



جمهوری اسلامی ایران

Islamic Republic of Iran

موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران

Institute of Standards and Industrial Research of Iran



استاندارد ملی ایران

۲۸۰۰

تجدیدنظر سوم

ISIRI

2800

3st.revision

طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله – آئین کار

**Seismic resistant design of buildings - Code
of practice**

نشانی مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران : کرج - شهر صنعتی، صندوق پستی ۳۱۵۸۵-۱۶۳



دفتر مرکزی : تهران - ضلع جنوبی میدان ونک - صندوق پستی : ۱۴۱۵۵-۶۱۳۹

تلفن مؤسسه در کرج: ۸-۲۸۰۶۰۳۱-۲۶۱



تلفن مؤسسه در تهران: ۵-۸۸۷۹۴۶۱-۲۱



دورنگار: کرج ۸۱۱۴-۲۸۰۲۶۱ - تهران ۸۸۸۷۱۰۳-۸۸۸۷۰۸۰-۲۱



بخش فروش - تلفن: ۴۵-۲۸۰۷۰۲۶۱ - دورنگار: ۴۵-۲۸۰۷۰۲۶۱



پیام نگار: Standard @ isiri.or.ir



بهاء: ۲۰۰۰۰ ریال



 **Headquarters :Institute Of Standards And Industrial Research Of IRAN**

P.O.Box: 31585-163 Karaj – IRAN

 **Tel.(Karaj): 0098 (261) 2806031-8**

 **Fax.(Karaj): 0098 (261) 2808114**

Central Office : Southern corner of Vanak square , Tehran

P.O.Box: 14155-6139 Tehran - IRAN

 **Tel.(Tehran): 0098(21)8879461-5**

 **Fax.(Tehran): 0098 (21) 8887080,8887103**

 **Email: Standard @ isiri.or.ir**

 **Price: 20000”RLS**

« بسمه تعالی »

آشنایی با مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران

مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران به موجب قانون، تنها مرجع رسمی کشور است که عهده دار وظیفه تعیین، تدوین و نشر استانداردهای ملی (رسمی) میباشد.

تدوین استاندارد در رشته های مختلف توسط کمیسیون های فنی مرکب از کارشناسان مؤسسه، صاحب نظران مراکز و مؤسسات علمی، پژوهشی، تولیدی و اقتصادی آگاه و مرتبط با موضوع صورت میگیرد. سعی بر این است که استانداردهای ملی، در جهت مطلوبیت ها و مصالح ملی و با توجه به شرایط تولیدی، فنی و فن آوری حاصل از مشارکت آگاهانه و منصفانه صاحبان حق و نفع شامل: تولیدکنندگان، مصرف کنندگان، بازرگانان، مراکز علمی و تخصصی و نهادهای سازمانهای دولتی باشد. پیش نویس استانداردهای ملی جهت نظرخواهی برای مراجع ذینفع و اعضای کمیسیون های فنی مربوط ارسال میشود و پس از دریافت نظرات و پیشنهادات در کمیته ملی مرتبط با آن رشته طرح و در صورت تصویب به عنوان استاندارد ملی (رسمی) چاپ و منتشر می شود.

پیش نویس استانداردهایی که توسط مؤسسات و سازمانهای علاقمند و ذیصلاح و با رعایت ضوابط تعیین شده تهیه می شود نیز پس از طرح و بررسی در کمیته ملی مربوط و در صورت تصویب، به عنوان استاندارد ملی چاپ و منتشر می گردد. بدین ترتیب استانداردهایی ملی تلقی می شود که بر اساس مفاد مندرج در استاندارد ملی شماره (۵) تدوین و در کمیته ملی مربوط که توسط مؤسسه تشکیل میگردد به تصویب رسیده باشد.

مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران از اعضای اصلی سازمان بین المللی استاندارد میباشد که در تدوین استانداردهای ملی ضمن توجه به شرایط کلی و نیازمندیهای خاص کشور، از آخرین پیشرفتهای علمی، فنی و صنعتی جهان و استانداردهای بین المللی استفاده می نماید.

مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران می تواند با رعایت موازین پیش بینی شده در قانون به منظور حمایت از مصرف کنندگان، حفظ سلامت و ایمنی فردی و عمومی، حصول اطمینان از کیفیت محصولات و ملاحظات زیست محیطی و اقتصادی، اجرای بعضی از استانداردها را با تصویب شورای عالی استاندارد اجباری نماید. مؤسسه می تواند به منظور حفظ بازارهای بین المللی برای محصولات کشور، اجرای استاندارد کالاهای صادراتی و درجه بندی آنها اجباری نماید.

همچنین بمنظور اطمینان بخشیدن به استفاده کنندگان از خدمات سازمانها و مؤسسات فعال در زمینه مشاوره، آموزش، بازرسی، ممیزی و گواهی کنندگان سیستم های مدیریت کیفیت و مدیریت زیست محیطی، آزمایشگاهها و کالیبره کنندگان وسایل سنجش، مؤسسه استاندارد اینگونه سازمانها و مؤسسات را بر اساس ضوابط نظام تأیید صلاحیت ایران مورد ارزیابی قرار داده و در صورت احراز شرایط لازم، گواهینامه تأیید صلاحیت به آنها اعطا نموده و بر عملکرد آنها نظارت می نماید. ترویج سیستم بین المللی یکاها، کالیبراسیون وسایل سنجش تعیین عیار فلزات گرانبها و انجام تحقیقات کاربردی برای ارتقای سطح استانداردهای ملی از دیگر وظایف این مؤسسه می باشد.

کمیسیون طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - آئین‌نامه

<u>رئیس</u>	<u>سمت و نمایندگی</u>
حیدری‌نژاد، قاسم (دکتری مکانیک)	رئیس مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
<u>اعضا</u>	
آقاوچک، علی‌اکبر (دکتری عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
احمدی، محمدتقی (دکتری عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
بازیار، محمدحسن (دکتری عمران)	دانشگاه علم و صنعت ایران
تسنیمی، عباسعلی (دکتری عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
تهرانی‌زاده، محسن (دکتری عمران)	دانشگاه صنعتی امیرکبیر (هماهنگ کننده کمیته)
جعفری‌مقمقانی، محمدکاظم (دکتری عمران)	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
حائری، سیدمحسن (دکتری عمران)	دانشگاه صنعتی شریف
حشمتی، بهمن (مهندس عمران)	انجمن ایرانی مهندسان محاسب ساختمان
دانشجو، فرهاد (دکتری عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
رازانی، رضا (دکتری عمران)	دانشگاه شیراز
رزاقی آذر، ناهید (فوق لیسانس عمران)	مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

دانشگاه علم و صنعت ایران

زارع، مهدی

(دکتری عمران)

زاهدی، مرتضی

(دکتری عمران)

مهندسین مشاور	سروی، حسن (دکتری عمران) شایانفر، محسن علی (دکتری عمران) شکیب، حمزه (دکتری عمران) طاحونی، شاپور (فوق لیسانس عمران) طاهری بهبهانی، علی اصغر (فوق لیسانس عمران) غفوری آشتیانی، محسن (دکتری عمران) فرجودی، جمشید (دکتری عمران) فرزانه، اورنگ (دکتر عمران) قالیافیان، مهدی (دکتری عمران) قریشی، منوچهر (دکتری زمین شناسی) کاظمی، محمد تقی (دکتری عمران) کمک پناه، علی (دکتری عمران) گتمیری، بهروز (دکتری عمران) مالکی، ابراهیم (مهندس عمران)	مهندسین مشاور
دانشگاه علم و صنعت ایران		
دانشگاه تربیت مدرس		
دانشگاه صنعتی امیرکبیر		
مهندسین مشاور		
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله		
دانشگاه تهران		
دانشگاه تهران		
دانشگاه تهران		
سازمان زمین شناسی		
دانشگاه صنعتی شریف		
دانشگاه تربیت مدرس		
دانشگاه تهران		
مهندسین مشاور		

مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن	مجیدزمانی، سهیل (فوق لیسانس سازه)
مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن	مزروعی، علی (دکتری سازه)
مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن	مصیبی، علیرضا (دکتری سازه)
مهندسین مشاور	معین فر، علی اکبر (فوق لیسانس عمران)
دانشگاه صنعتی شریف	مقدم، حسن (دکتری عمران)
دانشگاه تهران	میرقادری، رسول (دکتری عمران)
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	ناطقی الهی، فریبرز (دکتری عمران)
دانشگاه علم و صنعت ایران	نیکنام، احمد (دکتری عمران)
مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن	هاشمی طباطبایی، سعید (دکتری زمین شناسی)
<u>دیپ</u>	
دانشکده مهندسی عمران،	تهرانی زاده، محسن
دانشگاه صنعتی امیرکبیر (هماهنگ کننده کمیته)	(دکتری عمران)

فهرست مطالب

۱	۱ هدف
۱	۲ حدود کاربرد
۳	۳ مراجع الزامی
۴	۴ تعاریف
۹	۵ علایم
۱۱	۶ ملاحظات ژئوتکنیکی
۱۳	۷ ملاحظات معماری
۱۴	۸ ملاحظات پیکر بندی سازه‌ای
۱۵	۹ ضوابط کلی
۱۶	۱۰ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت
۱۶	ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»
۱۷	ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»
۱۷	ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»
۱۷	ساختمان‌های «با اهمیت کم»
۱۸	۱۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب شکل
۱۸	۱-۱۱ ساختمان‌های منظم
۱۸	۱-۱-۱۱ منظم بودن در پلان
۱۹	۲-۱-۱۱ منظم بودن در ارتفاع
۱۹	۲-۱۱ ساختمان‌های نامنظم
۱۹	۱۲ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای
۲۰	۱-۱۲ سیستم دیوارهای باربر
۲۰	۲-۱۲ سیستم قاب ساختمانی ساده
۲۰	۳-۱۲ سیستم قاب خمشی
۲۱	۴-۱۲ سیستم دوگانه یا ترکیبی
۲۲	۵-۱۲ سایر سیستم‌های سازه‌ای
۲۳	۱۳ محاسبه ساختمان‌ها در برابر نیروی زلزله

۲۳	۱-۱۳ ملاحظات کلی
۲۵	۲-۱۳ نیروی جانبی ناشی از زلزله
۲۶	۳-۱۳ روش تحلیل استاتیکی معادل
۲۶	۱-۳-۱۳ نیروی برشی پایه، V
۲۷	۲-۳-۱۳ ترازپایه
۲۸	۳-۳-۱۳ نسبت شتاب مبنای طرح، A
۲۹	۴-۳-۱۳ ضریب بازتاب ساختمان، B
۳۰	۵-۳-۱۳ طبقه‌بندی نوع زمین
۳۱	۶-۳-۱۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T
۳۳	۷-۳-۱۳ ضریب اهمیت ساختمان، I
۳۴	۸-۳-۱۳ ضریب رفتار ساختمان، R
۳۶	ترکیب سیستم‌ها در پلان
۳۶	ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع
۳۹	۹-۳-۱۳ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان
۴۰	۱۰-۳-۱۳ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان
۴۱	۱۱-۳-۱۳ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی
۴۲	۱۲-۳-۱۳ نیروی قائم ناشی از زلزله
۴۳	۴-۱۳ روش‌های تحلیل دینامیکی
۴۴	۱-۴-۱۳ حرکت زمین
۴۴	طیف طرح استاندارد
۴۵	طیف طرح ویژه ساختگاه
۴۵	تاریخچه زمانی شتاب، شتاب‌نگاشت
۴۷	۲-۴-۱۳ روش تحلیل دینامیکی طیفی یا روش تحلیل مدها
۴۷	تعداد مدهای نوسان
۴۷	ترکیب اثرات مدها
۴۸	اصلاح مقادیر بازتاب‌ها
۴۹	اثرات پیچش
۴۹	ترکیب اثر زلزله در امتدادهای مختلف
۴۹	روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی

- ۵۰ ۱۳-۴ روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی
- ۵۰ تحلیل تاریخچه زمانی خطی
- ۵۱ تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی
- ۵۱ ۱۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات
- ۵۳ ۱۳-۶ اثر $P-\Delta$
- ۵۵ ۱۳-۷ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده
- ۵۵ ۱۳-۸ نیروی جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان و قطعات الحاقی
- ۵۷ ۱۳-۹ نیروی جانبی زلزله موثر بر دیافراگمها
- ۵۸ ۱۳-۱۰ افزایش بار طراحی در ستونهای خاص
- ۵۹ ۱۳-۱۱ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند
- ۵۹ ۱۳-۱۲ قطعات نما و سایر قطعات غیر سازه‌ای متصل به ساختمان
- ۶۱ ۱۳-۱۳ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره‌برداری
- ۶۲ ۱۳-۱۴ سازه‌های غیر ساختمانی
- ۶۴ ۱۳-۱۵ ترکیب نیروی زلزله با سایر نیروها- تنش‌های طراحی
- ۶۵ ۱۴ ضوابط ساختمان‌های با مصالح بنایی غیر مسلح
- ۶۵ ۱۴-۱ تعریف
- ۶۵ ۱۴-۲ محدودیت ارتفاع ساختمان و طبقات آن
- ۶۶ ۱۴-۳ پلان ساختمان
- ۶۸ ۱۴-۴ مقطع قائم ساختمان
- ۶۹ ۱۴-۵ بازشوها (در- پنجره- گنجه)
- ۷۰ ۳-۶ دیوارهای سازه‌ای
- ۷۲ ۱۴-۷ دیوارهای غیر سازه‌ای و تیغه‌ها (یا جداگرها)
- ۷۳ ۱۴-۸ جان‌پناه‌ها و دودکش‌ها
- ۷۳ ۱۴-۹ کلاف‌بندی
- ۷۳ ۱۴-۹-۱ کلاف‌بندی افقی
- ۷۵ ۱۴-۹-۲ کلاف‌بندی قائم
- ۷۹ ۱۴-۹-۳ کلاف‌بندی دیوارهای مثلثی شکل
- ۸۰ ۱۴-۱۰ اجرای دیوارهای سازه‌ای
- ۸۱ ۱۴-۱۱ سقف‌ها

۸۱	۱۴-۱۱-۱ مصالح سقف
۸۱	۱۴-۱۱-۲ اتصال سقف و تکیه‌گاه
۸۲	۱۴-۱۱-۳ انسجام سقف
۸۳	در سقف طاق ضربی
۸۳	در سقف تیرچه بلوک
۸۴	در خرپاها
۸۴	۱۴-۱۱-۴ سقف کاذب
۸۵	۱۴-۱۱-۵ سقف‌های قوسی
۸۵	۱۴-۱۲ نماسازی
۸۶	۱۴-۱۳ خرپشته
۸۷	پیوست الف: درجه بندی خطر نسبی زلزله در شهرها و نقاط مهم ایران
۱۰۸	پیوست ب: ضوابط خاص برای سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله
۱۲۷	پیوست پ: جزئیات روش تحلیل دینامیکی طیفی (با استفاده از آنالیز مدها و طیف بازتاب طرح)
۱۳۸	پیوست ت: زمان تناوب اصلی نوسان پاندول‌های وارونه، برج‌ها، دودکش‌ها و سایر ساختمان‌های مشابه
۱۴۳	پیوست ث: اثر $P-\Delta$
۱۵۰	پیوست ج: دیافراگم‌ها

پیشگفتار

استاندارد «طراحی ساختمان ها در برابر زلزله - آیین کار» نخستین بار در سال ۱۳۶۷ تهیه شد. براساس پیشنهادهای رسیده و بررسی و تأیید کمیسیونهای مربوط برای سومین بار توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در کمیسیونهای مربوطه مورد تجدید نظر قرار گرفت و با عنوان «طراحی ساختمان ها در برابر زلزله - آیین نامه» در ۱۲۱ کمیته ملی استاندارد ساختمان و مصالح ساختمانی مورخ ۸۴/۴/۲۶ مورد تأیید قرار گرفته است، اینک این استاندارد به استناد بند یک ماده ۳ قانون اصلاح قوانین و مقررات مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران مصوب بهمن ماه ۱۳۷۱ به عنوان استاندارد ایران منتشر می شود.

برای حفظ همگامی و هماهنگی با تحولات و پیشرفت های ملی و جهانی در زمینه صنایع، علوم و خدمات، استانداردهای ملی ایران در مواقع لزوم تجدیدنظر خواهد شد و هرگونه پیشنهادی که برای اصلاح و یا تکمیل این استانداردها ارائه شود، در هنگام تجدیدنظر در کمیسیون فنی مربوطه مورد توجه قرار خواهد گرفت. بنابراین برای مراجعه به استانداردهای ایران باید همواره از آخرین تجدیدنظر آنها استفاده کرد.

در تهیه و تدوین این استاندارد سعی شده است که ضمن توجه به شرایط موجود و نیازهای جامعه، در حد امکان بین این استاندارد و استانداردهای بین المللی هماهنگی ایجاد شود. منابع و مآخذی که برای تهیه این استاندارد به کار رفته به شرح زیر است:

- 1- UBC, 1997 : Uniform building cod
- 2- IBC, 2000 : International building cod

طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - آئین کار

۱ هدف

هدف از تدوین این استاندارد، تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان‌ها در برابر اثرهای ناشی از زلزله است به طوری که با رعایت آن انتظار می‌رود:

الف: با حفظ ایستایی ساختمان در زلزله‌های شدید، تلفات جانی به حداقل برسد و نیز ساختمان در برابر زلزله‌های خفیف و متوسط بدون وارد شدن آسیب عمده سازه‌ای قادر به مقاومت باشد.

ب: ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»، گروه ۲ در بند ۱۰، در زمان وقوع زلزله‌های خفیف و متوسط، قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ کنند و در ساختمان‌های با اهمیت متوسط، گروه ۳ بند ۱۰، خسارات سازه‌ای و غیر سازه‌ای به حداقل برسد.

پ: ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»، گروه ۱ در بند ۱۰، در زمان وقوع زلزله‌های شدید، بدون آسیب عمده سازه‌ای، قابلیت بهره‌برداری بدون وقفه خود را حفظ کنند.

زلزله شدید که «زلزله طرح» نامیده می‌شود، زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله‌های بزرگتر از آن، در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان، کمتر از ده درصد باشد.

زلزله خفیف و متوسط یا «زلزله سطح بهره‌برداری»، زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله‌های بزرگتر از آن، در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان، بیش‌تر از ۹۹/۵ درصد است.

۲ دامنه کاربرد

۱-۲ این آیین نامه برای طرح و اجرای ساختمان های بتن مسلح، فولادی، چوبی و ساختمان های با مصالح بنایی به کار می رود.

۲-۲ ساختمان های زیر مشمول این آیین نامه نیستند:

الف- ساختمان های خاص، مانند سدها، پل ها، اسکله ها و سازه های دریایی و نیروگاه های هسته ای.

در طرح ساختمان های خاص باید ضوابط ویژه ای که در آیین نامه های مربوط به هر یک از آنها برای مقابله با اثرهای زلزله تعیین می شود، رعایت گردد. ولی در هر حال، شتاب مبنای طرح آنها نباید کمتر از مقدار مندرج در این آیین نامه در نظر گرفته شود. در مواردی که مطالعات خاص لرزه خیزی ساختگاه برای این گونه ساختمان ها انجام شود، نتیجه آنها می تواند ملاک عمل قرار گیرد، مشروط بر آن که مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه از دو سوم مقادیر طیف طرح استاندارد مطابق بند ۱۳-۴-۱-۲، بدون در نظر گرفتن ضرایب اهمیت I و رفتار R ، کمتر نباشد.

ب- بناهای سنتی که با گل و یا خشت ساخته می شوند.

این نوع بناها به علت ضعف مصالح، مقاومت چندانی در برابر زلزله ندارند و حتی تامین ایمنی نسبی آنها در برابر زلزله مستلزم تمهیداتی ویژه است. با توجه به اینکه در مناطق کویری و دوردست، فراهم آوردن مصالح مقاوم به سادگی میسر نیست، باید ضوابط و دستورالعمل های فنی ویژه برای تامین ایمنی نسبی آنها با به کارگیری عناصر مقاوم چوبی، فلزی، بتنی، یا ترکیبی از آنها و یا هر گونه مصالح دیگر، تدوین و ترویج و به کار بسته شود.

۳-۲ ساختمان های آجری مسلح و ساختمان های بلوک سیمانی مسلح که در آنها از مصالح بنایی برای تحمل فشار و از میلگردهای فولادی برای تحمل کشش استفاده می شود مشمول ضوابط و مقررات فصل دوم این آیین نامه است. طراحی این گونه ساختمان ها تا زمانی که آیین نامه ویژه ای در مورد آنها تدوین نگردیده است، باید بر اساس آیین نامه معتبر یکی از کشورهای دیگر باشد. در غیر این صورت، ضوابط کلی و مقررات مربوط

به ساختمان‌های با مصالح بنایی غیر مسلح، مندرج در فصل سوم این آیین‌نامه، باید در مورد این ساختمان‌ها نیز رعایت گردد.

۳ مراجع الزامی

مدارک الزامی زیر حاوی مقرراتی است که در متن این استاندارد به آن‌ها ارجاع داده شده است. بدین ترتیب آن مقررات جزئی از این استاندارد محسوب می‌شود در مورد مراجع دارای تاریخ چاپ و/یا تجدید نظر، اصلاحیه‌ها و تجدیدنظرهای بعدی این مدارک مورد نظر نیست. معهذا بهتر است کاربران ذینفع این استاندارد، امکان کاربرد آخرین اصلاحیه‌ها و تجدید نظرهای مدارک الزامی زیر را مورد بررسی قرار دهند. در مورد مراجع بدون تاریخ چاپ و/یا تجدید نظر، آخرین چاپ و/یا تجدید نظر آن مدارک الزامی ارجاع داده شده مورد نظر است.

استفاده از مراجع زیر برای کاربرد این استاندارد الزامی است:

۱-۳ آیین‌نامه بتن ایران (آبا)

۲-۳ نشریه شماره ۱۲۳ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی - ضوابط و معیارهای طرح و محاسبه مخازن آب

زمینی

۳-۳ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی

۳-۴ استاندارد ملی ایران شماره ۵۱۹: ۱۳۷۵، حداقل بار وارده بر ساختمان‌ها و ابنیه فنی

تعاریف و اصطلاحات

در این استاندارد اصطلاحات و یا واژه‌ها با تعاریف زیر به کار می‌رود.

۱-۴ اثر $P-\Delta$ P-Delta Effect

اثر ثانوی بر روی برش‌ها و لنگرهای اجزای قاب است که به واسطه عملکرد بارهای قائم بر روی سازه تغییر شکل یافته ایجاد می‌شود.

۴-۲ اتصال خورجینی:

نوعی اتصال تیر به ستون که در آن تیرها از دو طرف ستون عبور می نمایند و هر تیر با دو نبشی از بالا و پایین به ستون وصل شده است.

۴-۳ برش پایه: Base Shear

مقدار کل نیروی جانبی و یا برش طرح در تراز پایه.

۴-۴ بناهای ضروری: Essential Facilities

آن دسته از بناهایی است که لازم است پس از وقوع زلزله قابل بهره برداری باقی بمانند.

۴-۵ برش طبقه: Story Shear

مجموع نیروهای جانبی طراحی در ترازهای بالاتر از طبقه مورد نظر.

۴-۶ تراز پایه: Base

ترازی است که فرض می شود در آن تراز حرکت زمین به سازه منتقل می شود یا به عنوان تکیه گاه سازه در ارتعاش دینامیکی محسوب می شود.

۴-۷ تغییر مکان نسبی طبقه: Story Drift

تغییر مکان جانبی یک کف نسبت به کف پائین آن.

۴-۸ دیافراگم: Diaphragm

سیستمی افقی و یا تقریباً افقی است که نیروهای جانبی را به اجزای مقاوم قائم منتقل می نماید. این سیستم می تواند مهاربندی های افقی را نیز شامل شود.

۴-۹ دیوار برشی: Shear Wall

دیواری است که برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی که در صفحه دیوار عمل می کنند، طراحی شده است و به آن دیافراگم قائم نیز گفته می شود.

۴-۱۰ روانگرایی: Liquefaction

حالتی از دگرگونی و تغییر مکان همراه با کاهش شدید مقاومت در زمین‌های تشکیل شده از خاک‌های ماسه‌ای نامتراکم اشباع می‌باشد که بر اثر وقوع زلزله رخ می‌دهد.

۴-۱۱ **سختی طبقه:** برابر جمع سختی جانبی اعضای قائم باربر جانبی است. برای محاسبه این سختی‌ها می‌توان تغییر مکان جانبی واحدی را در سقف طبقه مورد نظر وارد کرد، در حالتی که کلیه طبقات زیرین بدون حرکت باقی بمانند.

۴-۱۲ سیستم دیوارهای باربر: Bearing Wall System

سیستم سازه‌ای است که فاقد یک قاب فضایی کامل برای بردن بارهای قائم می‌باشد. دیوارهای باربر و یا سیستم‌های مهاربندی عمده بارهای قائم را تحمل می‌کنند. مقاومت در برابر نیروهای جانبی با دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تامین می‌شود.

۴-۱۳ سیستم قاب ساختمانی ساده: Building Frame System

سیستمی است که در آن بارهای قائم به طور عمده توسط قاب‌های فضایی ساده تحمل می‌شود و مقاومت در برابر نیروهای جانبی با دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تامین می‌شود.

۴-۱۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی: Dual System

سیستمی است متشکل از قاب‌های خمشی ویژه یا متوسط همراه با دیوارهای برشی یا مهاربندی‌ها برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی. در این سیستم، بخش عمده بارهای قائم به وسیله قاب‌ها تحمل شده و بارهای جانبی با مجموعه دیوارهای برشی و مهاربندها و قاب‌ها به نسبت سختی جانبی هر یک تحمل می‌شوند.

۴-۱۵ سیستم مهاربندی افقی: Horizontal Bracing System

سیستم خربای افقی که عملکردی همانند دیافراگم دارد.

۱۶-۴ شکل پذیری: Ductility

قابلیت جذب و اتلاف انرژی و حفظ تاب باربری یک سازه هنگامی که تحت تاثیر تغییر مکان‌های غیر خطی چرخه‌ای ناشی از زلزله قرار می‌گیرد.

۱۷-۴ طبقه: Story

فاصله بین کف‌ها. طبقه I، زیر کف I واقع است.

۱۸-۴ طبقه نرم: Soft Story

طبقه‌ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های سه طبقه روی خود است.

۱۹-۴ طبقه ضعیف: Weak Story

طبقه‌ای است که مقاومت جانبی آن نسبت به طبقه بالای آن کمتر از ۸۰ درصد باشد.

۲۰-۴ قاب مهاربندی شده: Braced Frame

سیستمی به شکل خریای قائم است از نوع هم محور و یا برون محور که از آن برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی استفاده می‌شود.

۲۱-۴ قاب مهاربندی شده هم محور: Concentric Braced Frame

قاب مهاربندی شده‌ای است که در آن اعضا عمده‌تاً تحت اثر بارهای محوری قرار می‌گیرند.

۲۲-۴ قاب مهاربندی شده برون محور: Eccentric Braced Frame

نوعی قاب مهاربندی شده فولادی است که اعضای آن متقارب نبوده و بر اساس ضوابط ویژه مندرج در آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شده است.

۲۳-۴ قاب خمشی: Moment Resisting Frame

قاب‌ی است که در آن رفتار اعضا و اتصالات عمده‌تاً خمشی باشد.

۲۴-۴ قاب خمشی متوسط: Intermediate Moment Resisting Frame

قابی است بتنی که مطابق ضوابط بند (۲۰-۴) آیین‌نامه بتن ایران (سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط) طراحی شده باشد.

۲۵-۴ قاب خمشی معمولی: Ordinary Moment Resisting Frame

قابی است خمشی که دارای جزئیات خاص برای رفتار شکل‌پذیر نمی‌باشد.

۲۶-۴ قاب خمشی ویژه: Special Moment Resisting Frame

قابی خمشی که دارای جزئیات خاص برای رفتار شکل‌پذیری می‌باشد.

۲۷-۴ مرکز سختی: Center of Rigidity

مراکز سختی (صلبیت) برای یک سازه چند طبقه (با فرض رفتار الاستیک خطی) عبارتند از نقاطی در سطوح طبقات که وقتی برآیند نیروهای جانبی حاصل از زلزله در آن نقاط فرض شوند، چرخشی در هیچ یک از طبقات سازه اتفاق نمی‌افتد.

۲۸-۴ مقاومت: Strength

ظرفیت نهایی یک عضو برای تحمل نیروهای وارده.

۲۹-۴ نسبت تغییر مکان طبقه: Story Drift Ratio

نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه.

۳۰-۴ سیستم باربر جانبی: Lateral Force Resisting System

قسمتی از کل سازه است که به منظور تحمل بارهای جانبی تعبیه شده است.

