومت برای برش طبق بند ۱۶.۸ بخش I آشتو محاسبه گردد.

حداقل میلگردهای عرضی براساس بند ۶.۱۶.۸ بخش I آشتو مشخص می‌شوند. در نواحی انتهای ستونها و ستونهای شمعی علاوه بر ضوابط آشتو ضوابط اضافه ذیل را بایستی رعایت نمود.

۱. در نواحی انتهایی، مقدار تنش برشی v_c که بوسیله بتن تحمل می‌شود، برابر با صفر فرض می‌شود، مگر اینکه حداقل نیروی فشاری طراحی محوری باعث ایجاد تنش متوسطی بیش از $0.10\,f'_c$ روی مساحت ناخالص بتن شود.

۲. وقتی که میانگین تنش فشاری در عضو بیشتر از مقدار $0.10\,f'_c$ باشد مقدار v_c می‌بایستی طبق بند ۶.۱۶.۸ بخش I آشتو[1] محاسبه شود.

۳. فرض میشود که نواحی انتهایی از زیر شاهتیرها یا سر ستون‌ها در بالای ستونها، و یا روی فونداسیونها، از پایین ستونها شروع شده و طول آن نمی‌بایستی از هیچ یک از مقادیر زیر کمتر باشد:

1- AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, Adopted & Published by the American Association of State Highway & Transportation Officals, Inc. Fifth Edition, Washington, 1992.

الف) حداکثر بعد مقطع ستون
ب) یک ششم ارتفاع آزاد ستون
پ) مقدار ۴۵۷ میلیمتر (۱۸ اینچ).

۴. ناحیه انتهایی یک ستون شمعی در بالا همانند طول مشخص شده برای ستونها خواهد بود ولی از پایین، این طول مساوی است با سه برابر قطر شمع از نقطه اتصال گیردار (بدست آمده از طریق محاسبه)، اما نباید از ۴۵۷ میلیمتر (۱۸ اینچ) از تراز پایه ستون شمعی کمتر باشد.

۱.۴.۸.۴ (D) میلگردهای عرضی جهت محصور کردن بتن در ناحیه مفصل خمیری

هسته ستونها و ستونهای شمعی می‌بایستی بوسیله میلگردهای عرضی در نواحی که امکان بروز مفصل‌های خمیری وجود دارد و عموماً در بالا و پایین ستونها و ستونهای شمعی ایجاد می‌شوند، مطابق مفاد این بخش محصور شوند. بزرگترین مقادیر ضوابط بند ۱.۴.۸.۴ (C) در این مورد می‌بایست استفاده گردد و این ضوابط اضافه بر ضوابط بند ۱.۴.۸.۴ (C) نمی‌باشند. (شماره این بند صحیح بنظر نمی‌رسد - مترجم) میلگردهای عرضی محصورکننده نباید دارای مقاومت تسلیم بیشتر از آرماتورهای طولی باشد و فاصله بین آنها می‌بایست مطابق بند ۱.۴.۸.۴ (E) باشد.

نسبت حجمی میلگردهای مارپیچ (ρ_s) برای یک ستون با مقطع دایره شکل بایستی با ضوابط بند ۱۸.۸ بخش I آشتو[1] مطابقت داشته باشد و یا برابر بزرگترین مقدار روابط زیر باشد.

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \qquad (۱.۸.۴)$$

یا

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \qquad (۲.۸.۴)$$

برای یک ستون با مقطع مستطیل شکل، A_{sh} کل مساحت سطح مقطع ناخالص خاموتها از بزرگترین مقدار روابط زیر بدست می‌آید:

$$A_{sh} = 0.3\, ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right] \qquad (۳.۸.۴)$$

یا

$$A_{sh} = 0.12\, ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \qquad (۴.۸.۴)$$

در رابطهٔ فوق:

a = فاصله عمودی بین خاموتها به میلیمتر (یا اینچ) با حداکثر فاصله ۱/۲ میلیمتر (۴ اینچ)

A_c = مساحت هسته ستون

A_g = مساحت ناخالص ستون

A_{sh} = کل مساحت سطح مقطع ناخالص خاموتها به میلیمتر مربع (یا اینچ مربع).

توجه شود:

A_{sh} بایستی برای هر دو محور اصلی ستون محاسبه شود.

$f'c$ = مقاومت فشاری مشخصه بتن به مگاپاسکال (یا Psi)

f_{yh} = مقاومت نهایی خاموت‌ها یا میلگردهای مارپیچ به مگاپاسکال (یا Psi)

h_e = بعد هسته ستون تنگ دار به میلیمتر (یا اینچ) در جهت مورد نظر.

ρ_s = نسبت حجم میلگردهای مارپیچ به مجموع حجم هسته بتنی (منظور از هسته بتنی، قسمت مرکزی مسلح ستون یا ستون شمعی بین تنگ‌ها می‌باشد.)

میلگردهای عرضی لازم ممکن است بوسیله حلقه‌های منفرد و یا با حلقه‌های روی هم قرار گرفته تامین شوند. از خاموت‌های عرضی با اندازه میلگرد خاموت های اصلی استفاده میشود. دو سر هر یک از خاموت های عرضی بایستی با یکی از میلگردهای طولی محیطی درگیر شود. تمام خاموت ها باید دارای زاویه قلاب ۱۳۵ درجه بوده و ادامه انتهای میلگرد کمتر از ده برابر قطر میله‌ها یا ۱۵۲ میلیمتر (۶ اینچ) نباشد.

۱.۴.۸.۴ (E) فاصله بین میلگردهای عرضی در ناحیه تقویت

۱. میلگردهای عرضی جهت محصور نمودن بتن می‌بایستی در بالا و پایین ستون در طولی برابر حداکثر بعد سطح مقطع ستون و یا یک ششم ارتفاع آزاد ستون که کمتر از ۴۵۷ میلیمتر (۱۸ اینچ) نباشد قرار گیرند. میلگردهای جانبی می‌بایستی به اتصالات فوقانی و تحتانی، طبق ضوابط مشخص شده بند ۳.۴.۸.۴ ادامه پیدا کنند.

۲. میلگردهای عرضی جهت محصور نمودن بتن بایستی در بالای ستونهای شمعی قرار گرفته و طول ناحیه تقویت آن همانند ستونها خواهد بود و در زیر، میلگردهای عرضی به اندازه سه برابر قطر شمع از نقطه گیردار خمشی[1] که از محاسبات بدست می‌آید به پایین ادامه پیدا خواهد کرد، اما طول آن نباید از ۴۵۷ میلیمتر (۱۸ اینچ) از تراز خاک به بالا کمتر باشد.

۳. حداکثر فاصله بین میلگردها نبایستی از یک چهارم کوچکترین بعد عضو و یا ۱۰۲ میلیمتر (۴ اینچ) تجاوز کند.

۴. وصله پوششی میلگردهای مارپیچ در نواحی محصوری مشخص شده در تبصره‌های ۱ و ۲ بالا مجاز نیست. اتصالات میلگردهای مارپیچ در این نواحی باید بوسیله وصله‌های جوشی با مقاومت کامل انجام پذیرد.

1- Moment fixity

۱.۴۸.۴ (F) وصله

وصله بایستی بر اساس ضوابط بند ۳۳.۸ بخش I آشتو[1] و ضوابط الحاقی این بند طراحی شوند. اجرای وصله‌های پوششی، فقط در وسط ستون به طول نصف ارتفاع ستون مجاز می‌باشد و طول وصله نبایستی از ۴۰۶ میلیمتر (۱۶ اینچ) یا شصت برابر قطر میلگرد، هر مقدار که بزرگتر است، کمتر باشد.

حداکثر فاصله بندی میلگردهای عرضی در طول وصله نبایستی از کوچکترین، ۱۰۲ میلیمتر (۴ اینچ) و یا یک چهارم حداقل بعد عضو، تجاوز کند.

وصله‌های جوشی که با بند ۳.۳.۱۵.۱۲ ACI مطابقت داشته و وصله‌های مکانیکی پذیرفته شده بند ۴.۳.۱۵.۱۲ ACI، ممکن است مورد استفاده قرار گیرند اما باید تعداد آرماتورهای طولی که در هر ردیف تا در یک مقطع وصله می‌گردند، از یک در میان بیشتر نشود و فاصله بین وصله میله‌های کنار هم (در طول محور عمودی ستون) از ۶۱۰ میلیمتر (۲۴ اینچ) کمتر نباشد.

۲.۴۸.۴ پایه

ضوابط این بند، جهت طراحی پایه در جهت قوی قابل استفاده می‌باشد. در جهت ضعیف، پایه میتواند به صورت ستون طراحی شود و ضوابط بند ۱.۴.۸.۴ با ضریب رفتاری که برای ستونها به منظور تعیین نیروهای طراحی بند ۱.۸.۴.۴ مورد استفاده قرار گرفته است، اعمال خواهند شد. اگر پایه در جهت ضعیف بصورت ستون طراحی نشود، محدودیتهایی که برای تنش برشی در این بند ارائه شده است، شامل آن خواهد شد. حداقل نسبت میلگردها ρ_n (افقی) و ρ_h(قائم) در هر پایه پل نبایستی از ۰/۰۰۲۵ کمتر باشد. فاصله میلگردهای طولی یا عرضی نبایستی از مقدار ۴۵۷ میلیمتر (۱۸ اینچ) تجاوز کند. میلگردهای لازم برای برش بایستی پیوسته بوده و بطور یکنواخت توزیع شده باشند.

ρ_h = نسبت مساحت میلگردهای افقی برشی به مساحت ناخالص بتن از یک مقطع طولی

ρ_n = نسبت مساحت میلگردهای قائم برشی به مساحت ناخالص بتن از یک مقطع عرضی

تنش برشی مجاز v_u در پایه پل بایستی بر اساس معادله زیر تعیین شود:

$$v_u = 0.53\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y \qquad (۵.۸.۴)$$

تنش برشی مجاز نبایستی از مقدار $2.12\sqrt{f'_c}$ بیشتر باشد.

برای بتن با مصالح سنگی سبک، تنش برشی محدود کننده که، از معادله ۵.۸.۴ محاسبه شود بایستی در ۰/۷۵ ضرب گردد. میلگردها در دو ردیف قرار می‌گیرند و نسبت‌های ρ_n و ρ_h بایستی با هم برابر باشند و میلگردهای برشی می‌بایستی، بطور یکنواخت در طول ستون توزیع شوند. وصله میلگردهای افقی در پایه پل یک در میان با فاصله عمودی قرار می‌گیرند و نبایستی در دو ردیف کنار هم، در یک مکان رخ دهند.

۳.۴.۸.۴ اتصالات ستون

در این بند، تعریف اتصال یک ستون عبارت است از امتداد ستون در جهت قائم به داخل عضوی دیگر.

نیروی طراحی برای اتصال بین ستون و سرستون، سرشمع و یا شالوده طبق بند ۵.۸.۴.۴ (C) مشخص خواهد شد. طول مهاری برای همه فولادهای طولی می‌بایست مطابق مقدار لازم برای فولاد با تنش f_y ۱/۲۵ مطابق بندهای ۲۴.۸ تا ۳۳.۸ بخش I آشتو[1] باشد.

میلگردهای عرضی ستون بنابر بند ۱.۴.۸.۴ (D) بایستی در طولی معادل نصف حداکثر بُعد ستون ولی نه کمتر از ۳۸۱ میلیمتر (۱۵ اینچ) از سطح اتصال ستون به داخل عضو متصل شونده ادامه پیدا کند.

تنش برشی محل اتصال در یک قاب پل، در جهت مورد نظر، نبایستی از مقدار $3.18\sqrt{f'_c}$ برای بتن معمولی و $2.39\sqrt{f'_c}$ برای بتن سبک کمتر باشد.

۴.۴.۸.۴ درز ساخت در پایه‌ها و ستونها

درزهای ساخت در پایه‌ها و ستونهایی که در برابر نیروهای ناشی از زمین لرزه مقاومت می‌کنند بایستی برای نیروهای طراحی در محل درز محاسبه و ساخته شوند. در جایی که نیروی برشی منحصراً بوسیله عملکرد میله‌های فولادی انتظار و اصطکاک سطح زبر شده بتن، تحمل میشود مجموع نیروی برشی واقع در درز نبایستی از مقدار V_j که از فرمول زیر بدست می‌آید، تجاوز کند:

$$V_j = \phi \left[A_{vf} f_y + 0.75\ P_n\right] \qquad (ع.۸.۴)$$

که در آن:

A_{vf} برابر مساحت کل میلگردها شامل میلگردهای خمشی

و P_n برابر حداقل نیروی محوری تعریف شده طبق بند ۳.۸.۴.۴ برای ستونها و بند ۴.۸.۴.۴ برای پایه‌ها

و ϕ برابر ضریب کاهش مقاومت برای نیروی برشی که از بند ۳۰.۵.۱ بخش I آشتو[1] بدست می‌آید.

سطوح تمامی درزهای ساختمانی در عضوهایی که در برابر نیروهای جانبی مقاوم هستند بایستی کاملاً تمیز گردیده و زبر شوند.

1- AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, Adopted & Published by the American Association of State Highway & Transportation Officals, Inc. Fifth Edition, Washington, 1992.

واژه‌نامه انگلیسی ـ فارسی

ASSHTO
(American Society of State Highway & Transporation Official)
آشتو

accelerograph شتابنگار

accelerograph شتابنگاشت

ACI ا.سی.آی

Ambraseys امبرسز

ANSI-82 (The American National Standard Institute, 1982)
انسی-۸۲

array خط، شبکه خطی

asthenosphere مذاب کره

ATC (Apllied Technology Council)
ا.تی.سی

attenuation میرایی

attenuation law روابط میرایی

attenuation relations
روابط میرایی

Avezzano آوزانو

bedrock بستر سنگی

BOCA-87 (The Boca National Building Code, Issued by Building Officials & Code Administratyors International, 1987 Edition)
بوکا-۸۷

body wave موج حجمی

Boore بور

brittle تُرد

centre of mass مرکز جرم

centre of rigidity مرکز صلبیت

Cocos کوکوس

Code of practice for general structural design and design loading for buildings NewZealand standards 4203, 1992
ضوابط زلزله زلاندنو

coupling درگیری

creep خزش

cumulative انباشته

cumulative damage تخریب انباشته

deck کفه

degradation کاهندگی

demand strength مقاومت طلب

deterioration کاهندگی

digital عددی

digitization عددی کردن

dip slip لغزش عمودی

Donevan دنوان

drift گریز

ductility نرمی، شکل‌پذیری

Duhamel دوهامل

duration مدت

dynamic magnification factor
ضریب ازدیاد دینامیکی، ضریب تشدید دینامیکی

dynamic properties خواص دینامیکی

earthquake response spectrum
طیف پاسخ زلزله

eigen equation
معادله مشخصه

Elcentro ال‌سنترو

epicentral region ناحیه مرکزی

epicentre مرکز زلزله

Esteva استوا

Eurasia **San Andreas**

Eurasia	اوراسیا، اروپا-آسیا
focal depth	عمق زلزله
focal region	حوزه اثر
focus	کانون زلزله
Fukui	فوکو
Galitzin	گالیتسین
global ductility	نرمی کلی
Hall	هال
Hendron	هندرن
Hiller	هیلر
Housner	هاوزنر
hypocentre	کانون زلزله
hysteresis	پسماند
inplate	میان‌صفحه‌ای
intensity	شدت
interplate earthquakes	بین صفحه‌ای
interpolation	درون‌یابی
inverted pendulum	منارگونه
Iranian crescent	هلال ایران
isoacceleration	هم‌شتاب
isoseismal	(خطوط) هم‌لرز
Jacobi	ژاکوبی
Joyner	جوینر
Kamachatka peninsula	شبه جزیره کاماچاتکا
Kanai	کانای
Kansu	کانسو
Kanto	کانتو
Kerncounty	کرن کانتی
lateral fault	گسل جانبی
limit state	حالت حدی
lithosphere	سنگ کره
local ductility	نرمی موضعی
local magnitude	بزرگی محلی
lognormal	لگاریتم معمولی
Love	لاو
LRFD (load and resistance factor design specifications for structural steel building 1986)	روش طراحی حدی

magnitude	بزرگی
maximum probable earthquake	بزرگی زلزله ممکن
maximum credible earthquake	بزرگترین زلزله محتمل
mean plus one sigma	فوق میانگین
Mercalli	مرکالی
Messina	مسینا
midoceanic ridge	پشته اقیانوسی
Miyagiken	میاگیکن
Mohraz	محرز
Montenegro	مونتنگرو
Nakai	ناکای
Nankaido	نانکایدو
Nazaca	نازاکا
NEHRP-85, National Earthquake Reduction Program	نرپ-۸۵
Neumann	نیومان
Newmark	نیومارک
Nigata	نیگاتا
normal fault	گسل عادی
normalize	همپایه کردن
normalized	همپایه
organic zones	نواحی آلی
over strength	مقاومت اضافی
p-Δ effect	اثر وزن
plate tectonnics	صفحات زمین‌ساختی
port Hueneme	پورت هیونم
progressive failure	گسیختگی پیشرونده
quiescence period	دوره‌های خاموش
radial wave propagation	موج‌های کروی
Rayliegh	ریلی
response function	تابع پاسخ
reverse fault	گسل وارونه
Richter	ریشتر
Rosenblueth	روزنبلو
saftey margine	حاشیه اطمینان
San Andreas	سان‌اندریاس