۵ علایم

A	۱-۵	شتاب مبنای طرح
B	۲-۵	ضریب بازتاب ساختمان
B _p	۳-۵	ضریب بازتاب برای قطعات الحاقی
C	۴-۵	ضریب زلزله
D	۵-۵	عرض ساختمان
	۶-۵	اندازه پیش‌آمدگی ساختمان در ساختمان‌های با مصالح بنایی مطابق شکل ۳،
d		فصل ۳
d _i	۷-۵	ضخامت لایه i خاک
e _{aj}	۸-۵	برون مرکزی اتفاقی طبقه j
e _{ij}	۹-۵	فاصله افقی مرکز سختی طبقه i و مرکز جرم تراز j
F _j	۱۰-۵	نیروی جانبی در تراز j
F _p	۱۱-۵	نیروی جانبی قطعه الحاقی
F _{pi}	۱۲-۵	نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i
F _t	۱۳-۵	نیروی جانبی اضافی در تراز بام
F _v	۱۴-۵	مؤلفه نیروی قائم زلزله
g	۱۵-۵	شتاب ثقل
H	۱۶-۵	ارتفاع کل ساختمان نسبت به تراز پایه
H _m	۱۷-۵	حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان از تراز پایه
h _i		ارتفاع تراز i از تراز پایه
I	۱۹-۵	ضریب اهمیت ساختمان
L	۲۰-۵	طول ساختمان

۲۱-۵ اندازه پیش‌آمدگی ساختمان در ساختمان‌های با مصالح بنایی مطابق شکل ۳ فصل ۳

l

M_i ۲۲-۵ لنگر پیچشی در طبقه i

n ۲۳-۵ تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

R ۲۴-۵ ضریب رفتار سازه

R_v ۲۵-۵ ضریب رفتار عضو برای مؤلفه قائم نیروی زلزله

S ۲۶-۵ عددی که بر حسب نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی تعیین می‌شود

T ۲۷-۵ زمان تناوب اصلی نوسان سازه در جهت مورد نظر

T_s ۲۸-۵ عددی که بر حسب نوع زمین تعیین می‌شود

T_o ۲۹-۵ عددی که بر حسب نوع زمین تعیین می‌شود

V ۳۰-۵ کل نیروی جانبی طرح یا برش طرح در تراز پایه

V_{min} ۳۱-۵ حداقل نیروی جانبی طرح یا برش طرح در تراز پایه

$\bar{V}_s$ ۳۲-۵ میانگین سرعت موج برشی لایه‌های خاک

V_{ser} ۳۳-۵ کل نیروی جانبی یا برش پایه در زلزله سطح بهره‌برداری

V_{si} ۳۴-۵ سرعت موج برشی لایه i خاک

W ۳۵-۵ وزن قابل ارتعاش ساختمان

W_i ۳۶-۵ آن قسمت از وزن قابل ارتعاش ساختمان که در تراز i واقع شده است.

w_i ۳۷-۵ وزن دیافراگم و قطعات مرتبط با آن در سطح i

W_p ۳۸-۵ وزن یک طره (شامل قسمتی از سربار)

W_p ۳۹-۵ وزن یک عضو یا قطعه الحاقی (شامل قسمتی از سربار)

۶ ملاحظات ژئوتکنیکی

۶-۱ به طور کلی باید از احداث ساختمان بر رو و یا مجاور گسل‌های فعالی که احتمال به وجود آمدن شکستگی در سطح زمین، در هنگام وقوع زلزله وجود دارد، اجتناب شود. در مواردی که در محدوده گسل، احداث ساختمان مورد نظر باشد، باید علاوه بر رعایت ضوابط این آیین‌نامه، تمهیدات فنی ویژه منظور شود.

۶-۲ در زمین‌هایی که ممکن است بر اثر زلزله، دچار ناپایداری‌های ژئوتکنیکی نظیر: روانگرایی، نشست زیاد، زمین‌لغزش و یا سنگ‌ریزش گردد، و یا زمین متشکل از خاک رس حساس باشد، بررسی امکان ساخت بنا و شرایط لازم برای آن، با استفاده از مطالعات ویژه، توصیه می‌گردد. ولی برای احداث ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» مطالعات ویژه الزامی است.

۶-۳ در زمین‌هایی که مستعد روانگرایی می‌باشند باید احتمال ناپایداری، حرکت نسبی ژئوتکنیکی، گسترش جانبی و یا کاهش ظرفیت باربری شالوده و یا وقوع نشست‌های زیاد از حد بررسی شود و در صورت نیاز با استفاده از روش‌های مناسب بهسازی خاک، نسبت به ایمنی شالوده ساختمان، اطمینان حاصل گردد.

زمین‌هایی مستعد روانگرایی تشخیص داده می‌شوند که حداقل دارای یکی از شرایط زیر باشند:

الف- سابقه روانگرایی در آنها مشاهده شده باشد.

ب- زمین‌هایی که از نوع خاک ماسه‌ای با تراکم کم، اعم از تمیز، یا رس‌دار با مقدار رس کمتر از ۲۰ درصد، یا دارای لای و یا شن بوده و تراز سطح آب زیرزمینی در آنها نسبت به سطح زمین کمتر از حدود ۱۰ متر باشد.

ماسه با تراکم کم به ماسه‌ای اطلاق می‌شود که عدد ضربه استاندارد آن در آزمایش نفوذ استاندارد، $60 (N_1)$ کمتر از ۲۰ باشد.

۶-۴ برای احداث ساختمان در دامنه، بالا یا پایین شیب، هر گونه خاک‌برداری و یا خاک‌ریزی بر روی آن باید همراه با تحلیل و بررسی پایداری شیب و در صورت نیاز تمهیدات لازم برای تأمین پایدارسازی کلی شیب

باشد. در صورت احداث بنا در بالا یا روی شیب، ظرفیت باربری پی و پایداری موضعی و کلی شیب باید تأمین گردد.

۵-۶ شالوده‌های ساختمان باید حتی المقدور بر روی یک سطح افقی ساخته شود و در مواردی که به علت شیب زمین و یا علل دیگر احداث همه آنها در یک تراز میسر نباشد، باید هر قسمت از آنها بر روی یک سطح افقی قرار داده شود.

۷ ملاحظات معماری

۱-۷ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. ضابطه مربوط به عرض درز انقطاع در بند ۹-۳ داده شده است.

۲-۷ پلان ساختمان باید تا حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش‌آمدگی و پس‌رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز حتی‌المقدور احتراز شود.

۳-۷ از احداث طره‌های بزرگتر از $1/5$ متر حتی‌المقدور احتراز شود.

۴-۷ از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم‌های کف‌ها خودداری شود.

۵-۷ از قراردادن اجزای ساختمانی، تاسیسات و یا چیزهای سنگین بر روی طره‌ها و عناصر لاغر و دهانه‌های بزرگ پرهیز گردد.

۶-۷ با به کارگیری مصالح سازه‌ای با مقاومت زیاد و شکل‌پذیری مناسب و مصالح غیر سازه‌ای سبک، وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.

۷-۷ از ایجاد اختلاف سطح در کف‌ها تا حد امکان خودداری شود.

۷-۸ از کاهش و افزایش مساحت زیربنای طبقات در ارتفاع، به طوری که تغییرات قابل ملاحظه‌ای در جرم طبقات ایجاد شود، پرهیز شود.

۸ ملاحظات پیکربندی سازه‌ای

۸-۱ عناصری که بارهای قائم را تحمل می‌نمایند در طبقات مختلف تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر با واسطه عناصر افقی صورت نگیرد.

۸-۲ عناصری که نیروهای افقی ناشی از زلزله را تحمل می‌کنند به صورتی در نظر گرفته شوند، که انتقال نیروها به سمت شالوده به طور مستقیم انجام شوند و عناصری که با هم کار می‌کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.

۸-۳ عناصر مقاوم در برابر نیروهای افقی ناشی از زلزله به صورتی در نظر گرفته شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد. برای این منظور مناسب است فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در طبقه در هر امتداد، کمتر از ۵ درصد بُعد ساختمان در آن امتداد گردد.

۸-۴ ساختمان و اجزای آن به نحوی طراحی گردند که شکل‌پذیری و مقاومت مناسب در آن‌ها تأمین شده باشد.

۸-۵ در ساختمان‌هایی که در آنها از سیستم قاب خمشی برای بار جانبی استفاده می‌شود، طراحی به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان ستون‌ها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند.

۸-۶ اعضای غیر سازه‌ای، مانند دیوارهای داخلی و نماها طوری اجرا شوند که تا حد امکان مزاحمتی برای حرکت اعضای سازه‌ای در زمان وقوع زلزله ایجاد نکنند. در غیر این صورت، اثر اندرکنش این اعضا با سیستم سازه باید در تحلیل سازه در نظر گرفته شود.

۸-۷ از ایجاد ستون‌های کوتاه، به خصوص در نورگیرهای زیرزمین‌ها، حتی الامکان خودداری شود.

۸-۸ حتی المقدور از به کارگیری سیستم‌های مختلف سازه‌ای در امتدادهای مختلف در پلان و ارتفاع خودداری شود.

۹ ضوابط کلی

۹-۱ کلیه عناصر باربر ساختمان باید به نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در زمان وقوع زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشده و ساختمان به طور یکپارچه عمل کند. در این مورد، کفها باید به عناصر قائم باربر، قابها و یا دیوارها، به نحو مناسبی متصل باشند، به طوری که بتوانند به صورت یک دیافراگم نیروهای ناشی از زلزله را به عناصر باربر جانبی منتقل کنند.

۹-۲ ساختمان باید در هر دو امتداد افقی عمود بر هم قادر به تحمل نیروهای افقی ناشی از زلزله باشد و در هر یک از این امتدادها نیز باید انتقال نیروهای افقی به شالوده به گونه‌ای مناسب صورت گیرد.

۹-۳ حداقل عرض درز انقطاع، موضوع بند ۷-۱، در هر طبقه برابر یک صدم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه می‌باشد، برای تأمین این منظور، فاصله هر طبقه ساختمان از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد» و «زیاد» و یا در سایر ساختمان‌های با هشت طبقه و بیش‌تر، این عرض در هر طبقه نباید کمتر از حاصل ضرب تغییر مکان جانبی نسبی طرح آن طبقه ضرب در ضریب رفتار R ، در نظر گرفته شود. هر یک از ساختمان‌های مجاور یکدیگر، ملزم به رعایت فاصله‌ای معادل حاصل ضرب R ۰/۵ در تغییر مکان جانبی نسبی طرح آن ساختمان در هر طبقه می‌باشد. ضریب رفتار R در بند ۱۳-۳-۸ تعریف شده است.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم مقاومت که در هنگام وقوع زلزله، بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شود، به نحو مناسبی پر نمود به طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جای‌گزین کردن و به‌سازی باشد.

۱۰ گروه بندی ساختمانها بر مبنای اهمیت

در این آیین‌نامه ساختمان‌ها از نظر اهمیت به چهار گروه تقسیم می‌شوند:

گروه ۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

در این گروه، ساختمان‌هایی قرار دارند که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره‌برداری از آنها به طور غیر مستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود، مانند: بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تاسیسات آبرسانی، نیروگاه‌ها و تاسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تاسیسات انتظامی، مراکز کمک‌رسانی و بطور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد. ساختمان‌ها و تاسیساتی که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه مدت و درازمدت برای محیط زیست می‌شوند جزو این گروه ساختمان‌ها منظور می‌گردند.

گروه ۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند: مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری، یا هر فضای سرپوشیده که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

ب- ساختمان‌هایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می‌شود، مانند: موزه‌ها، کتابخانه‌ها، و به‌طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش نگهداری می‌شود.

پ- ساختمان‌ها و تاسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش‌سوزی وسیع می‌شود، مانند: پالایشگاه‌ها، انبارهای سوخت و مراکز گازرسانی.

گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

این گروه ساختمان‌ها شامل کلیه ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه، بجز ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه دیگر است، مانند: ساختمان‌های مسکونی و اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چند طبقه، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی و غیره.

گروه ۴- ساختمان‌های «با اهمیت کم»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

- الف- ساختمان‌هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های مرغ‌داری.
- ب- ساختمان‌های موقت که مدت بهره‌برداری از آنها کم‌تر از ۲ سال است.

۱۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب شکل

ساختمان‌ها بر حسب شکل به دو گروه منظم و نامنظم به شرح زیر تقسیم می‌شوند:

۱-۱۱ ساختمان‌های منظم

ساختمان‌های منظم، به گروهی از ساختمان‌ها اطلاق می‌شود که دارای کلیه ویژگی‌های زیر باشند.

۱-۱-۱۱ منظم بودن در پلان

- الف- پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان، که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله، در امتداد آنها قرار دارند، باشد. همچنین، در صورت وجود فرورفتگی یا پیش‌آمدگی در پلان، اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.
- ب- در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیش‌تر نباشد.
- پ- تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت به طبقات مجاور از ۵۰ درصد بیش‌تر نبوده و مجموع سطوح بازشو در آن از ۵۰ درصد سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید.
- ت- در مسیر انتقال نیروی جانبی به زمین، انقطاعی مانند تغییر صفحه اجزای باربر جانبی در طبقات وجود نداشته باشد.
- ث- در هر طبقه حداکثر تغییر مکان نسبی در انتهای ساختمان، با احتساب پیچش تصادفی، بیش‌تر از ۲۰ درصد با

متوسط تغییر مکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف نداشته باشد.

۱۱-۲ منظم بودن در ارتفاع

الف- توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه‌ای، به استثنای بام و خرپشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیش‌تر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد.

ب- سختی جانبی در هیچ طبقه‌ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد. طبقه‌ای که سختی جانبی آن کمتر از محدوده عنوان شده در این بند باشد، انعطاف‌پذیر تلقی شده و طبقه «نرم» نامیده می‌شود.

پ- مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کمتر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد. مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می‌نمایند. طبقه‌ای که مقاومت جانبی آن کمتر از حدود عنوان شده در این بند باشد، ضعیف تلقی شده و طبقه «ضعیف» نامیده می‌شود.

۱۱-۲ ساختمان‌های نامنظم

ساختمان‌های نامنظم به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که فاقد یک یا چند ویژگی ضوابط بند ۱۱-۱ باشند.

۱۲ گروه بندی ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای

ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای در یکی از گروه‌های زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

۱۲-۱ سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که فاقد قاب‌های ساختمانی برای باربری قائم می‌باشد. در این سیستم، دیوارهای باربر و یا قاب‌های مهاربندی شده عمدتاً بارهای قائم را تحمل نموده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز به وسیله دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند و یا قاب‌های مهاربندی شده تامین می‌شود.

۱۲-۲ سیستم قاب ساختمانی ساده

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی با اتصالات ساده تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده تامین می‌شود. سیستم قاب‌های با اتصالات خرجینی (یا رکابی) همراه با مهاربندی‌های قائم نیز از این گروه‌اند. در این سیستم، قاب‌های مهاربندی شده را می‌توان به صورت هم محور یا برون محور به کار برد. به یادداشت زیر جدول (۶) مراجعه شود.

۱۲-۳ سیستم قاب خمشی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم توسط قاب‌های ساختمانی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط قاب‌های خمشی تامین می‌شود. سازه‌های با قاب‌های خمشی کامل، و سازه‌های با قاب‌های خمشی در پیرامون و یا در قسمتی از پلان و قاب‌های با اتصالات ساده در سایر قسمت‌های پلان، از این گروه‌اند. در این سیستم، قاب‌های خمشی بتنی و فولادی را می‌توان به صورت‌های معمولی، متوسط یا ویژه به کار برد. به یادداشت‌های زیر جدول (۶) مراجعه شود.

۱۲-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی صورت می‌گیرد. سهم برش‌گیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌شود.

در این سیستم، قاب‌های مهاربندی شده و قاب‌های خمشی را می‌توان به صورت‌هایی که در سیستم‌های بندهای

۱۲-۲ و ۱۲-۳ عنوان شده، به کار برد و دیوارهای برشی بتن مسلح را نیز به صورت متوسط یا ویژه به کار گرفت.

پ- قاب‌های خمشی مستقلاً قادرند حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی وارد به ساختمان را تحمل کنند.

تبصره ۱: در ساختمان‌های کوتاه‌تر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر، به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر برابر جانبی، می‌توان دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده را برای ۱۰۰ درصد بار جانبی و مجموعه قاب‌های خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.

تبصره ۲: به کارگیری قاب‌های خمشی بتنی و فولادی معمولی برای باربری جانبی در این سیستم مجاز نمی‌باشد و در صورت استفاده از این نوع قاب، سیستم از نوع قاب ساختمانی ساده

۱۲-۲ محسوب خواهد شد.

تبصره ۳: در صورتی که سیستمی الزام ردیف پ را برآورده نکند، سیستم دوگانه محسوب نشده و جزو سیستم قاب ساختمانی ساده مطابق بند ۱۲-۲، منظور می‌شود.

۱۲-۵ سایر سیستم‌های سازه‌ای

نوعی سیستم سازه‌ای است که با سیستم‌های معرفی شده در بندهای ۱۲-۱ تا ۱۲-۴ متفاوت باشد. ویژگی‌های این سیستم‌ها از نظر باربری قائم و جانبی باید بر مبنای آیین‌نامه‌ها و تحقیقات فنی و یا آزمایش‌های معتبر تعیین شود.

۱۳ محاسبه ساختمان‌ها در برابر نیروی زلزله

۱-۱۳ ملاحظات کلی

۱-۱۳ کلیه ساختمان‌های موضوع این آیین‌نامه، بجز آن دسته از ساختمان‌های با مصالح بنایی که مقررات مندرج در فصل سوّم، در آنها رعایت شده باشد باید طبق ضوابط مندرج در این فصل محاسبه گردند.

۱-۱۳-۲ محاسبه ساختمان در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می‌شود و در هر عضو سازه، اثر هر یک که بیشتر باشد، ملاک عمل قرار می‌گیرد. ولی رعایت ضوابط ویژه طراحی برای زلزله، مطابق نیاز سیستم سازه در کلیه اعضا الزامی است.

۱-۱۳-۳ بجز مؤلفه‌های افقی نیروی زلزله، که برای محاسبه ساختمان در نظر گرفته می‌شود، اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله نیز در مواردی که در بند ۱۳-۳-۱۲ ذکر شده است باید منظور گردد.

۱-۱۳-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروهای جانبی محاسبه شود. به طور کلی محاسبه در هر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می‌شود:

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم برابر جانبی قرار دارند.

در موارد الف و ب امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود. برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله، می‌توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ در صد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب کرد. در طراحی اجزا، بحرانی‌ترین حالت ممکن از نظر علائم نیروهای داخلی حاصل از زلزله باید ملحوظ گردند.

تبصره ۱: چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله، در ستون در هر یک از دو امتداد مورد نظر کمتر از ۲۰ درصد بار محوری مجاز ستون باشد، به کارگیری ترکیب فوق در آن ستون ضرورتی ندارد.

تبصره ۲: در مواردی که ترکیب صد در صد نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته می‌شود، منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند ۱۳-۳-۱۰، برای نیروی زلزله‌ای که در امتداد مربوط به ۳۰ درصد اعمال می‌شود، الزامی نیست.

۱۳-۱-۵ نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت این امتداد، یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

۱۳-۱-۶ مدل ریاضی که برای تحلیل سازه در نظر گرفته می‌شود باید تا حد امکان نمایانگر وضعیت سازه به لحاظ توزیع جرم و سختی باشد. در این مدل باید علاوه بر کلیه اجزای مقاوم جانبی، اجزایی که مقاومت و سختی آنها تأثیر قابل ملاحظه‌ای در توزیع نیروها دارند، در نظر گرفته شوند. در این ارتباط، در سازه‌های بتن مسلح رعایت اثر ترک‌خوردگی اجزا در سختی آنها الزامی است. اثر ترک‌خوردگی در این سازه‌ها را می‌توان مطابق بند ۱۳-۵-۶ برای تعیین نیروهای داخلی و تغییر شکل‌ها در تحلیل سازه منظور کرد.

۱۳-۲ نیروی جانبی ناشی از زلزله

۱۳-۲-۱ نیروی جانبی زلزله مؤثر بر سازه ساختمان را می‌توان با استفاده از روش «تحلیل استاتیکی معادل» و یا روش‌های «تحلیل دینامیکی» محاسبه کرد. موارد کاربرد هر یک از آنها در بندهای زیر و جزئیات هر یک از روشها در بندهای ۱۳-۲-۳ و ۱۳-۲-۴ توضیح داده شده است. نیروی جانبی زلزله مؤثر بر اجزای غیر سازه‌ای ساختمان را می‌توان بر اساس ضوابط بند ۱۳-۲-۸ محاسبه کرد.

۱۳-۲-۲ روش تحلیل استاتیکی معادل را تنها در موارد زیر می‌توان به کار برد:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم تا ۵ طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۱۸ متر از تراز پایه

پ- ساختمان‌هایی که در آنها سختی جانبی قسمت فوقانی به طور قابل ملاحظه‌ای کمتر از سختی جانبی

قسمت تحتانی است به شرط آن که:

۱- هر یک از دو قسمت سازه به تنهایی منظم باشد.

۲- سختی متوسط طبقات تحتانی حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات فوقانی باشد.

۳- زمان تناوب اصلی نوسان کل سازه بیشتر از ۱/۱ برابر زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی، با فرض این که، این قسمت جدا در نظر گرفته شده و پای آن گیردار فرض شود، نباشد.

۱۳-۲-۳ روش های تحلیل دینامیکی را در مورد کلیه ساختمان ها می توان بکاربرد، ولی به کارگیری آنها برای ساختمان هایی که مشمول بند ۱۳-۲-۲ نمی شوند، الزامی است.

۱۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین می شود و به صورت استاتیکی رفت و برگشتی، به سازه اعمال می شود.

۱۳-۳-۱ نیروی برشی پایه، V

حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$V = CW \quad (1-13)$$

در این رابطه:

V : نیروی برشی در تراز پایه. این تراز در بند ۱۳-۳-۲ تعریف شده است.

W : وزن کل ساختمان، شامل تمام بار مرده و وزن تأسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف

که در جدول (۱) مشخص شده است.

C : ضریب زلزله که از رابطه زیر به دست می آید:

$$C = \frac{ABI}{R}$$

که در آن:

A: نسبت شتاب مبنای طرح (شتاب زلزله به شتاب ثقل g)

B: ضریب بازتاب ساختمان که با استفاده از طیف بازتاب طرح به دست می آید.

I: ضریب اهمیت ساختمان

R: ضریب رفتار ساختمان

مقادیر ضرایب فوق، طبق ضوابط بندهای ۱۳-۳ تا ۱۳-۸ تعیین می شوند.

برش پایه، V در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار داده شده در رابطه زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{min} = 0.1 AIW \quad (2-13)$$

جدول ۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در مناسبه نیروی جانبی زلزله

درصد میزان بار زنده	ممل بار زنده
-----	بامهای شیبدار با شیب ۲۰٪ و بیش تر*
۲۰	بامهای مسطح یا با شیب کم تر از ۲۰٪
۲۰	ساختمانهای مسکونی، اداری، هتل ها و پارکینگها
۴۰	بیمارستانها، مدارس، فروشگاهها و ساختمانهای محل اجتماع یا ازدحام
۶۰	انبارها و کتابخانهها
۱۰۰	مخازن آب و یا سایر مایعات و سیلوها

*در صورتی که احتمال ماندگار شدن برف بر روی این بامها زیاد باشد، درصد مشارکت، مانند بامهای مسطح در نظر گرفته شود.

۱۳-۳-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به تراز در ساختمان اطلاق می شود که در هنگام وقوع زلزله، از آن تراز به پایین حرکتی در ساختمان نسبت به زمین مشاهده نشود. این تراز معمولاً در تراز سطح فوقانی شالوده در نظر گرفته می شود، ولی در مواردی که در قسمت اعظم محیط زیرزمین، دیوارهای حایل بتن مسلح وجود دارد و این

دیوارها با سازه ساختمان یکپارچه ساخته می‌شوند، تراز پایه در تراز نزدیک‌ترین کف ساختمان به زمین کوبیده شده اطراف ساختمان در نظر گرفته می‌شود. مشروط بر آن که دیوارهای حایل تا زیر این کف ادامه داده شده باشد.

۳-۳-۱۳ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی آن‌ها، به شرح جدول (۲) تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست (الف) مشخص شده است.

جدول ۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌فیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

۳-۳-۱۴ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل‌های (۱-الف و ۱-ب) تعیین می‌شود:

$$B=1+S \left(\frac{T}{T_0} \right) \quad 0 \leq T \leq T_0$$

$$B=S+1 \quad T_0 \leq T \leq T_s \quad (3-13)$$

$$B = (S+1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T \geq T_s$$

در این روابط:

T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند ۱۳-۳-۶ تعیین می شود.

T₀، T_s و S: پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی منطقه وابسته اند. مقادیر این

پارامترها در جدول (۳) و انواع زمین ها در بند ۱۳-۳-۵ مشخص شده اند.

جدول ۳ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۳)

نوع زمین	T ₀	T _s	فطر نسبی کم و متوسط	فطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
			S	S
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۷۵

۱۳-۳-۵ طبقه بندی نوع زمین

زمین ساختگاه ها از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول (۴) طبقه بندی می گردند:

جدول ۴ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	مواد متشکل سافتگاه	محدود تقریبی $\bar{V}_s$ (متر بر ثانیه)
I	الف- سنگ‌های آذرین (دارای بافت درشت و ریزدانه)، سنگ‌های رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگ‌های دگرگونی توده‌ای (گنایس-سنگهای متبلور سیلیکاته) طبقات کنگلومرایی ب- خاک‌های سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت کم‌تر از ۳۰ متر از روی بستر سنگی	بیشتر از ۷۵۰ $375 \leq \bar{V}_s \leq 750$
II	الف- سنگ‌های آذرین سست (مانند توف)، سنگ‌های سست رسوبی سنگ‌های دگرگونی متورق و به طور کلی سنگ‌هایی که بر اثر هوازدگی (تجزیه و تخریب) سست شده‌اند. ب- خاک‌های سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت بیش‌تر از ۳۰ متر	$375 \leq \bar{V}_s \leq 750$ $375 \leq \bar{V}_s \leq 750$
II	الف- سنگ‌های متلاشی شده بر اثر هوازدگی ب- خاک‌های با تراکم متوسط، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه‌ای و رس با سختی متوسط	$175 \leq \bar{V}_s \leq 375$ $175 \leq \bar{V}_s \leq 375$
IV	الف- نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد بر اثر بالابودن سطح آب‌ریززمینی ب- هرگونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس خمیری بیش‌تر از ۲۰ و درصد رطوبت بیش‌تر از ۴۰ باشد.	کم‌تر از ۱۷۵

$\bar{V}_s$ ، سرعت موج برشی متوسط در فاصله ۳۰ متری در عمق زمین است که با توجه به ضخامت لایه‌های مختلف و سرعت موج برشی در آن‌ها تعیین می‌گردد. این سرعت را می‌توان از رابطه (۱۳-۴) و یا رابطه معتبر دیگر محاسبه کرد.

$$\bar{V}_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / V_{si})} \quad (13-4)$$

در این رابطه، d_i و V_{si} به ترتیب ضخامت لایه و سرعت موج برشی در آن است. این رابطه را برای تمام لایه‌ها تا فاصله ۳۰ متر عمق از سطح زمین می‌توان به کار برد.

در مواردی که تشخیص نوع خاک با مشاهدات و شواهد توصیفی این جدول امکان‌پذیر نباشد، لازم است با انجام دادن آزمایش‌های آزمایشگاهی و یا صحرایی، V_{si} مستقیماً اندازه‌گیری شده و یا با استفاده از روابط تجربی معتبر و پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک محاسبه گردد. طبقه‌بندی نوع خاک با توجه به مقدار $\bar{V}_s$ صورت می‌پذیرد.

در صورت وجود تردید در انطباق محل ساختگاه با مشخصات زمین‌های مندرج در جدول (۴) باید نوع زمینی که ضریب بازتاب بزرگ‌تری به دست می‌دهد، انتخاب شود.

۱۳-۳-۶ زمان تناوب اصلی نوسان، T

زمان تناوب اصلی نوسان بسته به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه با استفاده از روابط تجربی زیر تعیین می‌گردد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- چنانچه جداگرهای میانقاب‌ی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08 H^{3/4}$$

(۵-۱۳)

- در قاب‌های بتن مسلح

$$T = 0.07 H^{3/4}$$

(۶-۱۳)

۲- چنانچه جداگرهای میانقاب‌ی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می‌شود.

ب- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌ها، در تمام موارد وجود یا عدم وجود جداگرهای میانقاب‌ی،

$$T = 0.05 H^{3/4}$$

(۷-۱۳)

در روابط فوق، H ، ارتفاع ساختمان بر حسب متر، از تراز پایه است و در محاسبه آن، ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیش تر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد.

تبصره ۱: به جای استفاده از روابط تجربی یاد شده می توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان T را با استفاده از روش های تحلیلی و یا رابطه (۸-۱۳) محاسبه نمود، ولی مقدار آن نباید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب به دست آمده از رابطه تجربی بیش تر اختیار شود.

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2 \right) \div \left(g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i \right)} \quad (۸-۱۳)$$

F_i و δ_i به ترتیب نیروی جانبی وارد به طبقه و تغییر مکان ناشی از آن است. F_i را می توان بر اساس توزیع تقریبی رابطه (۹-۱۳) و یا هر توزیع منطقی دیگر اختیار کرد. W_i وزن طبقه، مطابق تعریف بند ۹-۳-۱۳ و g شتاب ثقل زمین است.

تبصره ۲: در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی، به منظور در نظر گرفتن سختی مؤثر بر اثر ترک خوردگی بتن، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها I_g و برای ستون ها و دیوارها I_g منظور شود. I_g ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. این مقادیر ۱/۵ برابر مقادیر مندرج در بند ۶-۵-۱۳ برای مقاطع ترک خورده است.

۱۳-۳-۷ ضریب اهمیت ساختمان، I

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه بندی آن ها، به شرح بند ۱۰، مطابق جدول (۵) تعیین می شود:

جدول ۵ ضریب اهمیت سافتمان

طبقه‌بندی سافتمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

۱۳-۳-۸ ضریب رفتار سافتمان، R

۱۳-۳-۸-۱ ضریب رفتار ساختمان در برگیرنده آثار عواملی از قبیل شکل‌پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان، که در آن محدودیت‌های بند ۱۳-۳-۸-۱ و ۱۳-۳-۸-۹ رعایت شده باشد، طبق جدول (۶) تعیین می‌شود. مقادیر این جدول برای سازه‌هایی که با روش تنش‌های مجاز طراحی می‌شوند، تنظیم شده است. برای سازه‌هایی که با روش‌های حدی یا مقاومت طراحی می‌شوند مقادیر نیروهای حاصل از این جدول باید مطابق الزامات آن روش افزایش داده شوند. در مواردی که در ساختمان از سیستم‌های سازه‌ای عنوان نشده در جدول (۶) استفاده می‌شود، ضریب رفتار R را می‌توان از آیین‌نامه‌های معتبر به دست آورد.

۱۳-۳-۸-۲ ساخت ساختمان‌های با ارتفاع بیشتر از حدود H_m در جدول (۶) در کلیه مناطق کشور مجاز نیست. برای ساختمان‌های خاص نظیر برج‌های مخابراتی، یادمان‌ها و غیره که در آنها ارتفاعی بیشتر از این حدود مد نظر باشد، تأیید کمیته فنی این آیین‌نامه الزامی است.

۱۳-۳-۸-۳ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند انتخاب شود.

۱۳-۳-۸-۴ در ساختمان‌های با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه الزامی است. در این ساختمان‌ها نمی‌توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصرأ به دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی‌شده اکتفا نمود.

۱۳-۳-۸-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین گردد.

۱۳-۳-۸-۶ در ساختمان‌های بتن مسلح، که در آنها از سیستم تیرچه و بلوک برای پوشش سقف‌ها استفاده می‌گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف در نظر گرفته می‌شود، در صورتی که ارتفاع تیرها کم‌تر از ۳۰ سانتیمتر باشد، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده و ساختمان مشمول بند ۱۳-۳-۸-۵ می‌شود.

۱۳-۳-۸-۷ قاب‌های فولادی با اتصالات خرجینی متداول، با حفظ ضوابط فنی، همانند سیستم قاب ساختمانی ساده محسوب می‌شوند.

۱۳-۳-۸-۸ ترکیب سیستم‌ها در پلان

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود. تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

۱۳-۳-۸-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

در ساختمان‌هایی که، علی‌رغم توصیه بند ۸-۸، از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع ساختمان استفاده شده باشد، ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی نباید بیش‌تر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی اختیار شود. در این موارد برای تعیین نیروی جانبی زلزله می‌توان روش (۱) زیر و در

حالت خاص که سازه مشمول ضوابط بند ۱۳-۲-۲ می شود یکی از دو روش (۱) یا (۲) زیر را به کار برد:

(۱) در این روش، مقدار نیروی زلزله برای کل سازه با منظور کردن مقدار ضریب رفتار کوچک تر، در امتداد مورد نظر، محاسبه می گردد. برای تعیین زمان تناوب اصلی کل سازه ضابطه بند ۱۳-۳-۶، با منظور کردن ارتفاع کل سازه، باید رعایت شود و در آن از رابطه تجربی ای که کمترین مقدار زمان تناوب اصلی را برای دو سیستم به کار برده شده به دست می دهد، استفاده شود.

(۲) در این روش، نیروهای جانبی در دو مرحله به شرح زیر محاسبه می شوند:

الف- سازه انعطاف پذیر قسمت فوقانی به طور مجزا و با تکیه گاه های صلب در نظر گرفته شده و نیروی جانبی آن با منظور کردن ضریب رفتار مربوط به این قسمت محاسبه می شود.

ب- سازه صلب قسمت تحتانی به طور مجزا در نظر گرفته شده و نیروهای جانبی آن با منظور کردن مقدار ضریب رفتار مربوط به این سازه محاسبه می شود. بر این نیروها، نیروهای عکس العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی که در نسبت ضریب رفتار قسمت فوقانی به ضریب رفتار قسمت تحتانی ضرب شده اند، افزوده می شوند.

جدول ۶ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R، همراه با مداکثر ارتفاع مجاز ساختمان Hm

Hm (متر)	R	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۷	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۶	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
۳۰	۵	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	
۱۵	۴	۴- دیوارهای برشی با مصالح بتایی مسلح	
۵۰	۸	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	ب- سیستم قاب ساختمانی ساده
۵۰	۷	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
۳۰	۵	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	
۱۵	۴	۴- دیوارهای برشی با مصالح بتایی مسلح	
۵۰	۷	۵- مهاربندی برون محور فولادی [۵]	
۵۰	۶	۶- مهاربندی هم محور فولادی [۱]	

۱۵۰	۱۰	۱-قاب خمشی بتن مسلح ویژه [۲]	ب- سیستم قاب خمشی
۵۰	۷	۲-قاب خمشی بتن مسلح متوسط [۲]	
-	۴	۳-قاب خمشی بتن مسلح معمولی [۲] و [۳]	
۱۵۰	۱۰	۴-قاب خمشی فولادی ویژه [۱]	
۵۰	۷	۵-قاب خمشی فولادی متوسط [۵]	
-	۵	۶-قاب خمشی فولادی معمولی [۳] و [۴]	
۲۰۰	۱۱	۱-قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۸	۲-قاب خمشی بتنی متوسط+دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
۷۰	۸	۳-قاب خمشی فولادی متوسط+دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
۱۵۰	۱۰	۴-قاب خمشی فولادی ویژه+مهاربندی برون محور فولادی	
۱۵۰	۹	۵-قاب خمشی فولادی ویژه+مهاربندی هم محور فولادی	
۷۰	۷	۶-قاب خمشی فولادی متوسط+مهاربندی برون محور فولادی	
۷۰	۷	۷-قاب خمشی فولادی متوسط+مهاربندی هم محور فولادی	

یادداشت‌ها

[۱] برای تعریف ضوابط مربوط به ساختمان‌های فولادی به پیوست ب مراجعه شود.

[۲] قاب‌های خمشی بتن مسلح معمولی، متوسط و ویژه به ترتیب همان قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد در آیین‌نامه بتن ایران «آبا» اند، با این تفاوت که در قاب‌سهای خمشی متوسط فاصله تنگ‌ها از

یکدیگر در ناحیه Lo ستون‌ها، نباید بیش‌تر از ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شود.

[۳] استفاده از این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای

ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نمی‌باشد. ارتفاع حداکثر این سیستم برای

ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می‌شود.

[۴] برای ساختمان‌های یک طبقه و یا ساختمان‌های صنعتی، «با اهمیت متوسط و کم» در تمام مناطق تا ارتفاع ۱۸ متر مجاز است.

[۵] تعاریف ضوابط مربوط به این سیستم‌ها در چاپ آینده پیوست ب آورده خواهد شد.

۱۳-۳-۹ توزیع نیروی جانبی (زلزله) در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V ، که طبق بند ۱۳-۳-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌شود:

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (9-13)$$

در این رابطه:

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۱) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز i ، ارتفاع سقف طبقه i ، از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

F_t : نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n که به وسیله رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_t = 0.07 TV \quad (10-13)$$

نیروی F_t نباید بیش‌تر از $0.25 V$ در نظر گرفته شود و چنان‌چه T برابر یا کوچک‌تر از 0.7 ثانیه باشد، می‌توان آن را برابر با صفر اختیار نمود.

تبصره: در صورتی که ساختمان دارای خرپشته با وزن کم‌تر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیروی F_t در تراز بام اعمال خواهد شد و در غیر این صورت، نیروی F_t در تراز سقف خرپشته اثر داده می‌شود.

۱۳-۳-۱۰ توزیع نیروی برشی (زلزله) در پلان ساختمان

۱۳-۳-۱۰-۱ نیروی برشی زلزله، که بر اساس توزیع نیروها در بند ۱۳-۳-۹، در طبقات ساختمان ایجاد می‌شود به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات، باید

طبق بند ۱۳-۳-۱۰، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات، در توزیع این برش‌ها باید اثر تغییرشکل‌های ایجاد شده در کفها نیز منظور گردد.

۱۳-۳-۱۰-۲ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i ، بر اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M_i = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_j \quad (11-13)$$

در این رابطه:

e_{ij} : برون مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i ، فاصله افقی مرکز جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i

e_{aj} : برون مرکزی اتفاقی طبقه j ، این برون مرکزی طبق ضابطه بند ۱۳-۳-۱۰ محاسبه می‌شود.

F_j : نیروی جانبی در تراز طبقه j

کلیه عناصر سازه باید برای لنگر پیچشی که بیشترین تلاش را در آنها ایجاد می‌کند، طراحی شوند.

۱۳-۳-۱۰-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj} ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع

جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مولفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون

مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی

جانبی، اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی قسمت ث از بند (۱۱-۱-۱) می‌شود، برون مرکزی

اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی A_j طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1/2 \Delta_{\text{ave}}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (12-13)$$

در این رابطه:

$\Delta_{\max}$ = حداکثر تغییر مکان طبقه j

Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j

۱۳-۳-۱۰-۴ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از هجده متر، در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کم‌تر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی الزامی نیست.

۱۳-۳-۱۱ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

کل ساختمان باید از نظر واژگونی پایدار باشد. لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله در تراز شالوده برابر با مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان است. ضریب اطمینان در مقابل واژگونی -نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی- باید حداقل برابر با $1/75$ اختیار شود. در محاسبه لنگر مقاوم، بار تعادل برابر بار قائمی است که برای تعیین نیروهای جانبی به کار رفته است. بر این بارها، وزن شالوده و خاک روی آن افزوده می‌گردد. در تراز زیر شالوده این لنگر نسبت به لبه بیرونی شالوده محاسبه می‌شود.

۱۳-۳-۱۲ نیروی قائم ناشی از زلزله

۱۳-۳-۱۲-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مولفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف- تیرهایی که دهانه آنها بیش‌تر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستونها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

ب- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستونها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ج- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۱۳-۳-۱۲-۲ مقدار نیروی قائم برای عناصر بندهای الف و ب از رابطه (۱۳-۱۳) محاسبه می‌شود و برای عناصر بند ج دو برابر مقدار این رابطه منظور می‌گردد، به علاوه، در مورد عناصر بند ج، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$FV=0.7AIWP$$

(۱۳-۱۳)

در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

WP: بار مرده به اضافه کل سربار آن

۱۳-۳-۱۲ نیروی قائم زلزله، همراه با نیروهای افقی زلزله باید در ترکیبات زیر به کار برده شوند.

صد در صد نیروی زلزله، در هر امتداد افقی با ۳۰ در صد نیروی زلزله، در امتداد عمود بر آن و ۳۰ در صد نیروی زلزله در امتداد قائم.

صد در صد نیروی زلزله، در امتداد قائم با ۳۰ درصد نیروی زلزله، در هر یک از دو امتداد افقی عمود بر هم.

در ترکیبات یاد شده ضابطه تبصره ۲ بند ۱۳-۱-۴ را می‌توان منظور کرد.

۱۳-۴ روش‌های تحلیل دینامیکی

در این روش‌ها نیروی جانبی زلزله، با استفاده از بازتاب دینامیکی که سازه بر اثر «حرکت زمین» ناشی از زلزله، از خود نشان می‌دهد، تعیین می‌گردد. این روش‌ها شامل روش «تحلیل طیفی» و روش «تحلیل تاریخچه زمانی» است که جزئیات آن‌ها در بندهای ۱۳-۴-۲ و ۱۳-۴-۳ توضیح داده شده است. کاربرد هر یک از این دو روش در ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه اختیاری است.

مشخصات حرکت زمین، که در این روش‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد، طبق ضوابط بند ۱۳-۴-۱ تعیین می‌شود.

تبصره: کلیه پارامترهایی که در تحلیل دینامیکی به کار برده می‌شود نظیر جرم، نسبت شتاب مبنا و غیره، همان مقادیری هستند که در تحلیل استاتیکی معادل تعریف شده‌اند.

۱۳-۴-۱ حرکت زمین

۱۳-۴-۱-۱ حرکت زمین، که در تحلیل‌های دینامیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف بند ۱ باشد. آثار حرکت زمین به یکی از صورت‌های «طیف بازتاب شتاب» و

یا «تاریخچه زمانی شتاب» مشخص می‌شود. برای «طیف بازتاب شتاب» می‌توان از «طیف طرح استاندارد» و یا از «طیف طرح ویژه ساختگاه»، مطابق ضوابط بندهای ۱۳-۴-۱ و ۱۳-۴-۳، استفاده نمود و برای «تاریخچه

زمانی شتاب» باید ضوابط بند

۱۳-۴-۱، را ملحوظ داشت.

استفاده از هر یک از این طیف‌ها برای کلیه ساختمان‌ها اختیاری است. تنها در مورد ساختمان‌هایی که طبق بند ۱۳-۲-۳ مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می‌شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است، به کارگیری طیف طرح ویژه ساختگاه الزامی است.

الف- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» که بر روی زمین نوع IV، جدول (۴)، ساخته می‌شوند.

ب- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین نوع IV ساخته می‌شوند.

پ- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های II-ب و III-ب، با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر ساخته می‌شوند.

۱۳-۴-۱-۲ طیف طرح استاندارد

این طیف، بر اساس ضوابط عنوان شده در بند ۱۳-۳، که منعکس کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آیین‌نامه است، از حاصل ضرب مقادیر بازتاب ساختمان B در پارامترهای: نسبت شتاب مبنای A، ضریب اهمیت I و عکس ضریب رفتار $\frac{1}{R}$ و با در نظر گرفتن محدودیت رابطه (۱۳-۲) به دست می‌آید. در تعیین این طیف نسبت میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

۱۳-۴-۱-۳ طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله‌های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختگاه، و با به کارگیری نسبت میرایی ۵ درصد تعیین می‌گردد. در صورتی که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرایی متفاوتی را ایجاب

کند، می‌توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت I و عکس ضریب رفتار γ_R ضرب شود.

مقادیر طیف ویژه ساختگاه نباید کم‌تر از دو سوم مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود.

۱۳-۴-۱-۴-۱۳) تاریفچه زمانی شتاب، شتاب نگاشت

۱۳-۴-۱-۴-۱۳ شتاب نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین درمحل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله، باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب نگاشت متعلق به مولفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده که دارای ویژگی‌های زیر باشند انتخاب شوند:

الف- شتاب‌نگاشت‌ها متعلق به زلزله‌هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و در آن‌ها آثار: بزرگا، فاصله از گسل، ساز و کار چشمه لرزه‌زا در نظر گرفته شده باشد.

ب- ساختگاه‌های شتاب‌نگاشت‌ها باید به لحاظ ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی و بخصوص مشخصات لایه‌های خاک با زمین محل ساختمان، تا حد امکان، مشابهت داشته باشند.

پ- مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب‌نگاشت‌ها حداقل برابر با ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام بیشتر است، باشد. مدت زمان حرکت شدید شتاب‌نگاشت‌ها را می‌توان از روش‌های معتبر مانند روش توزیع تجمعی انرژی، تعیین کرد.

در مواردی که سه زوج شتاب‌نگاشت ثبت شده با مشخصات مورد نظر در دسترس نباشند، می‌توان به جای آن‌ها از زوج‌های مناسب شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی شده مصنوعی استفاده کرد.

۱۳-۴-۱-۴-۲ زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده باید به روش زیر به مقیاس درآورده شوند:

الف- کلیه شتاب‌نگاشت‌ها به مقدارحداکثر خود مقیاس شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب همه آن‌ها برابر با شتاب ثقل g گردد.

ب- طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب نگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین شود.

پ- طیف‌های پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شود.

ت- طیف‌های پاسخ ترکیبی سه زوج شتاب‌نگاشت، متوسط‌گیری شده و در محدوده زمان‌های تناوب T ۲ و T ۱/۵ با طیف طرح استاندارد مقایسه می‌شود. ضریب مقیاس آن‌چنان تعیین شود که در این محدوده مقادیر متوسط‌ها در هیچ حالت کمتر از ۱/۴ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد. T زمان تناوب اصلی ساختمان طبق بند ۱۳-۳-۶ است.

ث- ضریب مقیاس تعیین شده، باید در شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده در بند (الف) ضرب شود و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد.

۱۳-۱۴-۲ روش تحلیل دینامیکی طیفی یا روش تحلیل مدها

۱۳-۲-۴-۱ در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با فرض رفتار خطی آن انجام شده و مدهای نوسان در آن تعیین می‌گردد. سپس حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح به دست آورده شده و با ترکیب آماری آنها بازتاب کلی سازه تعیین می‌گردد. جزئیات این روش در پیوست پ داده شده است. در این روش تحلیل، الزامات بندهای ۱۳-۲-۴ تا ۱۳-۲-۴-۴ باید رعایت شود.

۱۳-۱۴-۲-۲ 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 مؤثر در آنها بیش‌تر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، هر کدام که تعدادشان بیش‌تر است، در نظر گرفته شود.

۱۳-۱۴-۲-۳ ترکیب آثار مدها

حداکثر بازتاب‌های دینامیکی سازه از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروهای طبقات، برش‌های

طبقات و عکس العمل پایه‌ها در هر مد را باید با روش‌های آماری شناخته شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل تعیین نمود. در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در ساختمان‌هایی که پیچش در آن‌ها حایز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگیرنده اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می‌توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

۱۳-۲-۴ اصلاح مقادیر بازتابها

۱۳-۲-۴-۱ در مواردی که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۱-۱۳) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آن‌ها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف‌های زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۱-۱۳) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است:

الف- در سازه‌های نامنظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.

ب- در سازه‌های منظم در صورتی که در تحلیل طیفی از طیف استاندارد استفاده شده باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.

پ- در سازه‌های منظم در صورتی که در تحلیل طیفی از طیف طرح ویژه ساختگاه استفاده شده باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.

۱۳-۲-۴-۲ در صورتی که برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی بیشتر از برش پایه استاتیکی معادل باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی و کلیه بازتاب‌های سازه و اعضای آن را می‌توان به نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه تحلیل طیفی کاهش داد.

تبصره: مقادیر برش پایه تعدیل شده در بندهای ب و پ نباید از برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی کمتر

۱۳-۴-۲-۵ اثرات پیچش

در روش تحلیل طیفی باید اثرات پیچش و پیچش اتفاقی را مشابه ضابطه بند ۱۳-۳-۱۰ منظور نمود. در مواردی که از مدل‌های سه بعدی برای تحلیل سازه استفاده می‌شود، اثرات پیچش اتفاقی را می‌توان با جابه‌جا کردن مرکز جرم طبقه به اندازه برون مرکزی اتفاقی منظور نمود.

۱۳-۴-۲-۶ ترکیب اثر زلزله در امتدادهای مختلف

ترکیب اثر زلزله، در امتدادهای مختلف برای مؤلفه‌های افقی آن باید مطابق ضابطه بند ۱۳-۱-۴ در تحلیل طیفی و برای مؤلفه قائم آن باید مطابق ضابطه بند ۱۳-۳-۱۲ به صورت استاتیکی اعمال شود. در مورد اخیر اگر اثر مؤلفه قائم دینامیکی منظور می‌شود، مقدار آن نباید کم‌تر از مقدار استاتیکی اختیار شود.

۱۳-۴-۲-۷ روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی

در مواردی که برای تحمل بار جانبی زلزله، از سیستم سازه‌ای دوگانه و یا ترکیبی استفاده می‌شود، برای اقناع ضابطه قسمت پ از بند ۱۲-۴ باید ۲۵ درصد برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی را به قاب‌های خمشی سیستم دوگانه اثر داد و نحوه توزیع این برش در ارتفاع را یا با استفاده از تحلیل طیفی و یا با استفاده از تحلیل استاتیکی معادل، بند ۱۳-۳-۹، تعیین نمود.

۱۳-۴-۳ روش تحلیل دینامیکی تاریخمه (زمانی)

۱۳-۴-۱ در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین، به صورت تابعی از زمان، در تراز پایه ساختمان و به کارگیری محاسبات متعارف دینامیک سازه‌ها انجام می‌شود. شتاب زمین بر اساس شرایط شتاب نگاشت‌های یاد شده در بند ۱۳-۴-۱-۴ تعیین می‌شود. هر زوج شتاب‌نگاشت عنوان شده در آن بند همزمان در دو جهت عمود بر یکدیگر، در امتدادهای اصلی سازه، به آن اثر داده می‌شوند و بازتاب‌های سازه به صورت

تابعی از زمان تعیین می‌شوند. بازتاب نهایی سازه در هر لحظه زمانی برابر با حداکثر بازتاب‌های به دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب‌نگاشت مورد نظر است.

در این روش تحلیل، می‌توان به جای سه زوج شتاب‌نگاشت عنوان شده در بند ۱۳-۴-۱-۴، هفت زوج شتاب‌نگاشت با مشخصات عنوان شده در آن بند را به کار گرفت و مقدار متوسط بازتاب‌های به دست آمده از آن‌ها را به عنوان بازتاب نهایی تلقی کرد.

در این روش تحلیل، رفتار سازه را می‌توان خطی و یا غیر خطی در نظر گرفت. ضوابط به‌کارگیری هر یک از این دو در بندهای ۱۳-۴-۳-۲ و ۱۳-۴-۳-۳ آورده شده است.

۱۳-۴-۳-۲ تحلیل تاریخیچه زمانی فطی

۱۳-۴-۳-۲-۱ در تحلیل خطی سازه نسبت میرایی را می‌توان ۵ درصد منظور کرد مگر آنکه بتوان نشان داد مقدار دیگری برای سازه مناسب‌تر است.

۱۳-۴-۳-۲-۲ در این تحلیل باید برای اصلاح مقادیر بازتاب‌ها ضابطه، ۲-۴-۲-۴، برای اثرات پیچش ۱۳-۴-۲-۵، و برای سیستم‌های دوگانه و یا ترکیبی ضابطه بند ۱۳-۴-۲-۷ رعایت شود. در رعایت این ضوابط تحلیل تاریخیچه زمانی جایگزین تحلیل طیفی می‌شود.

۱۳-۴-۳-۳ تحلیل تاریخیچه زمانی غیرفطی

۱۳-۴-۳-۳-۱ مشخصات غیرخطی اعضای سازه که در مدل آن مورد استفاده قرار می‌گیرد باید به لحاظ مقاومت، سختی و شکل‌پذیری با داده‌های آزمایشگاهی و یا مدل‌های تحلیلی معتبر سازگار باشد.

۱۳-۴-۳-۳-۲ در تحلیل غیرخطی سازه نسبت میرایی باید با توجه به مشخصه‌های غیر خطی سازه تعیین گردد. در صورت نبودن اطلاعات کافی، نسبت میرایی ۵ درصد را می‌توان به کار برد.

۱۳-۴-۳-۳-۳ سازه طراحی شده بر اساس تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل با صلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

الف- شتاب‌نگاشت‌های به کار گرفته شده در تحلیل

ب- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به کار برده شده در مدل تحلیلی

پ- سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل

۱۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۱۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه اختلاف تغییر مکان‌های مراکز جرم کف در بالا و پایین آن طبقه می‌باشد. این تغییر مکان معمولاً برای زلزله طرح و یا زلزله سطح بهره‌برداری محاسبه می‌شود و با همین نام‌ها عنوان می‌گردد.

۱۳-۵-۲ تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه، تغییر مکانی است که با فرض رفتار خطی سازه، زیر اثر بار جانبی زلزله تعیین شده باشد. این تغییر مکان در زلزله‌های طرح و بهره‌برداری به ترتیب «تغییر مکان جانبی نسبی طرح» و «تغییر مکان جانبی نسبی بهره‌برداری» نامیده می‌شود. در تعیین این تغییر مکان باید اثر عواملی که در سختی سازه موثرند از جمله ترک‌خوردگی اعضا در سازه‌های بتن مسلح، موضوع بند ۱۳-۵-۶، منظور شوند.

۱۳-۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح، یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیرخطی، در تحلیل آن بدست می‌آید. این رفتار، تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می‌شود، این تغییر مکان را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد.

$$\Delta_M = 0.7R_w \quad (13-14)$$

در این رابطه:

Δ_M ، تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه

Δ_w ، تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه

R ضریب رفتار سازه

۱۳-۵-۴ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیش تر شود. در رعایت این محدودیت آثار ناشی از $P-\Delta$ ، موضوع بند ۱۳-۶، باید در محاسبه تغییر مکانها منظور شده باشد.

برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی کمتر از 0.7 ثانیه 0.25 برابر ارتفاع طبقه $\bar{M} <$
برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی بیش تر و یا 0.2 برابر ارتفاع طبقه $\bar{M} \leq$
مساوی 0.7 ثانیه

$\bar{M}$ در رابطه بالا مقدار تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه با منظور کردن اثر $P-\Delta$ است.

تبصره: در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه w ، برای رعایت محدودیت های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۱۳-۱) را می توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره ۱ بند ۱۳-۶ تعیین کرد.

۲-۵-۵ تغییر مکان جانبی نسبی در زلزله سطح بهره برداری در هر طبقه نباید از 0.05 ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت تنها در مواردی که نوع و نحوه به کارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه ای به گونه ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکان جانبی بیشتر، بدون خسارات عمده، بر جا بمانند می توان تا 0.08 ارتفاع طبقه افزایش داد.

۱۳-۵-۶ در سازه های بتن مسلح در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می توان، مطابق توصیه آیین نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها $I_g 0.35$ ، برای ستون ها $I_g 0.7$ ، و برای دیوارها $I_g 0.35$ یا $I_g 0.7$ نسبت به میزان ترک خوردگی، منظور کرد. برای زلزله، بهره برداری مقادیر این ممان اینرسی ها را می توان تا $1/5$ برابر افزایش داد و از اثر $P-\Delta$ صرف نظر کرد.

۱۳-۶ اثر $P-\Delta$

در کلیه سازه ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان های جانبی آنها، برش ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان های جانبی طبقات را افزایش می دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر $P-\Delta$ معروف است. این اثر، در مواردی که شاخص پایداری θ_i ، در رابطه (۱۳-۱۵)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیش تر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P\Delta_w}{Vh} \right]_i \quad (13-15)$$

در این رابطه:

P_i = مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i تا n طبقه آخر

Δ_{wi} = تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه i

V_i = مجموع نیروی برشی وارد در طبقه i

h_i = ارتفاع طبقه i

شاخص پایداری θ_i در سازه ها نباید از θ_{max} در رابطه زیر بیش تر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدید نظر شود.

$$\theta_{max} = \frac{1/25}{R} \leq 0/25 \quad (13-16)$$

برای منظور کردن اثر $P - \Delta$ در طراحی سازه‌ها، یا می‌توان این اثر را همراه با سایر عوامل در تحلیل سازه‌ها منظور کرد و نیروهای داخلی اعضاء را به دست آورد و یا می‌توان از روش‌های تقریبی عنوان شده در آیین‌نامه‌های طراحی استفاده نمود. هم چنین می‌توان روش تقریبی ارائه شده در پیوست (ث) را مورد استفاده قرار داد. در کلیه موارد، تغییر مکان‌های جانبی طبقات که در محاسبات نیروهای داخلی به کار برده می‌شوند باید تغییر مکان‌های جانبی نسبی افزایش یافته طبقات، $\bar{\Delta}_{wi}$ باشند.

تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر $P - \Delta$ موضوع بند ۱۳-۵، را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$\bar{\Delta}_{wi} = \frac{\Delta_{wi}}{1 - \theta_i} \quad (13-17)$$

و هم چنین تغییر مکان نسبی واقعی طبقه با منظور کردن اثر $P - \Delta$ موضوع بند ۱۳-۶، را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$\bar{\Delta}_{Mi} = 0.7R\bar{\Delta}_{wi} \quad (13-18)$$

۷-۱۳ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده

در سازه‌هایی 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.

برای تأمین این منظور در سازه‌هایی که پلان و هندسه بنا در زیر تراز پایه مغایرت چندانی با بالای تراز پایه ندارند، مشخصات سازه در زیر تراز پایه، به لحاظ ابعاد و جزئیات تیرها و ستون‌ها و دیوارهای برشی و بادبندها، باید حداقل مشابه روی آن باشند.

۸-۱۳ نیروی جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان و قطعات الماقی

اجزای ساختمان و قطعات الحاقی به ساختمان باید در مقابل نیروی جانبی که از رابطه زیر به دست می‌آید محاسبه شوند:

$$F_p = A B_p I_w p$$

(۱۸-۱۳)

در این رابطه:

A و I مقادیر مندرج در بندهای ۷-۳-۱۳ و ۳-۳-۱۳ هستند که برای محاسبه نیروی وارد به کل ساختمان به کار برده شده‌اند.

w_p : وزن جزء ساختمان یا قطعه الحاقی مورد نظر است.

در مخازن و قفسه‌بندی انبارها و کتابخانه‌ها w_p علاوه بر بار مرده شامل وزن محتویات آن‌ها در حالت کاملاً پر است.

B_p ضریبی است که مقدار آن در جدول (۷) داده شده است.