San Fernando **world regulation for earthquake**

San Fernando	سان فرناندو
saturated	اشباع
SEAOC (Structural Engineers Association Of California)	سیاک
seismic stability index	اندیس پایداری لرزه‌ای ssi
seismic waves	امواج زلزله
seismogram	لرزه‌نگاشت
seismograph	لرزه‌نگار
seismography	لرزه‌نگاری
sesimic moment	لنگر زلزله
shake table	میز لرزان
Shantung	شانتونگ
Shensi	شنسی
Skopje	اسکوپیا
SMA.1	اس.ام.آ.۱
smoothed	صاف شده
spectrum intensity	شدت طیفی
steady	پایدار
stiffness degradation	کاهندگی سختی
Stodola	استودلا
stone canyon	استون کانیون
strength deterioration	کاهندگی مقاومت
strikeslip	لغزش افقی
Stuttgart	اشتوتگارت
subduction zone	خطوط فرورو
subroutine	زیر برنامه
surface wave	موج سطحی
sway	گریز
Tangshan	تانگشان
tectonic	زمین ساختی
Tonakai	تونوکا
Tottori	توتوری
transform fault	گسل انتقالی
transient	گذرا
triggering level	آستانه حرکت
tripartite plot	نمودار سه گانه
Tsunami	دریالرزه
UBC (Uniform Building Code)	یو.بی.سی
ultimate strength design	روش مقاومت نهایی
upheaval	برآمدگی
velocity seismograph	سرعت نگار
verifiability	قابلیت بررسی صحت و سقم
Vilaverde	ویلاورد
Vrancea	ورانسیا
Wakabayashi	واکابایاشی
whipping force	نیروی شلاقی
Wiegel	ویگل
Wilson-θ method	روش ویلسون
Wood-Anderson	وود-اندرسن
working stress deisgn	روش تنشهای مجاز
world regulation for earthquake design	ضوابط طرح لرزه‌ای در جهان

واژه‌نامه فارسی ـ انگلیسی

آستانه حرکت	triggering level
آشتو	ASSHTO (American Society of State Highway & Transporation Official)
آوزانو	Avezzano
ا.تی.سی	ATC (Apllied Technology Council)
اثر وزن	p-Δ effect
اس.ام.آ.۱	SMA.1
استوا	Esteva
استودلا	Stodola
استون کانیون	stone canyon
اسکوپیا	Skopje
ا.سی.آی	ACI
اشباع	saturated
اشتوتگارت	Stuttgart
ال‌سنترو	Elcentro
امبرسز	Ambraseys
امواج زلزله	seismic waves
انباشته	cumulative
اندیس پایداری لرزه‌ای ssi	seismic stability index
انسی-۸۲	ANSI-82 (The American National Standard Institute, 1982)
اوراسیا، اروپاـآسیا	Eurasia
برآمدگی	upheaval
بزرگی	magnitude
بزرگی محلی	local magnitude
بزرگترین زلزله محتمل	maximum credible earthquake
بزرگترین زلزله ممکن	maximum probable earthquake
بستر سنگی	bedrock
بور	Boore
بوکا-۸۷	BOCA-87 (The Boca National Building Code, Issued by Building Officials & Code Administratyors International, 1987 Edition)
بین صفحه‌ای	interplate earthquakes
پایدار	steady
پسماند	hysteresis
پشته اقیانوسی	midoceanic ridge
پورت هیونم	port Hueneme
تابع پاسخ	response function
تانگشان	Tangshan
تخریب انباشته	cumulative damage
ترد	brittle
توتوری	Tottori
تونوکا	Tonakai
جوینر	Joyner
حاشیه اطمینان	saftey margine
حالت حدی	limit state
حجمی	body wave
حوزه اثر	focal region
خزش	creep
خط، شبکه خطی	array
خطوط فرورو	subduction zone
(خطوط) هم‌لرز	isoseismal
خواص دینامیکی	dynamic properties
درون‌یابی	interpolation

دریالرزه	
Tsunami	دریالرزه
Donevan	دنوان
quiescence period	دوره‌های خاموش
Duhamel	دوهامل
attenuation law	روابط میرایی
attenuation relations	روابط میرایی
Rosenblueth	روزنبلو
روش طراحی حدی	
LRFD (load and resistance factor design specifications for structural steel building 1986)	
روش تنشهای مجاز	
working stress deisgn	
روش مقاومت نهایی	
ultimate strength design	
Wilson-θ method	روش ویلسون
Richter	ریشتر
Rayliegh	ریلی
tectonic	زمین ساختی
subroutine	زیر برنامه
Jacobi	ژاکوبی
San Andreas	سان‌اندریاس
San Fernando	سان فرناندو
velocity seismograph	سرعت نگار
lithosphere	سنگ کره
سیاک	
SEAOC (Structural Engineers Association Of California)	
Shantung	شانتونگ
array	شبکه خطی
شبه جزیره کاماچاتکا	
Kamachatka peninsula	
accelerograph	شتابنگار
accelerograph	شتابنگاشت
intensity	شدت
spectrum intensity	شدت طیفی
Shensi	شنسی
smoothed	صاف شده
صفحات زمین‌ساختی	
plate tectonnics	

لرزه‌نگاشت	
ضریب ازدیاد دینامیکی	
dynamic magnification factor	
ضریب تشدید دینامیکی	
dynamic magnification factor	
ضوابط طرح لرزه‌ای در جهان	
world regulation for earthquake design	
طیف پاسخ زلزله	
earthquake response spectrum	
digital	عددی
digitization	عددی کردن
focal depth	عمق زلزله
mean plus one sigma	فوق میانگین
Fukui	فوکو
verifiability	قابلیت بررسی صحت و سقم
Kanai	کانای
Kanto	کانتو
Kansu	کانسو
focus	کانون زلزله
hypocentre	کانون زلزله
degradation	کاهندگی
deterioration	کاهندگی
stiffness degradation	کاهندگی سختی
strength deterioration	کاهندگی مقاومت
transient	گذرا
Kerncounty	کرن کانتی
deck	کفه
Cocos	کوکوس
Galitzin	گالیتسین
drift	گریز
sway	گریز
transform fault	گسل انتقالی
lateral fault	گسل جانبی
normal fault	گسل عادی
reverse fault	گسل وارونه
progressive failure	گسیختگی پیشرونده
Love	لاو
seismograph	لرزه‌نگار
seismography	لرزه‌نگاری
seismogram	لرزه‌نگاشت

لگاریتم معمولی	
lognormal	لگاریتم معمولی
strikeslip	لغزش افقی
dip slip	لغزش عمودی
sesimic moment	لنگر زلزله
Mohraz	محرز
duration	مدت
asthenosphere	مذاب کره
Mercalli	مرکالی
centre of mass	مرکز جرم
epicentre	مرکز زلزله
centre of rigidity	مرکز صلبیت
Messina	مسینا
eigen equation	معادله مشخصه
overstrength	مقاومت اضافی
demand strength	مقاومت طلب
inverted pendulum	منارگونه
surface wave	موج سطحی
radial wave propagation	موج‌های کروی
Montenegro	مونتنگرو
Miyagiken	میاگیکن
inplate	میان‌صفحه‌ای
attenuation	میرایی
shake table	میز لرزان
epicentral region	ناحیه مرکزی
Nazaca	نازاکا
Nakai	ناکای
Nankaido	نانکایدو
Nehrp-85, National Earthquake Hazards Reduction Program	نرپ-۸۵
ductility	نرمی، شکل‌پذیری
global ductility	نرمی کلی
local ductility	نرمی موضعی
tripartite plot	نمودار سه‌گانه
organic zones	نواحی آلی
whipping force	نیروی شلاقی
Nigata	نیگاتا
Newmark	نیومارک
Neumann	نیومان

یو.بی.سی	
Wakabayashi	واکابایاشی
Vrancea	ورانسیا
Wood-Anderson	وود-اندرسن
Wiegel	ویگل
Vilaverde	ویلاورد
Hall	هال
Housner	هاوزنر
Iranian crescent	هلال ایران
normalized	همپایه
normalize	همپایه کردن
isoacceleration	هم‌شتاب
Hendron	هندرن
Hiller	هیلر
UBC (Uniform Building Code)	یو.بی.سی

نمایه

آتشفشان (ارتباط با زلزله) ۱۷
آتشفشانهای فعال ۱۸
آجرچینی
  تنش برشی، فشاری و کششی مجاز ۶۱۷، ۶۱۸
آرایش تنگها در تیر با شکل پذیری زیاد ۶۶۶
آرایش میلگرد در دیوار برشی بتنی با شکل‌پذیری زیاد۶۷۵
آزمایش اتصال خرجینی ۵۵۴
آزمایش بادبند ۵۳۱
آزمایش دینامیکی
  نتایج آزمایش میز زلزله روی قاب فولادی ۱۶۴
آزمایش دیوار آجری ۶۰۷
آزمایش میانقاب آجری
  مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی و آزمایش ۶۱۶
آزمایش میز زلزله (نتایج آزمایش قاب فولادی) ۳۲۸
آشتو (ضوابط زلزله پل) پ ۷۱
آلپ ۱۳
آلی
  نواحی ـ ۱
آماده سازی درز جوش ۷۱۱
آونگ وارونه، برج، دودکش، ...
  تناوب ۴۲۷
آیین‌نامه ۵۱۹ ایران ۶۱۸
آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱
  بررسی برخی ابهامات در ـ ۴۱۶
  محدوده کاربرد ۴۱۴
آیین‌نامه‌های امریکا ۲۵۹
آیین‌نامه‌های زلزله (مقایسه ضوابط) ۲۵۵
ابهامات آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱ ۴۱۶
اتصالات صلب ـ عنوان بخش ۵۳۸
اتصالات فولادی ـ عنوان بخش ۵۳۸
اتصال بتن و میلگرد ۴۹۵
اتصال بتنی
  رفتار پسماند ۵۱۶
  عملکرد تحت نیروهای ناشی از زلزله ۵۱۵
  مهار میلگردها در ـ ۶۷۴
  نیروهای وارد بر ـ ۵۱۶
اتصال پیچی (رفتار پسماند) ۵۴۵
اتصال تیر به ستون بتنی با شکل‌پذیری زیاد ۶۷۲
اتصال تیر به ستون بتنی با شکل‌پذیری متوسط ۶۶۳
اتصال تیر فولادی به ستون قوطی ۶۹۷
اتصال خرجینی ـ عنوان بخش ۵۴۷
اتصال خرجینی (ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۶۸۲
اتصال خرجینی (مثال حل شده) ۵۶۶
اتصال خرجینی
  تأثیر سختی اتصال بر توزیع نیروهای داخلی ۵۵۱
  تقویت بکمک بالهای جانبی ۵۷۰
  تقویت بکمک تکیه‌گاه قائم ۵۷۴
  تقویت بکمک دستک ۵۷۵
  تقویت بکمک ورق اتصال جان ۵۷۲
  تقویت بکمک ورقهای افقی ۵۶۴
  تمرکز تنش ۵۵۸
  تنش در کنج اتصال ۵۶۱
  تنشهای دقیق در جوش ۵۵۸
  رابطه لنگر چرخش ۵۵۴
  روش تحلیل و طراحی سازه ـ ۵۷۷
  روشهای تقویت ۵۶۴
  سازکار توزیع تنش ۵۶۳
  سختی ۵۵۳
  صلبیت ۵۴۹
  لنگر تسلیم ۵۶۲

محاسبه تنش اسمی (مثال حل شده) ۵۵۶
محاسبه مقاومت ۵۶۰
نحوه ارزیابی پایداری لرزه‌ای ۵۷۶
نحوه تحلیل قاب اتصال خرجینی ۵۷۸
نقطه آغازین گسیختگی در جوش ۵۶۰
اتصال دوسویه (اتصال در دوجهت گیردار) ۷۲۱
اتصال صلب ← اتصال گیردار را نیز ببینید
اتصال صلب
انواع ـ ۵۴۵
حالتهای شکست ۵۳۹
رفتار پسماند ۵۴۴
اتصال فولادی گیردار نمونه (آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۶۹۶
اتصال فولادی
حداقل مقاومت طراحی لازم ۶۸۹
اتصال قیچی ۵۴۸
اتصال گیردار ← اتصال صلب را نیز ببینید
اتصال گیردار ـ عنوان بخش ۷۰۶
اتصال گیردار
انواع ۷۱۵
تمرکز تنش در جوش ۷۳۳
حالتهای شکست ۵۴۰
ضوابط طراحی ۵۴۱
طراحی طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ (مثال) ۶۹۰
طراحی ۵۴۰
محاسبه و طراحی ۷۲۲
ناحیه برشی ۵۴۳
ورق پیوستگی در ـ ۷۲۴
ورق مضاعف برای تقویت برشی چشمه اتصال ۷۱۸
اتصال گیردار در جهت ضعیف ۷۱۶
نحوه توزیع نیرو در سپری اتصال ۷۲۱
طراحی ۷۳۴
اتصال گیردار در جهت قوی ۷۱۸
اتصال گیردار در ستون قوطی ـ عنوان بخش ۷۳۹
اتصال گیردار دوسویه ۷۲۱
اتصال مرو ۸۱۳
اتلاف انرژی
نقش قابلیت ـ ۳۳۷
اتی‌سی ۲۴۱، ۲۵۹
اثر ... ← تأثیر را نیز ببینید
اثر P-Δ ← به اثر وزن مراجعه شود ۲۵۱
اثر بوشینگر ۴۹۳
اثر میانقاب بر تناوب سازه ۳۸۴
ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۶۸۲
اثر وزن ۲۵۰
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲ ۴۴۳
مثال حل شده ۴۴۵
اثر وزن بر مقاومت و نرمی قاب خمشی ۵۸۱
اجزای جمع‌کننده (تعریف) ۶۵۷
اجزای لبه (تعریف) ۶۵۷
اختلاف سطح گسل ۲۰
ارتباط ... ← رابطه را نیز ببینید
ارتباط زلزله و آتشفشان ۱۷
ارتباط مقادیر طیفی جابجایی، سرعت و شتاب ۱۳۲
ارتعاش آزاد دستگاه تکدرجه ۱۱۲
ارتعاش دستگاه تکدرجه ـ عنوان بخش ۱۱۱
ارتفاع مجاز تیر بتنی با شکل پذیری زیاد ۶۶۳
ارتفاع مجاز تیر بتنی با شکل پذیری متوسط ۶۶۰
ارتفاع مجاز سیستمهای لرزه‌بر ۲۵۲
اروپا
منشأ زلزله‌های جنوب ـ ۱۴
استافورد اسمیت ۶۱۲
استهلاک (تعریف ضریب استهلاک) ۱۱۳
استهلاک سد خاکی ۸۳۷
استوانه فولادی پرشده از بتن ۶۰۱
اسی‌آی ۵۰۸، ۵۱۴
اشتال (زمین شناس فنلاندی) ۶۰
اصلاح شتابنگاشت طرح (مثال) ۴۶۸
اصلاح نتایج تحلیل دینامیکی ۴۶۱
اصل تلازم معکوس مقاومت و تسلیم ۳۵۱
افت برش ۶۲۱
افت تنش زمین در اثر زلزله ۱۶
افت فرکانسهای بالای زلزله ۴۶
الکترود
مقاومت نهایی ۷۰۹
الگوی بارگذاری بهینه
تأثیر توزیع نامنظم جرم ـ ۳۷۰
تأثیر میزان تغییرشکل غیرارتجاعی ـ ۳۶۹
تأثیر نوع زلزله، تناوب و تعداد طبقات بر ـ ۳۶۸
الگوی بارگذاری بهینه برای ضرایب نرمی مختلف ۳۶۹
الگوی بارگذاری بهینه سازه ارتجاعی ۳۷۱

الگوی بارگذاری بهینه سازه نامنظم ۳۷۰
الگوی بارگذاری زلزله
تأثیر بر وزن سیستم لرزه‌بر ۳۵۶
الگوی بارگذاری لرزه‌ای مناسب ۳۶۰
الگوی بارگذاری مستطیلی اصلاح شده ۳۶۰
الگوی توزیع نیروی زلزله ۲۸۱
الگوی مغایرت مغناطیسی اقیانوسی ۱۲
امبرسز ۷۹، ۸۱
تحلیل سد خاکی ۸۴۳
رابطه برای محاسبه جابجایی سد خاکی ۸۶۳
امواج زلزله ۲۹
طبقه‌بندی ۱۰۷
انتگرال دوهامل ۱۱۸
برنامه رایانه‌ای برای حل ـ ۱۲۲
روش حل عددی ۱۱۹
انتگرال‌گیری گام بگام ۱۲۶
انرژی زلزله ۳۷
روند آزاد شدن انرژی در البرز و زاگرس ۷۹
مدت انباشت ۷۳
انسی (ANSI) ۲۶۰
انواع اتصال گیردار ۷۱۵
انواع جوش ۷۰۸
انواع سیستم لرزه‌بر ۳۷۶
انواع گسل ۲۰
ایتالیا (زلزله مسینا رجیو ۱۹۰۸) ۵۶
ایران
پهنه‌بندی لرزه‌ای ۷۳
تقسیم‌بندی مناطق لرزه‌خیز ۷۹
جهت تنش در صفحه ـ ۷۳
چشمه‌های معدنی و آبگرم ۶۷
حرکت صفحات زمین‌ساخت ۶۷
دوره‌های خاموش فعالیت لرزه‌ای ۷۹
رابطه بزرگی و طول گسل ۸۲
زلزله‌های قدیم (از قرن ۷ تا ۱۹ میلادی) ۸۶
زلزله‌های قرن بیستم ۸۹
سابقه زلزله و موقعیت گسل شهرهای ـ ۸۳
ساختار لرزه‌زمین‌ساخت ۶۸
لنگر زلزله انباشته نواحی مختلف ایران ۸۰
مبانی تکامل زمین‌شناسی و زمین‌ساخت ۵۷
نرخ تجمع کرنش ۷۹
نقشه پهنه‌های زمین‌ساختی ـ رسوبی ۷۱
نقشه گسلهای فعال ۷۸
نقشه گسلهای مهم ـ ۶۸
نقشه لرزه‌خیزی در قرن ۱۹ میلادی ۷۵
نقشه لرزه‌خیزی در قرون ۸ تا ۱۸ میلادی ۷۴
نقشه موقعیت بناهای تاریخی ویران شده و سالم ۷۷
نقشه موقعیت زمین ساختی ۷۲
نمودار تناوب زلزله در سالهای ۱۹۰۰-۱۹۷۹ ۸۲
نمودار توزیع زلزله‌های تاریخی ۷۴
ایسلند ۷
بادبند ـ عنوان بخش ۵۳۰
بادبند
تنش فشاری مجاز ۶۹۹
حداقل مقاومت اتصال ـ ۶۹۹
حداکثر ضریب لاغری مجاز ۶۹۹
رفتار پسماند ۵۳۱، ۵۳۲
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۶۹۹
کاهش تنش فشاری مجاز ۶۹۹
کرنش خمیری ۶۳۲
کنده شدن از محل اتصال ۵۸۴
مدل فرضی رفتار پسماند ۵۳۰
نرمی ۵۸۶، ۶۳۲
بادبند ۷ و یا ۸ ← بادبند جناغی را ببینید
بادبند k ← بادبند زانویی را ببینید
بادبند برون‌محور ـ عنوان بخش ۵۳۴
اتصال تیر به ستون ۷۰۶
انواع ۵۳۵
برون محوری ۵۳۵
تحقیقات دانشگاه برکلی ۵۹۱
تنظیم سختی ۵۳۵
حداقل مقاومت ستون ۷۰۵
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۶۹۸
ضوابط طراحی تیر اصلی و بادبند ۷۰۵
ضوابط طراحی ۷۰۱
ضوابط یوبی‌سی ۷۰۱
مبانی طراحی ۵۳۶
مثال حل شده ۷۴۵
نرمی ۵۹۰
بادبند جناغی ۷۰۰
بادبند زانویی ۷۰۰