جدول ۷ ضریب B_p

B_p	جهت نیروی افقی	اجزای ساختمان یا قطعات الحاقی
۰/۷	در امتداد عمود بر سطح دیوار	دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان و تیغه‌های جداکننده
۲/۰۰	در امتداد عمود بر سطح دیوار	جان پناه‌ها و دیوارهای طره‌ای
۲/۰۰	در هر امتداد	اجزای تزئینی و داخلی و یا قسمت‌ای الحاقی به ساختمان
۱/۰۰	در هر امتداد	مخازن، برجها، دودکش‌ها، وسایل و ماشین آلات در صورتی که متصل به ساختمان و یا جزئی از آن باشند و سقف‌های کاذب
۱/۰۰	در هر امتداد	اتصالات عناصر سازه‌ای پیش ساخته

تبصره ۱: برای قطعات الحاقی که با مصالح بنایی و ملات ماسه سیمان ساخته می‌شوند می‌توان مقاومت کششی مجاز مصالح و ملات را حداکثر تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آن‌ها، مندرج در استاندارد شماره ۵۱۹ ایران، در محاسبات منظور نمود.

۹-۱۳ نیروی جانبی زلزله مؤثر بر دیافراگم‌ها

۹-۱۳-۱ دیافراگم‌ها که معمولاً کف‌های سازه‌ای تحمل‌کننده بارهای ثقلی در ساختمان‌ها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کف‌ها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند. این دیافراگم‌ها باید در برابر تغییر شکل‌های افقی که در میان صفحه آن‌ها ایجاد می‌شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند. دیافراگم‌ها باید برای نیروی جانبی زلزله مطابق رابطه زیر محاسبه شوند.

$$F_{pi} = \frac{(F_t + \sum_{j=1}^n F_j)}{\sum_{j=1}^n W_j} W_i \quad (۹-۱۳)$$

در این رابطه:

F_{pi} نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

W_i وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i ، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند ۱۳-۳-۱.

W_j و F_j به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند ۱۳-۳-۹

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pi} برابر با $0.35AI W_i$ است، و حداکثر آن لازم نیست بیش‌تر از $0.7AI W_i$ در نظر گرفته شود. در صورتی که لازم باشد دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه، نیروی جانبی اعضای 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 به دست آمده از رابطه (۱۳-۱۹) اضافه شود.

۱۳-۹-۲ تلاشهای داخلی و نیز تغییر شکل‌های ایجاد شده در دیافراگم‌ها باید با استفاده از روش‌های شناخته شده تحلیل سازه‌ها تعیین گردند. در دیافراگم‌های متعارف که دارای پلان نسبتاً منظمی بوده و فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم باشند، این تلاش‌ها و تغییر شکل‌ها را می‌توان با فرض عملکرد دیافراگم به صورت تیر تیغه‌ای که بر روی تکیه‌گاه‌های ارتجاعی قرار گرفته است، تعیین نمود. برای این منظور می‌توان از روش پیشنهاد شده در پیوست (ج) استفاده کرد.

۱۳-۹-۳ دیافراگم‌ها باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ایجاد شده در میان صفحه خود زیر اثر بار جانبی طراحی شوند. کنترل مقاومت دیافراگم‌های بتن مسلح بر اساس ضوابط آیین‌نامه بتن ایران «آبا» و دیافراگم‌های ساخته شده از مصالح دیگر بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های مربوط تعیین می‌گردد.

۱۳-۹-۴ در دیافراگم‌ها چنانچه حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها زیر اثر نیروی مؤثر بر دیافراگم، کم‌تر از نصف تغییر مکان نسبی متوسطه طبقه باشد، دیافراگم‌ها را می‌توان صلب در نظر گرفت و توزیع نیروی برشی طبقه را بین عناصر سیستم مقاوم قائم ساختمان به نسبت سختی آن‌ها انجام داد. در غیر این صورت دیافراگم انعطاف‌پذیر بوده و در توزیع برش، باید تغییر شکل‌های ایجاد شده در دیافراگم مورد توجه قرار گیرد.

۱۳-۱۰ افزایش بار طراحی در ستون‌های فاص

در موارد ضروری که بر خلاف توصیه بند ۸-۱ یکی از اعضای جانبی باربر، مانند دیوار برشی یا قاب بادبندی شده تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، ستون‌هایی که این عضو را تحمل می‌کنند باید مقاومتی حداقل برابر با

بارهای به دست آمده از ترکیبات زیر باشند، این ترکیبات اضافه بر ترکیباتی هستند که در طراحی سازه به طور معمول به کار برده می شوند.

(بار زلزله) $\pm 2/8$ (بار زنده) $0/8 +$ (بار مرده) $1/0$

(بار زلزله) $\pm 2/8$ (بار مرده) $0/85$ (۲۰-۱۳)

مقاومت این ستون ها لازم نیست بیش تر از حداکثر باری که اعضای متصل به آنها می توانند به آنها منتقل نمایند، در نظر گرفته شوند.

مقاومت عنوان شده در بالا برای ستون ها، مقاومت نهایی آنهاست. در ستون هایی که طراحی آنها براساس تنش های مجاز است، این مقاومت $1/7$ برابر مقاومت مجاز ستون در نظر گرفته می شود.

۱۱-۱۳ طراحی اجزای سازه ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند

در ساختمان های بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند، ولی از طریق دیافراگم های کف ها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای آثار ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح طبقه، بند ۱۳-۵-۳، طراحی شوند. در این محاسبات، در صورت نیاز، اثر $P - \Delta$ باید منظور گردد.

۱۲-۱۳ قطعات نما و سایر قطعات غیر سازه ای متصل به ساختمان

۱-۱۲-۱۳ در ساختمان های با «اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و ساختمان های بلندتر از هشت طبقه در صورتی که دیوارهای جداکننده داخلی و یا دیوارهای نما جزو سیستم سازه ای باربر جانبی نباشند، باید به طریقی به سازه متصل شوند که محدودیتی در حرکت سازه در امتداد صفحه دیوار ایجاد ننمایند. اتصالات این دیوارها به سازه باید توانایی انتقال نیروی زلزله ایجاد شده بر اثر جرم دیوار را به سازه دارا باشند. این قبیل دیوارها بهتر است از جنس سبک و انعطاف پذیر انتخاب شوند.

متقابلاً چنانچه این دیوارها محدودیتی در حرکت سازه، در امتداد صفحه دیوار ایجاد نمایند، اثر سختی آنها باید در تحلیل سازه برای نیروهای جانبی منظور گردد و دیوارها و اتصالات آنها به سازه برای تلاش های ایجاد شده در آنها طراحی شوند.

۱۳-۱۲-۲ در ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا ساختمان‌های بلندتر از ۸ طبقه که در آنها از قطعات پیش‌ساخته و یا قطعات شیشه‌ای برای نما استفاده شده است، قطعات نما باید برای مقاومت در برابر نیروی زلزله مطابق بند ۱۳-۸ طراحی شوند، و علاوه بر آن، قادر باشند تغییر مکان‌های ایجاد شده در طبقات سازه بر اثر نیروی جانبی زلزله را، بدون ایجاد محدودیتی در حرکت سازه، تحمل نمایند. این قطعات باید بر روی اجزای سازه‌ای متکی بوده و یا با اتصالات مکانیکی مطابق ضوابط زیر به این اجزا متصل شوند:

الف- اتصالات قطعات نما، نظیر قاب‌های شیشه‌ای و قطعات پیش‌ساخته، به سازه و هم‌چنین عرض درز بین این قطعات باید به گونه‌ای باشند که بتوانند تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح طبقه، بند ۱۳-۵-۳ و یا ۱/۵ سانتی‌متر، هر کدام که بزرگ‌تر است، پذیرا باشند.

ب- اتصالات باید به گونه‌ای باشند که حرکت نسبی دو طبقه مجاور در امتداد صفحه قطعات را از طریق اتصالات لغزشی با استفاده از پیچ و سوراخ‌های بادامی شکل و یا اتصالاتی که حرکت نسبی طبقات را از طریق خم شدن قطعات فولادی و یا هر گونه اتصال مشابه دیگری که لغزش و یا انعطاف پذیری مشابه یاد شده را به وجود بیاورد تامین کنند.

پ- اتصالات باید دارای شکل‌پذیری و ظرفیت چرخش‌پذیری کافی بوده تا از شکست غیرشکل‌پذیر مهارها در مجاورت جوش‌ها جلوگیری شود.

ت- بدنه اتصال قطعات به سازه باید برای ۱/۳۳ برابر نیروی زلزله، مطابق بند ۱۳-۸ طراحی شود.

ث- تمام ادوات اتصال، مانند پیچ‌ها، جوش‌ها و ریشه‌های متصل کننده بدنه (عناصر) اتصال به سازه و یا قطعه غیر سازه‌ای باید برای ۴ برابر نیروی زلزله مطابق بند ۱۳-۸ طراحی شوند.

ج- ریشه‌ها و مهارهایی که در داخل بتن قرار می‌گیرند باید ترجیحاً به میلگردهای داخل بتن متصل شده و یا دور آنها قلاب گردند و یا به نحوی در بتن مهار شوند که قادر باشند نیروهای وارده را به میلگردهای داخل بتن منتقل نمایند.

۱۳-۱۲-۳ برای ساختمان‌های غیر از موارد ذکر شده در دوبند ۱۳-۱۲-۱ و ۱۳-۱۲-۲، با هر تعداد طبقه رعایت ضوابط دیوارهای غیر سازه‌ای و نماسازی حداقل، مطابق بندهای ۷-۱۴ و ۱۲-۱۴ الزامی است.

۱۳-۱۳ کنترل سازه برای بار زلزله، سطح بهره‌برداری

۱۳-۱۳-۱ ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیش‌تر از ۱۵ طبقه باید برای زلزله سطح بهره‌برداری کنترل شوند به طوری که، مطابق تعریف قسمت ب و قسمت پ از بند ۱، قابلیت بهره‌برداری خود را در زمان وقوع زلزله حفظ نمایند. برای این منظور مشخصات سازه این ساختمان‌ها باید چنان باشد که زیر اثر ترکیب بارها در سطح بهره‌برداری، بدون اعمال ضریب بار، الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف- در سازه‌های فولادی، تنش‌های ایجاد شده در اعضا از حد جاری شدن فولاد تجاوز نکند.

ب- در سازه‌های بتن مسلح تلاش‌های ایجاد شده در اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، از مقاومت نهایی اسمی آنها تجاوز نکند.

پ- تغییر مکان‌های نسبی ارتجاعی بهره‌برداری طبقات محدودیت بند ۱۳-۵-۵ را رعایت نمایند.

۱۳-۱۳-۲ مشخصات حرکت زمین در زلزله سطح بهره‌برداری باید مشابه زلزله طرح، بند ۱۳-۳، در نظر گرفته شود، با این تفاوت که شتاب مبنای طرح A در آن به یک ششم مقدار خود کاهش داده شود. در مقابل ضریب رفتار R در محاسبه نیروی جانبی زلزله برابر با یک منظور می‌گردد. به این ترتیب، در روش تحلیل استاتیکی معادل مقدار برش پایه در این سطح از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$V_{ser} = \frac{1}{6} ABIW \quad (۱۳-۲۱)$$

پارامترهای A, B, I, W تعاریف معمول بند ۱۳-۳-۱ را دارند.

۱۳-۱۴ سازه‌های غیر ساختمانی

۱۳-۱۴-۱ نیروی جانبی زلزله مؤثر بر سازه‌های غیر ساختمانی، که در جدول (۸) نام برده شده، با استفاده از یکی از روش‌های مندرج در بند (۱۳-۱) و با رعایت ضوابط زیر تعیین می‌شود.

الف- زمان تناوب نوسان این سازه‌ها باید با استفاده از یکی از روش‌های تحلیل شناخته شده تعیین گردد. زمان تناوب اصلی نوسان پاندول‌های وارونه، برج‌ها و دودکش‌ها را می‌توان با استفاده از روابط پیشنهاد شده در پیوست ت بدست آورد.

ب- چنانچه زمان تناوب اصلی نوسان این نوع سازه‌ها از $0/5$ ثانیه تجاوز نماید، به‌کارگیری یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی در محاسبه نیروی جانبی الزامی است.

پ- ضریب رفتار R برای این سازه‌ها طبق جدول (۸) تعیین می‌شود. مقدار $\frac{B}{R}$ در هر حال نباید کمتر از $0/5$ در نظر گرفته شود.

ت- سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی نوسان آنها کمتر از $0/06$ ثانیه است صلب تلقی شده و مقدار $\frac{B}{R}$ برای آن‌ها $0/5$ در نظر گرفته می‌شود.

ث- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع این سازه‌ها بر حسب مورد با استفاده از روش مندرج در بند ۱۳-۳-۹ یا ۱۳-۴ به عمل می‌آید.

ج- محدودیت تغییر مکان جانبی موضوع بند ۱۳-۵ در مورد این سازه‌ها اعمال نمی‌شود، مگر آن‌که خرابی سازه و یا عوامل غیر سازه‌ای آن تلفات جانبی به همراه داشته و یا محدودیت‌های خاصی از نظر بهره‌برداری مورد نظر باشد.

۱۳-۱۴-۲ نیروی جانبی زلزله مؤثر در مخازن زمینی و زیرزمینی با استفاده از ضوابط و معیارهای نشریه شماره ۱۲۳ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور تعیین می‌شود.

جدول ۸ ضریب رفتار برای سازه‌های غیر سافتمانی، R

ردیف	نوع سازه	R
۱	سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است. مخازن هوایی که بر روی پایه‌های بادبندی شده یا نشده قرار دارند.	۳
۲	سیلوها، دودکش‌ها و به طور کلی سازه‌هایی که دارای جرم گسترده بوده و رفتارشان مشابه ستون طره‌ای است.	۵
۳	برج‌های خنک‌کن که بر روی پایه‌های بادبندی شده قرار گرفته‌اند.	۳
۴	قیف‌ها و کندوهای متکی بر روی پایه‌های بادبندی شده یا نشده	۴
۵	برج‌ها و دکل‌های مشبک، آزاد یا مهار شده	۴
۶	علائم، تابلوها، تاسیسات خاص تفریحی و بازی و برج‌های یادبود	۵
۷	سایر سازه‌ها	۳/۵

۱۳-۱۵ ترکیب نیروی زلزله با سایر نیروها- تنش‌های طراحی

در صورتی که محاسبه سازه به روش تنش‌های مجاز انجام شود، ضوابط استاندارد شماره ۵۱۹ ایران و یا مقررات ملی ساختمان ملاک عمل است و در صورتی که محاسبه سازه‌ها به روش مقاومت نهایی و یا در حالت‌های حدی انجام پذیرد، ترکیب نیروهای زلزله با سایر نیروها باید با رعایت ضوابط آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای سازه‌های بتن مسلح، و یا با رعایت آیین‌نامه مورد استفاده برای سازه‌های فولادی صورت گیرد. حدود مجاز و تنش‌های تسلیم و گسیختگی مصالح نیز با توجه به ضوابط آیین‌نامه طراحی مصالح مورد استفاده، تعیین می‌شود.

۱۴ ضوابط ساختمان‌های با مصالح بنایی غیرمسلم

۱-۱۴ تعریف

منظور از ساختمان‌های با مصالح بنایی، ساختمان‌هایی است که با آجر، بلوک سیمانی و یا با سنگ ساخته می‌شوند و در آن‌ها تمام و یا قسمتی از بارهای قائم توسط دیوارهای با مصالح بنایی تحمل می‌گردد. بنابراین، ساختمانی که در آن قسمتی از بارهای قائم توسط دیوارهای با مصالح بنایی و قسمتی دیگر توسط عناصر فلزی و یا بتن مسلح تحمل شود در ردیف ساختمان‌های با مصالح بنایی محسوب می‌شود و مقررات مندرج در این فصل و یا بند ۱-۲-۳ آیین‌نامه باید در مورد این‌گونه ساختمان‌های مختلط نیز رعایت گردد. رعایت این فصل برای تمام مناطق با خطرهای نسبی مختلف الزامی است.

۱۴-۲ محدودیت ارتفاع ساختمان و طبقات آن

۱۴-۲-۱ در ساختمان‌های با مصالح بنایی حداکثر تعداد طبقات بدون احتساب زیرزمین برابر ۲ طبقه است و همچنین تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید از ۸ متر تجاوز نماید. زیرزمین طبقه‌ای است که تراز روی سقف آن نسبت به متوسط تراز زمین مجاور از ۱/۵ متر بیش‌تر نباشد. در غیر این صورت این طبقه نیز به حساب تعداد طبقات ساختمان منظور می‌شود. حداکثر تعداد طبقات زیر زمین یک طبقه خواهد بود.

۱۴-۲-۲ حداکثر ارتفاع طبقه (از روی کلاف افقی زیرین تا زیر سقف) ۴ متر می‌باشد و در صورت تجاوز از این حد، علاوه بر کلاف‌بندی مطابق بند ۱۴-۹-۱ باید یک کلاف افقی اضافی در داخل دیوارها و در ارتفاع حداکثر ۴ متر از روی کلاف زیرین تعبیه گردد. به این ترتیب می‌توان ارتفاع طبقه را حداکثر تا ۶ متر افزایش داد.

۱۴-۲-۳ برای دیوارهای با مصالح بنایی حداقل نسبت ضخامت به ارتفاع با استفاده از دستورالعمل‌های مناسب

تعیین می‌شود، ولی نباید از $\frac{1}{10}$ برای دیوارهای مهار نشده و $\frac{1}{15}$ برای دیوارهای مهار شده سازه‌ای مطابق بند ۳-۶ و $\frac{1}{12}$ برای دیوارهای مهار نشده غیرسازه‌ای کمتر باشد.

۱۴-۳ پلان ساختمان

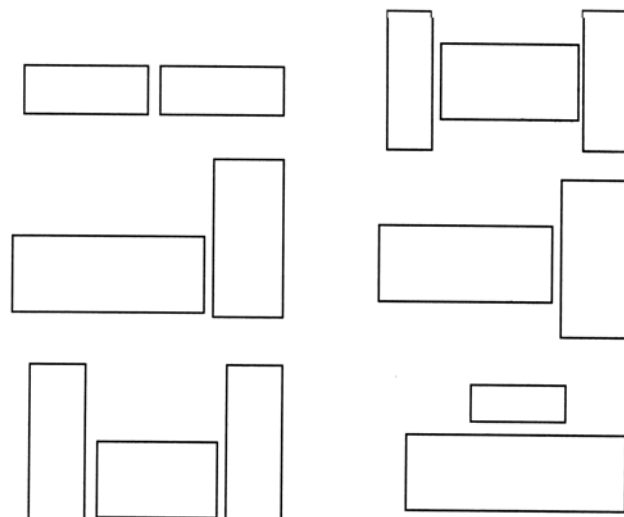
۱۴-۳-۱ به طور کلی، ساختمان باید واجد خصوصیات زیر باشد:

الف) طول ساختمان از سه برابر عرض آن تجاوز ننماید.

ب) نسبت به هر دو محور اصلی قرینه و یا نزدیک به قرینه باشد.

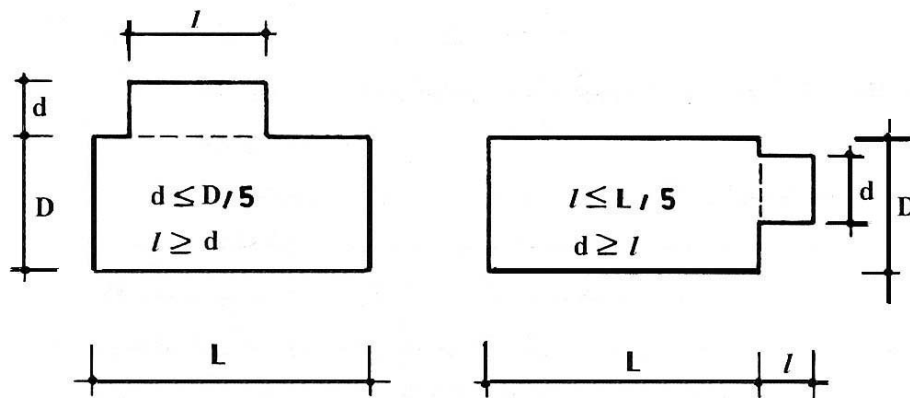
پ) پیش‌آمدگی‌ها و پس‌رفتگی‌های نامناسب نداشته باشد.

۱۴-۳-۲ در صورت تجاوز نسبت طول به عرض ساختمان از ۳ و یا نامتقارن بودن ساختمان و یا وجود پیش‌آمدگی‌هایی بیش از مقادیر مندرج در بند ۱۴-۳-۳، باید با ایجاد درز انقطاع مطابق بند ۶-۳ ساختمان را به قطعات مناسب‌تر، مانند شکل (۲) تقسیم کرد به طوری که هر قطعه واجد شرایط مندرج در بند ۱۴-۳-۱ باشد. ادامه درزهای جدایی در شالوده ساختمان الزامی نیست.



شکل ۲ تقسیم ساختمان به قطعات مناسب با ایجاد درز انقطاع

۱۴-۳-۳ ابعاد پیش‌آمدگی در پلان ساختمان بدون تعبیه درز انقطاع محدود است به مقادیری که در شکل (۳) مشخص شده است.



الف) پیش‌آمدگی در امتداد طول ساختمان ب) پیش‌آمدگی در امتداد عرض ساختمان

شکل ۳ ابعاد پیش‌آمدگی در پلان ساختمان

چنانچه در شکل (الف-۳) $d > \frac{D}{2}$ ، و یا در شکل (ب-۳) $l > \frac{L}{2}$ باشد، این قسمت‌ها پیش‌آمدگی تلقی نمی‌شود و در این صورت محدودیتی برای بعد دیگر وجود ندارد، مشروط بر آن که پلان ساختمان به طور نامناسبی نامتقارن نگردد.

۱۴-۳-۴ دیوارها باید حتی‌الامکان به طور منظم و متقارن در پلان ساختمان قرار داده شوند تا با تحمل یکنواخت نیروی افقی زلزله، پیچش در ساختمان به حداقل برسد.

۱۴-۱۴ مقطع قائم سافتمان

۱۴-۴-۱ به طور کلی ارجح است ساختمان فاقد پیش‌آمدگی در مقاطع قائم باشد و در صورت ایجاد پیش‌آمدگی باید ضوابط ذیل رعایت شود:

الف) طول جلو آمده طره در مورد بالکن‌های سه طرف باز از ۱/۲۰ متر و برای بالکن‌های دو طرف باز از ۱/۵۰ متر بیشتر نباشد و طره‌ها به خوبی در سقف طبقه مهار شوند.

در صورتی که طول جلو آمده طره از حدود مذکور در فوق تجاوز نماید طره باید در برابر نیروی قائم زلزله مطابق بند ۱۳-۳-۱۲ محاسبه شود.

ب) پیش‌آمدگی ساختمان در مقطع قائم به طوری که طبقه بالا به صورت طره جلوتر از طبقه پایین باشد فقط با احراز شرایط زیر مجاز است:

طول جلو آمده طره از ۱/۰۰ متر بیشتر نباشد.

سازه قسمت پیش آمده طوری طراحی شود که هیچ یک از دیوارهای آن بار سقف و یا دیوارهای فوقانی را تحمل نکند.

دیوارهای قسمت پیش آمده به وسیله کلاف‌های قائم فولادی و یا بتن مسلح با اتصال مناسب و مطمئن نگه‌داشته شوند و دو سر کلاف‌ها در عناصر سازه‌ای کف و سقف مهار شوند.

کلاف‌بندی باید به نحوی انجام گیرد که اولاً هر کلاف حداکثر ۲ متر از دیوار را نگه‌دارد و ثانیاً دو طرف پنجره‌های با عرض بیشتر از ۲ متر نیز دارای کلاف باشد. حداقل مقطع و آرماتوربندی این کلاف‌های قائم مطابق کلاف‌های قائم ساختمان مندرج در بندهای ۱۴-۹-۲-۱ و ۱۴-۹-۲-۲ می‌باشد.

۱۴-۴-۲ از احداث اختلاف سطح در یک طبقه ساختمان باید حتی‌الامکان پرهیز شود و در صورت وجود اختلاف سطح بیش از ۶۰ سانتیمتر باید دیوارهای حداثی دو قسمتی که اختلاف سطح دارند با کلاف بندی اضافی مناسب تقویت شوند و یا اینکه دو قسمت ساختمان به وسیله درز جدایی از یکدیگر جدا شوند.

۱۴-۴-۳ شالوده‌ها باید حتی‌المقدور در یک سطح افقی ساخته شوند و در صورتی که به علت شیب زمین یا علل دیگر احداث شالوده در یک تراز میسر نباشد باید هر قسمت آن در یک سطح افقی قرار داده شود و در هر حال باید از ایجاد شیب بیش از ۱۵ درصد در پی خودداری گردد.

۱۴-۵ بازشوها (در- پنجره- گنجه)

۱۴-۵-۱ در ساختمان‌های با مصالح بنایی به طور کلی باید از احداث بازشوهای وسیع احتراز نمود و حتی‌المقدور بازشوها را در قسمت مرکزی دیوارها قرار داد.

۱۴-۵-۲ رعایت محدودیت‌های ذیل برای هر دیوار سازه‌ای (مطابق تعریف در بند ۱۴-۶) الزامی است:

الف) مجموع سطح بازشوها از $\frac{1}{3}$ سطح آن دیوار بیشتر نباشد.

ب) مجموع طول بازشوها از $\frac{1}{2}$ طول دیوار بیشتر نباشد.

پ) فاصله اولین بازشو از برخارجی ساختمان (یا ابتدای طول دیوار) کمتر از $\frac{2}{3}$ ارتفاع بازشو یا کمتر از ۷۵ سانتیمتر نباشد مگر آنکه در طرفین بازشو کلاف قائم قرار داده شود.

ت) فاصله افقی دو بازشو از $\frac{2}{3}$ ارتفاع کوچکترین بازشوی طرفین خود کمتر نبوده و از $\frac{1}{6}$ مجموع طول آن دو بازشو نیز کمتر نباشد. در غیر این صورت، جرز بین دو بازشو جزئی از بازشو منظور می‌شود و نباید آن را به عنوان دیوار سازه‌ای به حساب آورد و نعل درگاه روی بازشوها نیز باید به صورت یک‌سره با دهانه‌ای برابر مجموع طول بازشوها به اضافه طول جرز بین آن‌ها محاسبه گردد.

ث) هیچ یک از ابعاد بازشو از $\frac{2}{5}$ متر بیشتر نباشد. در غیر این صورت باید طرفین بازشو را با تعبیه کلاف‌های قائم که به کلاف‌های افقی بالا و پایین آن طبقه متصل می‌شوند و همچنین با مهار نعل درگاه بازشو در کلاف‌های قائم طرفین تقویت نمود.

۱۴-۶ دیوارهای سازه‌ای

دیوارهای سازه‌ای دیوارهایی است که برای تحمل بار قائم یا جانبی یا هر دوی آن‌ها در ساختمان در نظر گرفته می‌شود.

۱۴-۶-۱ در هر یک از امتدادهای طولی و عرضی ساختمان، مقدار دیوار نسبی در هر طبقه نباید از مقادیر مندرج در جدول (۹) کمتر باشد. مقدار دیوار نسبی هر طبقه در هر امتداد عبارت است از نسبت مساحت مقطع افقی دیوارهای سازه‌ای موازی با امتداد مورد نظر به مساحت زیربنای آن طبقه برای تعیین مقدار دیوار نسبی فقط دیوارهای سازه‌ای با حداقل ضخامت ۲۰ سانتیمتر که دارای کلاف افقی در تراز سقف باشند به حساب می‌آیند. دیوارهای بالا و پایین بازشوها در محاسبه دیوار نسبی منظور نمی‌شوند. به عبارت دیگر برای تعیین مقدار دیوار نسبی مقطع افقی شکسته‌ای که حداقل مساحت دیوار را به دست می‌دهد در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۹ حداقل دیوار نسبی در هر امتداد سافتمان

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	٪۶	٪۵	-
	دو طبقه	٪۸	٪۸	٪۵

۱۴-۶-۲ حداکثر طول مجاز دیوار سازه‌ای بین دو پشت‌بند، ۳۰ برابر ضخامت آن می‌باشد مشروط بر آن‌که از ۸ متر تجاوز نکند. مقصود از پشت‌بند، دیواری است که در امتداد دیگری با دیوار سازه‌ای تلاقی می‌نماید. دیواری به عنوان پشت‌بند تلقی می‌شود که ضخامت آن حداقل ۲۰ سانتیمتر و طول آن با احتساب ضخامت دیوار سازه‌ای حداقل برابر $\frac{1}{6}$ بزرگ‌ترین دهانه طرفین پشت‌بند باشد. کلاف قائم نیز می‌تواند به عنوان پشت‌بند تلقی شود.

۱۴-۶-۳ ارتفاع دیوارهای سازه‌ای باید با مفاد بند ۱۴-۲ تطبیق نماید.

۱۴-۷ دیوارهای غیرسازه‌ای و تیغه‌ها (یا جداگرها)

۱۴-۷-۱ حداکثر طول مجاز دیوار غیرسازه‌ای یا تیغه بین دو پشت‌بند عبارت است از ۴۰ برابر ضخامت دیوار یا تیغه و یا ۶ متر هر کدام که کمتر باشد.

پشت‌بند باید به ضخامت حداقل معادل ضخامت دیوار و به طول حداقل $\frac{1}{6}$ بزرگ‌ترین دهانه طرفین پشت‌بند باشد. به جای پشت‌بند می‌توان عناصر قائم فولادی، بتن مسلح و یا چوبی در داخل تیغه یا دیوار قرار داد و دو سر عناصر را به طور مناسبی در کف و سقف طبقه مهار نمود.

۱۴-۷-۲ حداکثر ارتفاع مجاز دیوارهای غیرسازه‌ای و تیغه‌ها از تراز کف مجاور ۳/۵ متر است. در صورت

تجاوز از این حد باید با تعبیه کلافهای افقی و قائم به طور مناسبی به تقویت دیوار مبادرت گردد.

۱۴-۷-۳ تیغه‌هایی که در تمام ارتفاع طبقه ادامه دارند باید کاملاً به زیر پوشش سقف مهار شوند، یعنی رگ

آخر تیغه با فشار و ملات کافی در زیر سقف جای داده شود.

لبه فوقانی تیغه‌هایی که در تمام ارتفاع طبقه ادامه ندارند باید با کلاف فولادی یا بتن مسلح و یا چوبی که بر

سازه ساختمان و یا کلاف‌های احاطه‌کننده تیغه متصل می‌باشد، کلاف‌بندی شود.

۱۴-۷-۴ لبه قائم تیغه‌ها نباید آزاد باشد. این لبه باید به یک تیغه دیگر و یا یک دیوار عمود بر آن، یکی از

اجزای سازه و یا عنصر قائم (همانند یک ستونک) که به همین منظور از فولاد، بتن مسلح و یا چوب تعبیه

می‌شود با اتصال کافی تکیه داشته باشد. ستونک می‌تواند از یک ناودانی نمره ۶ (و یا پروفیل فولاد معادل آن)،

و یا از بتن مسلح و یا چوب تشکیل شود. چنانچه طول تیغه پشت بند کمتر از ۱/۵ متر باشد، لبه آن می‌تواند

آزاد باشد.

۱۴-۷-۵ در صورتی که دیوار و تیغه متکی به آن بطور همزمان و یا به صورت لاریز و یا به صورت هشتگیر

چیده شوند، اتصال تیغه به دیوار کافی تلقی می‌گردد. ولی چنانچه تیغه بعد از احداث دیوار و بدون اتصال به

آن ساخته شود باید در محل تقاطع به نحو مناسبی به دیوار متصل و محکم شود. در غیر این صورت، لبه

کناری تیغه آزاد تلقی شده و باید طبق بند ۱۴-۷-۴ عنصر قائم در این لبه تعبیه شود. دو تیغه عمود بر هم باید

با یکدیگر قفل و بست شوند.

۱۴-۸ جان پناه‌ها و دودکش‌ها

۱۴-۸-۱ ارتفاع جان پناه اطراف بامها و بالکن‌ها از کف تمام شده، در صورتی که ضخامت دیواره آن ۱۰ و یا

۲۰ سانتیمتر باشد نباید به ترتیب از ۵۰ و ۹۰ سانتیمتر تجاوز نماید. در صورت تجاوز ارتفاع از حدود ذکر

شده، جان پناه باید توسط عناصر افقی و قائم فولادی یا بتن مسلح نگهداری شده و در کف بام یا بالکن گیردار

شود.

۱۴-۸-۲ دودکش‌ها و بادگیرهای با مصالح بنّایی و اجزای مشابه نباید بلندتر از ۱/۵ متر از کف بام باشند و در صورتی که ارتفاع آنها از این مقدار تجاوز نماید باید به وسیله عناصر قائم فولادی یا بتن مسلح به نحو مناسبی تقویت و در کف بام گیردار شوند.

۹-۱۴ کلاف‌بندی

۱-۹-۱۴ کلاف‌بندی افقی

۱۴-۹-۱ در کلیه دیوارهای سازه‌ای تمام ساختمان‌های با مصالح بنّایی - اعم از یک طبقه یا دو طبقه و اعم از آجری، بلوک سیمانی و یا سنگی - باید کلاف‌های افقی در ترازهای زیر ساخته شوند:

الف) در تراز زیر دیوارها.

این کلاف باید با بتن مسلح ساخته شود به طوری که عرض آن از عرض دیوار و یا ۲۵ سانتیمتر و ارتفاع آن از $\frac{2}{3}$ عرض دیوار و یا ۲۵ سانتیمتر کمتر نباشد.

ب) در زیر سقف.

کلاف سقف چنانچه با بتن مسلح ساخته شود باید هم عرض دیوارها باشد، مگر در مورد دیوارهای خارجی که به منظور نماسازی می‌توان عرض کلاف را حداکثر تا ۱۲ سانتیمتر از عرض دیوار کمتر اختیار نمود، ولی در هر حال، عرض کلاف سقف نباید از ۲۰ سانتیمتر و نیز ارتفاع کلاف نباید از ۲۰ سانتیمتر کمتر باشد. در سقف به جای کلاف بتن مسلح می‌توان از پروفیل‌های فولادی معادل تیرآهن نمره ۱۰ استفاده نمود مشروط بر آن که کلاف فولادی با سقف به خوبی متصل شده و همچنین این کلاف‌ها به نحوی مناسب با کلاف قائم یا دیوار مثلاً با لایه ضخیم ملات به دیوارها استوار گردد. چنانچه سقف از تاول بتن درجا ریخته شده ساخته شود، نیازی به کلاف افقی اضافی در تراز سقف وجود ندارد.

۱۴-۹-۱-۲ حداقل قطر میلگردهای طولی در کلاف‌های افقی بتن مسلح عبارت است از:

۱۰ میلیمتر برای میلگرد آجدار و ۱۲ میلیمتر برای میلگرد ساده در صورت استفاده از میلگردهای ساده باید انتهای میلگردها را در محل وصله‌ها و در محل ختم میلگردها به قلاب ۱۸۰ درجه انتهایی ختم نمود. میلگردهای طولی باید حداقل ۴ عدد بوده و در گوشه‌ها قرار داده شوند. در صورتی که عرض کلاف از ۳۵

سانتیمتر تجاوز نماید تعداد میلگردهای طولی باید به ۶ عدد و یا بیش تر افزایش داده شود به طوری که فاصله هر دو میلگرد مجاور از ۲۵ سانتیمتر بیش تر نباشد. میلگردهای طولی باید با تنگ‌هایی به قطر حداقل ۶ میلیمتر به یکدیگر بسته شوند، حداکثر فاصله تنگ‌ها از یکدیگر عبارت است از ارتفاع کلاف و یا ۲۵ سانتیمتر؛ هر کدام که کمتر باشد، ولی حداکثر فاصله تنگ‌ها در فاصله ۷۵ سانتیمتری از بر کلاف قائم باید حداقل به ۱۵ سانتیمتر کاهش یابد.

پوشش بتن اطراف میلگردهای طولی نباید در مورد کلاف زیر دیوارها از ۵ سانتیمتر و در مورد کلاف سقف از ۲/۵ سانتیمتر کمتر باشد.

۱۴-۹-۱-۳ در هر تراز، اضلاع مختلف کلاف باید به یکدیگر متصل شوند تا کلاف‌بندی یکپارچه و شبکه مانند به گونه‌ای بهم پیوسته تشکیل شود. آرماتوربندی محل تلاقی اضلاع کلاف بخصوص در مورد کلاف سقف باید به نحوی انجام شود که اتصال کلاف‌ها به خوبی تأمین شود.

کلاف سقف نباید در هیچ جا منقطع باشد. در صورتی که 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.

۱۴-۹-۱-۴ در صورتی که ساختمان با مصالح بنایی دارای ستون‌های فولادی و یا بتن مسلح نیز باشد این ستون‌ها باید به نحوی مناسب در بالا به عناصر سقف و یا کلاف سقف و در پایین به کلاف زیر دیوار متصل شوند.

۱۴-۹-۲ کلاف بندی قائم

۱۴-۹-۲-۱ در کلیه ساختمان‌های با مصالح بنایی اجرای کلاف قائم با مشخصات زیر الزامی است. تنها می‌توان در ساختمان‌های یک طبقه دارای اهمیت کم، از اجرای این کلاف‌ها خودداری کرد. کلاف‌های قائم باید در گوشه‌های اصلی ساختمان و در طول دیوار، ترجیحاً در نقاط تقاطع دیوارها، با فاصله محور تا محور حداکثر ۵ متر از یکدیگر پیش‌بینی شود.

هیچ یک از ابعاد مقطع کلاف قائم بتن مسلح نباید کمتر از ۲۰ سانتیمتر باشد. به جای کلاف بتن مسلح می توان از تیر آهن نمره ۱۰ و یا پروفیل فولادی با سطح مقطع معادل آن استفاده نمود، مشروط بر آن که اتصال کلاف فولادی با دیوار به وسیله میلگردهای افقی به خوبی تأمین شود. استفاده از تیرچوبی حداقل با مقطع ۵۰ سانتیمتر مربع به عنوان کلاف قائم برای ساختمان های یک طبقه با اهمیت متوسط و یا کم و یا برای سیستم های سقف چوبی قابل قبول (مطابق بند ۱۴-۱۱-۱) مجاز است.

از پروفیل های در و پنجره نیز در صورتی که به خوبی در کلاف افقی و سقف مهار شده باشند، با رعایت میزان فولاد معادل مذکور، می توان به عنوان کلاف قائم استفاده کرد.

توصیه اکید می شود که اجرای کلاف های قائم بتن مسلح هم زمان با چیدن دیوار سازه ای و به صورت یکپارچه صورت گیرد و یا ابتدا دیوار اجرا شده و محل کلاف باز گذاشته شود و با بتن ریزی کلاف، اتصال بین دیوار و کلاف تأمین شود.

۱۴-۹-۲-۲ حداقل قطر میلگردهای طولی در کلاف های قائم بتن مسلح عبارت است از ۱۰ میلیمتر برای میلگرد آجدار و ۱۲ میلیمتر برای میلگرد ساده. میلگردهای طولی باید حداقل ۴ عدد باشد و در گوشه ها قرار داده شوند به گونه ای که انتهای آن ها به نحوی مناسب مهار شود. میلگردهای طولی باید با تنگ هایی به قطر حداقل ۶ میلیمتر به یکدیگر بسته شوند. حداکثر فاصله تنگ ها از یکدیگر عبارت است از ۲۰ سانتیمتر، ولی این مقدار در فاصله ۷۵ سانتیمتری از هر کلاف افقی باید حداقل به ۱۵ سانتیمتر کاهش یابد. در اطراف میلگردهای طولی باید حداقل ۲/۵ سانتیمتر پوشش آزاد بتن وجود داشته باشد.

۱۴-۹-۲-۳ کلاف های قائم باید به نحوی مناسب در کلیه نقاط تقاطع به کلاف های افقی متصل شوند به گونه ای که میلگردهای طولی کلاف های افقی و قائم، در تمام طول نقاط تقاطع ادامه یابد تا متفقاً با کمک دیوارهای سازه ای، یک سیستم سه بعدی مقاوم را تشکیل دهند. در نقاط تقاطعی که کلاف قائم ادامه نمی یابد، میلگردهای طولی کلاف قائم باید حداقل به اندازه ۳۰ سانتیمتر در داخل کلاف افقی مهار شود.

۱۴-۹-۲-۴ بجای هر کلاف قائم به شرح مذکور در بند ۱۴-۹-۲-۱ می توان میلگردهایی را مطابق شکل (۴) و مطابق با محل آن (گوشه یا وسط دیوار) در طول دیوار توزیع نمود مشروط بر این که:

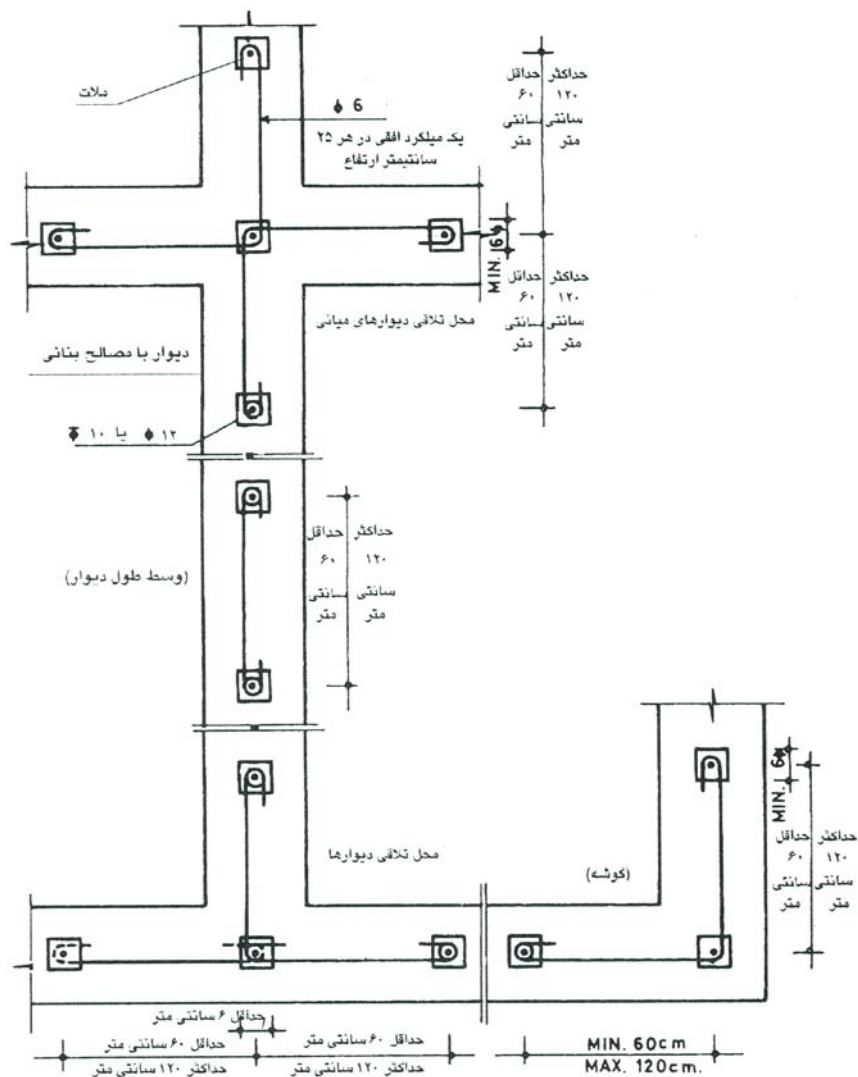
الف) برای اجرای دیوار از ملات ماسه سیمان استفاده شود.

ب) فاصله هر دو میلگرد قائم از ۶۰ سانتیمتر کمتر و از ۱۲۰ سانتیمتر بیشتر نباشد.

پ) میلگردهای قائم در فاصله حداکثر ۲۵ سانتیمتر، با میلگردهای افقی به قطر حداقل ۶ میلیمتر به یکدیگر بسته شوند.

ت) اطراف میلگردها به صورت غوطه‌ای چیده شده و «هرز ملات‌ها» کاملاً پر شوند. دور هر میلگرد قائم فضایی که کوچک‌ترین بعد آن از ۶ سانتیمتر کمتر نباشد ایجاد شده و ضمن چیدن دیوار با ملات پر شود.

ث) میلگردهای قائم در کلاف‌های افقی بالا و پایین مهار شوند.



شکل ۴ جزئیات میلگردهای قائم و افقی مهار دیوارها

*یادآوری

- میلگردهای طولی کلاف قائم باید در دو انتها به زاویه ۹۰ درجه ختم و در کلاف شالوده و سقف مهار شوند.

- متناسب با پیشرفت عملیات بنایی اطراف میلگردهای قائم باید با ملات پر شوند.

- ملات دیوار، ملات ماسه و سیمان (حداقل به عیار ۲۰۰ کیلوگرم سیمان) است.

۱۴-۹-۳ کلاف‌بندی دیوارهای مثلثی شکل

در ساختمان‌هایی که با خرپا و شیروانی پوشانده می‌شوند ارجح است روی دیوارهای انتهایی نیز خرپا نصب

شود. در غیر این صورت، قسمت مثلثی شکل این دیوارها باید با کلاف‌بندی به شرح زیر تقویت شود:

الف) در قاعده قسمت مثلثی شکل دیوار انتهایی در محاذات کلاف زیر تکیه‌گاه خرپاها کلاف افقی تعبیه شود و این کلاف‌ها به یکدیگر متصل شوند.

ب) سطح فوقانی دیوار مثلثی شکل با کلاف پوشانده شود به طوری که سطح بالای کلاف موازی صفحه پوشش و سطح زیرین آن پلکانی باشد.

پ) بین دو کلاف پایین و بالای قسمت مثلثی شکل دیوار کلاف‌های قائم حداکثر به فاصله ۵ متر تعبیه شوند و کلاف‌های قائم در کلاف‌های تحتانی و فوقانی مهار شوند.

ت) ابعاد و میلگردهای کلاف‌های مذکور در بندهای الف و ب فوق، تابع مقررات کلاف‌بندی افقی (بند ۹-۱۴-۱) و در مورد کلاف‌های مذکور در بند پ فوق، تابع مقررات کلاف‌بندی قائم (بند ۹-۱۴-۲) هستند.

۹-۱۴-۴ حداقل طول وصله میلگردهای طولی کلاف‌های بتن مسلح و یا طول مهاری شامل قلاب‌ها برابر ۴۰ سانتیمتر است.

۱۴-۱۰ اجرای دیوارهای سازه‌ای

۱۴-۱۰-۱ در ساختمان‌های با مصالح بنایی استفاده از ملات گل و یا گل آهک مجاز نمی‌باشد. دیوارهای سنگی و دیوارهای بلوک سیمانی باید با ملات ماسه سیمان با عیار حداقل ۲۰۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب ملات ساخته شود. در دیوارهای آجری می‌توان از ملات حرام‌زاده (باتارد) با ۱۰۰ کیلوگرم سیمان و ۱۲۵ کیلوگرم آهک در متر مکعب ملات نیز استفاده نمود. جان پناه بام و بالکن و قسمت طره‌ای از دودکش‌ها باید منحصراً با ملات ماسه سیمان با عیار حداقل ۲۰۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب ملات ساخته شود. ملات مصرفی ماسه سیمان باید حداکثر ظرف مدت یک ساعت پس از تهیه، مصرف شود.

۱۴-۱۰-۲ دیوارهایی که با سنگ مکعب مستطیل شکل یا آجر یا بلوک سیمانی ساخته می‌شوند باید طوری چیده شوند که بندهای قائم روی هم قرار نگیرند و درزهای قائم که در اصطلاح «هرز ملات» نامیده می‌شوند کاملاً با ملات پر شوند. در دیوارهای با سنگ لاشه باید لاشه‌ها با قفل و بست پهلوی هم قرار داده شوند و بین سنگ‌ها کاملاً با ملات پر گردد.

۱۴-۱۰-۳ باید تمام دیوارهای سازه‌ای که به هم پیوسته هستند به خصوص در گوشه‌های ساختمان حتی‌المقدور به طور همزمان و در یک تراز چیده شده و در یک سطح بالا آورده شوند. در مواردی که اجرای همزمان دیوار چینی میسر نباشد می‌توان قسمت‌هایی را به صورت «لاریز» ساخته و قسمت‌های بعدی را روی لاریز بنا نمود. در مورد دیوارهای سازه‌ای، دندانه‌دار کردن دیوار یا به اصطلاح «هشت‌گیر» که معمولاً برای اتصال دیوارهای متقاطع و یا برای ساختن دیوارهای طویل به کار می‌رود، مجاز نمی‌باشد. هشتگیر را می‌توان منحصرراً برای اتصال تیغه‌ها به کار گرفت مشروط بر آن که درزهای بالا و پایین آجر چینی بعدی در محل هشتگیر کاملاً با ملات پر شوند.

۱۴-۱۰-۴ در ناحیه ثلث میانی ارتفاع دیوارهای سازه‌ای باید حداقل سه میلگرد ساده به قطر ۱۲ میلیمتر و یا سه میلگرد آجدار به قطر ۱۰ میلیمتر یکی در وسط و دو عدد به فواصل یک ششم ارتفاع در طرفین، در درزهای افقی به صورت سرتاسری پیش‌بینی شود. این میلگردها باید تا محل کلاف‌های قائم امتداد داده شده و در داخل آنها مهار شود.

۱۴-۱۰-۵ 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.

۱۴-۱۱ سقف‌ها

۱۴-۱۱-۱ مصالح سقف

سقف باید با مصالح مناسب و به نحوی ساخته شود که در برابر نیروهای زلزله، اولاً از تکیه‌گاه خود جدا نشود و ثانیاً یکپارچگی و استحکام خود را حفظ نماید.

به کاربردن چوب به عنوان عنصر باربر سقف در صورتی مجاز است که پوشش سقف از نوع سبک نظیر تخته- ورق آهن- صفحات موجدار فلزی و یا آّبست سیمانی باشد و در این صورت برای کلاف بندی سقف نیز می توان از چوب استفاده نمود. احداث سقف چوبی با پوشش حصیر و نی و گل و یا شفته آهک و یا طاق خشتی مجاز نمی باشد.

۱۴-۱۱-۲ اتصال سقف و تکیه گاه

عناصر سقف (تیر و تیرچه اعم از فولادی، بتنی و چوبی) و یا دال بتنی باید در تکیه گاه ها به نحو مطمئنی به عناصر زیرسری (تیرهای حمال، کلاف بندی افقی، ستون ها) متصل شوند تا نیروهای زلزله، بدون جابجا شدن سقف به عناصر قائم انتقال یابند. به این منظور رعایت ضوابط زیر الزامی است:

الف) در مورد سقف متکی بر تیر حمال عناصر اصلی سقف به تیرهای حمال متصل شوند و تیرهای حمال نیز به کلاف روی دیوار مهار گردند.

ب) در مورد سقف با تکیه گاه روی دیوار چنانچه سقف از نوع طاق ضربی باشد تیر آهن های سقف باید یا در داخل کلاف بتن مسلح مهار شوند و یا به صفحات فلزی که روی کلاف افقی بتن مسلح قرار داشته و در داخل کلاف مهار شده اند متصل شوند و یا به کلاف فلزی به نحوی مناسب بسته شوند. طول تکیه گاه تیر آهن های سقف طاق ضربی نباید از ارتفاع تیر و یا از ۲۰ سانتیمتر کمتر باشد. چنانچه سقف دال بتنی پیش ساخته باشد، ارجح است دال پیش ساخته در کلاف افقی بتن مسلح مهار شود و از قرار دادن دال پیش ساخته بر روی کلاف احتراز شود، مگر آن که بتوان آن را به نحوی مناسب به کلاف روی دیوار مهار نمود. سقف های مرکب از تیرچه و بلوک نیز باید به خوبی به کلاف افقی مهار گردند و بتن ریزی تیرچه ها و کلاف هم زمان انجام شود. سقف بتن مسلح درجا ریخته شده نیز باید دارای تکیه گاهی حداقل معادل ضخامت دیوار منهای ۱۲ سانتیمتر باشد مشروط بر آن که این طول هیچ گاه از ۱۵ سانتیمتر کم تر نگردد.

پ) عناصر سازه ای راه پله نیز باید در پاگردهایی که هم سطح ساختمان هستند، در کلاف بندی افقی سقف مهار شوند.

۱۴-۱۱-۳ انسجام سقف

برای حفظ انسجام و یکپارچه عمل نمودن سقف باید نکات زیر رعایت شود:

۱۴-۱۱-۳-۱ در سقف طاق ضربی

الف) فاصله بین تیر آهن‌ها از یک متر تجاوز نکند.

ب) تیر آهن‌ها باید به گونه‌ای مناسب به کلاف افقی مطابق قسمت ب از بند ۱۴-۱۱-۲ متصل گردند.

پ) تیر آهن‌ها باید به وسیله میلگرد و یا تسمه فولادی به صورت ضربدری به یکدیگر بسته شوند به طوری که اولاً طول مستطیل ضربدری شده بیش از $1/5$ برابر عرض آن نباشد و ثانیاً مساحت تحت پوشش هر ضربدری از ۲۵ متر مربع تجاوز ننماید.

ت) تکیه‌گاه مناسبی برای پاتاق آخرین دهانه طاق ضربی تعبیه شود. این تکیه‌گاه می‌تواند یا با قرار دادن یک پروفیل فولادی و اتصال آن با کلاف زیر خود و یا با جاسازی در کلاف بتنی تأمین شود. چنانچه این تکیه‌گاه فولادی باشد باید با میلگردها و یا تسمه‌های کاملاً کشیده و مستقیم در دو انتهای تیر و هم‌چنین در فواصل کمتر از ۲ متر به آخرین تیر آهن سقف متصل شود.

ث) حداقل سطح مقطع میلگرد و یا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیر آهن‌های سقف و یا استوار کردن آخرین دهانه به کار می‌رود، میلگرد ۱۴ میلیمتری و یا تسمه معادل آن می‌باشد.

۱۴-۱۱-۳-۲ در سقف تیرچه بلوک

الف) تیرچه‌ها به نحو مناسبی به کلاف‌های افقی مطابق قسمت ب از بند ۱۴-۱۱-۲ متصل شوند.

ب) بتن پوشش روی بلوک‌ها حداقل دارای ۵ سانتیمتر ضخامت باشد و میلگرد مورد استفاده در بتن پوشش سقف حداقل به قطر ۶ میلیمتر به فواصل حداکثر ۲۵ سانتیمتر در جهت عمود بر تیرچه‌ها قرار داده شود.

پ) در صورت تجاوز دهانه تیرچه‌ها از ۴ متر، تیرچه‌ها به وسیله کلاف عرضی که عرض مقطع آن حداقل ۱۰ سانتیمتر باشد به هم متصل شوند. این کلاف باید دارای حداقل ۲ میلگرد آجدار سراسری به قطر ۱۰ میلیمتر یکی در بالا و یکی در پایین مقطع کلاف باشد.

ت) در صورت وجود طره در سقف، در بالای تیرچه بر روی تکیه‌گاه میلگردهایی حداقل به اندازه میلگردهای پایین به طول مهار ۱/۵ متر پیش‌بینی شود.

۱۴-۱۱-۳-۳ در فریپاها

- الف) با تعبیه بادبندی‌های قائم و افقی مناسب بین خریپاها انسجام سقف تأمین شود.
- ب) اضلاع مختلف خریپای چوبی در نقاط اتصال به یکدیگر به وسیله پیچ و مهره و یا اسکوپ‌های فولادی کاملاً به هم محکم شوند (میخ نمودن ساده این اضلاع به یکدیگر کافی نمی‌باشد).
- پ) در سقف‌های مسطح شیب‌دار چنانچه سقف به صورت خرپا نباشد، عناصر مناسبی برای مقابله با رانش سقف تعبیه شوند.

۱۴-۱۱-۴ سقف کاذب

- در اجرای سقف کاذب رعایت موارد زیر الزامی است:
- الف) سقف کاذب باید حتی‌المقدور با مصالح سبک ساخته شود و قاب‌بندی آن به نحوی مناسب به اسکلت و یا کلاف‌بندی ساختمان متصل شود تا ضربه تکان‌های ناشی از زلزله، موجب خرابی دیوارهای مجاور نشود.
- ب) سقف‌های کاذب باید به نحو مناسبی به سازه اصلی ساختمان، سقف‌ها، کلاف‌ها و دیوارهای باربر، متصل گردند، به طوری که علاوه بر وزن آن‌ها نیروی جانبی ایجاد شده در آن‌ها به سازه اصلی منتقل شود.

۱۴-۱۱-۵ سقف‌های قوسی

- کاربرد سقف‌های قوسی مشروط به رعایت موارد ذیل است:
- الف) تدابیر لازم برای به حداقل رساندن رانش و همچنین تحمل آن به عمل آید و دیوارها به خوبی مهار شوند.

ب) کلاف سراسری در محاذات پاتاق پیش‌بینی شود و طاق قوسی به نحوی مناسب بر روی آن قرار گیرد. در طاق‌های استوانه‌ای دو ضلع کلاف با طاق به وسیله کش‌های فولادی که قبلاً در داخل کلاف مهار شده‌اند به یکدیگر متصل شوند به طوری که فاصله کش‌ها از ۱/۵ متر بیش‌تر و سطح مقطع کش از سه سانتیمتر مربع کم‌تر نباشد.

۱۲-۱۴ نماسازی

۱-۱۲-۱۴ در نماسازی با آجر ارجح است آجر نما به طور همزمان با آجر پشت کار چیده شود و باید ضخامت این دو نوع آجر یکسان و یا تقریباً یکسان باشد تا هر دو در هر رگ روی یک لایه ملات چیده شوند.

در صورتی که آجر نما پس از احداث دیوار پشت کار چیده شود باید با مهارکردن مفتول‌های فلزی در داخل ملات پشت کار و قراردادن سر آزاد این مفتول‌ها در ملات آجر نما، این دو قسمت آجرکاری به هم متصل گردند. فاصله این مفتول‌ها در هر یک از جهات افقی و قائم نباید از ۵۰ سانتیمتر بیشتر اختیار شود.

۲-۱۲-۱۴ نماسازی با سنگ غیر پلاک که قطعات سنگ به صورت افقی روی هم چیده می‌شوند تابع مقررات نماسازی با آجر مطابق بند ۱-۱۲-۱۴ است. در صورتی که سنگ‌ها به صورت پلاک بطور قائم نصب شوند باید با تعبیه اسکوپ و یا مهار مناسب دیگری از جدا شدن و فروریختن آن‌ها در موقع بروز زلزله جلوگیری شود.

۱۳-۱۴ خرپشته

در صورتی که سطح زیربنای خرپشته بیش از ۲۵ درصد سطح زیر بنای طبقه زیرین خود باشد، خرپشته به عنوان یک طبقه محسوب می‌شود و ضوابط بند ۲-۱۴ در مورد آن باید رعایت شود. ارتفاع خرپشته از تراز طبقه زیرین خود حداکثر ۳ متر است و رعایت ضوابط مربوط به کلاف‌بندی افقی و قائم و سایر ضوابط این فصل در مورد جزئیات اجرایی آن الزامی است.