بادبند واگرا ← بادبند برون‌محور را ببینید ۵۳۶
بارگذاری لرزه‌ای ـ عنوان فصل ۱۴۷
بارگذاری لرزه‌ای بهینه ـ عنوان بخش ۳۴۱
باریک شدگی حلقه پسماند در اتصال پیچی ۵۴۵
بتن
تأثیر سرعت بارگذاری بر مقاومت بتن ۴۹۲
چسبندگی به میلگرد ۴۹۵
خواص پسماند ۴۹۰
رابطه تنش کرنش ۴۹۱
ضریب ارتجاعی ۴۹۱
کرنش آبرفتگی ـ ۷۹۹
کرنش خزش ـ ۷۹۹
کرنش شکست ۵۰۰، ۵۰۱
کرنش گرمایی ـ ۷۹۹
مقاومت مشخصه ۶۵۷
نرمی ۴۹۰
نمودار تنش کرنش زیر بار متناوب ۴۹۲
نمودار تنش کرنش ۴۹۱
بتن پوسته (تعریف) ۶۵۸
بتن پیش‌تنیده ← سازه بتنی پیش‌تنیده را ببینید
برآورد نیروها و جابجاییهای لرزه‌ای غیرارتجاعی ۱۸۹
بربریان ۷۰
برج آب رشت (عملکرد در زلزله منجیل) ۶۴۷
برخورد اروپا و افریقا ۱۳
برخورد قاره‌ها ۱۳
برخورد کرتاسه پیشین هند ۱۲
البرز (روند آزاد شدن انرژی) ۷۹
برش اعضای بتنی با شکل پذیری زیاد
ضوابط طراحی برای ـ ۶۷۰
برش اعضای بتنی با شکل پذیری متوسط
ضوابط طراحی برای ـ ۶۶۲
برگشت الاستیک (نظریه) ۱۹
برنامه رایانه‌ای برای تحلیل دینامیکی غیرخطی ۱۳۰
برنامه رایانه‌ای ژاکوبی (فرکانسها و اشکال مدی) ۱۴۱
برنامه‌های رایانه‌ای برای تحلیل دینامیکی پ ۳۵
برون محوری بادبند برون‌محور ۵۳۵
برون محوری تیر نسبت به ستون (شکل‌پذیری زیاد) ۶۶۴
بزرگترین زلزله محتمل (MPE) ۲۱۸
بزرگترین زلزله ممکن (MCE) ۲۱۸
بزرگی زلزله ۳۵
رابطه با جابجایی و طول گسل ۲۰۸
بسل ۸۴۱
بلوک لوت ۶۶
بنیوف ۲۳
بوشینگر (پدیده) ۴۹۳
بوکا (BOCA) ۲۶۰
بهینه سازی دینامیکی بروش تغییر شکل یکنواخت ۳۵۰
بهینه سازی دینامیکی بروش شبکه ۳۴۹
بی‌نظمی در ارتفاع (ضوابط یوبی‌سی) ۲۶۶
بی‌نظمی در ارتفاع (مثال حل شده) ۲۷۵
بی‌نظمی در ارتفاع و افق ۴۳۴
بی‌نظمی در ارتفاع
تأثیر تغییرات سختی و جرم ۲۷۴
بی‌نظمی در افق (ضوابط یوبی‌سی) ۲۶۷
بی‌نظمی در توزیع جرم و سختی (تأثیر) ۲۵۲
پارامترهای دینامیکی ← شاخصهای دینامیکی را ببینید۱۶۲
پارک ۵۱۷
پایداری ستون فولادی (ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۷۴۲
پایگاههای لرزه‌نگاری ایران ۹۷
پخزنی (درز جوش) ۷۱۴
پرتاب عرضی میانقاب ـ نحوه پایدارسازی ۷۶۳
پریستلی ۶۰۲
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله ۹۷
پشت‌برداری (در جوش) ۷۱۳
پشت‌بند (در جوش) ۷۱۳
پشته اقیانوس آرام ۷
پشته اقیانوس اطلس ۷، ۸
پشته اقیانوس هند ۷
پشته اقیانوسی ۱، ۶، ۲۳
پل ـ عنوان بخش ۷۶۵
پل
ارزیابی ضوابط آشتو ۷۹۳
انتخاب روش تحلیل ۷۶۸
بررسی کفایت ضابطه آشتو در مورد طول نشیمن۷۹۸
پل نامنظم ۷۹۳
تأثیر ارتفاع بر دقت تحلیل تک‌مدی ۷۹۶
تأثیر بی‌نظمی بر پاسخ لرزه‌ای پل ۷۹۶
تأثیر تعداد مد بر دقت تحلیل ۷۹۶
تأثیر تفاوت طول دهانه‌های پل بر پاسخ لرزه‌ای ۷۹۶

تأثیر زمان تناوب بر گریز لرزه‌ای ـ ۸۰۰
تحلیل دینامیکی پل نامنظم (مثال حل شده) ۷۹۴
تناوب ۷۷۰
توزیع نیروی زلزله روی کفه ۷۷۱
جابجایی ۷۷۵
حداقل تعداد مدها در تحلیل دینامیکی ۷۷۱
حداقل طول نشیمن ۷۷۶
خطای روش تک مدی (مثال حل شده) ۷۹۵
دقت شیوه تحلیل تک مدی ۷۹۳
روش تحلیل چند مدی ۷۷۱
سقوط کفه ۷۹۷
ضریب رفتار ۷۶۷
ضوابط طراحی پل یک‌دهانه ۷۷۲
طبقه‌بندی لرزه‌ای ۷۶۶
طرح تنگ برشی برای ستون (مثال) ۷۹۰
طول نشیمن ـ عنوان بخش ۷۹۷
طول نشیمن خالص برای زلزله ۷۹۹
فرمهای مناسب برای ـ ۸۰۱
فرمهای نامناسب برای پاسخ طولی ـ ۸۰۴
فرمهای نامناسب برای پاسخ عرضی ـ ۸۰۵
فرمهای نامناسب برای پایه ـ ۸۰۱
مثال حل شده ۷۷۹
محاسبه طول تکیه‌گاه (مثال) ۷۹۳
محاسبه ظرفیت خمش نهایی ستون ۷۷۸
محاسبه نیروی زلزله در جهت عرضی (مثال) ۷۸۳
محاسبه نیروی زلزله ۷۶۸
محاسبه نیروی ستونها (مثال حل شده) ۷۸۲
محاسبه نیروی محوری ستون ۷۷۸
مد پایه و توزیع نیرو در جهت عرضی (مثال) ۷۸۴
مقایسه جابجایی لرزه‌ای با طول نشیمن آشتو ۸۰۰
نمودارهای اندرکنش ستونهای بتنی (مثال) ۷۸۸
نیروی ستونها تحت زلزله عرضی (مثال) ۷۸۵
نیروی طراحی اتصالات و شالوده (مثال) ۷۹۲
نیروی طراحی اتصالات ۷۷۴
نیروی طراحی بست نگهدارنده ۷۷۴
نیروی طراحی دیوار حائل و کوله ۷۷۴
نیروی طراحی ستون و قاب‌شمع ۷۷۴
نیروی محوری ستونها از سازکار خمیری (مثال) ۷۸۹
ویژگیهای پل منظم ۷۹۳
پل تاریخی لوشان (عملکرد در زلزله منجیل) ۶۴۶
پل منظم ۷۹۳
پل نامنظم ۷۶۸
پوپوف ۵۳۷
پوسته دریایی ۱۰
سن ۱۱
مواد متشکله ۱۱
میانگین ضخامت ۱۲
پوسته قاره‌ای
سازکار ستبرشدن ۱۲
سن ۱۱
مواد متشکله ۱۱
پهنه‌بندی لرزه‌ای ایران ـ عنوان بخش ۷۳
پهنه‌های زمین‌ساختی ـ رسوبی ایران ۷۱
پیچش
محاسبه اثر ـ ۳۹۴
محاسبه لنگر ناشی از ـ ۳۸۹
پی دلتا ← به اثر وزن مراجعه شود
پیش‌تنیده
نرمی عضو ـ ۵۱۸
پیشگویی زلزله ۹۰
پیشگویی زلزله در چین ۹۲
تابع بسل ۸۴۱ ،۸۷۶
تابع پاسخ دستگاه تکدرجه ۱۱۴
تاپونیه ۱۴
تأثیر الگوی بارگذاری بر وزن سیستم لرزه‌بر ۳۵۶
تأثیر الگوی توزیع نیروی زلزله ۲۸۱
تأثیر برون محوری بر سختی بادبند برون محور ۵۳۶
تأثیر بزرگی و مدت زلزله بر طیف زلزله ۲۳۰
تأثیر بی‌نظمی در توزیع جرم و سختی (کاوش فنی) ۲۵۲
تأثیر تغییرات سختی و جرم ۲۷۴
تأثیر تناوب و استهلاک بر نیروی زلزله ۱۵۲
تأثیر توزیع نامنظم جرم (مثال حل شده) ۸۹۸
تأثیر توزیع نامنظم جرم بر الگوی بارگذاری بهینه ۳۷۰
تأثیر جنس زمین بر طیف زلزله ۲۲۸
تأثیر رفتار غیرارتجاعی بر توزیع نیروی زلزله ۲۷۹
تأثیر رفتار غیرارتجاعی بر نیروی زلزله ـ عنوان بخش ۱۶۰
تأثیر زاویه پخ بر فاصله درز جوش ۷۱۲
تأثیر سختی بر کاهش جابجایی لرزه‌ای ۵۷۹
تأثیر سختی بر کاهش گریز لرزه‌ای (مثال حل شده) ۸۹۹
تأثیر سختی سازه بر پاسخ لرزه‌ای ۱۵۴

تأثیر سرعت بارگذاری بر مقاومت بتن ۴۹۲
تأثیر عوامل مختلف بر الگوی بارگذاری بهینه ۳۶۸
تأثیر فاصله مهارهای بال فشاری تیر بر نرمی ۵۲۴
تأثیر کاهندگی بر رابطه ضریب رفتار ۱۷۸
تأثیر کاهندگی مقاومت و سختی ۱۶۵
تأثیر کمبود مقاومت بر جابجایی لرزه‌ای ۱۶۱
تأثیر محصورکنندگی میلگرد عرضی ۴۹۵
تأثیر میلگرد ضربدری بر شکست برشی ۵۰۷
تأثیر میلگردهای عرضی بر کرنش شکست بتن ۵۰۱
تأثیر نوع خاک بر امواج زلزله ۱۰۶
تاریخچه روش استاتیکی معادل ۲۴۰
تحلیل ارتجاعی سازه چنددرجه ۳۱۳
تحلیل خطر زلزله (مثال حل شده) ۲۰۱، ۲۰۲
تحلیل دینامیکی ← تحلیل مدی را نیز ببینید
تحلیل دینامیکی (ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲)۴۵۸
تحلیل دینامیکی (نحوه اصلاح نتایج) ۴۶۱
تحلیل دینامیکی تحت شتابنگاشت طبس (مثال) ۴۶۷
تحلیل دینامیکی تحت طیف ساختگاه (مثال) ۴۶۶
تحلیل دینامیکی دستگاه تکدرجه (مثال ۲. ۱) ۱۲۳
تحلیل دینامیکی دستگاه چنددرجه ۱۳۸
تحلیل دینامیکی زمانی (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۶۱
تحلیل دینامیکی زمانی سازه چنددرجه ـ عنوان بخش۳۱۱
تحلیل دینامیکی زیر اثر شتاب پی (مثال ۲. ۲) ۱۲۳
تحلیل دینامیکی سازه ۴ طبقه (مثال) ۲۸۶، ۴۰۴
تحلیل دینامیکی سازه چنددرجه ۲۸۲
تحلیل دینامیکی سازه نامنظم ۳ طبقه (مثال) ۲۷۵
تحلیل دینامیکی سد خاکی بروش مجزا سازی ۸۵۰
تحلیل دینامیکی طبق ضوابط آیین‌نامه (مثال) ۴۶۲
تحلیل دینامیکی طیفی (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۶۰
تحلیل دینامیکی طیفی تحت زلزله طبس (مثال) ۴۶۹
تحلیل دینامیکی غیرارتجاعی ۱۹۲
تحلیل دینامیکی غیرارتجاعی (روش تقریبی) ۱۸۹
تحلیل دینامیکی غیرخطی (برنامه رایانه‌ای) ۱۳۰
تحلیل دینامیکی غیرخطی (روش گام بگام) ۱۲۶
تحلیل دینامیکی غیرخطی (مثال حل شده) ۱۸۱
تحلیل دینامیکی غیرخطی چند سازه تحت زلزله طبس۳۲۳
تحلیل دینامیکی و استاتیکی سازه ۳ طبقه (مثال) ۲۸۹
تحلیل ریسک زلزله ۱۹۷
تحلیل سد خاکی (روش امبرسز) ۸۴۳
تحلیل سد خاکی (روش فلینیوس) ۸۳۷
تحلیل سد خاکی (روش مونونوبه) ۸۳۹
تحلیل گام بگام ۳۱۴
تحلیل مدی ـ عنوان بخش ۱۴۲، ۲۸۲
تحلیل مدی با استفاده از روابط تقریبی و جدول ۲۹۳
تحلیل مدی بکمک جدول ۲۹۴
تحلیل مدی سازه ۵ طبقه نامنظم ۳۰۲
تحلیل مدی سازه ۶ طبقه از روابط تقریبی ۲۹۹
تراز پایه (بالا آوردن تراز پایه) ـ مثال حل شده ۹۰۶
تراز پی ۴۱۶
ترزاقی (تنش مؤثر خاک) ۶۵۰
ترک قطری میانقاب ۶۱۷
ترکیب بارها (ضوابط آبا) ۶۵۹
ترکیب زلزله با سایر نیروها (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱)۴۱۲
ترکیب سیستمهای سازه‌ای (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲)۴۳۹
ترکیب مدها (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۶۰
ترکیب مربعی کامل CQC (مثال) ۴۶۴
ترکیب نیروی زلزله در دوجهت (ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰)۴۳۲
تصحیح شتابنگاشت ۱۰۰
تعامد مدها ۱۴۲
تعداد مد (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۶۰
تعداد مدها در تحلیل دینامیکی پل ۷۷۱
تعیین الکترود (در جوشکاری) ۷۱۰
تعیین کانون زلزله ۳۰
تعیین مرکز سختی سازه ۳۹۱
تغییرشکل برشی دیافراگم بتنی ۴۵۲
تقریب طیف بازتاب زلزله ۲۶۹
تقسیم‌بندی دوره‌های زمین‌شناسی ۶۵
تقسیم‌بندی شتابنگاشت برحسب نوع زمین ۲۲۱
تقویت اتصال خرجینی با ورق اتصال جان (مثال) ۵۷۳
تقویت اتصال خرجینی با ورق تقویت افقی (مثال) ۵۷۱
تمرکز تنش در جوش (اتصال گیردار) ۷۳۳
تناوب آونگ وارونه، برج، دودکش، ... ۴۲۷
تناوب پل ۷۷۰
تناوب پل (مثال حل شده) ۷۸۰
تناوب دریاچه سد با مقاطع مختلف ۸۷۷
تناوب زلزله
ضرایب رابطه تناوب برای کشورهای مختلف ۴۰
تناوب زلزله‌های جهان ۳۹
تناوب زلزله‌های ژاپن ۳۹