پیوست الف

درجه بندی خطر نسبی زلزله

شهرها و نقاط مهم ایران

(الزامی)

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۱	آبادان	خوزستان			*
۲	آبدانان	ایلام			*
۳	آباده	فارس		*	
۴	آب بر	زنجان	*		
۵	آب گرم (آوج)	قزوین		*	
۶	آبیک	قزوین	*		
۷	آذرشهر	آذربایجان شرقی		*	
۸	آران	اصفهان		*	
۹	آستارا	گیلان		*	
۱۰	آستانه	گیلان		*	
۱۱	آستانه	سمنان		*	
۱۲	آستانه	مرکزی			*
۱۳	آشتیان	مرکزی		*	
۱۴	آشخانه	خراسان شمالی		*	
۱۵	آغاجاری	خوزستان		*	
۱۶	آق قلعه	گلستان		*	
۱۷	آلاشت	مازندران		*	
۱۸	آمل	مازندران		*	
۱۹	آوج	قزوین		*	

الف

۱	ابهر	زنجان		*	
۲	ابركوه	یزد			*

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
		*		اصفهان	ابیانه	۳
	*			مرکزی	اراک	۴
			*	تهران	ارجمند	۵
	*			فارس	ارسنجان	۶
		*		اردبیل	اردبیل	۷
		*		اصفهان	اردستان	۸
	*			یزد	اردکان	۹
		*		چهارمحال و بختیاری	اردل	۱۰
	*			آذربایجان غربی	ارومیه	۱۱
*				خوزستان	اروندکنار	۱۲
			*	لرستان	ازنا	۱۳
		*		فارس	استهبان	۱۴
		*		همدان	اسدآباد	۱۵
		*		خراسان شمالی	اسفراین	۱۶
		*		کرمانشاه	اسلامآباد غرب	۱۷
		*		آذربایجان غربی	اشنویه	۱۸
			*	تهران	اشتهارد	۱۹
	*			اصفهان	اصفهان	۲۰
		*		اردبیل	اصلاندوز	۲۱
		*		فارس	اقلید	۲۲
		*		لرستان	الشتر	۲۳
		*		لرستان	الیگودرز	۲۴
		*		سمنان	امیرآباد	۲۵
	*			خوزستان	امیدیه	۲۶
		*		کرمان	انار	۲۷
	*			اصفهان	انارک	۲۸
		*		خوزستان	اندیمشک	۲۹
		*		آذربایجان شرقی	اهر	۳۰
	*			بوشهر	اهر	۳۱
	*			خوزستان	اهواز	۳۲
		*		خوزستان	ایذه	۳۳

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
		*		سیستان و بلوچستان	ایران شهر	۳۴
	*			ایلام	ایلام	۳۵
	*			ایلام	ایوان	۳۶
		*		سمنان	ایوانکی	۳۷

ب

		*		مازندران	بابل	۱
		*		مازندران	بابلسر	۲
		*		خراسان رضوی	باجگیران	۳
	*			اصفهان	بادرود	۴
		*		خوزستان	باغملک	۵
		*		کرمان	بافت	۶
		*		یزد	بافق	۷
		*		کردستان	بانه	۸
		*		خراسان رضوی	بجستان	۹
		*		خراسان شمالی	بجنورد	۱۰
		*		خراسان رضوی	بردسکن	۱۱
		*		کرمان	بردسیر	۱۲
		*		بوشهر	برازجان	۱۳
			*	لرستان	بروجرد	۱۴
		*		چهارمحال و بختیاری	بروجن	۱۵
	*			سیستان و بلوچستان	بزمان	۱۶
	*			خوزستان	بستان	۱۷
			*	آذربایجان شرقی	بستان آباد	۱۸
		*		هرمزگان	بستک	۱۹
		*		سمنان	بسطام	۲۰
		*		خراسان رضوی	بشروئه	۲۱
		*		مازندران	بلده	۲۲
		*		چهارمحال و بختیاری	بلداجی	۲۳
		*		کرمان	بم	۲۴
	*			سیستان و بلوچستان	بمپور	۲۵

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
	*			آذربایجان غربی	بوکان	۲۶
	*			آذربایجان شرقی	بناب	۲۷
*				خوزستان	بندر امام خمینی	۲۸
		*		گیلان	بندر انزلی	۲۹
		*		گلستان	بندر ترکمن	۳۰
		*		هرمزگان	بندر خمیر	۳۱
		*		بوشهر	بندر دیر	۳۲
	*			بوشهر	بندر دیلم	۳۳
		*		بوشهر	بندر طاهری	۳۴
		*		هرمزگان	بندر عباس	۳۵
		*		بوشهر	بندر عسلویه	۳۶
		*		گلستان	بندر گز	۳۷
	*			بوشهر	بندر گناوه	۳۸
		*		هرمزگان	بندر لنگه	۳۹
*				خوزستان	بندر ماهشهر	۴۰
		*		بوشهر	بندر مقام	۴۱
			*	قزوین	بوئین زهرا	۴۲
	*			بوشهر	بوشهر	۴۳
			*	تهران	بومهن	۴۴
		*		یزد	بهاباد	۴۵
		*		خوزستان	بهبهان	۴۶
		*		فارس	بهرستان	۴۷
		*		مازندران	بهشهر	۴۸
	*			سمنان	بیارجمند	۴۹
	*			کردستان	بیجار	۵۰
		*		خراسان جنوبی	بیرجند	۵۱
		*		کرمانشاه	بیستون	۵۲
		*		اردبیل	بيله سوار	۵۳

پ

		*		اردبیل	پارس آباد	۱
		*		کرمانشاه	پاوه	۲

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۳	پل دختر	لرستان			*
۴	پلدشت	آذربایجان غربی		*	
۵	پل سفید	مازندران		*	
۶	پلور	مازندران	*		
۷	پیرانشهر	آذربایجان غربی		*	
۸	پیشوا	تهران		*	

ت

۱	تاکستان	قزوین		*	
۲	تالش	گیلان		*	
۳	تایباد	خراسان جنوبی		*	
۴	تبریز	آذربایجان شرقی	*		
۵	تربت جام	خراسان رضوی		*	
۶	تربت حیدریه	خراسان رضوی		*	
۷	ترود	سمنان		*	
۸	تسوج	آذربایجان شرقی	*		
۹	تفت	یزد		*	
۱۰	تفرش	مرکزی		*	
۱۱	تکاب	آذربایجان غربی		*	
۱۲	تنکابن	مازندران		*	
۱۳	تویسرکان	همدان		*	
۱۴	تهران	تهران	*		
۱۵	تیران	اصفهان		*	

ج

۱	جاجرم	خراسان شمالی		*	
۲	جاسک	هرمزگان		*	
۳	جام	سمنان		*	
۴	جالق	سیستان و بلوچستان		*	
۵	جغتای	خراسان رضوی		*	
۶	جلفا	آذربایجان شرقی		*	
۷	جم	بوشهر		*	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۸	جندق	اصفهان		*	
۹	جوانرود	کرمانشاه		*	
۱۰	جهرم	فارس		*	
۱۱	جیرفت	کرمان		*	
۱۲	جیرنده	گیلان	*		

چ

۱	چابکسر	گیلان		*	
۲	چادگان	اصفهان		*	
۳	چالوس	مازندران		*	
۴	چابهار	سیستان و بلوچستان		*	
۵	چارک	هرمزگان		*	
۶	چمن بید	خراسان شمالی		*	
۷	چرمهین	اصفهان		*	
۸	چناران	خراسان رضوی		*	

ح

۱	حاجی آباد	هرمزگان		*	
۲	حسن آباد	تهران		*	
۳	حسن کیف	مازندران		*	
۴	حمیدیه	خوزستان		*	

خ

۱	خارک	بوشهر		*	
۲	خاش	سیستان و بلوچستان		*	
۳	خاوران	فارس		*	
۴	خرامه	فارس		*	
۵	خرم آباد	لرستان		*	
۶	خرم دره	زنجان		*	
۷	خرمشهر	خوزستان		*	
۸	خضری	خراسان جنوبی	*		
۹	خلخال	اردبیل		*	
۱۰	خمین	مرکزی		*	
۱۱	خنج	فارس		*	

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
	*			مرکزی	خنداب	۱۲
		*		خراسان جنوبی	خواف	۱۳
	*			اصفهان	خوانسار	۱۴
	*			اصفهان	خور	۱۵
	*			یزد	خور	۱۶
	*			بوشهر	خورموج	۱۷
	*			خراسان جنوبی	خوسف	۱۸
		*		آذربایجان غربی	خوی	۱۹

د

		*		فارس	داراب	۱
		*		اصفهان	داران	۲
		*		بوشهر	دالکی	۳
		*		سمنان	دامغان	۴
		*		خراسان رضوی	درگز	۵
			*	لرستان	درود	۶
		*		خراسان رضوی	درویه	۷
	*			ایلام	دره شهر	۸
		*		خوزستان	دزفول	۹
			*	خراسان	دشت بیاض	۱۰
	*			ایلام	دشت عباس	۱۱
	*			بوشهر	دلوار	۱۲
		*		مرکزی	دلیجان	۱۴
			*	تهران	دماوند	۱۴
		*		کهگیلویه و بویراحمد	دوگنبدان	۱۵
		*		فارس	ده بید	۱۶
		*		اصفهان	دهاقان	۱۷
		*		خوزستان	دهدز	۱۸
		*		یزد	دهشیر	۱۸
		*		سیستان و بلوچستان	دهک	۱۹
	*			ایلام	دهلران	۲۰

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
			*	تهران	دیزین	۲۱
		*		گیلان	دیلمان	۲۲
	*			کردستان	دیواندره	۲۳
			*	یزد	دیپوک	۲۴

ر

		*		مازندران	رامسر	۱
	*			خوزستان	رامشیر	۲
		*		گلستان	رامیان	۳
		*		کرمان	راور	۴
		*		خوزستان	رامهرمز	۵
		*		کرمان	راین	۶
			*	خراسان شمالی	رباط	۷
		*		یزد	رباط پشت بادام	۸
			*	تهران	رباط کریم	۹
		*		همدان	رزن	۱۰
		*		گیلان	رضوانشهر	۱۱
		*		گیلان	رشت	۱۲
		*		خراسان رضوی	رشتخوار	۱۳
		*		کرمان	رفسنجان	۱۴
		*		کرمانشاه	روانسر	۱۵
		*		هرمزگان	رودان	۱۶
			*	گیلان	رودبار	۱۷
		*		گیلان	رودسر	۱۸
			*	تهران	رودهن	۱۹
			*	تهران	ری	۲۰
		*		بوشهر	ریز	۲۱

ز

		*		سیستان و بلوچستان	زابل	۱
		*		سیستان و بلوچستان	زابلی	۲
		*		سیستان و بلوچستان	زاهدان	۳

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
		*		کرمان	زرند	۴
		*		فارس	زرقان	۵
		*		اصفهان	زفره	۶
		*		زنجان	زنجان	۷
		*		آذربایجان شرقی	زنوز	۸
	*			اصفهان	زواره	۹
		*		سیستان و بلوچستان	زهک	۱۰

س

		*		مازندان	ساری	۱
		*		یزد	ساغند	۲
		*		چهارمحال و بختیاری	سامان	۳
		*		کرمان	سبزآباد	۴
		*		مرکزی	ساوه	۵
		*		خراسان رضوی	سبزوار	۶
		*		فارس	سپیدان (اردکان)	۷
		*		خراسان جنوبی	سده	۸
		*		آذربایجان شرقی	سراب	۹
		*		سیستان و بلوچستان	سراوان	۱۰
			*	خراسان جنوبی	سرایان	۱۱
		*		سیستان و بلوچستان	سرباز	۱۲
			*	تهران	سربندان	۱۳
*				خوزستان	سربندر	۱۴
		*		خراسان جنوبی	سریشہ	۱۵
		*		کرمانشاه	سراب نیلوفر	۱۶
		*		کرمانشاه	سرپل ذهاب	۱۷
		*		کرمان	سرچشمه	۱۸
		*		چهارمحال و بختیاری	سرخون	۱۹
		*		سمنان	سرخه	۲۰
		*		آذربایجان غربی	سردشت	۲۱

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
		*		خراسان رضوی	سرخس	۲۲
		*		اردبیل	سرعین	۲۳
	*			آذربایجان غربی	سرو	۲۴
	*			فارس	سعادت شهر	۲۵
		*		کردستان	سقز	۲۶
		*		زنجان	سلطان آباد	۲۷
		*		زنجان	سلطانیه	۲۸
		*		قم	سلفچگان	۲۹
			*	آذربایجان غربی	سلماس	۳۰
		*		سمنان	سمنان	۳۱
		*		اصفهان	سمیرم	۳۲
		*		کرمانشاه	سنقر	۳۳
		*		خراسان رضوی	سنگان	۳۴
		*		کردستان	سنندج	۳۵
	*			خوزستان	سوسنگرد	۳۶
		*		سیستان و بلوچستان	سیب سوران	۳۷
		*		فارس	سوریان	۳۸
			*	تهران	سولقان	۳۹
	*			کرمانشاه	سومار	۴۰
		*		گیلان	سیاهکل	۴۱
	*			کرمان	سیرجان	۴۲
			*	کرمان	سیرچ	۴۳
		*		کهکیلویه و بویراحمد	سی سخت	۴۴
		*		آذربایجان غربی	سیه چشمه	۴۵

ش

*				خوزستان	شادگان	۱
		*		مرکزی	شازند	۲
		*		خراسان رضوی	شاندیز	۳
			*	خراسان جنوبی	شاهرخت	۴
		*		سمنان	شاهرود	۵
	*			آذربایجان غربی	شاهین دژ	۶

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
	*			اصفهان	شاهین شهر	۷
	*			بوشهر	شبانکاره	۸
			*	آذربایجان شرقی	شبستر	۹
			*	آذربایجان شرقی	شرفخانه	۱۰
		*		چهارمحال و بختیاری	شلمزار	۱۱
	*			خوزستان	شوش	۱۲
		*		خوزستان	شوشتر	۱۳
			*	کرمان	شهداد	۱۴
		*		کرمان	شهر بابک	۱۵
		*		تهران	شهر جدید پرند	۱۶
		*		اصفهان	شهر رضا	۱۷
		*		چهارمحال و بختیاری	شهرکرد	۱۸
			*	تهران	شهریار	۱۹
			*	سمنان	شهمیرزاد	۲۰
		*		فارس	شیراز	۲۱
			*	خراسان شمالی	شیروان	۲۲

ص

		*		زنجان	صائین	۱
		*		خراسان رضوی	صالح آباد	۲
			*	کرمانشاه	صحنه	۳
			*	آذربایجان شرقی	صوفیان	۴

ط

		*		بوشهر	طاهری	۱
			*	تهران	طالقان	۲
			*	یزد	طبس	۳
		*		سمنان	طرزهره	۴
		*		سمنان	طروود	۵

ع

		*		سمنان	عباس آباد	۱
	*			آذربایجان شرقی	عجب شیر	۲

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
		*		بوشهر	عسلویه	۳
		*		یزد	عقدا	۴
		*		مازندران	علمده	۵
	*			اصفهان	علویجه	۶
		*		گلستان	علی آباد (گرگان)	۷

ف

			*	چهارمحال و بختیاری	فارسان	۱
			*	خراسان شمالی	فاروج	۲
	*			همدان	فامنین	۳
		*		فارس	فرشبند	۴
			*	خراسان رضوی	فردوس	۵
	*			مرکزی	فرمیه	۶
		*		سمنان	فرومد	۷
		*		اصفهان	فریدون شهر	۸
		*		مازندران	فریدون کنار	۹
		*		خراسان رضوی	فریمان	۱۰
		*		سیستان و بلوچستان	فنوج	۱۱
		*		فارس	فسا	۱۲
			*	تهران	فشم	۱۳
		*		گیلان	فومن	۱۴
		*		فارس	فیروزآباد	۱۵
			*	اردبیل	فیروزآباد	۱۶
			*	تهران	فیروزکوه	۱۷
		*		اصفهان	فین	۱۸

ق

		*		مازندران	قائم شهر	۱
			*	خراسان جنوبی	قائن	۲
	*			فارس	قادرآباد	۳
		*		کردستان	قروه	۴
		*		آذربایجان شرقی	قره آغاج	۵
		*		آذربایجان غربی	قره ضیاءالدین	۶

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
			*	قزوین	قزوین	۷
			*	آذربایجان غربی	قطور	۸
		*		هرمزگان	قشم	۹
		*		کرمانشاه	قصر شیرین	۱۰
		*		سیستان و بلوچستان	قصر قند	۱۱
		*		قم	قم	۱۲
		*		اصفهان	قمصر	۱۳
			*	خراسان رضوی	قوچان	۱۴
		*		زنجان	قیدار	۱۵
		*		فارس	قیر	۱۶

ک

			*	خراسان رضوی	کاخک	۱
		*		فارس	کازرون	۲
		*		اصفهان	کاشان	۳
		*		خراسان رضوی	کاشمر	۴
			*	کردستان	کامیاران	۵
	*			همدان	کبوترآهنگ	۶
			*	تهران	کرج	۷
		*		کرمان	کرمان	۸
		*		کرمانشاه	کرمانشاه	۹
		*		کرمانشاه	کرند	۱۰
		*		آذربایجان شرقی	کلپیر	۱۱
		*		آذربایجان غربی	کلیسا کندی	۱۲
			*	اردبیل	کلور	۱۳
		*		گیلان	کلاچای	۱۴
		*		خراسان رضوی	کلات نادری	۱۵
		*		گلستان	کلاله	۱۶
	*			مرکزی	کمیجان	۱۷
		*		سیستان و بلوچستان	کنارک	۱۸
		*		بوشهر	کنگان	۱۹

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
			*	کرمانشاه	کنگاور	۲۰
		*		فارس	کوار	۲۱
		*		قم	کوشک نصرت	۲۲
			*	خراسان جنوبی	کولی	۲۳
			*	همدان	کوهانی	۲۴
		*		کرمان	کوهبنان	۲۵
		*		اصفهان	کوهپایه	۲۶
		*		لرستان	کوهدشت	۲۷
			*	چهارمحال و بختیاری	کوه رنگ (چلگرد)	۲۸
		*		سیستان و بلوچستان	کوهک	۲۹
		*		قم	کهنک	۳۰
		*		کرمان	کهنوج	۳۱
		*		کرمان	کیانشهر	۳۲
		*		مازندران	کیاسر	۳۳
		*		هرمزگان	کیش	۳۴
			*	تهران	کیلان	۳۵

گ

		*		قم	گازران	۱
		*		هرمزگان	گاو بندی	۲
			*	تهران	گچسر	۳
		*		کهکیلویه و بویراحمد	گچساران	۴
		*		فارس	گراش	۵
		*		خراسان شمالی	گرمخان	۶
		*		گلستان	گرانگان	۷
		*		سمنان	گرمسار	۸
		*		اردبیل	گرمی	۹
			*	کرمان	گلباف	۱۰
	*			اصفهان	گلپایگان	۱۱
		*		خراسان رضوی	گناباد	۱۲
	*			بوشهر	گناوه	۱۳
		*		گلستان	گنبد کاووس	۱۴

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
		*		چهارمحال و بختیاری	گندمان	۱۵
		*		سیستان و بلوچستان	گواتر	۱۶
			*	خراسان شمالی	گیفان	۱۷
		*		کرمانشاه	گیلان غرب	۱۸
			*	زنجان	گیلوان	۱۹
		*		اردبیل	گیوی	۲۰

ل

		*		فارس	لار	۱
		*		خوزستان	لالی	۲
		*		فارس	لامرد	۳
			*	تهران	لواسان	۴
		*		هرمزگان	لاوان	۵
		*		اردبیل	لاهرود	۶
		*		گیلان	لاهیجان	۷
		*		چهارمحال و بختیاری	لردگان	۸

م

		*		لرستان	مامون	۱
			*	گیلان	ماسوله	۲
		*		آذربایجان غربی	ماکو	۳
*				خوزستان	ماهشهر	۴
		*		کرمان	ماهان	۵
		*		زنجان	ماه نشان	۶
		*		اصفهان	مبارکه	۷
		*		سمنان	مجن	۸
	*			مرکزی	محلات	۹
		*		مازندران	محمودآباد	۱۰
		*		خراسان رضوی	مرزداران	۱۱
	*			آذربایجان شرقی	مراغه	۱۲
		*		گلستان	مراوه تپه	۱۳
			*	تهران	مردآباد	۱۴

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
		*		مازندران	مرزن آباد	۱۵
		*		آذربایجان شرقی	مرند	۱۶
		*		فارس	مرودشت	۱۷
		*		یزد	مروست	۱۸
			*	کردستان	مریوان	۱۹
		*		خوزستان	مسجد سلیمان	۲۰
			*	تهران	مشاء	۲۱
		*		اردبیل	مشکین شهر	۲۲
		*		خراسان رضوی	مشهد	۲۳
		*		سمنان	معلمان	۲۴
			*	قزوین	معلم کلایه	۲۵
	*			خوزستان	ملاثانی	۲۶
		*		همدان	ملایر	۲۷
			*	گیلان	منجیل	۲۸
	*			ایلام	موسیان	۲۹
	*			آذربایجان غربی	مهاباد	۳۰
			*	سمنان	مهدی شهر	۳۱
		*		فارس	مهر	۳۲
	*			ایلام	مهران	۳۲
	*			یزد	مهریز	۳۳
	*			آذربایجان غربی	میاندوآب	۳۴
			*	آذربایجان شرقی	میانه	۳۵
	*			یزد	مید	۳۶
		*		سیستان و بلوچستان	میرجاوه	۳۷
		*		گلستان	مینودشت	۳۸
	*			اصفهان	میمه	۳۹
		*		سمنان	میامی	۴۰
		*		هرمزگان	میناب	۴۱

ن

		*		اصفهان	نائین	۱
		*		چهارمحال و بختیاری	ناغان	۲

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
			*	یزد	نابیند	۳
	*			اصفهان	نجف آباد	۴
		*		سیستان و بلوچستان	نصرت آباد	۵
		*		اصفهان	نطنز	۶
		*		اردبیل	نمین	۷
		*		آذربایجان غربی	نقده	۸
		*		مازندران	نکاء	۹
		*		مرکزی	نوبران	۱۰
		*		کرمانشاه	نوسود	۱۱
		*		مازندران	نوشهر	۱۲
		*		مازندران	نور	۱۳
		*		فارس	نورآباد (ممسنی)	۱۴
			*	همدان	نهادند	۱۵
		*		خراسان جنوبی	نهبندان	۱۶
		*		اردبیل	نیر	۱۷
		*		فارس	نیریز	۱۸
		*		خراسان رضوی	نیشابور	۱۹
		*		سیستان و بلوچستان	نیک شهر	۲۰

و

		*		تهران	ورامین	۱
	*			اصفهان	ورزنه	۲
		*		آذربایجان شرقی	ورزقان	۲

ه

		*		یزد	هرات	۱
		*		آذربایجان شرقی	هریس	۲
		*		کرمانشاه	هرسین	۳
		*		گیلان	هشتپر	۴
			*	اردبیل	هشتجین	۵
		*		آذربایجان شرقی	هشترود	۶
			*	تهران	هشتگرد	۷

خطر نسبی زلزله				استان	شهرستان	ردیف
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد			
		*		خوزستان	هفتگل	۸
		*		همدان	همدان	۹
	*			خوزستان	هندیجان	۱۰
	*			خوزستان	هویزه	۱۱

ی

		*		کهکیلویه و بویراحمد	ياسوج	۱
	*			یزد	یزد	۲

پیوست ب

ضوابط خاص برای سازه‌های فولادی

مقاوم در برابر زلزله

(الزامی)

ب-۱ کلیات

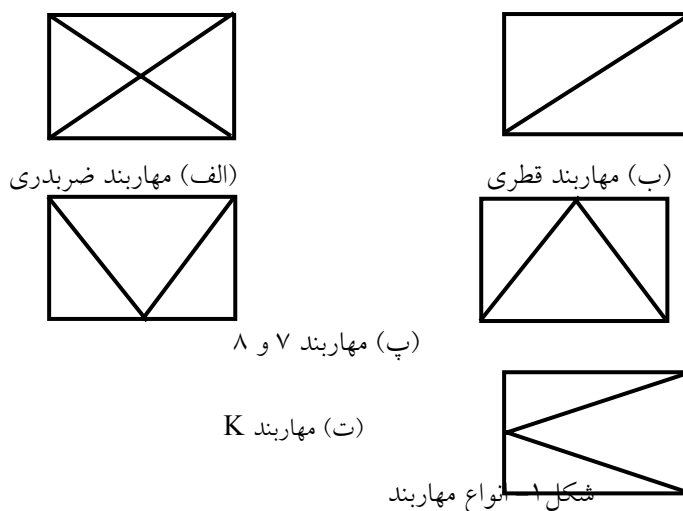
طراحی و ساخت قاب‌های فولادی مقاوم در مقابل نیروهای زلزله باید شرایط مندرج در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان و الزامات زیر را برآورده سازد.

ب-۲ تعاریف

مهاربند ضربدری ۱ حالتی است که در آن دو عضو مهاربند، به صورت قطری زوایای متقابل یک دهانه را به هم متصل می‌نمایند (شکل ۱-الف)

مهاربند قطری ۲ حالتی است که فقط یک قطر در داخل چشمه وجود دارد (شکل ۱-ب)

مهاربند ۷ و ۸۳ در این حالت، دو عضو مهاربند بر روی یک گره در رو و یا زیر تیر با یکدیگر متقارب می‌باشند (شکل ۱-پ)



1. X - bracing
2. Diagonal bracing
3. Chevron bracing (V or Inverted V)

مهاربند ۱k در این حالت، یک جفت مهاربند در یک طرف ستون قرار می‌گیرند و یکدیگر را در نقطه‌ای بر روی ستون قطع می‌نمایند (شکل ۱-ت).

گره ۲: محل برخورد دو یا چند عضو را گره می‌نامند.

اتصال ۳: مجموعه اجزایی که دو عضو را به هم متصل می‌نمایند.

تیر ۴: عضو افقی که در باربری خمشی جانبی قاب سهیم است.

چشمه اتصال ۵: بخشی از ستون در محل اتصال که مقابل تیر قرار می‌گیرد (شکل ۲).

ب-۳ علائم و اختصارات

علائم و اختصارات به کار رفته در این پیوست به قرار ذیل است:

MPS = لنگر پلاستیک عضو

PDL = نیروی محوری ناشی از بار مرده

PE = نیروی محوری ناشی از زلزله

PLL = نیروی محوری ناشی از بار زنده

PSC = مقاومت محوری فشاری عضو

PST = مقاومت محوری کششی عضو

VS = مقاومت برشی عضو

Z = اساس پلاستیک مقطع

R = ضریب رفتار ساختمان

ب-۴ مصالح

-
1. K bracing
 2. Joint
 3. Connection
 4. Beam or girder
 5. Panel Zone

ب-۱۴-۱ فولادهای مصرفی

فولادهای مصرفی در سیستم‌های مقاوم در مقابل نیروهای زلزله باید منطبق بر شرایط مذکور در بند ۱۰-۳-۲ از مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) باشند. این فولادها باید در عین حال دارای مقاومت نهایی کششی حداقل ۱/۳ برابر مقاومت حد جاری شدن باشند.

ب-۱۴-۲ مقاومت اعضا

منظور از مقاومت اعضا که در قسمت‌های مختلف این پیوست به آن‌ها اشاره می‌شود، مقاومت نهایی عضو یا اتصال بوده و شامل مقادیر زیر است:

نوع مقاومت	مقدار مقاومت	
خمش	$M_{PS} = ZF_y$	برای اعضا
برش	$V_S = 0.55 F_y dt$	
فشار محوری	$P_{SC} = 1/7 F_a A$	
کشش محوری	$P_{ST} = F_y A$	

نوع مصالح اتصال	مقدار مقاومت	
جوش لب با نفوذ کامل	$F_y A$	برای اتصالات
جوش لب با نفوذ نسبی و	مقدار مجاز $1/7 \times$	
جوش گوشه	مقدار مجاز $1/7 \times$	
پیچ		

مقدار مجاز باربری برای انواع جوش بر اساس ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان تعیین می‌گردد.

اعضا لازم نیست که فشرده باشند، مگر اینکه به طریقی در این پیوست لازم شود.

ب-۵ ستون‌ها

ب-۵-۱ مقاومت ستون

در طراحی ستون‌های سازه‌های مقاوم در برابر زلزله باید مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان، رعایت گردد. به علاوه ستون‌های قابها باید دارای مقاومت کافی برای تحمل نیروهای محوری ناشی از ترکیبات باربری (الف) و (ب) زیر باشند:

الف- فشار محوری

$$P_{DL} + 0.8P_{LL} + 0.8P_E \leq P_{SC} \quad (1)$$

ب: کشش محوری

$$0.85P_{DL} + 0.8P_E \leq P_{ST} \quad (2)$$

در روابط فوق، مقدار نیروهای P_{DL} ، P_{LL} و P_E باید با رعایت علامت جبری آنها استفاده شود.

تبصره: بندهای فوق، لازم نیست برای ستون‌های قاب خمشی که روابط اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در مورد آنها صادق است و f_a (تنش فشار محوری) مساوی و یا کوچکتر از $0.3 F_y$ برای تمام ترکیبات بارگذاری می‌باشد، اعمال گردد.

ب-۵-۲ وصله ستون

وصله ستون علاوه بر سایر ترکیبات، باید دارای مقاومت کافی برای مقابله با نیروهای ستون ناشی از ترکیبات بار (الف) و (ب) بند ۱-۵ باشد. در وصله‌های جوشی ستون‌هایی که تحت نیروی خالص کششی قرار دارند، ظرفیت جوش‌ها نباید کمتر از ۵۰ درصد ظرفیت بال‌های ستون باشد.

محل وصله‌هایی که در آن‌ها از جوش لب با نفوذ نسبی استفاده شده، حداقل باید ۹۰ سانتیمتر با بال تیر فاصله داشته باشد.