تناوب ساختمان
اثر میانقاب ۳۸۴
اثر میانقاب (مثال حل شده) ۶۱۴
ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱ ۲۴۴، ۳۸۳
ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲ ۴۴۰
ضوابط آیین‌نامه‌های امریکا ۲۶۵
ـ فولادی (ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۶۸۱
تناوب سازه ← تناوب ساختمان را ببینید
تناوب سد خاکی ۸۴۱
تناوب مخزن ۸۸۰
تناوب مشخصه زمین ۱۷۵
تناوب و وزن مدی ساختمان نامنظم ۶ طبقه (مثال) ۲۷۵
تناوب وقوع زلزله ۳۸
تنش برشی کف دیافراگم (مثال حل شده) ۴۲۵
تنش برشی مجاز آجرچینی ۶۱۸
تنش برشی مجاز میانقاب ۶۱۷
تنش چسبندگی اسمی میلگرد در دیوار آجری ۶۰۷
تنش در مرکز میانقاب ۶۱۷
تنش فشاری در دیوار برشی ۶۷۷
تنش فشاری مجاز آجرچینی ۶۱۸
تنش فشاری مجاز بادبند ۶۹۹
تنش فن میسز (در اتصال خرجینی) ۵۵۹
تنش کششی مجاز آجرچینی ۶۱۷
تنش مجاز جوش انگشتانه، کام، گوشه و لب ۷۰۹
تنگ
آرایش مناسب و نامناسب ۴۹۷
تأثیر محصورکنندگی ۴۹۶
تنگ در اتصال بتنی با شکل پذیری کم ۶۵۹
تنگ در تیر بتنی با شکل‌پذیری زیاد (نحوه آرایش)۶۶۵، ۶۶۶
تنگ در ستون بتنی با شکل پذیری زیاد ۶۶۷
درستونهای زیر دیوار برشی ۶۶۹
تنگ در ستون بتنی با شکل‌پذیری متوسط
حداکثر فاصله اولین تنگ از بر اتصال ۶۶۲
تنگ در ستون بتنی با شکل‌پذیری متوسط
درستونهای زیر دیوار برشی ۶۶۲
تنگ در لبه دیوار برشی ۶۷۷
تنگ در ناحیه اتصال ستون بتنی (شکل‌پذیری متوسط)۶۶۳
تنگ گرد (شرایط استفاده) ۶۶۵
تنگ مورب ۵۰۹
تنگ ویژه (تعریف) ۶۵۸
تنگ ویژه در تیر بتنی با شکل‌پذیری زیاد ۶۶۵
حداقل قطر ـ ۶۶۵
حداکثر فاصله ۶۶۵
نحوه ساخت ۶۶۵
توازن انرژی ۱۶۳
توزیع افقی نیروی زلزله ۳۸۷
توزیع بهینه نیروی زلزله ۲۸۱
توزیع فشار آب بر سد برای مقاطع مختلف ۸۷۷
توزیع فشار هیدرودینامیکی بر بدنه سد ۸۷۳
توزیع نرمی در طبقات برای الگوهای بارگذاری مختلف۳۶۳
توزیع نیرو در ارتفاع (ضوابط آیین‌نامه‌های امریکا) ۲۶۵
توزیع نیروی زلزله (ضابطه آیین‌نامه) ۲۴۷
تونل منجیل (عملکرد در زلزله منجیل) ۶۴۹
تهیه طیف طرح (مثال حل شده) ۲۲۵
تیر بتنی
توزیع تنش ۵۸۹
حداکثر نیروی فشاری مجاز ۶۵۹
رابطه نیرو ـ جابجایی ۴۹۷
کاهش سختی خمشی ۴۹۹
محاسبه مقاومت خمشی ۴۹۹
نرمی خمشی ۵۰۱
تیر بتنی با شکل پذیری زیاد
آرایش و مقدار میلگرد ۶۶۴
حداقل عرض مقطع ۶۶۳
حداقل فاصله و قطر تنگها ۶۶۴
حداقل مقدار میلگرد طولی ۶۶۴
حداقل مقدار میلگرد فشاری در تکیه‌گاه ۶۶۴
حداکثر ارتفاع مقطع ۶۶۳
حداکثر مقدار میلگرد طولی ۶۶۴
طول ناحیه بحرانی ۶۶۵
محدودیتهای هندسی ۶۶۳
تیر بتنی با شکل پذیری متوسط
آرایش و مقدار میلگرد ۶۶۰
حداقل عرض مقطع ۶۶۰
حداقل فاصله و قطر تنگها ۶۶۱
حداقل مقدار میلگرد طولی ۶۶۰
حداقل مقدار میلگرد فشاری در تکیه‌گاه ۶۶۰
حداکثر ارتفاع مقطع ۶۶۰
طول ناحیه بحرانی ۶۶۰
محدودیتهای هندسی ۶۶۰

تیر بتنی با مقطع تی و ال (شکل پذیری زیاد)
میلگرد خمشی مؤثر در بر ستون ۶۶۴
تیر بتنی پیش‌تنیده (مقاومت خمشی) ۵۱۸
تیر بتنی عمیق
تأثیر میلگرد ضربدری بر شکست برشی ـ ۵۰۷
تیر رابط (بادبند برون‌محور)
اتصال به ستون ۷۰۲
تقویت ۵۹۸
حالتهای شکست ۵۳۶
حد مجاز زاویه چرخش ۵۳۸
زاویه چرخش بحرانی ۵۹۵
زاویه چرخش مجاز ۷۰۳
زاویه چرخش ۵۳۸
شرط وقوع شکست برشی ۵۳۸
طراحی ورقهای تقویت ۷۰۲
ظرفیت برشی ۵۳۷
ظرفیت برشی کاهش یافته ۵۳۷
ظرفیت خمشی کاهش یافته ۵۳۷
فاصله ورقهای تقویت ۷۰۴
مقاومت برشی و خمشی ۷۰۲
تیرستون بتنی
تأثیر منفی نیروی محوری ۴۹۸
محاسبه مقاومت خمشی ـ ۵۰۲
نرمی جابجایی ۵۰۴
نرمی خمشی ۵۰۳
تیرستون فولادی ـ عنوان بخش ۵۲۷
رفتار پسماند ۵۲۹
رفتار مقاطع بال پهن تحت نیروی محوری و لنگر۵۲۷
مقاومت خمشی ۵۲۸
تیر فولادی
ضابطه مهاربندی بال فشاری ـ ۶۹۸
تیر مرکب (تیر فولادی با پوشش بتنی) ۵۹۹
تیر همبند ۶۷۹
حداکثر مقاومت برشی ۶۸۰
جابجایی پل ۷۷۵
جابجایی خمیری چندسازه در زلزله‌های ناغان و طبس۳۲۴
جابجایی سد خاکی ۸۵۸
رابطه امبرسز ۸۶۳
ـ در زلزله ناغان ۸۵۹
جابجایی غیرارتجاعی در زلزله (مثال حل شده) ۱۷۹
جابجایی غیرارتجاعی سازه‌ها با فرکانس و مقاومت مختلف ۵۷۹
جابجایی غیرارتجاعی مجاز ۲۴۹
جابجایی لرزه‌ای سازه کاهنده ۱۶۶
جابجایی لرزه‌ای قاب فولادی (آزمایش میز زلزله) ۱۶۴
جابجایی لرزه‌ای قابهای فولادی (نتایج آزمایش) ۳۲۹
جابجایی مجاز (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱) ۳۹۷
جابجایی مجاز (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۴۳
جدول تناوب و مشخصات مدی سازه‌های منظم ۲۹۵
جدول درجه‌بندی خطر زلزله در شهرهای ایران ۴۷۷
جدول طیف شتاب زلزله ناغان ۱۵۸
جزایر آتشفشانی ۱
جوش
انواع ۷۰۸
پشت‌برداری ۷۱۳
تعیین نوع الکترود ۷۱۰
تنشهای مجاز در ـ ۷۰۹
رویه اضافی ـ ۷۱۳
زاویه و فاصله بهینه درز ۷۱۵
ضریب کاهش مقاومت ۷۰۹
ضوابط مقررات ملی ـ مبحث ۱۰ ۷۰۹
ورق پشت‌بند ۷۱۳
جوش شیاری
آماده سازی درز ۷۱۱
طراحی و اجرا ۷۱۰
فاصله (ریشه) ۷۱۲
مشخصات هندسی درز ۷۱۱
ورق فاصله ۷۱۲
چالنکو ۲۴
چسبندگی بتن به میلگرد ۴۹۵
چشمه اتصال ـ تعریف ۶۸۶
چشمه اتصال
ورق مضاعف برای تقویت برشی ۷۱۸
چشمه‌های معدنی و آبگرم ایران ۶۷
چین
زلزله‌های مخرب ۵۵
منشأ زلزله‌های ـ ۱۴
حالتهای شکست اتصال گیردار ۵۴۰
حالتهای شکست تیر رابط (بادبند برون‌محور) ۵۳۶، ۵۹۲
حالتهای شکست دیوار برشی طره‌ای ۵۱۲

حالتهای شکست ساختمان بتنی ۶۲۷
حالتهای شکست میانقاب آجری ۶۱۱
حالتهای شکست میانقاب بتنی ۵۱۱
حد مجاز جابجایی غیرارتجاعی ۲۴۹
حد مجاز زاویه چرخش تیر رابط ۵۳۸
حداقل تعداد شبکه میلگرد در دیوار برشی ۶۷۶
حداقل تعداد مد (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۶۰
حداقل تعداد مدها در تحلیل دینامیکی پل ۷۷۱
حداقل دیوار نسبی (جدول آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۴۷۲
حداقل زاویه پخ (درز جوش شیاری) ۷۱۵
حداقل ضخامت دیوار برشی ۶۷۵
حداقل ضخامت لبه دیوار برشی ۶۷۵
حداقل طول نشیمن کفه پل ۷۷۶
حداقل عرض مقطع تیر بتنی (شکل‌پذیری زیاد) ۶۶۳
حداقل عرض مقطع تیر بتنی (شکل‌پذیری متوسط) ۶۶۰
حداقل قطر تنگ ویژه ۶۶۵
حداقل مقاومت طراحی اتصال فولادی ۶۸۹
حداقل مقاومت خمشی ستون بتنی با شکل‌پذیری زیاد۶۶۹
حداقل مقدار تنگ در ستون (شکل‌پذیری کم) ۶۵۹
حداقل مقدار تنگ در طول ناحیه بحرانی l_0 در ستون با شکل‌پذیری زیاد ۶۶۷
حداقل مقدار میلگرد افقی و قائم در دیوار برشی بتنی۶۷۶
حداقل مقدار میلگرد طولی تیر و ستون (شکل‌پذیری کم) ۶۵۸
حداقل مقدار میلگرد طولی در تیربتنی (شکل‌پذیری زیاد) ۶۶۴
حداقل مقدار میلگرد طولی در تیربتنی (شکل‌پذیری متوسط) ۶۶۰
حداکثر ارتفاع مجاز تیر بتنی با شکل پذیری زیاد ۶۶۳
حداکثر ارتفاع مجاز تیر بتنی با شکل پذیری متوسط ۶۶۰
حداکثر ضریب لاغری مجاز بادبند ۶۹۹
حداکثر طول طره (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱) ۴۱۵
حداکثر فاصله تنگهای ویژه ۶۶۵
حداکثر فاصله مهارهای جانبی در ناحیه لولای خمیری۵۲۶
حداکثر فاصله میلگردهای افقی و قائم در دیوار برشی۶۷۶
حداکثر فاصله میلگردهای طولی در تیر و ستون بتنی با شکل پذیری کم ۶۵۹
حداکثر مقاومت برشی تیر همبند ۶۸۰
حداکثر مقاومت برشی مجاز دیوار برشی ۵۱۵، ۶۷۹
حداکثر مقاومت برشی مجاز ناشی از تنگ (خاموت) ۵۰۹
حداکثر میلگرد طولی تیر و ستون (شکل‌پذیری کم) ۶۵۸
حداکثر میلگرد طولی در تیربتنی (شکل‌پذیری زیاد) ۶۶۴
حداکثر میلگرد قائم در دیوار برشی بتنی ۶۷۶
حداکثر نیروی فشاری مجاز در تیر بتنی ۶۵۹
حدود نرمی یا شکل‌پذیری طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ و آبا ۶۵۷
حرکات زمین‌ساخت ۱
حرکت تحت شتاب پی (دستگاه تکدرجه) ۱۲۱
حرکت زمین (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۵۸
حرکت صفحات زمین‌ساخت ایران و کشورهای مجاور ۶۷
حرکت گسل ۲۲
حفره دسترسی (جوشکاری اتصال) ۷۱۹
خاموت ← تنگ را نیز ببینید
خاموت مورب ۵۰۹
خط لرزه‌نگاری تهران ۹۷
خطر زلزله
روش تخمین ـ ۱۹۷
خطوط هم‌لرز ۳۴
خواص پسماند بتن ۴۹۰
خواص طیف زلزله ۱۴۷
خواص لرزه‌ای سازه‌ها ـ عنوان بخش ۴۸۹
دال تخت و ستون ۶۵۵
دامنه امواج زلزله در مصالح خاکی ۸۳۶
دانشگاه برکلی ۵۹۰
درجه بندی خطر نسبی زلزله در شهرها (جدول) ۴۷۷
درجه ریشتر ۳۵
درجه محلی ۳۶
درز اجرایی در دیوار برشی و دیافراگم ۶۷۸
درز انقطاع ۴۲۴
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱ ۴۱۵
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲ ۴۷۵
درز جوش
تأثیر زاویه پخ بر فاصله درز ۷۱۲
درز در جوش شیاری
آماده سازی ۷۱۱
مشخصات هندسی ۷۱۱
ورق فاصله ۷۱۲
درز لاله‌ای (جوش شیاری) ۷۱۹
درز لبه‌دار (جوش شیاری) ۷۱۴
درز هفت (جوش شیاری) ۷۱۲
درصد میلگرد متعادل ۵۰۰

درگیری دیوارهای برشی ۶۲۰
دریالرزه ۵۳
دستگاه تکدرجه ۱۱۱
حرکت تحت شتاب پی ۱۲۱
حل کلی معادله حرکت (انتگرال دوهامل) ۱۱۸
دستگاه چنددرجه
فرکانسها و اشکال مدی ۱۳۸
معادله ارتعاش آزاد ۱۳۸
معادله حرکت ۱۴۳
دستگاه وود اندرسون ۳۶
دقت رابطه ضریب رفتار ـ ضریب نرمی (مثال) ۱۸۱
دوره‌های خاموش فعالیت لرزه‌ای در ایران ۷۹
دوره‌های زمین‌شناسی (تقسیم‌بندی) ۶۵
دورویک ۵۳۶
دیافراگم
ـ انعطاف‌پذیر ۴۵۴
حداقل ضخامت ۴۵۵
درز اجرایی در ـ ۶۷۸
ـ صلب ۴۵۳
ضابطه صلبیت ۴۵۲
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲ ۴۴۸
ضوابط برش در ـ ۶۷۸
ضوابط طراحی ۴۵۵
مثال حل شده ۴۴۹
مقاومت برشی نهایی در ـ ۶۷۸
دیافراگم بتنی با شکل‌پذیری زیاد ۶۷۵
دیافراگم بتنی با شکل‌پذیری متوسط ۶۶۳
دینامیک سازه ـ عنوان فصل ۱۱۱
دیوار آجری مسلح
تأثیر میلگرد افقی پس از ترک ۶۰۷
تنش چسبندگی اسمی میلگرد ۶۰۷
رفتار پسماند ۶۰۹
ضریب کاهش مقاومت برشی ۶۰۸
ضریب کاهش مقاومت خمشی ۶۰۶
لغزش میلگرد قائم ۶۰۷
مقاومت برشی ۶۰۸
مقاومت خمشی ۶۰۵
دیوار با مصالح بنایی ← دیوار آجری را ببینید
دیوار باربر بتنی با شکل‌پذیری زیاد ۶۷۵
دیوار باربر بتنی با شکل‌پذیری متوسط ۶۶۳
دیوار برشی ← دیوار برشی بتنی را ببینید
دیوار برشی آجری
سختی و مقاومت ۶۰۳
محاسبه مقاومت برشی (مثال) ۷۵۷
مقاومت برشی ۷۵۷
دیوار برشی آجری غیرمسلح ۶۰۲
دیوار برشی آجری مسلح ۶۰۵
دیوار برشی بتنی ۵۱۰
حالتهای شکست ۵۱۲
حداقل تعداد شبکه میلگرد در ـ ۶۷۶
حداقل ضخامت لبه ۶۷۵
حداقل ضخامت ۶۷۵
حداقل مقدار میلگرد افقی و قائم ۶۷۶
حداکثر فاصله میلگردهای افقی و قائم ۶۷۶
حداکثر مقاومت مجاز ۵۱۵
حداکثر مقدار میلگرد قائم در ـ ۶۷۶
درز اجرایی در ـ ۶۷۸
رفتار پسماند ۵۱۳
ضریب کاهش برش ۶۷۸
ضوابط برش در ـ ۶۷۸
عرض مؤثر بال ۶۷۶
مقاومت برشی نهایی در ـ ۶۷۸
مقاومت برشی و خمشی ۵۱۲
نحوه محاسبه تنش فشاری ۶۷۷
دیوار برشی بتنی با شکل‌پذیری زیاد ۶۷۵
دیوار برشی در ساختمانهای بلند ۶۱۹
دیوار برشی درگیر ← دیوار برشی همبسته را ببینید
دیوار برشی طره‌ای ← دیوار برشی بتنی را ببینید
دیوار برشی کوتاه ۵۱۰
دیوار برشی همبسته ۶۷۹
حداکثر مقاومت برشی تیر همبند ۶۸۰
میلگرد قطری در تیر همبند ۶۷۹
دیوار جداکننده (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۴۷
دیوار نما (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۴۷
دیوارهای برشی متعامد ۶۲۱
رابطه استوا (شدت بر حسب بزرگی) ۳۷
رابطه امبرسز (مدت زلزله) ۴۸
رابطه امبرسز (محاسبه جابجایی سد خاکی) ۸۶۳
رابطه بزرگی برحسب جابجایی و طول گسل ۲۰۸
رابطه بزرگی و طول گسل ۸۲