ب-۵-۳ مناسبه لاغری در قاب‌های بدون مهاربند

در صفحه اثر نیروهای زلزله، ضریب طول موثر ستون (K) را، در صورتی که تمام شرایط زیر برقرار باشد، می‌توان مساوی واحد منظور کرد:

الف: ستون در محل اتصال پیوسته و یا گیردار است.

ب: تحت بارهای طراحی تنش فشاری محوری f_a از F_y ۰/۴ تجاوز نمی‌نماید.

پ: شاخص تغییر مکان جانبی طبقه (Q مطابق زیر) کوچکتر از ۰/۰۴ است

$$Q = \frac{(\Sigma P) \cdot S}{V h_s}$$

ΣP = مجموع نیروی محوری ستون‌های طبقه در شرایط بارگذاری در سطح بهره‌برداری

S = تغییر مکان نسبی طبقه

V = برش طبقه

h_s = ارتفاع طبقه

ب-۶ قاب‌های خمشی معمولی

اتصال تیر به ستون قاب‌های خمشی معمولی باید منطبق بر الزامات قسمت (۷-۱) باشد، مگر این‌که بتوان نشان داد اتصال این قاب‌ها توانایی مقاومت در مقابل ترکیب بارثقلی به علاوه R ۰/۴ برابر نیروهای زلزله طرح را دارا می‌باشند.

ب-۷ قاب‌های خمشی ویژه (SMRF)

ب-۷-۱ اتصال تیر به ستون باید ضوابط زیر را ارضا نماید:

الف: اتصال تیر به ستون باید قادر به تأمین مقاومتی برابر با کم‌ترین دو مقدار زیر باشد:

۱- مقاومت خمشی تیر

۲- لنگر متناظر با مقاومت برشی چشمه اتصال ۲. این مقاومت برشی از رابطه ۳ به دست می‌آید.

ب: اتصال تیر به ستون را می‌توان کافی برای حصول مقاومت خمشی تیر در نظر گرفت اگر منطبق بر شرایط زیر باشد:

۱- 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، تامین گردد.

۲- 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 ۴ پیچ برای هر بال) تامین گردد.

۳- از جوش و پیچ به طور همزمان برای انتقال نیرو از بال تیر به ورق اتصال بال استفاده نشده باشد.

۴- اتصال جان تیر به ستون با استفاده از ورق اتصال جان با استفاده از جوش و یا پیچ پر مقاومت اصطکاکی تامین گردد.

دو نوع اتصال نمونه واجد شرایط فوق در شکل ۲ آمده است.

پ: انواع دیگر اتصال: هر اتصالی با استفاده از جوش یا پیچ‌های پر مقاومت که منطبق بر شرایط

قسمت ب مذکور در بالا نیست، در صورتی که به کمک محاسبات یا آزمایش‌ها نشان داده شود.

که شرایط قسمت الف را برآورده می‌نماید، می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. وقتی که برای نشان دادن کفایت

اتصال از روش محاسباتی استفاده می‌شود، باید ۱۲۵ درصد مقادیر مندرج در بند الف فوق، ملاک محاسبه قرار

گیرند.

-
1. Special Moment Resisting Frame
 2. Panel Zone Shear
 3. Flange Plate

ت: محدودیت های جزئیات بال: برای فولادهایی که مقاومت نهائی آنها (F_u) کم تر از $1/3$ برابر مقاومت جاری شدن باشد، در اتصالات پیچی، ورق های 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.

ب-۷-۲- چشمه اتصال

الف: چشمه اتصال، ناحیه محصور شده جان ستون در مقابل بال تیر است. چشمه اتصال تیر به ستون باید توانایی مقابله با برش ناشی از لنگر خمشی تیر به علت بارهای ثقلی به علاوه $1/85$ برابر نیروهای زلزله را دارا باشد، لیکن مقاومت برشی لازم نیست از برش نظیر $0.8 \sum M_{ps}$ تیرهای متصل به بال های ستون در محل اتصال بیشتر باشد. مقاومت برشی چشمه اتصال را می توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$V = 0.55 F_y d_c t \left[1 + \frac{3 b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t} \right] \quad (3)$$

که در آن:

t = ضخامت جان ستون به علاوه ضخامت ورق مضاعف ۱.

d_b = ارتفاع مقطع تیر

d_c = ارتفاع مقطع ستون

b_c = عرض بال ستون

t_{ef} = ضخامت بال ستون

ب- ضخامت چشمه اتصال، t_z ، باید رابطه زیر را نیز ا قناع نماید:

$$t_z \geq (d_z + w_z) / 90 \quad (4)$$

که در آن:

dz = عمق چشمه اتصال بین ورق‌های پیوستگی (ورق‌های سخت‌کننده روبروی بال‌های تیر)

wz = عرض چشمه اتصال بین بال‌های ستون

برای این منظور، tz ، نباید شامل ضخامت هر گونه ورق مضاعف باشد، مگر این‌که ورق مضاعف توسط جوش انگشترانه ۱ کافی به منظور جلوگیری از کمانش موضعی، به جان ستون جوش شود.

پ- ورق مضاعف

ورق‌های مضاعف به منظور کاهش تنش برشی در چشمه اتصال یا کاهش نسبت ارتفاع به ضخامت جان به کار گرفته می‌شوند. فاصله این ورق‌ها نباید بیش از $1/5$ میلیمتر از جان ستون باشد و باید در طول لبه فوقانی و لبه تحتانی ورق با جوش گوشه با بُعد حداقل مساوی ۵ میلیمتر جوش شوند. این ورق‌ها باید با استفاده از جوش شیار یا گوشه به منظور حصول مقاومت برشی ورق‌های مضاعف به بال ستون جوش شوند.

ب-۷-۳ نسبت عرض به ضخامت بال

تیرها باید ضوابط مقاطع فشرده طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی ایران را برآورده سازند. به علاوه نسبت عرض به

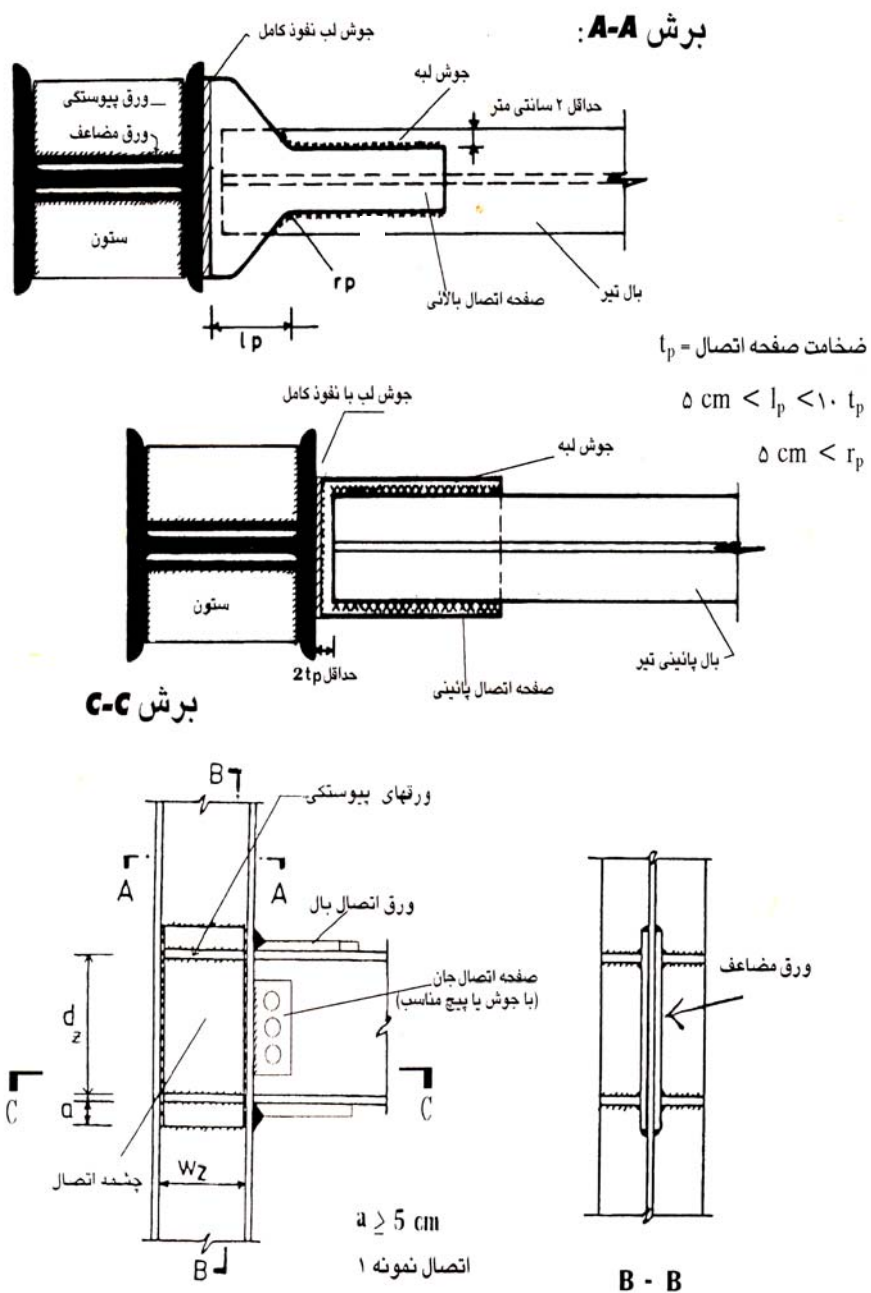
ضخامت بال آنها، یعنی $bf/2tf$ ، نباید از $435 / \sqrt{F_y}$ تجاوز نماید (F_y بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع).

برای فولاد نرمه با $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ این نسبت حدود ۹ به دست می‌آید.

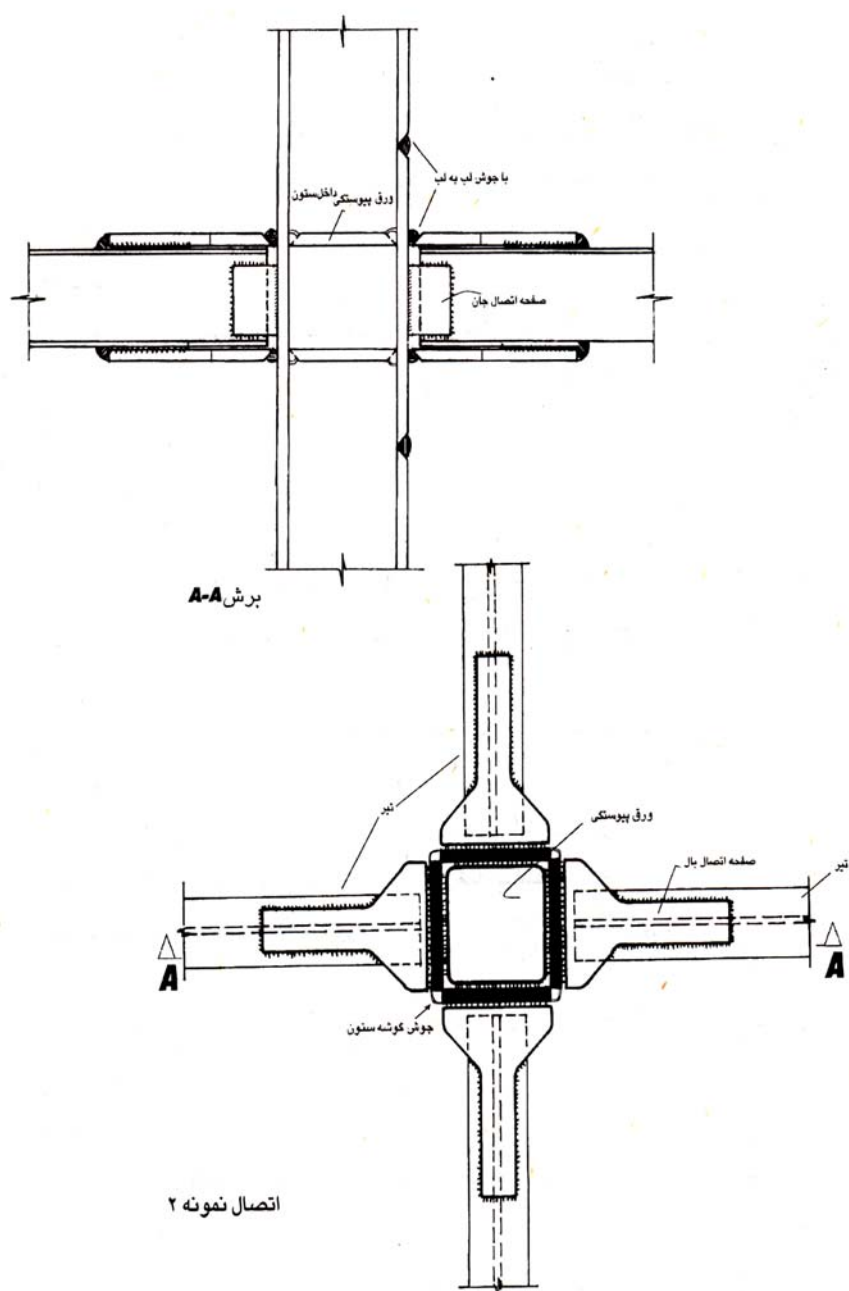
bf = عرض کل بال

tf = ضخامت بال

tp = ضخامت صفحه اتصال



شکل ۲ جزئیات چشمه اتصال با ورق مضاعف



شکل ۳ جزئیات چشمه اتصال برای ستون قوطی

ب-۷-۴ ورق‌های پیوستگی ۱

در تعیین احتیاج و یا عدم احتیاج به ورق‌های پیوستگی (ورق‌های سخت‌کننده ستون در روبروی بال‌های تیر) در ناحیه اتصال در مقابل بال کششی تیر، نیروی کششی بال P_{bf} در رابطه ۱۰-۸-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان باید مساوی $(b t_f) F_{yb}$ ۱/۸ منظور گردد.

ب-۷-۵ نسبت مقاومت

در هر اتصال از قاب خمشی ویژه باید روابط زیر اقناع گردد:

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) / \sum Z_b F_{yb} > 1/0 \quad (5)$$

یا:

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) / 1/25 \sum M_{pz} > 1/0 \quad (6)$$

که در روابط فوق : F_{yb} و F_{yc} تنش‌های جاری شدن ستون و تیر می‌باشد، همچنین $f_a > 0$ بوده و نیز Z_e و Z_b مقادیر اساس پلاستیک مقطع‌های ستون و تیر است.

$\sum M_{pz}$ = مجموع لنگرهای تیرها که متناظر با مقاومت برشی چشمه اتصال (رابطه ۳) محاسبه می‌شود.

تبصره: ستون‌هایی که شرایط مقطع فشرده را برآورده می‌نمایند، در صورتی که یکی از شرایط زیر را نیز برآورده نمایند، لازم نیست ضوابط روابط ۵ و ۶ را ارضا نمایند:

(الف) ستون‌ها با f_a کوچکتر از $F_y/4$ برای تمام ترکیبات بارگذاری به استثنای بارهای معرفی شده در بخش ۵-۱.

(ب) ستون‌ها در هر طبقه‌ای که مقاومت برشی جانبی آن ۵۰ درصد بزرگتر از طبقه فوقانی آن باشد.

ب-۷-۶ مهاربندی تیرها

هر دوبرال تیر باید به طور مستقیم یا غیرمستقیم، مهار جانبی شوند. فاصله بین مهارهای جانبی تیرها در حد فاصل محور ستون‌ها نباید از ۹۶ برابر I_y (شعاع ژیراسیون تیر) تجاوز نماید. همچنین در محل تأثیر نیروهای متمرکز که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، باید یک مهار جانبی ۸ قرار داده شود.

ب-۷-۷ تغییر در مسامت بال تیر

در قاب‌های خمشی ویژه، در ناحیه‌ای که امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، هر گونه تغییر ناگهانی در مساحت بال ممنوع است.

ب-۸ قاب‌های مهاربندی شده

ب-۸-۱ کلیات

کلیه قاب‌های مهاربندی شده هم محور مشمول مقررات این قسمت‌اند. آن دسته از اعضای این قاب‌ها که از طریق رفتار برشی و یا خمشی نیروهای زلزله را تحمل می‌نمایند، باید مطابق با مقررات قسمت ۷ طراحی گردند. به استثنای وضعیت ذکر شده در بند ۸-۳، قابهای مهاربندی برون محور لازم است مطابق مقررات ویژه مندرج در آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شود.

ب-۸-۲ اعضای مهاربندی

الف: لاغری

لاغری اعضای بادبند نباید از $6025 / \sqrt{F_y}$ تجاوز نماید، مگر در حالت‌های اجازه داده شده در بخش‌های ب-

۸-۵ و ب-۸-۶.

ب: کاهش در تنش مجاز

تنش مجاز فشاری Fas برای اعضای مهاربندی که نیروهای زلزله را به صورت فشاری تحمل می‌نماید، از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$F_{as} = B F_a \quad (7)$$

که در آن:

F_a = تنش فشاری مجاز به دست آمده طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان

B = ضریب کاهش تنش طبق رابطه زیر:

$$B = \frac{1}{1 + \frac{Kl/r}{2c_c}} \quad (8)$$

c_c = از مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان

K ، l و r به ترتیب، ضریب طول مؤثر، طول و شعاع ژیراسیون عضو مهاربندی است.

پ: توزیع نیروهای جانبی

نیروی برشی در هر طبقه 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 درصد برش کل تجاوز ننماید.

تبصره: وقتی که مقاومت اعضای فشاری به تنهایی، بدون توجه به ضریب کاهش B در رابطه ۷، قادر به تحمل $2/8$ برابر نیروی زلزله باشد، رعایت شرط فوق الزامی نیست.

ت: اعضای ساخته شده از چند نیمرخ

لاغری حداکثر هر نیمرخ در حد فاصل بین قیدها (محل های اتصال نیمرخ‌ها)، نباید از ۷۰ درصد لاغری کل عضو تجاوز نماید.

ب-۸-۳ اتصال مهاربند

الف: مقاومت

مقاومت اتصال مهاربند باید برابر کمترین مقدار از مقادیر زیر باشد:

۱- مقاومت کششی اعضای مهاربند

۲- ۸/۲ برابر نیروی مهاربند حاصل از نیروی زلزله

۳- حداکثر نیرویی که توسط سیستم به مهاربند اعمال می شود.

اتصال تیر به ستون در تیرهایی که جزئی از سیستم مهاربند هستند، باید دارای ظرفیت لازم برای انتقال نیروی تعیین شده به روش فوق باشد.

ب: مساحت خالص

در اعضای مهاربند با اتصال پیچی، نسبت مساحت مؤثر به سطح مقطع کلی، باید رابطه زیر را اکتفا نماید:

$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{1/2 \alpha F^*}{F_u} \quad (9)$$

که در آن:

$$A_e = \text{مساحت مؤثر خالص}$$

$$F^* = \text{نیروی عضو مهاربند که طبق بند ب-۸-۳ الف تعیین شده است.}$$

$$F_u = \text{حداقل مقاومت کششی}$$

$$\alpha = \text{درصدی از } F^* \text{ که باید از مقطع خالص مورد نظر منتقل شود.}$$

ب-۸-۴ هندسه مهاربند

الف: مهاربندهای ۷، ۸ و K

مهاربندی ۷، ۸ و K، باید احتیاجات زیر را برآورده نمایند:

۱- اعضای مهاربند باید برای ۱/۵ برابر نیروی زلزله طراحی شوند.

۲- تیر افقی باید در حد فاصل دو ستون به صورت پیوسته باشد.

۳- در مهاربندهای نوع ۸، تیر افقی باید قادر به تحمل نیروهای قائم در حد فاصل دو ستون بدون توجه

به وجود مهاربند باشد.

تبصره: این محدودیت لزومی ندارد در خرپشته، ساختمان‌های یک طبقه و آخرین طبقه ساختمان‌ها اعمال گردد.

ب- مهاربندهای K

استفاده از مهاربندهای K ممنوع است، مگر در حالت مجاز دانسته شده در بند ۵-۸.

ب-۸-۵ ساختمان‌های یک و دو طبقه

مهاربندهایی که احتیاجات بندهای ب-۸-۲ و ب-۸-۴ را برآورده نمی‌نمایند، لیکن مقاومت آنها $2/8R$ برابر نیروهای زلزله آئین‌نامه‌ای است، می‌توانند در ساختمان‌های ۱ و ۲ طبقه مورد استفاده قرار گیرند.

ب-۸-۶ سازه‌های غیر ساختمانی

سازه‌های مهاربندی‌شده غیر ساختمانی، مثل سیلوها و مخازن و غیره، فقط لازم است احتیاجات بندب-۸-۳ را برآورده نمایند.

ب-۹ آزمایش‌های غیر مخرب

اتصالات جوشی بین اعضای اصلی قاب‌های خمشی ویژه باید به کمک آزمایش‌های غیر مخرب مورد بررسی قرار گیرند.

به عنوان یک برنامه حداقل، انجام دادن آزمایش‌های زیر ضروری است:

۱- تمام جوش‌های لب یا شیار با نفوذ کامل در وصله‌ها و اتصالات باید به روش آزمایش اولتراسونیک و یا رادیوگرافی مورد آزمایش قرار گیرند.

۲- در صورت تشخیص دستگاه نظارت، جوش‌های با نفوذ نسبی مورد استفاده در وصله ستون‌ها، باید تحت آزمایش اولتراسونیک و یا رادیوگرافی قرار گیرند.

۳- ورق‌های ضخیم‌تر از ۳۸ میلیمتر که در معرض کرنش‌های در جهت ضخامت ناشی از انقباض جوش هستند، بعد از جوش‌کاری باید تحت آزمایش اولتراسونیک قرار گیرند.

پیوست پ

مژئیات روش تملیل دینامیکی طیفی

(با استفاده از تملیل مدها و طیف بازتاب طرء)

(الزامی)

پ-ا- مرکت زمین بر اثر زلزله

از آنجا که بازتاب یک ساختمان بر اثر زلزله، بستگی به ویژگیهای حرکت زمین دارد، باید سعی نمود تا حرکاتی را که در زمین، در هنگام وقوع یک زلزله عمده ایجاد می‌شوند، تعریف کرد. متأسفانه با یک تعریف واحد نمی‌توان تمام حرکات مختلفی را که ممکن است در یک محل به خصوص اتفاق بیفتد، مشخص نمود.

به طور کلی می‌توان موارد زیر را در مورد حرکات زمین بر اثر زلزله، ذکر کرد:

* حرکات زمین در نزدیکی منشأ زلزله (گسل مسبب) شدید بوده و با دور شدن از آن این حرکات ضعیف‌تر می‌شوند.

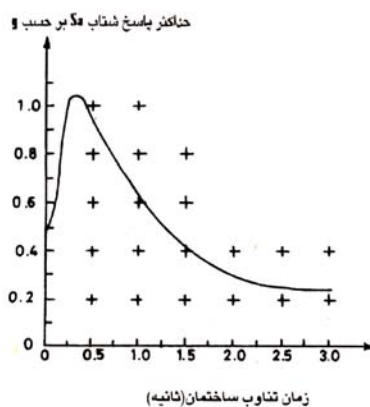
* زمان‌های تناوب عمده ارتعاش زمین با دور شدن از منشأ افزایش می‌یابند.

* لایه‌های عمیق خاک نرم، حرکاتی را در سطح زمین ایجاد می‌کنند که دارای زمان تناوب‌های عمده طولانی‌تری نسبت به حالت وجود لایه‌های سخت و یا سنگی می‌باشند.

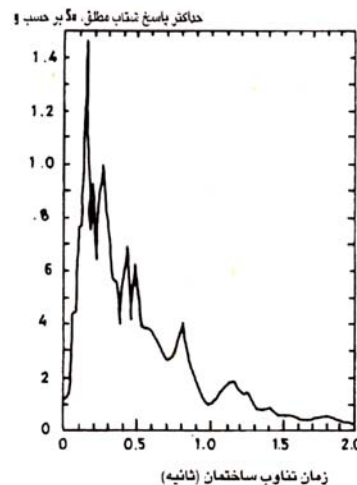
اندازه‌گیری اولیه حرکت زمین بر اثر زلزله، همان شتاب‌نگاشت‌های به دست آمده از دستگاه‌های شتاب‌نگار است. اطلاعات بدست آمده از یک شتاب‌نگار معمولاً شامل دو مؤلفه افقی (در امتدادهای عمود بر یکدیگر) و یک مؤلفه قائم حرکت می‌باشند. هر چند که حالت ایده‌آل در طراحی ساختمانها آن است که ساختمان در برابر اثر یک شتاب‌نگاشت مشخص که احتمال وقوع آن در آینده با قبول یک میزان خطر معلوم وجود دارد، طراحی شود، لیکن اشکالاتی که در حال حاضر برای تعیین مشخصات دقیق شتاب‌نگاشت فرضی در محل یک ساختمان وجود دارد ایجاب می‌نماید به جای استفاده مستقیم از شتاب‌نگاشتها از روش‌های دیگری که حداکثر بازتاب‌های ساختمان را تعیین می‌کند، استفاده شود. عملی‌ترین و متداول‌ترین این روش‌ها در حال حاضر روش طیف بازتاب زلزله است.

پ-۲ طیف بازتاب زلزله

در صورتی که برای یک شتاب‌نگاشت معین و برای یک نسبت میرایی ثابت، منحنی تغییرات حداکثر بازتاب شتاب مطلق S_a برای یک سیستم با یک درجه آزادی با زمان‌های تناوب مختلف، رسم گردد، این منحنی طیف بازتاب شتاب (مطلق) نامیده می‌شود. این طیف را می‌توان برای میرایی‌های مختلف سازه ترسیم نمود. طیف بازتاب فوق برای یک زلزله خاص بوده و همان مشکل مربوط به استفاده از یک شتاب‌نگاشت را دارا می‌باشد و لذا نمی‌تواند به تنهایی مبنای طراحی قرار گیرد. برای رفع این نقیصه با استفاده از مجموعه‌ای از طیف‌های بازتاب زلزله‌های مختلف، ولی همگن و اجرای عملیات آماری، طیف هموار شده برای طرح و یا سطح بهره‌برداری به دست می‌آید.



شکل ۲ شکل طیف بازتاب هموار شده



شکل ۱ شکل طیف بازتاب یک زلزله خاص

این گونه طیف‌ها یا با دستورالعمل مندرج در آیین‌نامه (طیف استاندارد آیین‌نامه، بند (۱۳-۴-۱-۲) و یا بر اساس مطالعات ویژه موقعیت محل (طیف ویژه ساختگاه، بند (۱۳-۴-۱-۳) به دست می‌آید.

حداکثر کلیه بازتاب های یک سیستم با یک درجه آزادی با زمان تناوب T و نسبت میرایی معین را می توان با در دست داشتن S_a به دست آورد. در این آیین نامه، در اکثر موارد مطابق شرایط ذکر شده می توان از مقادیر طیف استاندارد آیین نامه (بند ۱۳-۴-۱-۲) به عنوان S_a استفاده کرد.

$$S_a = \frac{1}{R} ABI$$

یعنی برای زلزله طرح:

$$S_a = \frac{1}{6} ABI$$

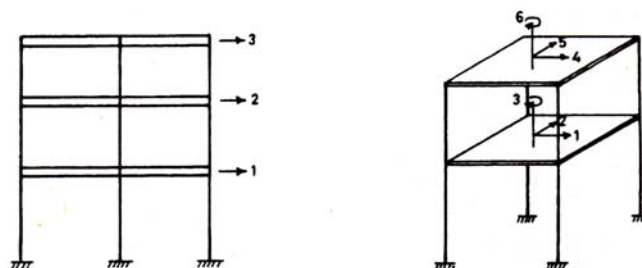
و برای زلزله سطح بهره برداری:

پ-۳ تحلیل طیفی بازتاب های ساختمان

ساختمان های چند طبقه به صورت سازه های با چند درجه آزادی تحلیل می گردند. انتخاب درجات آزادی برای انجام تحلیل دینامیکی، به نوع سازه، مدل انتخابی و میزان دقت مورد نظر بستگی دارد.

در صورت استفاده از نرم افزارهای اجزای محدود، مدل سازه عموماً دارای تعداد نسبتاً زیادی درجه آزادی که مشتمل بر درجات آزادی انتقالی و چرخشی است، خواهد بود. لیکن به صورت معمول با فرض صلب بودن کف های طبقات، تعداد درجات آزادی اصلی سازه به ۳ درجه آزادی در هر کف کاهش می یابد. این سه درجه آزادی مشتمل بر ۲ درجه آزادی حرکت انتقالی و یک درجه آزادی حرکت چرخشی است (شکل ۳). حالت خاص این نوع مدل سازی قاب های دو بُعدی است که در این حالت، آزادی صرفاً شامل حرکت های جانبی در هر طبقه خواهد بود

(شکل ۴).



شکل ۳ قاب سه بُعدی با کف‌های صلب شکل ۴ قاب دو بُعدی با کف‌های صلب

ساختمان‌های چندین طبقه با جرم‌های پراکنده به صورت سازه‌های با چند درجه آزادی که دارای مدهای ارتعاشی متعدد می‌باشند، تحلیل می‌شوند.

در هنگام اثر نمودن زلزله به پای سازه با چند درجه آزادی، تغییر شکل جانبی سازه ترکیبی از اثر تمام شکل‌های مدی سازه است، لیکن مدهایی که زمان تناوب طبیعی آن‌ها با زمان تناوب ارتعاش زمین نزدیک‌تر باشند، بیشتر بر روی تغییر شکل سازه اثر می‌گذارند.