رابطه تناوب زلزله‌های ایران ۸۱
رابطه تنش کرنش بتن ۴۹۱
رابطه شدت و بزرگی زلزله ۳۷
رابطه ضریب رفتار ۱۷۲
تأثیر عواملی نظیر محتوای فرکانسی، مدت و بزرگی زلزله، و نیز نوع خاک، زمان تناوب و کاهندگی سازه ۱۷۳
تأثیر کاهندگی ۱۷۸
رابطه ضریب رفتار ریدل ۱۷۸
رابطه ضریب رفتار کراوینکلر ۱۸۴
رابطه ضریب رفتار نیومارک ۱۶۳
رابطه ضریب رفتار و ضریب نرمی (مثال حل شده) ۱۷۹
رابطه ضریب رفتار و نرمی (شکل‌پذیری) ۱۶۱
رابطه ضریب رفتار ویدیچ ۱۷۵
رابطه ضریب نرمی و مقاومت ۱۶۱
رابطه کاهندگی ← رابطه میرایی را ببینید
رابطه کاهیدگی ← رابطه میرایی را ببینید
رابطه گسل و زلزله ۲۳
رابطه گوتنبرگ و ریشتر (انرژی زلزله) ۳۷
رابطه گوتنبرگ و ریشتر (تناوب وقوع زلزله) ۳۸
رابطه مدت و بزرگی زلزله ۴۸
رابطه مقاومت برشی عضو بتنی ۵۰۹
رابطه میرایی استوا ۴۱
رابطه میرایی استوا روزنبلو ۴۵
رابطه میرایی استوا ویلاورد ۴۶
رابطه میرایی استوا هندرن ۴۵
رابطه میرایی جوینر بور ۴۶
رابطه میرایی دنوان ۴۵
رابطه میرایی کانای ۴۵
رابطه میرایی گوتنبرگ ریشتر ۴۱
رابطه میرایی نیومارک ۴۱
رفتار برشی عضو بتنی ۵۰۵
رفتار پسماند اتصال بتنی ۵۱۶
رفتار پسماند اتصال پیچی ۵۴۵
رفتار پسماند اتصال صلب ۵۴۴
رفتار پسماند بادبند ۵۳۱، ۵۳۲
رفتار پسماند تیرستون ۵۲۹
رفتار پسماند تیر مرکب ۵۹۹
رفتار پسماند ثابت ۱۶۵
رفتار پسماند دیوار آجری مسلح ۶۰۹
رفتار پسماند دیوار برشی بتنی ۵۱۳
رفتار پسماند کاهنده ۱۶۵
رفتار پسماند میانقاب آجری ۶۱۲
رفتار لرزه‌ای ـ عنوان فصل ۴۸۹
رفتار ناحیه برشی در اتصال گیردار ۵۴۳
روابط تقریبی برای محاسبه تناوب، شکل و وزن مدی سازه منظم ۲۹۳
روابط تقریبی برای محاسبه تناوب، شکل و وزن مدی سازه نامنظم ۲۹۹
روابط میرایی ـ عنوان بخش ۴۰
روابط میرایی (مقایسه) ۲۰۷
روانگرایی ۶۵۰
روانگرایی (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۷۴
روش استاتیکی معادل ـ تاریخچه ۲۴۰
روش استاتیکی معادل ـ عنوان بخش ۲۴۰
روش استاتیکی معادل (آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۳۷۵
روش امبرسز (تحلیل سد خاکی) ۸۴۳
روش انتگرال‌گیری گام بگام ۱۲۶
روش انتگرال‌گیری گام بگام با گام تعمیم یافته ۳۱۴
روش پخ‌زنی (درز جوش) ۷۱۴
روش تحلیل پل ۷۶۸
روش تحلیل دینامیکی (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۶۰
روش تحلیل دینامیکی غیرخطی (روش گام بگام) ۱۲۶
روش تحلیل ریسک زلزله ۱۹۷
روش تحلیل مدی ۲۸۲
روش تخمین خطر زلزله ۱۹۷
روش تخمین قوه لرزه‌زایی گسل ۲۱۰
روش تصحیح محور (تصحیح شتابنگاشت) ۱۰۰
روش تصفیه فرکانسها (تصحیح شتابنگاشت) ۱۰۵
روش تقریبی تحلیل دینامیکی غیرارتجاعی ۱۸۹
روش سید برای محاسبه جابجایی سد خاکی ۸۶۳
روش شبه دینامیکی (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱) ۳۹۹
روش فلینیوس (تحلیل سد خاکی) ۸۳۷
روش کرنل (تحلیل خطر زلزله) ۱۹۷
روش گام بگام ۳۱۴
روش گوه برای محاسبه ضریب زلزله سد خاکی ۸۴۸
روش مونونوبه (تحلیل سد خاکی) ۸۳۹
روش نیومارک برای محاسبه جابجایی سد خاکی ۸۶۱
روشهای تحلیل در آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۱) ۳۷۴
روشهای تحلیل دینامیکی (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۵۸
روشهای تصحیح شتابنگاشت ۱۰۰

روشهای تقویت اتصال خرجینی ۵۶۴
رومانی (زلزله ورانسیا ۱۹۷۷) ۵۶
روند آزاد شدن انرژی در البرز و زاگرس ۷۹
رویه اضافی جوش ۷۱۳
ریدل ۱۷۷
ریز لرزه ۲۸
ریشتر (درجه) ۳۶
ریشه جوش ← فاصله درز را ببینید
زاگرس
نرخ لغزش صفحات در ناحیه زاگرس ۷۹
روند آزاد شدن انرژی ۷۹
زاویه چرخش بحرانی تیر رابط (بادبند برون‌محور) ۵۹۵
زاویه و فاصله بهینه (درز جوش) ۷۱۵
زلاند نو ۵۴
زلاندنو (طیف طرح بصورت تابعی از شکل‌پذیری) ۲۶۸
زلزله
امواج ـ ۲۹
تناوب وقوع ـ ۳۸
رابطه تناوب ۳۸
سازکار کانونی ۱۶
طیف پاسخ ـ ۱۳۱
منشأ ۱
نقش آب در ایجاد ـ ۱۷
زلزله ال‌سنترو ۲۱
شتابنگاشت ۱۰۸
طیف شتاب بدون بعد ۲۱۳
زلزله تانگشان چین ۱۹۷۶ ۱۳
زلزله درون صفحه‌ای ۵۱، ۵۵
زلزله دشت بیاض خراسان ۱۳۴۷ ۲۶
زلزله سان فرناندو ۷۶۵
زلزله سانفرانسیسکو ۱۹۰۶ ۲۱
زلزله سطح بهره برداری (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۵۶
زلزله سطحی ۲۸
زلزله طبس ۱۳۵۷
اصلاح شتابنگاشت ـ ۱۰۳
شتابنگاشت اصلاح نشده ۹۴
ضریب تشدید شتاب ۲۳۸
ضریب نرمی طلب ۲۳۸
طیف بدون بعد ۲۷۰
طیف شتاب (بصورت جدول) ۲۷۲
طیف شتاب (نمودار) ۱۳۴
زلزله عمیق ۱۱، ۲۸
زلزله غیرمخرب ۲۳
زلزله متوسط (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۵۶
زلزله مخرب ۲۹
زلزله منجیل
توزیع شتاب در منطقه ۴۳
شتاب اوج ۴۳
زلزله میاگیکن ۱۹۷۸ ۶۳۱
زلزله هایشانگ (پیشگویی زلزله) ۹۲
زلزله‌های استانهای ایران در فاصله ۱۹۷۱ تا ۱۹۹۱ پ ۳
زلزله‌های مخرب قرن بیستم ۴۹
زمان تناوب ← تناوب را ببینید
زمان تناوب مشخصه زمین ۱۷۵
زمین ناپایدار (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۷۴
زمین‌ساخت ایران
ـ فرایند ۶۶
مبانی تکامل ـ ۵۷
زمین‌ساخت صفحه‌ای
پیدایش نظریه ـ ۶
زمین‌شناسی ایران ۵۷
زنجیر ایمن ۳۴۰
زنگار ۸۷۳
ژاپن
تناوب زلزله‌های ۳۹
لرزه‌خیزی ۵۳
ساختار لرزه‌زمین‌ساخت ایران ۶۸
ساختمان آجری ← دیوار آجری را نیز ببینید
تغییرات ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ (در ویرایش ۲) ۴۷۱
حداقل دیوار نسبی ۴۷۲
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱ ۴۰۹
تعداد طبقات مجاز ۴۱۰
کلاف‌بندی ۴۱۰
مساحت نسبی دیوارهای برشی ۴۱۱
ساختمان آجری (سؤالات) ۹۱۹
ساختمان آجری مسلح
طراحی ۷۵۸
طرح یک ساختمان یک طبقه (مثال) ۷۵۸
عملکرد در زلزله منجیل ۶۴۰
ساختمان با مصالح بنایی ← ساختمان آجری را ببینید

ساختمان بتنی
ضعفهای ـ ۶۲۷
عملکرد لرزه‌ای ـ ۶۲۷
ساختمان بلند
دیوار برشی در ـ ۶۱۹
سیستم لرزه‌بر مناسب برای ۴۰ تا ۱۰۰ طبقه ۶۲۲
سیستم لرزه‌بر مناسب برای ۴۰ تا ۶۰ طبقه ۶۲۰
سیستم لرزه‌بر مناسب برای ۴۰ تا ۷۰ طبقه ۶۲۵
سیستم مختلط (قاب و دیواربرشی) ۶۲۰
ساختمان بنایی ← ساختمان آجری را ببینید
ساختمان زمین‌شناسی ایران ۶۰
ساختمان فولادی (عملکرد لرزه‌ای) ۶۳۱
ساختمان کلاف‌بندی شده (مثال) ۷۶۰
سازکار امتداد لغز زلزله ۱۶
سازکار تسلیم در قاب خمشی ۶۸۶
سازکار ستبرشدن پوسته قاره‌ای ۱۲
سازکار فشاری زلزله ۱۶
سازکار کانونی زلزله ۱۶
سازکار کششی زلزله ۱۶
سازکار مقاومت برشی در عضو بتنی ۵۰۸
سازمان انرژی اتمی ایران ۹۷
سازه آجری ← ساختمان آجری را نیز ببینید ۶۰۲، ۷۵۶
سازه بتنی ← ساختمان بتنی و بتن را نیز ببینید
ضوابط طراحی ۶۵۴
نقاط ضعف ۴۹۴
سازه بتنی پیش‌تنیده ۵۱۷
سازه بنایی ← سازه آجری را ببینید
سازه پس‌نشسته
توزیع برش طبقات در ـ ۲۵۴
مشخصات مدی ۳۰۹
مقایسه شکل مدی با سازه منظم ۳۱۰
سازه چنددرجه
ضریب رفتار ۱۸۵
سازه فضاکار گنبدی (تحلیل دینامیکی ـ مثال حل شده)۸۱۶
سازه فولادی ← سازه‌های فولادی را نیز ببینید ۶۸۱
ضوابط پیوست ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۶۸۵
سازه مرکب (فولاد با پوشش بتن) ـ عنوان بخش ۵۹۸
اتصال ۶۰۱
سازه نامنظم ۲۹۹
با تغییر ناگهانی جرم ۳۰۷
با تغییر ناگهانی سختی ۳۰۴
پس‌نشسته ۳۰۹
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲ ۴۳۴
مثال حل شده ۲۷۵
مقایسه برش طبقات با سازه منظم ۴۰۱
سازه‌های آجری ـ عنوان بخش ۷۵۶
سازه‌های بتنی ← سازه بتنی را ببینید
سازه‌های فضاکار ـ عنوان بخش ۸۰۷
اتصالات ۸۱۲
اتصال مرو ۸۱۲
بافتار ۸۱۰
تأثیر بار برف بر تناوب ۸۱۸
تأثیر خیز بر زمان تناوب و شکل مدی ۸۱۵
تأثیر رفتار پسماند بر پاسخ لرزه‌ای ۸۲۸
تأثیر صلبیت زیرسازه بر رفتار لرزه‌ای ـ ۸۳۱
ـ تک اندازه ۸۱۲
توزیع ضرایب برش افقی و قائم ۸۲۲
توزیع نیروی زلزله گنبد فضاکار ۸۲۰
توصیه‌های طراحی ۸۳۳
حالتهای شکست در زلزله ۸۱۴
دوسویه، سه سویه و چهار سویه ۸۱۰
رفتار پس‌کمانشی اعضای لوله‌ای ۸۲۸
رفتار پسماند ۸۲۵
رفتار دینامیکی ارتجاعی ۸۱۴
رفتار لرزه‌ای ۸۱۴
شناخت و طبقه‌بندی ۸۰۷
طرح اتصالات ۸۳۴
لایه بندی ۸۱۱
مد مؤثر ۸۱۸
مقایسه نیروی زلزله ارتجاعی و آیین‌نامه ۸۲۵
نیروی غیرارتجاعی زلزله ۸۳۲
وزن مؤثر مدی سازه چلیکی ۸۲۰
ـ هرمی ۸۱۲
سازه‌های فولادی ← سازه فولادی را نیز ببینید ۵۱۹
نقاط ضعف ۵۲۰
ظرفیت نرمی ۵۸۴
سپری اتصال
نحوه توزیع نیرو ۷۲۱
ستبر شدگی پوسته قاره‌ای ۱۱، ۱۵

ستون بتنی
رفتار کاهنده ۴۹۸
مقاومت خمشی ۵۰۲
مقاومت فشاری نهایی ۵۰۲
نرمی جابجایی ۵۰۴
نرمی خمشی ۵۰۳
نمودار اندرکنش ۵۰۳
ستون بتنی با شکل‌پذیری زیاد ـ عنوان بخش ۶۶۶
حداقل عرض ۶۶۶
حداقل قطر تنگ در طول ناحیه بحرانی l_0 ۶۶۸
حداقل مقاومت خمشی ۶۶۹
حداقل مقدار تنگ در طول ناحیه بحرانی l_0 ۶۶۷
حداکثر طول ۶۶۶
حداکثر فاصله تنگها درطول ناحیه بحرانی l_0 ۶۶۷
حداکثر فاصله میلگرد طولی ۶۶۶
حداکثر و حداقل مقدار میلگرد طولی ۶۶۶
طول ناحیه بحرانی l_0 ۶۶۷
ستون بتنی با شکل‌پذیری متوسط ـ عنوان بخش ۶۶۱
حداقل قطر تنگ در طول ناحیه بحرانی l_0 ۶۶۲
حداکثر طول ۶۶۱
حداکثر فاصله اولین تنگ از بر اتصال ۶۶۲
حداکثر فاصله تنگها درطول ناحیه بحرانی l_0 ۶۶۲
حداکثر فاصله میلگرد طولی ۶۶۱
حداکثر و حداقل مقدار میلگرد طولی ۶۶۱
طول ناحیه بحرانی l_0 ۶۶۱
ستون فولادی ← تیرستون را نیز ببینید
افزایش بار طراحی (ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۶۸۳
پایداری (ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۷۴۲
رفتار پسماند ۵۲۹
ضریب لاغری در قاب خمشی ۶۸۸
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۶۸۷
وصله ۶۸۸
ستون قوطی
اتصال گیردار ۷۳۹
سختی اتصال خرجینی ۵۵۳
سختی بادبند برون‌محور
تأثیر برون محوری بر ـ ۵۳۶
سختی عناصر لرزه‌بر ۳۹۳
سختی قاب بادبنددار ۳۸۸
سختی میانقاب آجری ۶۱۲
سد
تأثیر تراکم پذیری آب بر فشار هیدرودینامیکی ۸۷۴
تأثیر طول دریاچه بر فشار هیدرودینامیکی ۸۷۵
توزیع فشار هیدرودینامیکی ۸۷۳
فشار هیدرودینامیکی وارد به ـ ۸۷۱
مد ارتعاش دریاچه ـ ۸۷۶
سد ارداک ۲۲۵
سد خاکی ـ عنوان بخش ۸۳۴
استهلاک ۸۳۷
تحلیل بروش امبرسز ۸۴۳
تحلیل بروش فلنیوس ۸۳۷
تحلیل بروش مونونوبه ۸۳۹
تحلیل دینامیکی بروش مجزا سازی ۸۵۰
تحلیل دینامیکی غیرارتجاعی ۸۵۸
تغییرات ضریب زلزله در ارتفاع ۸۴۶
تناوب دریاچه سد با مقاطع مختلف ۸۷۷
توزیع تنشهای برشی و قائم در سد ۸۵۷
توزیع شتاب در ارتفاع سد ۸۴۱
توزیع فشار آب بر سد برای مقاطع مختلف ۸۷۷
حالتهای شکست در زلزله ۸۳۵
روشهای تحلیل دینامیکی ۸۴۹
زمان تناوب پایه ۸۴۱
ضریب زلزله متوسط ۸۴۶
ضریب زلزله ۸۳۹
ضریب شتاب بحرانی K_C ۸۶۴
محاسبه جابجایی بروش امبرسز ۸۶۳
محاسبه جابجایی بروش سید ۸۶۵
محاسبه جابجایی بروش نیومارک ۸۶۱
محاسبه جابجایی بکمک مدل برشی ۸۵۸
محاسبه جابجایی ۸۵۸
محاسبه ضریب زلزله بروش گوه ۸۴۸
محاسبه نیروی زلزله بروش استاتیکی ۸۳۷
معادله دیفرانسیل ارتعاش ۸۴۰
مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی مدلهای برشی و اجزا
محدود ۸۵۴
نمونه‌های از خرابی ـ ۸۳۴
ویژگیهای دینامیکی ۸۳۶
سد سفید رود (عملکرد در زلزله منجیل) ۶۴۶
سرعت امواج زلزله در مصالح خاکی ۸۳۶
سرعت امواج صوت در آب ۸۷۶

سرعت بارگذاری
تأثیر ـ بر مقاومت بتن ۴۹۲
سرعت موج برشی ۴۴۲
سرعت موج زلزله ۳۰
سطح بنیوف ۲۴
سطح گسل ۲۰
سطوح طراحی ۲۰۰
سقوط کفه پل ۶۴۵
سن پوسته دریایی ۱۱
سن پوسته قاره‌ای ۱۱
سن قاره‌ها و صفحات دریایی ۸
سنگ‌کره ۱
سؤالات در مورد ساختمانهای آجری ۹۱۹
سوله (عملکرد در زلزله منجیل) ۶۴۰
سیاک ۲۵۹
سید ۲۲۸
روش محاسبه جابجایی سد خاکی ۸۶۳
سیستم دوگانه (مختلط) ۳۷۶
سیستم لرزه‌بر مختلط (مثال حل شده) ۴۱۹
سیستم لوله‌ای ۶۲۱
سیستم مختلط (دوگانه) ۳۷۶
سیستم مختلط (قاب و دیواربرشی) ۶۲۰
سیستمهای لرزه‌بر
بادبند ۶۱۸
دیوار برشی ۶۱۹
سیستم قاب یکپارچه (سیستم لوله‌ای) ۶۲۱
سیستم قاب یکپارچه هسته‌دار ۶۲۳
سیستم لنگربندی (outrigger-braced) ۶۲۴
سیستمهای لرزه‌بر در ساختمانهای بلند ـ عنوان بخش ۶۱۸
شاخصهای دینامیکی دستگاه تکدرجه ۱۳۲
شبکه شتابنگاری و لرزه‌نگاری ایران ۹۷، پ ۱۹
شتاب پی
معادله حرکت دستگاه تکدرجه تحت ـ ۱۲۱
شتاب قائم زلزله (میانگین نسبت شتاب قائم به افقی) ۱۶۰
شتاب مبنا (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱) ۳۸۰
شتاب مبنا (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۳۵
شتابنگار ۹۲
شتابنگاشت زلزله ال‌سنترو ۱۰۸
شتابنگاشت زلزله طبس ۹۳
شتابنگاشت طرح (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۵۹
شتابنگاشت طرح (نحوه اصلاح) ۴۶۸
شدت طیفی ۲۱۰
شکست برشی
تأثیر میلگرد ضربدری بر ـ ۵۰۷
شکست برشی ستون بتنی در اثر ضربه میانقاب ۶۲۹
شکست ترد دیوار برشی بتنی ۵۱۳
شکست ستون کوتاه ۶۲۹
شکل‌پذیری ← در این کتاب عموماً واژه نرمی بجای شکل‌پذیری بکار رفته است ۱۶۰
شکل‌گیری قاره آسیا ۱۳
شیار اقیانوسی ۱
شیروانیهای خاکی (لغزش در زلزله منجیل) ۶۴۹
صادق وزیری ۷۶۵
صفحات دریایی ۷
سن ۸
صفحات زمین‌ساخت
تقسیم بندی ـ ۸
مدل ۷ صفحه‌ای گساویه لوپیشون ۸
همگرایی ۱۱
صفحات همگرا ۱۴
صفحات واگرا ۱۴
صفحه افریقا ۸
صفحه اقیانوس آرام ۹
صفحه امریکا ۹
صفحه اوراسیا ۹، ۱۵
صفحه زمین‌ساخت
نمایش فعالیتهای ـ ۳
صفحه قطب جنوب ۹
صفحه نازکا ۹
صلبیت اتصال خرجینی ۵۴۹
صلبیت دیافراگم (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۵۲
ضابطه کنترل جابجایی ۲۴۸
ضرایب تشدید محرز ۲۲۱
ضرایب تشدید نیومارک ۲۱۴
نحوه تعیین ـ ۲۱۶
ضریب C_d ۲۴۸
ضریب R_T برای اصلاح ضریب رفتار سازه چنددرجه ۱۸۷
ضریب ارتجاعی بتن ۴۹۱
ضریب ارتجاعی فولاد ۴۹۳
ضریب ارتجاعی میانقاب آجری ۶۱۴

ضریب استهلاک (تعریف) ۱۱۳
ضریب استهلاک انواع سازه (جدول) ۲۲۰
ضریب اطمینان بار دینامیکی ۳۴۷
ضریب بازتاب (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۴۰
ضریب بازتاب دینامیکی دستگاه تکدرجه ۱۱۵
ضریب بازتاب قطعات الحاقی ۳۹۹
ضریب تشدید دینامیکی دستگاه تکدرجه ۱۱۵
ضریب تشدید شتاب زلزله طبس
مقایسه با مقدار میانگین ۲۳۸
ضریب تشدید شتاب زلزله‌های ال‌سنترو، طبس و ... ۲۱۷
ضریب تشدید شتاب، سرعت و جابجایی ۲۱۴
ضریب جزئی مقاومت بتن ۶۵۹
ضریب رفتار ـ عنوان بخش ۱۷۲
تأثیر استهلاک سازه بر ـ ۱۷۴
رابطه ضریب رفتار ریدل ۱۷۸
تأثیر عواملی نظیر محتوای فرکانسی، مدت و بزرگی زلزله، و نیز نوع خاک، زمان تناوب و کاهندگی سازه بر رابطه ضریب رفتار (رابطه R-μ) ۱۷۳
رابطه ضریب رفتار کراوینکلر ۱۸۴
رابطه ضریب رفتار ویدیچ ۱۷۵
رابطه کراوینکلر ۱۸۳
نمودار تغییرات نسبت به زمان تناوب و ضریب نرمی ۱۷۴
ضریب رفتار (ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱) ۳۸۳
ضریب رفتار (ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۳۷
ضریب رفتار (مثال حل شده) ۱۷۹
ضریب رفتار پل ۷۶۷
ضریب رفتار ساختمان آجری مسلح و غیرمسلح ۷۵۶
ضریب رفتار سازه چنددرجه ۱۸۵
ضریب رفتار سازه کاهنده ۱۸۲، ۱۸۴
ضریب رفتار سازه‌های بتنی (آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۶۵۴
ضریب رفتار سازه‌های غیرساختمانی (آونگ وارونه، برج خنک کننده، برج یادبود، تابلو، تأسیسات تفریحی و بازی، دودکش، سیلو، قیف و کندو ۶۵۶
ضریب رفتار سازه‌های فولادی ۶۸۲
ضریب رفتار قاب مرکب ۷۵۷
ضریب رفتار مخازن هوایی، سیلو، دودکش و ... ۴۰۹
ضریب زلزله سد خاکی ۸۳۹
ضریب زلزله متوسط سد خاکی ۸۴۶
ضریب شتاب بحرانی سد خاکی ۸۶۴
ضریب فرم دال بتنی ۴۵۳
ضریب کاهش برش در دیوار برشی و دیافراگم ۶۷۸
ضریب کاهش مقاومت برشی دیوار آجری مسلح ۶۰۸
ضریب کاهش مقاومت جوش ۷۰۹
ضریب کاهش مقاومت خمشی دیوار آجری ۶۰۶
ضریب لاغری ستون فولادی در قاب ۶۸۸
ضریب نرمی
تعریف ۱۶۰
مثال حل شده ۱۷۹، ۱۹۲
مقایسه نتایج روش تقریبی و دقیق ۱۹۲
ضریب نرمی طلب (زلزله طبس) ۲۳۸
ضوابط آبا (آیین‌نامه بتن ایران) ۶۵۶
ضوابط آشتو (ضوابط زلزله پل) پ ۷۱
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۱) ـ عنوان فصل ۳۷۳
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ در مورد سازه بتنی ۶۵۴
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲ ـ عنوان فصل ۴۳۱
تغییرات اصلی نسبت به ویرایش ۱ ۴۳۱
ضوابط آیین‌نامه‌های امریکا ۲۵۹
ضوابط آیین‌نامه‌های مختلف
مقایسه ـ ۲۵۵
ضوابط برش در دیوار برشی و دیافراگم ۶۷۸
ضوابط تنگ در ستون بتنی با شکل پذیری زیاد ۶۶۷
ضوابط تنگ در لبه دیوار برشی ۶۷۷
ضوابط زلزله پل (ترجمه ضوابط آشتو) پ ۷۱
ضوابط شکل پذیری زیاد ـ عنوان بخش ۶۶۳
ضوابط شکل پذیری کم (آبا) ۶۵۸
ضوابط شکل پذیری متوسط ـ عنوان بخش ۶۵۹
ضوابط طراحی بادبند برون‌محور ۷۰۱
ضوابط طراحی تیر همبند ۶۷۹
ضوابط طراحی تیرستون ۵۲۸
ضوابط طراحی دیافراگم ۴۵۵
ضوابط طراحی دیوار برشی همبسته ۶۷۹
ضوابط طرحی سازه بتنی ۶۵۴
طبقه‌بندی امواج زلزله ۱۰۷
طبقه‌بندی لرزه‌ای پل ۷۶۶
طبقه‌بندی نوع زمین (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱) ۳۸۶
طبقه‌بندی نوع زمین (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۴۲
طبقه نرم ۱۵۴
طراحی ← طرح را نیز ببینید
طراحی اتصال گیردار ۵۴۰، ۷۲۲
طراحی اتصال گیردار به ستون قوطی (مثال) ۷۴۱

طراحی اتصال گیردار در جهت ضعیف ۷۳۴
طراحی اتصال گیردار در جهت ضعیف (مثال) ۷۳۶
طراحی اتصال گیردار در قاب ویژه (مثال) ۷۲۶
طراحی اتصال گیردار طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ (مثال) ۶۹۰
طراحی بادبند برون‌محور ۷۰۱
طراحی بر اساس عملکرد (مثال حل شده) ۳۵۸
طراحی برای بار دینامیکی (مثال حل شده) ۳۴۷
طراحی تیرستون ۵۲۸
طراحی تیر همبند ۶۷۹
طراحی دینامیکی بهینه (مثال حل شده) ۳۵۲
طراحی دینامیکی بهینه خرپا (مثال حل شده) ۳۵۴
طراحی دیوار برشی همبسته ۶۷۹
طراحی ساختمان آجری مسلح ۷۵۸
طراحی سازه فولادی
ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۶۸۱
طراحی قاب مرکب ۷۵۹
طراحی لرزه‌ای ـ عنوان فصل ۶۵۳
طراحی لرزه‌ای براساس نرمی هدف ۳۵۸
طراحی لرزه‌ای سازه فضاکار ۸۳۳
طراحی موزون (tuned) ۶۲۰
طراحی میانقاب آجری ۷۵۹
طراحی میانقاب بتنی ۷۶۳
طرح اتصالات سازه فضاکار ۸۳۴
طرح لرزه‌ای پل (مثال) ۷۷۹
طرح یک ساختمان آجری مسلح یک طبقه (مثال) ۷۵۸
طول گسل ۲۰
طول لولای خمیری عضو بتنی ۵۰۴
طول ناحیه بحرانی در تیر بتنی با شکل‌پذیری زیاد ۶۶۵
طول ناحیه بحرانی در تیر بتنی با شکل‌پذیری متوسط ۶۶۰
طول نشیمن ۷۷۶
طیف بازتاب زلزله ۲۳۱
طیف بدون بعد ال‌سنترو ۲۱۳
طیف بدون بعد زلزله طبس ۲۷۰
طیف پاسخ دستگاه تکدرجه ۱۱۴
طیف پاسخ زلزله ال‌سنترو (نمودار سه‌گانه) ۱۳۶
طیف پاسخ سه‌گانه (نحوه رسم) ۱۳۵
طیف پاسخ همپایه زلزله تافت ۱۹۵۲ ۸۱۶
طیف پاسخ همپایه زلزله میاگی ژاپن ۱۹۷۸ ۸۱۶
طیف جابجایی چند زلزله ۱۵۵
طیف جابجایی زلزله ۱۳۲
طیف جابجایی زلزله ال‌سنترو ۱۴۸
طیف زلزله ۱۳۱
ارتباط مقادیر طیفی جابجایی، سرعت و شتاب ۱۳۲
طیف سرعت زلزله ال‌سنترو ۱۴۸
طیف سه‌گانه زلزله ال‌سنترو ۱۴۸
طیف سه‌گانه زلزله منجیل (نمودار سه‌گانه) ۱۵۹
طیف شتاب بدون بعد زلزله‌های طبس، ناغان و ... ۲۳۰
طیف شتاب زلزله ال‌سنترو ۱۹۴۰ ۱۳۳
طیف شتاب زلزله پارک فیلد ۱۳۵
طیف شتاب زلزله سان فرناندو ۱۹۷۱ ۱۳۳
طیف شتاب زلزله طبس (جدول) ۲۷۲
طیف شتاب زلزله طبس ۱۳۵۷ ۱۳۴
طیف شتاب زلزله گازلی ۱۹۷۶ ۱۳۴
طیف شتاب زلزله مونتنگرو ۱۹۷۹ ۱۳۴
طیف شتاب زلزله ناغان (جدول) ۱۵۸
طیف شتاب زلزله‌های منجیل و ناغان ۱۵۷
طیف شکل‌پذیری (نرمی) ۱۶۷
طیف طراحی سید ۲۲۹
طیف طرح ـ عنوان بخش ۱۹۲
طیف طرح
تابعی از شکل‌پذیری ۲۶۸
سیرتکامل ۲۱۰
مثال حل شده برای تهیه طیف ۲۲۵
طیف طرح استاندارد (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۵۹
طیف طرح ساختگاه (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۵۹
طیف طرح غیرارتجاعی ۲۳۲
مثال حل شده ۲۳۶
نحوه تهیه ـ ۲۳۴
طیف طرح غیرارتجاعی نیومارک ۲۳۶
طیف طرح محرز ۲۲۱
روش تهیه ـ ۲۲۲
طیف طرح نیومارک ۲۱۵
نحوه تهیه ۲۱۸
طیف غیرارتجاعی زلزله ال‌سنترو ۳۳۱
طیف غیرارتجاعی شتاب زلزله ال‌سنترو ۱۷۰
طیف غیرارتجاعی شتاب زلزله‌های طبس، ناغان و منجیل ۱۷۱
طیف غیرخطی زلزله (نحوه تهیه) ۱۶۸
طیف محرز ۲۲۱
طیف نرمی (شکل‌پذیری) ۱۶۷
طیف نیومارک ـ هال ۲۱۳

طیف هاوزنر ۱۵۳، ۲۱۱
ظرفیت انحنای تیر فولادی ۵۲۵
ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌های فولادی ۵۸۴
ظرفیت نرمی چرخشی تیر (مثال) ۵۸۷
عرض مؤثر بال دیوار برشی ۶۷۶
عرض مؤثر میانقاب ۶۱۳
عمق زلزله ۲۸
عملکرد اتصال بتنی تحت نیروهای ناشی از زلزله ۵۱۵
عملکرد لرزه‌ای پل، تونل، سد و منبع هوایی ۶۴۳
عملکرد لرزه‌ای ساختمان آجری ۶۴۰
عملکرد لرزه‌ای ساختمان بتنی ۶۲۷
عملکرد لرزه‌ای ساختمان فولادی ـ عنوان بخش ۶۳۱
عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها ـ عنوان بخش ۶۲۶
عملگر چرخشی (ریاضی) ۸۶۹
غلتک ایمن ۳۳۵
فاصله اولین تنگ از بر اتصال (شکل پذیری متوسط) ۶۶۲
فاصله جوش ۷۱۲
فاصله درز ۷۱۲
فاصله مهارهای جانبی
حداکثر ـ در ناحیه لولای خمیری ۵۲۶
فاصله میلگردهای طولی در تیر و ستون بتنی با شکل‌پذیری کم ۶۵۹
فایفر ۱۷۴
فرایند زمین‌ساخت ایران ۶۶
فرضیه تغییر شکلهای یکنواخت ۳۵۲
فرضیه خط لغزش تاپونیه و مولنار ۱۵
فرکانسها و اشکال مدی (برنامه رایانه‌ای ژاکوبی) ۱۴۱
فرکانسها و اشکال مدی دستگاه چنددرجه ۱۳۸
فرکانسها و اشکال مدی سازه ۳ طبقه (مثال) ۱۳۹
فشار هیدرودینامیکی بر سد ۸۷۱
فشار هیدرودینامیکی در مخزن ۸۷۸
فلات ایران ۱۴
فلینیوس (تحلیل سد خاکی) ۸۳۷
فولاد
رفتار پسماند تحت بار متناوب ۴۹۴
ضریب ارتجاعی ۴۹۳
کرنش تسلیم ۵۸۵
نمودار تنش کرنش ۴۹۳
قاب بادبنددار
محاسبه سختی ـ ۳۸۸
قاب خمشی ـ عنوان بخش ۵۷۸
تأثیر انعطاف‌پذیری ـ ۵۷۸
محاسبه نرمی ۵۸۲
قاب فولادی معمولی ۶۸۸
قاب فولادی ویژه ـ عنوان بخش ۶۹۳
قاب مرکب (قاب + دیوار) ← میانقاب را ببینید
قاب مهاربندی شده ← قاب بادبنددار را نیز ببینید
قاب مهاربندی شده (ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۶۹۸
قاب یکپارچه (سیستم لوله‌ای) ۶۲۱
قاب یکپارچه هسته‌دار ۶۲۳
قاره‌ها (سن) ۸
قانون همسازی حرکات ۱۹
قطبهای قدیمی مغناطیسی ۱۲
قطعات الحاقی و نما (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۴۷
قطعات الحاقی ۳۹۸
ضریب بازتاب ۳۹۹
قید پنجه ۶۰۲
قید فشاری معادل (میانقاب) ۶۱۳
کاتو ۸۲۱
کاربرد شتابنگار ۹۳
کاربرد لرزه‌نگار ۹۳
کارسختی ۴۹۳
کاسای ۵۹۲
کانون زلزله ۲۸
نحوه تعیین ۳۰
کاهش تنش فشاری مجاز بادبند ۶۹۹
کاهندگی تیرستون بتنی ۴۹۸
کاهندگی در رفتار پسماند بادبند ۵۳۲
کاهندگی در رفتار پسماند میانقاب آجری ۶۱۵
کاهنده
ضریب رفتار سازه ـ ۱۸۲، ۱۸۴
کایلا ۴۰
کراوینکلر ۱۷۲
کرمی ۱۸۷، ۵۴۸
کرنش آبرفتگی بتن ۷۹۹
کرنش تسلیم فولاد ۵۸۵
کرنش خزش بتن ۷۹۹
کرنش خمیری بادبند ۶۳۲
کرنش شکست بتن ۵۰۰
تأثیر میلگرد عرضی بر ـ ۵۰۱

کرنش گرمایی بتن ۷۹۹
کرنش نهایی فولاد ۵۸۵
کرنل ۱۹۷
کفه پل
سقوط در زلزله ۶۴۵
کمانش موضعی قوطی جدار نازک ۵۲۱
کمانش موضعی مقاطع فولادی ۵۲۱
کمانش میلگرد فشاری ۴۹۶
کمیته ساختمانهای بلند امریکا ۵۱۰
کنترل جابجایی
ضابطه آیین‌نامه ۲۴۸
کنترل سازه تحت زلزله متوسط ۴۵۶
گره ـ تعریف ۶۸۶
گسل ۱۸
اختلاف سطح ۲۰
تعریف زمین‌شناسی ـ ۱۹
قانون مقیاس در ـ ۲۴
لغزش ـ ۲۲
تقسیمات ـ ۲۴
گسل الاصنام ۲۶
گسل انتقالی ۱، ۱۹
گسل تغییرشکل دهنده ۶، ۱۹
گسل جانبی ۲۰
گسل چمن ۱۹
گسل دورونه ۶۶
گسل سان اندریاس ۱۹، ۲۱، ۵۱
گسل فرعی ۲۵
گسل فعال ۲۲
گسل مندوسینو ۱۹
گسل نرمال ۲۰
گسل وارونه (معکوس) ۲۰
گسل وما ۱۹
گسلهای فعال و مهم ایران ۶۸
گندوانا ۱۲، ۱۳، ۶۴
گوتنبرگ ۷۰
گودال ۲۳
گودال پورتوریکو ۷
گودال تونگایا ۷
گودال ژاپن ۷
گودال فرورونده ۱
گودال کوریل ۷
لبه (درز جوش) ۷۱۴
لبه دیوار برشی
حداکثر فاصله میلگردهای قائم در ـ ۶۷۶
ضوابط تنگ در ـ ۶۷۷
لچکی برشگیر ۵۷۱
لرزه خیزی جهان ـ عنوان بخش ۴۹
لرزه‌خیزی آسیا ۵۵
لرزه‌خیزی افریقا ۵۷
لرزه‌خیزی اقیانوس آرام ۵۴
لرزه‌خیزی امریکای شمالی ۵۱
لرزه‌خیزی امریکای مرکزی و جنوبی ۵۳
لرزه‌خیزی ایران ـ عنوان بخش ۵۷
لرزه‌خیزی جهان ۴
لرزه‌نگار ۹۲
لرزه‌نگاشت ۹۳
لغزش شیروانی خاکی ۶۴۹
لغزش گسل سان اندریاس ۲۲، ۵۱
لغزش گسل ناکای ۲۲
لنگر پیچشی ناشی از زلزله ۳۸۹
لنگر خمیری تیر فولادی ۵۲۳
لنگر خمیری کاهش یافته تیرستون ۵۲۸
لنگر متناظر با مقاومت برشی چشمه اتصال ۶۸۹
لوت ۶۶
لولای خمیری (تعریف) ۶۵۸
لولای خمیری در عضو بتنی
طول ـ ۵۰۴
مبانی لرزه‌شناسی ـ عنوان بخش ۱
مثال (محاسبه تنشهای اسمی در اتصال خرجینی) ۵۵۶
مثال ۲. ۱ تحلیل دینامیکی دستگاه تکدرجه ۱۲۳
مثال ۲. ۲ تحلیل دینامیکی زیر اثر شتاب پی ۱۲۳
مثال ۲. ۳ تعیین فرکانسها و اشکال مدی سازه ۳ درجه ۱۳۹
مثال ۳. صفر برآورد ضریب نرمی و جابجایی یک سازه یک طبقه در زلزله طبس ۱۷۹
مثال ۳. یک محاسبه ضریب نرمی سازه ۱۰ طبقه ۱۹۲
مثال ۳. ۱ محاسبه شتاب زمین بروش تحلیل خطر زلزله ۲۰۱
مثال ۳. ۲ تحلیل خطر زلزله ۲۰۲
مثال ۳. ۳ تهیه طیف طرح سد ارداک ۲۲۵
مثال ۳. ۴ تهیه طیف طرح غیرارتجاعی سد ارداک ۲۳۶
مثال ۳. ۵ توزیع نیروی زلزله در سازه نامنظم ۲۷۵

مثال ۳. ۶ تحلیل دینامیکی سازه ۴ طبقه ۲۸۶
مثال ۳. ۷ مقایسه تحلیل استاتیکی و دینامیکی سازه ۳ طبقه ۲۸۹
مثال ۳. ۸ محاسبه مشخصات مدی بکمک جدول ۲۹۳
مثال ۳. ۹ تحلیل مدی ساختمان ۶ طبقه بکمک جدول ۲۹۴
مثال ۳. ۱۰ تحلیل مدی سازه نامنظم ۳۰۲
مثال ۳. ۱۰ تحلیل مدی سازه منظم از روابط تقریبی ۲۹۹
مثال ۳. ۱۱ طراحی خرپا زیر بار دینامیکی ۳۴۷
مثال ۳. ۱۲ طراحی دینامیکی بهینه خرپا ۳۵۲
مثال ۳. ۱۳ طراحی دینامیکی بهینه خرپا ۳۵۴
مثال ۳. ۱۴ طراحی لرزه‌ای ساختمان ۵ طبقه برای نرمی هدف ۲ در زلزله ال‌سنترو ۳۵۸
مثال ۴. ۱ تحلیل دینامیکی سازه ۴ طبقه ۴۰۴
مثال ۴. ۲ بررسی مقاومت خاک پشت دیوار محیطی ۴۱۸
مثال ۴. ۳ طراحی سیستم لرزه‌بر مختلط ۴۱۹
مثال ۴. ۴ محاسبه تنش برشی کف (دیافراگم) ۴۲۵
مثال ۵. ۱ محاسبه اثر وزن ساختمان ۸ طبقه ۴۴۵
مثال ۵. ۲ محاسبه نیروی دیافراگم ۴۴۹
مثال ۵. ۳ تحلیل دینامیکی سازه ۳ طبقه طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲ ۴۶۲
مثال ۶. ۱ تحلیل و تقویت ساختمان اتصال خرجینی ۵۶۶
مثال ۶. ۲ تقویت اتصال خرجینی (با ورق تقویت افقی) ۵۷۱
مثال ۶. ۳ تقویت اتصال خرجینی (با ورق اتصال جان) ۵۷۳
مثال ۶. ۳-۱ محاسبه ظرفیت چرخشی تیر ۵۸۷
مثال ۶. ۴ محاسبه تناوب و شکل مدهای قاب مرکب ۶۱۴
مثال ۷. ۱ طراحی اتصال گیردار (آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۶۹۰
مثال ۷. ۲ طراحی اتصال گیردار در قاب ویژه ۷۲۶
مثال ۷. ۳ طراحی اتصال گیردار در جهت ضعیف ۷۳۶
مثال ۷. ۴ طراحی اتصال گیردار به ستون قوطی ۷۴۱
مثال ۷. ۵ وارسی ستونها طبق ضوابط آیین‌نامه ۷۴۲
مثال ۷. ۶ طرح بادبند برون‌محور ۷۴۵
مثال ۷. ۷ محاسبه مقاومت برشی دیوار آجری ۷۵۷
مثال ۷. ۸ طرح یک ساختمان آجری یک طبقه ۷۵۸
مثال ۷. ۹ وارسی مقاومت ساختمان کلاف‌بندی شده ۷۶۰
مثال ۷. ۱۰ تأثیر میانقاب در ساختمان ۳ طبقه ۷۶۲
مثال ۷. ۱۱ طرح میانقاب بتنی ۷۶۴
مثال ۷. ۱۲ محاسبه نیروی زلزله پل ۳ دهانه ۷۷۹
مثال ۸. ۱ محاسبه دامنه موج در مخزن ۸۸۰
مثال ۸. ۲ محاسبه دامنه موج در مخزن ۸۸۱
مثال ۸. ۳ محاسبه نیروی زلزله در مخزن هوایی ۸۸۲
مثال ۹. ۱ تحلیل دینامیکی زمانی سازه ۲ طبقه ۸۸۷
مثال ۹. ۲ تناوب و شکل مدهای سازه ۲ طبقه ۸۹۰
مثال ۹. ۳ تحلیل مدی سازه ۶ طبقه ۸۹۰
مثال ۹. ۴ تحلیل مدی سازه ۴ طبقه (طیف هاوزنر) ۸۹۲
مثال ۹. ۵ مقایسه نتایج تحلیلهای دینامیکی و استاتیکی سازه ۳ طبقه نامنظم ۸۹۴
مثال ۹. ۶ مقایسه نتایج تحلیل سازه منظم و نامنظم ۸۹۷
مثال ۹. ۷ تحلیل دینامیکی سازه با طبقه اول سخت ۸۹۹
مثال ۹. ۸ تحلیل دینامیکی سازه ۴ طبقه نامنظم ۹۰۱
مثال ۹. ۹ تحلیل دینامیکی سازه پس‌نشسته ۹۰۲
مثال ۹. ۱۰ تحلیل دینامیکی سازه با طبقه اول سخت ۹۰۵
مثال ۹. ۱۱ تحلیل دینامیکی سازه یک طبقه ۹۰۷
مثال ۹. ۱۲ شتاب واقعی ساختمان در زلزله ۹۰۷
مثال ۹. ۱۳ انرژی آزاد شده در زلزله ۹۰۸
مثال ۹. ۱۴ مقایسه سختی قاب بادبنددار با اتصالات صلب و مفصلی ۹۰۵
مثال ۹. ۱۵ تحلیل دینامیکی و استاتیکی سازه با طبقه اول سخت ۹۱۰
مثال ۹. ۱۶ تحلیل دینامیکی غیرارتجاعی، و محاسبه ضریب رفتار و جابجایی غیرارتجاعی سازه ۳ طبقه در زلزله طبس ۹۱۲
مثال ۹. ۱۷ پیچش در ساختمان یک طبقه ۹۱۴
مثال ۹. ۱۸ تحلیل دینامیکی دو سازه مجاور و محاسبه درز انقطاع در زلزله طبس ۹۱۶
مثال و تمرین ـ عنوان فصل ۸۸۷
محاسبه اتصال گیردار ۷۲۲
محاسبه تغییرشکل دیافراگم ۴۵۲
محاسبه تناوب ساختمان
آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱ ۳۸۳
آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲ ۴۴۰
ضوابط آیین‌نامه‌های امریکا ۲۶۵
محاسبه تناوب و مشخصات مدی بکمک جدول ۲۹۳
محاسبه تنش فشاری در دیوار برشی ۶۷۷
محاسبه جابجایی پل ۷۷۵
محاسبه جابجایی سد خاکی ۸۵۸
رابطه امبرسز ۸۶۳
محاسبه جابجایی غیرارتجاعی (ضابطه اتی‌سی) ۲۴۸
محاسبه جابجایی غیرارتجاعی در زلزله (مثال) ۱۷۹
محاسبه جابجایی لرزه‌ای بکمک رابطه ضریب رفتار ۳۳۴
محاسبه سختی عناصر لرزه‌بر ۳۹۳
محاسبه سختی قاب بادبنددار ۳۸۸

محاسبه ضریب نرمی (مثال حل شده) ۱۹۲
محاسبه لنگر پیچشی ناشی از زلزله ۳۸۹
محاسبه لنگر متناظر با مقاومت برشی چشمه اتصال ۶۸۹
محاسبه مقاومت برشی مقاطع بتنی ۵۰۷
محاسبه مقاومت خمشی تیر بتنی ۴۹۹
محاسبه مقاومت خمشی تیرستون بتنی ۵۰۲
محاسبه نرمی قاب خمشی ۵۸۲
محدوده کاربرد آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱ ۴۱۴
محدوده کاربرد روش استاتیکی ۴۳۳
محدودیت ارتفاع سیستمهای لرزه‌بر ۲۵۲
محدودیتهای هندسی تیر بتنی با شکل پذیری زیاد ۶۶۳
محدودیتهای هندسی تیر بتنی با شکل پذیری متوسط ۶۶۰
محرز ۲۲۱
محور برآمده اقیانوسی ۱
محور تغذیه کننده ۷
محور میانی اقیانوس اطلس ← پشته اقیانوس اطلس
مخازن زمینی و زیر زمینی (آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۴۰۹
مختصات مدی ۱۴۳
مخزن
تناوب ۸۸۰
فشار هیدرودینامیکی ۸۷۸
مثال حل شده ۸۸۰، ۸۸۱
مدل جرم و فنر ۸۷۸
مخزن هوایی (مثال حل شده) ۸۸۲
مدت زلزله ۴۷
مدل بوشینگر ۴۹۴
مدل پسماند Q برای سازه بتنی ۱۷۹
مدل پسماند کاهنده ۱۸۴
مدل پسماند میانقاب آجری ۶۱۵
مدل تاکادا (مدل پسماند کاهنده برای سازه بتنی) ۱۷۸
مدل جرم و فنر ۸۷۸
مدل دیافراگم انعطاف‌پذیر ۴۵۵
مدل کاهنده Q ۱۷۹
مدهای مؤثر سازه فضاکار ۸۲۰
مدهای مورد نیاز در تحلیل دینامیکی پل ۷۷۱
مدیترانه ۱۳
مذاب‌کره ۱
مرز صفحات سنگ‌کره ۱
مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ۹۷
مرکز زلزله ۲۸
مرکز سختی سازه ۳۹۱
مشخصات درز هفت (۷) ۷۱۲
مشخصات هندسی درز جوش ۷۱۱
مصالح بنایی ← آجری را ببینید
معادلات انتشار امواج در شاره ۸۶۹
معادله ارتعاش آزاد دستگاه تکدرجه ۱۱۲
معادله ارتعاش آزاد دستگاه چنددرجه ۱۳۸
معادله حرکت تحت شتاب پی (دستگاه تکدرجه) ۱۲۱
معادله حرکت دستگاه تکدرجه ۱۱۲
معادله حرکت دستگاه چنددرجه ۱۴۳
معادله حرکت مد i ام ۱۴۴
معادله دیفرانسیل ارتعاش سد خاکی ۸۴۰
معادله فرکانسها و اشکال مدی دستگاه چنددرجه ۱۳۸
معادله مشخصه دستگاه چنددرجه ۱۳۸
معیار طراحی ایمن و بهینه ۳۴۳، ۳۴۴
معیار طراحی برای بارهای دینامیکی ۳۴۴
معیارهای طرح برای تحلیل دینامیکی ۳۲۵
مقاومت اتصال فولادی ۶۸۹
مقاومت اعضا ـ تعریف ۶۸۶
مقاومت برشی اتصال تیر به ستون بتنی با شکل‌پذیری زیاد ۶۷۳
مقاومت برشی دیوار آجری غیرمسلح ۶۰۴، ۷۵۷
مقاومت برشی دیوار آجری مسلح ۶۰۸
مقاومت برشی عضو بتنی ۵۰۹
مقاومت برشی مقاطع بتنی ۵۰۷
مقاومت برشی میانقاب ۶۱۷
مقاومت برشی نهایی دیوار برشی و دیافراگم ۶۷۸
مقاومت برشی و خمشی دیوار برشی بتنی ۵۱۲
مقاومت ترک قطری میانقاب ۶۱۷
مقاومت تسلیم مشخصه میلگرد ۶۵۷
مقاومت خاک پشت دیوار محیطی ۴۱۸
مقاومت خمشی تیر بتنی ۴۹۹
مقاومت خمشی تیرستون بتنی ۵۰۲
مقاومت خمشی تیرستون فولادی ۵۲۸
مقاومت خمشی دیوار آجری غیرمسلح ۶۰۴
مقاومت خمشی دیوار آجری مسلح ۶۰۵
مقاومت خمشی عضو بتنی پیش‌تنیده ۵۱۸
مقاومت خمیری تیر فولادی ۵۲۳
مقاومت ستون فولادی ـ وارسی ۶۸۷
مقاومت طلب (تعریف) ۱۶۱

مقاومت کششی بتن ۴۹۲
مقاومت مشخصه بتن ۶۵۷
مقاومت نهایی اسمی اعضا و اتصالات فولادی ۶۸۷
مقایسه پاسخ لرزه‌ای سیستمهای غلتکی و معمولی ۳۳۸
مقایسه جابجایی لرزه‌ای سازه‌های ثابت و کاهنده ۱۶۶
مقایسه ضوابط آیین‌نامه‌های امریکا ۲۵۹
مقایسه ضوابط آیین‌نامه‌های مختلف ۲۵۵
مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی و استاتیکی ۳۱۸، ۳۲۲
مقدار تنگ در اتصال بتنی با شکل پذیری کم ۶۵۹
مقدار میلگرد طولی در تیر بتنی (شکل‌پذیری زیاد) ۶۶۴
مقدار میلگرد طولی در تیر بتنی (شکل‌پذیری متوسط) ۶۶۰
مقدار میلگرد طولی در تیر و ستون (شکل‌پذیری کم) ۶۵۸
مقیاس کردن شتابنگاشت طرح ۴۵۹
مکوفسکی ۸۱۲
منابع خطا در شتابنگاشت ۹۸
مناطق جوش خورده قدیمی ۱۳
مناطق زیررانده ۶
مناطق فرورونده ۷
منحنیهای هم‌شتاب ایران و تهران ۲۰۴
منشأ زلزله ـ عنوان بخش ۱
منشأ زلزله ۲۳
مواد متشکله پوسته دریایی ۱۱
مواد متشکله پوسته قاره‌ای ۱۱
موج حجمی ۲۹
موج ریلی ۳۰
موج سطحی ۲۹
موج طولی ۲۹
موج عرضی ۲۹
موج کروی (زلزله) ۲۲
موج لاو ۳۰
مؤسسه ژئوفیزیک دانشگاه تهران ۹۷
مؤلفه قائم زلزله ۱۵۹
مؤلفه قائم زلزله (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۱) ۳۹۸
مونونوبه (تحلیل سد خاکی) ۸۳۹
مهاجر ۲۰۸
مهاربند ← بادبند را نیز ببینید
مهاربند ۷ و یا ۸ ـ تعریف ۶۸۶
مهاربند k ـ تعریف ۶۸۶
مهاربند جناغی ـ تعریف ۶۸۶
مهاربند زانویی ـ تعریف ۶۸۶
مهاربند ضربدری ـ تعریف ۶۸۶
مهاربند قطری ـ تعریف ۶۸۶
میانقاب آجری
اثر بر تناوب ساختمان (ضابطه آیین‌نامه) ۶۸۲
پرتاب عرضی (پرتاب به خارج صفحه) ۶۳۸
تنش برشی مجاز ۶۱۷
تنش در مرکز ـ ۶۱۷
حالتهای شکست ۶۱۱
رفتار پسماند ۶۱۲
شکست برشی ستون بتنی در اثر ضربه ـ ۶۲۹
ضریب ارتجاعی ۶۱۴
ضریب رفتار ۷۵۷
طراحی ـ ۷۵۹
طول تماس ـ ۶۱۲
عرض مؤثر ـ ۶۱۳
عملکرد در زلزله منجیل ۶۳۸
قید فشاری معادل ۶۱۳
مثال ۷۶۰
محاسبه تناوب و شکل مدها (مثال حل شده) ۶۱۴
محاسبه سختی ۶۱۱
مدل پسماند ۶۱۵
مقاومت برشی ۶۱۷
میانگین ضخامت ۱۲
نحوه پایدارسازی در برابر پرتاب عرضی ۷۶۳
میانقاب بتنی
حالتهای شکست ۵۱۱
طراحی ۷۶۳
مثال طراحی ۷۶۴
مقاومت برشی ۵۱۰
میانقاب در ساختمان ۳ طبقه فولادی (مثال) ۷۶۲
میرایی امواج زلزله ۴۰
میلگرد
مقاومت تسلیم مشخصه ۶۵۷
میلگرد طولی در تیر و ستون (شکل‌پذیری کم) ۶۵۸
میلگرد عرضی
تأثیر محصورکنندگی ۴۹۵
میلگرد فشاری
کمانش ۴۹۶
میلگرد متعادل
درصد ۵۰۰

میلگردهای طولی در تیر و ستون بتنی با شکل پذیری کم (حداکثر فاصله) ۶۵۹
مین استون ۶۱۳
ناپایداری ژئوتکنیکی (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۷۴
ناحیه بحرانی (تعریف) ۶۵۸
ناحیه بحرانی در تیر بتنی با شکل‌پذیری زیاد ۶۶۵
ناحیه بحرانی در تیر بتنی با شکل‌پذیری متوسط ۶۶۰
ناحیه برشی (در اتصال گیردار) ۵۴۳
ناحیه خمیری (تعریف) ۶۵۸
ناحیه‌های ثابت شتاب، سرعت و جابجایی ۱۵۶
نبوی ۷۰
نحوه اصلاح شتابنگاشت طرح (مثال) ۴۶۸
نحوه ترکیب بارها (ضوابط آبا) ۶۵۹
نحوه ترکیب مدها (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۶۰
نحوه تهیه طیف طرح غیرارتجاعی ۲۳۴
نحوه تهیه طیف غیرخطی زلزله ۱۶۸
نحوه محاسبه تنش فشاری در دیوار برشی ۶۷۷
نحوه مقیاس کردن (همپایه کردن) شتابنگاشت طرح ۴۵۹
نرپ (NEHRP) ۲۶۰
نرخ تجمع کرنش در ایران ۷۹
نرخ لغزش شرق ایران ۸۱
نرخ لغزش صفحات در ناحیه زاگرس ۷۹
نرخ لغزش ناحیه البرز ۸۱
نرمی (تعریف) ۱۶۰
نرمی اعضای خمشی فولادی ۵۸۶
نرمی اعضای کششی فولادی ۵۸۶
نرمی بادبند (قاب بادبندی شده) ۶۳۲
نرمی بادبند برون‌محور ۵۹۰
نرمی بادبند ۵۸۶
نرمی بتن ۴۹۰
نرمی جابجایی تیر بتنی (مثال) ۵۰۵
نرمی جابجایی تیرستون بتنی ۵۰۴
نرمی خمشی تیر بتنی ۵۰۱
نرمی خمشی تیرستون بتنی ۵۰۳
نرمی خمشی تیر فولادی ۵۸۶
نرمی سازه‌های فولادی ـ عنوان بخش ۵۸۴
نرمی طلب ۱۶۷
نرمی عضو بتنی پیش‌تنیده ۵۱۸
نرمی قاب خمشی ۵۸۲
نسبت b/t برای مقاطع فولادی فشرده و خمیری ۵۲۲
نسبت V/A و AD/V^2 ۲۲۲
نظریه زمین‌ساخت ۶
نظریه موانع ۲۷
نظریه ناهمواری ۲۷
نظم در ارتفاع ـ ضابطه آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۱) ۳۷۴
نظم در ارتفاع و افق (ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش۲) ۴۳۴
نظم در پلان ـ آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۱) ۳۷۵
نقد جمع‌بندی پوپوف در مورد بادبند برون‌محور ۵۹۵
نقد روش تحلیل استاتیکی ـ عنوان بخش ۲۶۸
نقد روش تحلیل دینامیکی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۴۶۲
نقد روش طیف طرح ۲۳۷
نقد روش کرنل ۲۰۵
نقد روشهای متعارف بارگذاری لرزه‌ای ۳۲۷
نقد ضابطه طراحی اتصال گیردار (آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۶۹۲
نقش شکل‌پذیری (نرمی) در کاهش نیروی زلزله ۱۶۰
نقشه پهنه‌های زمین‌ساختی ـ رسوبی ایران ۷۱
نقشه صفحات زمین‌ساخت خاورمیانه ۶۷
نقشه گسلهای مهم ایران ۶۸
نقشه لرزه‌خیزی آسیا ۵۵
نقشه لرزه‌خیزی ایالات متحده امریکا ۵۲
نقشه لرزه‌خیزی جهان ۴
نقشه لرزه‌خیزی زلاند نو ۵۴
نقشه لرزه‌خیزی کالیفرنیا ۵۱
نقشه موقعیت زمین ساختی ایران مرکزی ۷۲
نما (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۴۷
نمودار اندرکنش ستون بتنی ۵۰۳
نمودار پسماند تیر بتنی پیش‌تنیده ۵۱۷
نمودار پسماند تیر رابط (بادبند برون‌محور) ۵۹۴
نمودار پسماند تیرستون بال پهن تحت بار متناوب ۵۲۲
نمودار پسماند تیرستون بتنی با تسلیم برشی ۵۰۶
نمودار پسماند سازه کاهنده ۱۶۶
نمودار تنش کرنش بتن ۴۹۱، ۴۹۲
نمودار تنش کرنش فولاد ۴۹۳
نمودار سه‌گانه طیف پاسخ (نحوه رسم) ۱۳۵
نمودار سه‌گانه طیف زلزله منجیل ۱۵۹
نمودار لنگر انحنای تیر بتنی ۴۹۷
نمودار لنگر انحنای تیر فولادی تحت بار متناوب ۵۲۶
نمودار لنگرانحنای تیر مرکب ۵۹۹
نمودار لنگرانحنای تیرستون بال پهن ۵۲۲
نمودار نیروجابجایی تیرستون بتنی با تسلیم برشی ۵۰۶

نمودارهای هم‌شتاب ایران و تهران ۲۰۴
نواحی آلی ۱
نواحی ثابت شتاب، سرعت و جابجایی ۱۵۶
نواحی شتاب، سرعت و جابجایی محرز ۲۲۲
نواحی همگرا ۱۴
نواحی واگرا ۱۴
نوار اقیانوسی ۱
نوار مغایرت مغناطیسی ۱۲
نوروزی ۷۰، ۲۰۸
نوشین ۸۰۷
نیازی ۷۰
نیروهای دینامیکی
معیار طراحی برای ـ ۳۴۴
نیروهای وارد بر قطعه اتصال ۵۱۶
نیروی ارتجاعی زلزله ـ عنوان بخش ۱۴۷
نیروی برشی طرح (ضوابط شکل‌پذیری زیاد) ۶۷۱
نیروی برشی طرح (ضوابط شکل‌پذیری متوسط) ۶۶۲
نیروی دیافراگم (مثال حل شده) ۴۴۹
نیروی زلزله قطعات الحاقی ۳۹۸
نیروی ضریبدار (تعریف) ۶۵۹
نیروی غیرارتجاعی زلزله ـ عنوان بخش ۱۶۰
نیروی وارد به دیافراگم (آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۲) ۴۴۹
نیومارک (روش محاسبه جابجایی سد خاکی) ۸۶۱
واحدهای طبیعی ایران ۵۸
وارسی ستونها طبق ضوابط آیین‌نامه (مثال) ۷۴۲
وارسی مقاومت ستون فولادی ۶۸۷
واژگونی ۳۹۶، ۴۲۴
واژه نامه پ ۱۲۹
واکابایاشی ۲۵۶
واگرا
نواحی ـ ۱۴
ورق پشت‌بند (در جوش) ۷۱۳
ورق پیوستگی اتصال گیردار (تیرهای نابرابر) ۷۲۰
ورق پیوستگی در اتصال فولادی گیردار ۶۹۵، ۷۲۴
ورق فاصله در جوش شیاری ۷۱۲
ورق مضاعف (doubler plates) ۵۴۴، ۷۱۸
وزن بی بعد سیستم لرزه‌بر GC ۳۶۲، ۳۶۶
وسترگارد ۸۷۴
وسعت ناحیه زلزله زده ۴۸
وصله تیر بتنی با شکل‌پذیری زیاد
محلهایی که وصله مجاز نیست ۶۶۴
وصله ستون فولادی ۶۸۸
ویدیچ ۱۷۴
ویلسون ۷۰۳۱۴
هاوزنر ۵۱، ۱۹۳
هسته (در ساختمان بلند) ۶۲۳
هلال ایران ۷۶
همپایه کردن شتابنگاشت طرح ۴۵۹
همپایه کردن شتابنگاشتها ۲۱۰
همگرا
نواحی ۱۴
همگرایی روش بهینه سازی دینامیکی ۳۵۳
همگرایی صفحات زمین‌ساخت ۱۱
هند
برخورد به آسیا ۱۳
برخورد کرتاسه پیشین ۱۲
زلزله‌های مخرب ۵۶
هیدرودینامیک ـ عنوان بخش ۸۶۷
هیمالیا ۱۳
یوگوسلاوی (زلزله اسکوپیه ۱۹۶۳) ۵۶

غلط نامه

این غلط نامه شامل غلطهای مهم است و غلطهای املایی و جزئی درج نشده است

صفحه	سطر	غلط	درست
۳۰	آخر	$d=(t_2-t_1)/\left[\frac{1}{v_p}-\frac{1}{v_s}\right]$	$d=(t_2-t_1)/\left[\frac{1}{v_s}-\frac{1}{v_p}\right]$
۴۳	۷	$\frac{1}{2}\left[\sum\ldots\left[\sum(\alpha_o\beta_D-\alpha_D)^2\right]^{1/2}=0\right.$	$\frac{1}{2}\left[\sum\ldots\left[\sum(\alpha_o\beta_D-\alpha_D)^2\right]^{-1/2}=0\right.$
۱۰۲	۱۷	ضرایب C_0 تا C_3	ضرایب C_1 تا C_3
۱۳۷	۵	$\Delta L=-\log\frac{S_{d_2}}{S_{d_1}}$	$\Delta L=\log\frac{S_{d_2}}{S_{d_1}}$
۱۹۴	۱۱	$R_{ym}=\frac{R_{es}}{R_T R}$	$R=\frac{R_{es}}{R_T R_{ym}}$
۱۹۴	۱۸	$T_0=\ldots.=0.65\times3.41^{0.3}\times0.45=0.42$	$T_0=\ldots.=0.75\times3.41^{0.2}\times0.45=0.43$
۲۲۸	۲	$S_d=\ldots..=25.4cm/\sec$	$S_d=\ldots..=25.4cm$
۲۴۳	۵	بازتاب S_d	بازتاب S_a
۲۴۴	۲۱	سرعت موج برش و خاک	سرعت موج برشی در خاک
۲۴۷	۵	h_i ارتفاع طبقه i ام	h_j ارتفاع طبقه j ام
۲۴۷	۲۱	سازه وارد حوزه ارتجاعی می‌شود ..	سازه وارد حوزه غیرارتجاعی می‌شود ..
۲۹۵	جدول ۳. ۲۷	شکل مد دوم ϕ_{li} ساختمان ۲ طبقه -۰/۶۲	شکل مد دوم ϕ_{li} ساختمان ۲ طبقه -۱/۶۲
۳۰۰	۱	$K_n=\left[\alpha+(1-\alpha)(1-\frac{n}{N}\right]k$	$K_n=\left[\alpha+(1-\alpha)(1-\frac{n-1}{N-1}\right]k$
۳۰۲	۳	در شکل ۳. ۸۱-۱	در شکل ۳. ۸۱-۱ (بدون آنکه برای αهای مختلف همپایه شود)
۳۰۷	جدول ۳. ۲۷-۶ ستون۵/ سطر۵	۰/۳۰۵	۱/۳۰۵
۳۰۹	آخر	$T_1'=$	$T_2'=$
۳۱۰	اول	$T_1'=$	$T_3'=$
۳۴۲	۱۹	$P_{AB}=P/\cos 60=2P$; $P_{BC}=-P/\cos 30=-1.15p$	$P_{AB}-P\cos 60=0 \therefore P_{AB}=0.5P$ $P_{BC}+P\cos 30=0 \therefore P_{BC}=-0.87P$
۳۴۳	۷	و در حالت کلی	و در حالت کلی برای یک سازه معین

صفحه	سطر	غلط	درست
۳۴۵	۴	$-(2P_y)\cos 60-(1.15P_y)\cos 30+P_y+\Delta P=ma$	$-(0.5P_y)\cos 60-(0.87P_y)\cos 30+P_y+\Delta P=ma$
۳۴۵	۱۳	$-(2P_y)\cos 60-(1.15P_y)\cos 30 = ma$	$-(0.5P_y)\cos 60-(0.87P_y)\cos 30=ma$
۳۴۵	شـــکل ۳. ۹۸ الف و ب	$2\ P_y$ $1.15\ P_y$	$0.5\ P_y$ $0.87\ P_y$
۳۵۱	۷	نشانه کاهش سختی	نشانه افزایش سختی
۳۶۴	شکل۳. ۱۰۹	$F_j = (V-T)/n$	$F_j = (V-F_t)/n$
۳۹۲	رابطهٔ ۳. ۱۹	$\overline{X} = \frac{\sum K_{yi} X_i}{\sum K_{yi}}$	$\overline{Y} = \frac{\sum K_{xi} Y_i}{\sum K_{xi}}$
۳۹۳	۹	$\Sigma I = I$.....	$\Sigma I = 1$.....
۳۹۵	رابطه ۴. ۲۳	$P_{xi} = \frac{K_{xi}}{\Sigma K_{xi}}$	$P_{xi} = \frac{K_{xi}}{\Sigma K_{xi}} \cdot F$
۳۹۶	۳	K_{xi} در طبقه j ام	K_{yi} در طبقه j ام
۳۹۸	۵	I وA شتاب پایه	A و I شتاب پایه
۴۰۱	۳	تعدادی ساختمان ۱۵ طبقه	تعدادی ساختمان ۱۵ و ۲۵ طبقه
۴۰۲	شکل ۴. ۱۲	در شکل ب عنوانهای مربوط به نمودارهای *روش استاتیکی* و *مدل پس نشسته* جابجا درج شده‌اند	
۴۰۳	رابطه ۴. ۳۸	$V_m=C_mW_n$	$V_m=C_mW_m$
۴۰۴	شکل مثال۴. ۱	وزن طبقه آخر 6 ton	وزن طبقهٔ آخر 10 ton
۴۰۶	۱۲	$= \sqrt{(0.77+679)^2+...}$	$= \sqrt{(0.77+0.679)^2+...}$
۴۲۰	۲	محورهای۱و۶ از استفاده	محورهای۱و۶ از بادبند استفاده
۴۲۳	۱	$\frac{982}{1866}+\frac{17}{1866}$	$\frac{982}{1866}+\frac{175}{1866}$
۴۲۵	۱۳	سقفها ضربی	سقفها
۴۳۳	۱۵	طبقات زیرین باشد	طبقات فوقانی باشد
۴۳۳	۱۶	سازه از ۱/۱ برابر	سازه بیشتر از ۱/۱ برابر
۴۴۳	۷	سیستم قائم مقاوم	سیستم مقاوم
۴۴۷	۱۴	ظرفیت شکل پذیرش	و نبود ظرفیت شکل‌پذیری،
۴۴۹	۱۰	تراز i از رابطه ۷.۴	تراز j از رابطهٔ ۷.۴
۴۴۹	۱۰	حداقل و حداکثر F_{ip}	حداقل و حداکثر F_{pi}

صفحه	سطر	غلط	درست
۴۹۱	شکل ۶. ۲		شکلهای الف و ب جابجا می‌شوند
۴۹۳	شکل ۶. ۵		شکلهای الف و ب جابجا می‌شوند.
۵۰۴	۵	نمودار ج	نمودار پ
۵۱۱	رابطه ۶. ۲۸	$V = mf_c tl$	$V = mf_c th$
۵۱۱	۱۶	t و l کلفتی و طول میانقاب	t و h کلفتی و ارتفاع میانقاب
۵۱۳	اول	$M_u =$	$M_n =$
۵۱۴	۱۴	kg/cm^2	kg
۵۱۵	۵ و ۹	kg/cm^2	kg
۵۱۸	۱۲	f'_{ps}	f_{ps}
۵۲۳	۱۴	شکل ۶. ۳۷. ب	شکل ۶. ۳۸. ب
۵۲۶	۵	کوچکتر از $f_y/td_w\sqrt{3}$	نیروی برشی کوچکتر از $f_y td_w/\sqrt{3}$
۵۵۳	۱۱	در شکل ۳. ۷۰. پ	در شکل ۶. ۷۰. پ
۵۵۳	۲۱	در شکل ۶. ۷۱. ب نمایش	در شکل ۶. ۷۱ نمایش
۵۵۴	۶	در شکل ۶. ۷۱. ب	در شکل ۶. ۷۱
۵۵۶	شکل ۶. ۷۳		اندازه جوش گوشه از ۸ میلیمتر به ۱۰ میلیمتر تغییر یابد
۵۶۲	۳	$M'' = F_t L = t_e b_e f_t$	$M'' = F_t L = t_e b_e f_t L$
۵۶۲	۱۳	(۶. ۷۰)	(۶. ۷۲-۱)
۵۶۲	۱۶	رابطه ۶. ۷۰	رابطه ۶. ۷۲-۱
۵۶۸	۲۰	M_2	M_1
۵۶۹	۹	$F_P = ... = 51.8\ t > 11.38$	$F_P = ... = 51.8\ t > 14.8$
۵۷۲	۱۷	شکل ۶. ۸۴	شکل ۶. ۸۵
۶۰۸	شکل ۶. ۱۰۵	پ. آرایش ترکها	پ. رفتار پسماند
۶۱۱	شکل ۶. ۱۰۹	الف. بروز ترک	الف. بروز ترک مرزی
۶۱۱	شکل ۶. ۱۰۹	ب. بروز ترک	ب. بروز ترک قطری
۶۱۴	۸	مصالح سازای قاب	مصالح سازای میانقاب
۶۱۸	۷	برای آجری چینی میانقاب	برای آجر چینی میانقاب
۶۶۱	۱۴	۷. ۱. ۲. ۲. ۲ را	۷. ۱. ۲. ۲. ۱ را
۶۶۶	۴	۷. ۱. ۲. ۲. ۲ را	۷. ۱. ۲. ۲. ۱ را

صفحه	سطر	غلط	درست
۶۷۶	۱۰	نباید کمتر از ۲۵٪ باشد	نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ باشد
۶۷۶	۱۸	بیشتر از f_c	بیشتر از $0/2f_c$
۶۷۷	شکل ۷. ۱۲	$C = \frac{w\frac{e}{2} + Hf}{2}$	$C = \frac{w\frac{e}{2} + Hf}{e}$
۶۸۲	۱	H زمان تناوب به متر است	H ارتفاع ساختمان به متر است
۶۹۵	رابطه ۷. ۲۶	$t_c \geq 0.4\sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}}$	$t_c \geq 0.4\sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}} = 0.4\sqrt{\frac{1.8A_fF_y}{F_y}} = 0.54\sqrt{A}$
۶۹۵	۲۰	جوش منتقل کنند	جوش منتقل کننده
۸۹۴	۱	برش طبقه سوم برابر	برش طبقه دوم برابر
۸۹۴	۶	$\ldots + 0.27 + \ldots$	$\ldots + 0.27^2 + \ldots$