برای هر مد ارتعاشی عمده با توجه به زمان تناوب، شکل مدی، توزیع جرم و طیف بازتاب می‌توان حداکثر پاسخ‌های سازه از قبیل تغییر مکان جانبی طبقات، شتاب طبقات، نیروها و لنگرهای واژگونی در طبقات را محاسبه نمود. سپس باید نتایج به دست آمده برای مدهای مختلف ارتعاشی را با یکدیگر ترکیب نمود. برای اغلب ساختمان‌ها، مشارکت مدهای بالاتر (فرکانس بالاتر، زمان تناوب کمتر) نسبت به مدهای پایین‌تر ناچیز بوده و قابل اغماض‌اند. لیکن برای ساختمان‌های بلند و یا ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی زیاد و یا ساختمان‌های نامنظم، اهمیت مدهای دوم، سوم و بالاتر ارتعاشی زیاد بوده و این مدها می‌توانند بر روی بازتاب مورد نظر تأثیر عمده بگذارند. اهمیت مشارکت هر مد ارتعاشی به ویژگی‌های مدل ساختمان و ویژگی‌های طیف بازتاب بستگی دارد.

در صورتی که در یک سازه با چند درجه آزادی، چند مد دارای اهمیت باشند باید روش مناسبی برای ترکیب آثار مدها انتخاب نمود که در انتهای این پیوست توضیح داده شده است.

در تحلیل طیفی سیستم‌های با چند درجه آزادی که صرفاً برای سیستم‌های با رفتار الاستیک خطی کاربرد دارد، برای تعیین بازتاب‌های مختلف به شرح زیر عمل می‌شود:

(۱) با استفاده از اصول دینامیک سازه‌ها، زمان‌های تناوب و شکل‌های مدی برای مدهای عمده ساختمان محاسبه می‌شود.

(۲) جرم مودی M_n برای مد شماره n از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$M_n = \phi_n^T [M] \phi_n$$

در رابطه فوق، ϕ_n بردار ستونی شکل مد n است که به شکل زیر نمایش داده می‌شود:

$$\phi_n = \begin{Bmatrix} \phi_n^1 \\ \phi_n^2 \\ \vdots \\ \phi_n^s \end{Bmatrix}$$

ϕ_n^1 تا ϕ_n^s مقادیر بی‌بعد و متناسب با تغییر مکان‌های مختلف در تراز طبقات ۱ تا k در مد n هستند، اگر

ساختمان به صورت دو بُعدی با کف صلب مدل شده باشد، $s=k$

اگر ساختمان به صورت سه بُعدی با کف صلب مدل شده باشد، $s=3k$

$[M]$ ماتریس جرم سازه است که دارای s سطر و s ستون است.

۳) ضریب تحریک مد n مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$L_n = \phi_n^T [M] r$$

در ساختمان‌های چند طبقه، مؤلفه‌های r_i در بردار r برای درجات آزادی هم امتداد با حرکت زمین مساوی ۱ و برای سایر درجات آزادی مساوی صفر هستند.

وزن موثر ساختمان در مد n از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$w_n = \frac{L_n}{M_n} g$$

مدهای عمده سازه که باید در تحلیل طیفی مورد استفاده قرار گیرند مطابق بند ۲-۲-۴-۲ آیین‌نامه تعیین می‌شود.

۴) برای هر مد n با استفاده از منحنی طیف بازتاب شتاب به ازای زمان تناوب ویژه آن مد، T_n ، شتاب طیفی S_{an} قرائت می‌شود.

۵) در این مرحله، انواع پاسخ‌های سازه در مد n را می‌توان به دست آورد:

۵-۱) محاسبه بردار تغییر مکان مدی سازه

$$X_n = \phi_n \frac{L_n}{M_n} \frac{T_n}{4\pi} S_{an}$$

۲-۵) مقدار تغییر مکان نسبی هر طبقه i یا drift در مد n از تفاضل حداکثر تغییر مکان جانبی ترازهای بالا و پایین آن طبقه در جهت مورد نظر در مد n حاصل می‌شود:

$$\delta_n^i = x_n^i - x_n^{i-1}$$

۳-۵) محاسبه بردار شتاب مدی حرکت

$$\ddot{X}_n = \phi_n \frac{L_n}{M_n} S_{an}$$

بردارهای X_n و $\ddot{X}_n$ دارای S مؤلفه به ازای S درجه آزادی حرکت سازه هستند.

۴-۵) محاسبه بردار نیروی مدی طبقه

$$f_n = [M] \ddot{X}_n$$

۶) با اجرای عملیاتی روی پاسخهای ارائه شده در بند ۵، می‌توان اطلاعات بیشتری از عملکرد سازه در مد n کسب کرد:

۶-۱) مقدار حداکثر برش طبقه i در هر امتداد در مد n از جمع زدن مؤلفه های بردار نیروی طبقات بالاتر که متناظر با آن امتداد هستند به دست می‌آید. برای قاب ۲ بُعدی خواهیم داشت:

$$V_n^i = \sum_{j=1}^k f_n^j$$

برای محاسبه حداکثر برش پایه ساختمان در مد n در هر امتداد می‌توان از رابطه مشابه فوق با انتخاب $j=1$

$$V_n = V_{n1}$$

استفاده کرد، یعنی:

حداکثر برش پایه ساختمان در مد n در حالت کلی از رابطه برداری زیر حاصل می‌شود:

$$V_{np} = r_p^T f_n$$

p نشان دهنده مؤلفه مورد نظر از بین ۳ مؤلفه قابل انتخاب است (۲ حرکت افقی و ۱ حرکت چرخشی) بسته

به انتخاب، مؤلفه های r_p متناظر با درجه آزادی مورد نظر مساوی ۱ و بقیه مساوی صفر خواهند بود. اگر r_p با

r به کار رفته در محاسبه L_n یکی باشد، می‌توان از رابطه عددی V_n استفاده کرد:

$$V_n = \frac{L_n^r}{M_n} S_{an}$$

در این صورت، امتداد V_n ، برش پایه در جهت مولفه p خواهد بود.

برای قابهای دو بُعدی، رابطه عددی V_n همواره برقرار است.

۶-۲) مقدار حداکثر لنگر واژگونی در هر جهت در مد n از ضرب کردن نیروی هر طبقه در ارتفاع آن طبقه و

سپس جمع کردن حاصل ضرب‌ها به دست می‌آید. در حالت کلی داریم:

$$\mathbf{OM}_n = \mathbf{r}_p^T [\mathbf{h}] \mathbf{f}_n$$

[h] ماتریس ارتفاع طبقات از تراز پایه است و به شکل زیر ظاهر می شود:

$$h = \begin{bmatrix} h_v & & & & & & & & \\ & h_v & & & & & & & \\ & & 0 & & & & & & \\ & & & h_v & & & & & \\ & & & & h_v & & & & \\ & 0 & & & & h_v & & & \\ & & & & & & 0 & & \\ & & & & & & & \ddots & \\ & & & & & & & & \ddots & \\ & & & & & & & & & 0 \end{bmatrix}$$

$[h] = [h_1, h_2, h_3, \dots, h_k]$ در حالت قاب ۲ بُعدی، r_p در معادله فوق حذف می‌شود و

OMn=[h] fn

با در دست داشتن نیروهای جانبی و تغییر مکان جانبی طبقات، نیروی داخلی اعضا (شامل آثار Δ -P) برای

هر مد ارتعاشی و با روش‌های متداول تحلیل استاتیکی جداگانه محاسبه شده و سپس نیروهای نهایی اعضا با

توجه به ترکیب آماری، نتایج تحلیل هر مد مطابق بند زیر محاسبه می شود.

پ۔۱۴ ترکیب اثر مدھا

در روش تحلیل مدی که در قسمت قبل توضیح داده شد، حداکثر بازتاب‌های مختلف سازه (نیروها، تلاش‌ها و

یا تغییر مکان‌ها) هنگامی که در یکی از مدهای طبیعی با اهمیت خود ارتعاش می‌کند، به دست می‌آید. از آنجا

که این حداکثر بازتاب‌ها برای مدهای مختلف در یک زلزله، به طور همزمان اتفاق نمی‌افتد، لازم است با

روش‌های آماری مقداری بازتاب‌های کلی حداکثر در اعضای مختلف سازه تخمین زده شود. این چنین روش

آماري بايد بر اساس ترکيبي از حداکثر بازتاب‌هاي مدهاي مختلف بوده و آثار اندرکنش احتمالي بين بازتاب‌هاي مختلف نزديک به يکديگر حاصل از مدهاي مختلف را در بر بگيرد. يکي از روش‌هاي آماري ترکيب مدها با يکديگر روش جذر مجموع مربعات يا روش (SRSS)^۱ است. در اين روش بازتاب کلي، U ، در امتداد هر درجه آزادي از رابطه زير به دست مي‌آيد:

$$U = \left(\sum_{n=1}^N u_n^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

در رابطه فوق، u_n بازتاب درجه آزادي مورد نظر براي مد n بوده و N جمع تعداد مدهاي تحت بررسي است. از اين روش مي توان در مواردی استفاده نمود که زمان تناوب مدهاي مختلف با يکديگر متفاوت بوده و از يکديگر فاصله کافي داشته باشند به نحوی که رابطه زير صادق باشد:

$$r = \frac{T_m}{T_n} \leq 0.67 \quad (T_n > T_m)$$

در رابطه فوق، نسبت ميرايي برابر ۰.۵٪ فرض شده و T_n و T_m به ترتيب زمان‌هاي تناوب طبيعي براي مدهاي n و m است.

در صورتي که رابطه فوق صادق نباشد، جواب‌هاي به دست آمده از ترکيب جذر مجموع مربعات قابل اعتماد نبوده و بهتر است از روش ديگري که به نام ترکيب مربعي کامل يا روش (CQC)^۲ موسوم است استفاده شود. اين روش قابليت کاربرد عمومي براي اکثر حالت‌ها را دارد.

در روش ترکيب مربعي کامل بازتاب کلي ترکيبي، U از رابطه زير به دست

$$U = \left(\sum_{n=1}^N u_n^2 + 2 \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^N \rho_{nm} u_n u_m \right)^{\frac{1}{2}}$$

مي‌آيد:

-
1. Square Root of Sum of Squares
 2. Complete Quadratic Combination

در رابطه فوق، مقادیر u_m و u_n حداکثر بازتاب‌های سازه در درجه آزادی مورد نظر به هنگام ارتعاش سازه به ترتیب در مدهای n و m بوده و ρ_{nm} ضریب بین مدی است که از رابطه زیر محاسبه می‌گردد. همچنین باید توجه داشت که در محاسبه U طبق رابطه بالا علامت‌های u_m و u_n باید رعایت شود.

$$\rho_{nm} = \frac{\lambda \xi^r (1+r)r^{r/2}}{(1-r^r)^r + 4\xi^r r (1+r)^r}$$

در رابطه فوق، $\xi = 0.05$ منظور می‌شود.

پیوست ت

زمان تناوب اصلی نوسان پاندول‌های وارونه، برج‌ها، دودکش‌ها و سایر ساقتمان‌های مشابه

(الزامی)

ت-۱ زمان تناوب اصلی نوسان جرم متمرکز واقع در انتهای طره لاغر (در صورتی که از جرم طره صرف‌نظر

شود) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{p}{gk}} \quad (۱)$$

که در آن:

p = وزن جسم نوسان‌کننده

$$k = \frac{1}{f}$$

f = تغییر مکان انتهای طره ناشی از اعمال بار واحد در انتهای طره

g = شتاب ثقل

ت-۲ زمان تناوب اصلی نوسان جرم متمرکز در انتهای طره لاغر با مقطع یکنواخت (در صورتی که از جرم

طره صرف‌نظر نشود) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{p}{g} \times \frac{I^r}{3EI}} \quad (۲)$$

که در آن:

$$p' = p + \frac{33}{140} ql$$

p = وزن جرم متمرکز

q = وزن واحد طول طره

l = طول طره

g = شتاب ثقل

E = مدول ارتجاعی

I = ممان اینرسی مقطع

ت-۳ زمان تناوب اصلی نوسان منشور که جرم و مقطع آن در ارتفاع یکنواخت باشد از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = \frac{1}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{q}{EI}} \quad (۳)$$

که در آن:

l = طول منشور

q = وزن واحد طول منشور

I = ممان اینرسی مقطع

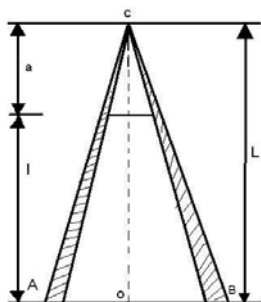
E = مدول ارتجاعی

g = شتاب ثقل

ت-۴ زمان تناوب اصلی نوسان مخروط ناقص از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = k \sqrt{\frac{q}{EI}} \quad (۴)$$

که در آن:



L = فاصله راس تا تراز کف مخروط

a = فاصله راس تا تراز بالای مخروط

l = ارتفاع مخروط ناقص

q = وزن واحد طول در تراز کف مخروط (مقطع AB)

I = ممان اینرسی در تراز کف مخروط

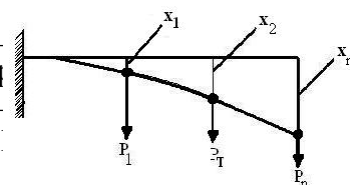
k = ضریبی که مقدار آن به شرح زیر تعیین می گردد:

$\frac{a}{L}$	۰/۴	۰/۶	۰/۸	۱/۰
K	۱/۲۹	۱/۵	۱/۷	۱/۷۹

ت-۵ زمان تناوب اصلی نوسان جرم‌های متمرکز در طول طره

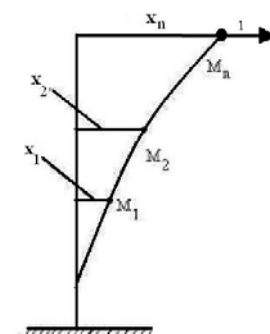
الف) با فرض اینکه سازه به اندازه ۹۰ درجه در میدان ثقلی دوران کرده باشد:

اگر x_1 و x_2 و ... x_n مقادیر تغییر مکان ناشی از جرم‌های مختلف باشد و تغییر شکل‌ها در حد ارتجاعی باقی بمانند، زمان تناوب اصلی نوسان از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum I}{g \sum P_i}} \quad (5)$$


ب) در صورتی که دقت زیاد لازم نباشد می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را به ترتیب زیر به دست آورد:

با قرار دادن سازه تحت اثر نیروی افقی واحد در تراز آخرین جرم اگر x_1 و x_2 و ... x_n مقادیر تغییر مکان جرم‌های مختلف تحت اثر این نیرو باشند، زمان تناوب اصلی نوسان از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum p_i x_i^2}{g x_n}} \quad (6)$$


ت-۶ زمان تناوب اصلی نوسان دودکش‌های فولادی

الف) دودکش‌های فولادی با مقطع یکنواخت

زمان تناوب اصلی نوسان این دودکش‌ها از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = 0.181 \sqrt{\frac{q}{gEI}} \quad (۷)$$

که در آن:

l = ارتفاع دودکش به متر

q = وزن واحد طول دودکش به کیلوگرم بر متر

g = شتاب ثقل زمین به متر بر مجذور ثانیه

E = مدول ارتجاعی به کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

I = ممان اینرسی مقطع دودکش حول محوری که از مرکز دودکش می‌گذرد بر حسب متر به توان چهار

ب) دودکش‌های فولادی قیفی شکل

زمان تناوب اصلی نوسان این دودکش‌ها از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{0.18D}{g}} \quad (۸)$$

که در آن:

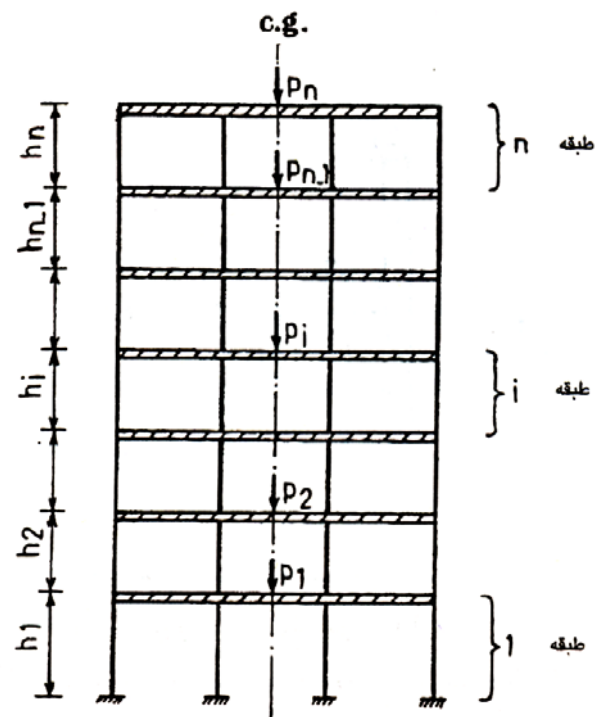
D = تغییر مکان جانبی انتهای فوقانی دودکش (به متر) تحت اثر بار جانبی مساوی با وزن کل دودکش

g = شتاب ثقل زمین به متر بر مجذور ثانیه

پیوست ث

اثر $P-\Delta$

(الزامی)



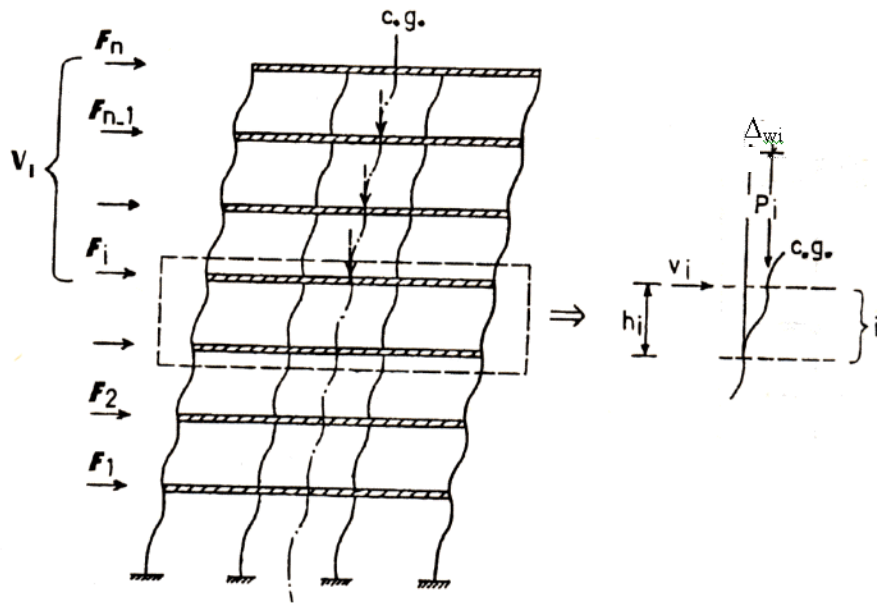
مرکز جرم = c.g

شکل ۱ سازه چند طبقه تحت اثر بارهای قائم

ث-۱ کلیات، تعاریف و مفاهیم

اثرهای $P-\Delta$ در هر طبقه به دلیل برون محوری بارهای ثقیل طبقات بالای طبقه i (طبقه مورد نظر) که نیروی P_i (یا P) نامیده می‌شود، ایجاد می‌گردند. در صورتی که تغییر مکان جانبی طبقه i بر اثر نیروهای جانبی زلزله، Δ باشد، به لنگر ایجاد شده در هر طبقه، لنگری که مقدار آن برابر با حاصلضرب P و Δ است اضافه می‌گردد.

شکل ۱ حالت تغییر شکل نیافته یک ساختمان n طبقه و شکل ۲ حالت تغییر شکل یافته همان ساختمان بر اثر بارهای جانبی را نشان می‌دهد. در این پیوست، اثرهای $P-\Delta$ در یک ساختمان متقارن مورد بررسی قرار می‌گیرد، هر چند تعمیم همین بحث می‌تواند ساختمان‌های غیر متقارن (همراه با پیچش) را نیز در بر گیرد.



شکل ۲ تغییر شکل‌های جانبی بر اثر وارد شدن نیروهای جانبی

M_i = لنگر اولیه طبقه بر اثر برش وارد بر طبقه i

Δw_i = تغییر مکان نسبی اولیه طبقه i

V_i = مجموع نیروی برش وارد در طبقه i

P_i = مجموع بارهای مرده و زنده مربوط در طبقات i تا n

h_i = ارتفاع طبقه i

$c.g.$ = مرکز جرم

لنگر ثانویه وارد به طبقه i بر اثر پدیده $P-\Delta$ برابر است با:

$$\Delta M_i = P_i \Delta w_i$$

(۱)

لنگر اولیه طبقه بر اثر برش وارد بر طبقه i برابر است با:

$$M_i = V_i h_i \quad (2)$$

برش اضافه در حالت رفتار ارتجاعی طبقه بر اثر $P\Delta$ در طبقه i برابر است با:

$$\Delta V_i = \frac{\Delta M_i}{h_i} = \frac{p_i \Delta_{wi}}{h_i} \quad (3)$$

نسبت ΔM_i ایجاد شده بر اثر $P-\Delta$ به لنگر اولیه بر اثر برش، M_i شاخص پایداری طبقه نامیده شده و با علامت θ_i نشان داده می‌شود:

$$\theta_i = \frac{\Delta M_i}{M_i} = \left(\frac{p \Delta_w}{V h} \right)_i \quad (4)$$

اهمیت اثر $P-\Delta$ بر اساس مقدار شاخص پایداری تعیین می‌شود. اگر مقدار این شاخص از θ_{max} مطابق رابطه زیر بیشتر باشد، سازه در طبقه مورد نظر ناپایدار محسوب شده و باید در طراحی آن تجدید نظر گردد.

$$\theta_{max} = \frac{1/25}{R} \leq 0/25 \quad (5)$$

در صورتیکه مقدار شاخص پایداری طبقه کمتر از ۱۰ درصد باشد، اثرهای $P-\Delta$ در طبقه مورد نظر قابل اهمیت نیست.

در صورتی که $0/1 < \theta_i < \theta_{max}$ باشد باید نیروها و تلاش‌های ثانویه محاسبه و طراحی اعضا از نظر پایداری با استفاده از رهنمودهای زیر کنترل گردد:

ث-۲- محاسبه تغییر مکان نسبی و نیروی برشی معادل طبقه

مجموع لنگر در حالت رفتار ارتجاعی برابر است با:

$$M_i + \Delta M_i = M_i + P_i \Delta_{wi} = M_i (1 + \theta_i) \quad (6)$$

از طرف دیگر، لنگر اضافی ΔM_i ، خود ایجاد یک تغییر مکان اضافی در طبقه i می‌نماید که این تغییر مکان نیز به نوبه خود اثرهای $P-\Delta$ و در نتیجه لنگر اضافی جزئی‌تری را ایجاد می‌نماید. لنگر طبقه در نهایت برابر خواهد بود با:

$$M_{ip\Delta} = M_i (1 + \theta_i + \theta_i^2 + \theta_i^3 \dots) \quad (7)$$

با توجه به حد سری‌ها، مقدار حد سری داخل پرانتز برابر با $\frac{1}{1-\theta_i}$ است و خواهیم داشت:

$$M_{ip\Delta} = M_i \left(\frac{1}{1-\theta_i} \right) \quad (8)$$

در سازه‌های تحت اثر زلزله، به دلیل رفتار غیر ارتجاعی سازه، تغییر مکان طبقات که از محاسبات ارتجاعی سازه در برابر بارهای جانبی زلزله، مطابق ضوابط بندهای ۳-۱۳ و ۴-۱۳ آیین‌نامه بدست می‌آید، نمایانگر تغییر مکان جانبی غیرارتجاعی طبقه در یک زلزله شدید نمی‌باشد. تغییر مکان جانبی نسبی واقعی (غیرارتجاعی) در این آیین‌نامه، از رابطه (۹-ب) برآورد می‌شود:

$$\bar{\Delta}_{wi} = \Delta_{wi} \left(1 - \frac{1}{\theta_i} \right) \quad (9-الف)$$

$$\bar{\Delta}_{Mi} = 0.7R \bar{\Delta}_{wi} \quad (9-ب)$$

بنابراین برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح طبقات، تغییر مکان به دست آمده از رابطه (۹-ب) با مقادیر مجاز، بند ۲-۵-۴ آیین‌نامه مقایسه می‌شود.

در محاسبه مقدار برش معادل طبقه با منظور نمودن اثرهای $P-\Delta$ ، یعنی $V_{ip\Delta}$ ، می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$V_{ip\Delta} = V_i \left(\frac{1}{1-\theta_i} \right) \quad (10)$$

ث-۳ روش استفاده از برنامه‌های کامپیوتری

برنامه‌های کامپیوتری متعددی وجود دارند که در آنها اثرهای $P-\Delta$ به شکل‌های مختلف منظور می‌گردد. در هنگام استفاده از چنین برنامه‌هایی باید فرضیات و روش تحلیل $P-\Delta$ برای استفاده‌کننده کاملاً معلوم و مشخص باشد. از طرف دیگر، مقدار تغییر مکان‌های جانبی نسبی واقعی طرح در برنامه‌های تحلیل ارتجاعی تعیین نمی‌گردد. بنابراین برای تعیین تغییر مکان‌های جانبی نسبی واقعی طرح باید تغییر مکان‌های حاصل از آنالیز ارتجاعی با در نظر گرفتن اثرهای $P-\Delta$ را نیز با ضریب $R \times 0.7$ افزایش داد.

ث-۴ روش‌های طراحی اجزای سازه‌ای

ث-۴-۱ در صورتی که در نیروها و تغییر مکان‌های به دست آمده از تحلیل ارتجاعی سازه اثرهای $P-\Delta$ به نحوی که در این پیوست آمده است منظور شده باشد، تغییرات زیر باید در روابط طراحی این اجزا انجام شود:

الف- در سازه‌های بتن مسلح که در حالت حدی مقاومت طراحی می‌شوند و در طراحی ستون‌ها از روش تشدید لنگرها استفاده شده است (آیین‌نامه بتن ایران)، مقدار لنگر بحرانی ستون‌ها با جایگزین کردن عدد یک به جای δ_s مطابق رابطه زیر به دست خواهد آمد:

$$M_c = \delta_b M_{rb} + M_{rs} \quad (11)$$

ب- در سازه‌های فولادی که با روش بار مجاز طراحی می‌گردند، در صورتی که نسبت تنش محوری عضو فشاری به تنش مجاز محوری $\left(\frac{f_a}{F_a}\right)$ از 0.15 کمتر باشد، به هیچ تغییری در ضوابط آیین‌نامه طراحی نیاز نیست.

در صورتی که $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$ باشد روابط زیر باید کنترل شوند:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (12)$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (13)$$

پ- در سازه‌های فولادی که در حالت حدی مقاومت، طراحی می‌گردند (مانند روش LRFD در آیین‌نامه AISC) باید مشابه بند ۴- الف عمل گردد.

ث- ۴-۲ در صورتی که تحلیل $P-\Delta$ با استفاده از نرم‌افزارهای تحلیل کامپیوتری انجام شود، اثر تغییرات تلاش‌ها بر اثر $P-\Delta$ در دو انتهای کلیه اعضاء (تیرها و ستون‌ها و مهارهای جانبی) به صورت طبیعی منظور گردیده و کلیه گره‌ها دارای تعادل استاتیکی هستند، حال آنکه در صورت استفاده از روش‌های دستی ضروری است لنگرهای اضافی انتهای ستون‌ها بر اثر $P-\Delta$ در هر گره بین تیرهای طرفین آن گره به نسبت سختی آنها توزیع گردد.

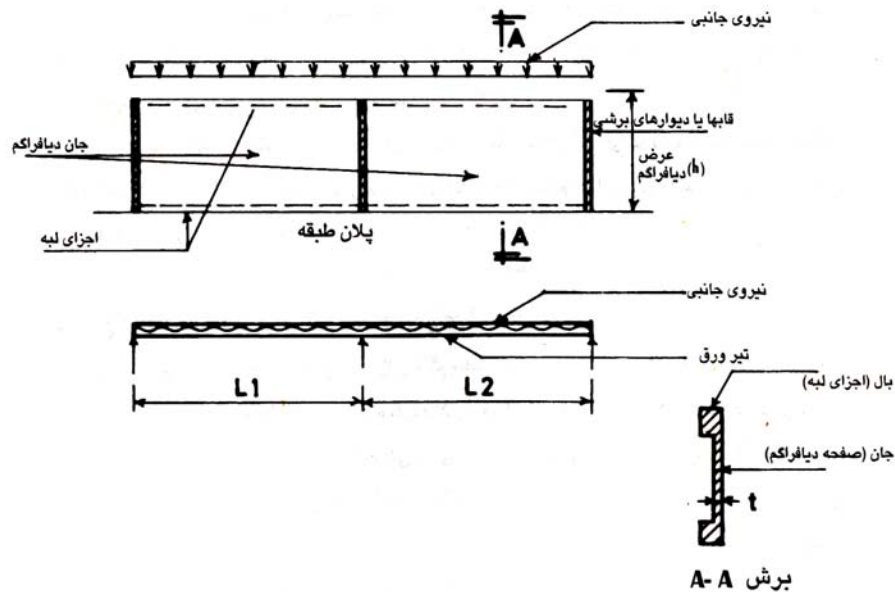
پیوست ۴

دیافراگم‌ها

(الزامی)

ج-۱ تعریف و عملکرد

مجموعه سیستم مقاوم ساختمان‌ها در برابر نیروهای جانبی معمولاً از دو قسمت اجزای قائم و اجزای افقی (یا تقریباً افقی) تشکیل می‌شود. اجزای افقی، نیروهای افقی زلزله و باد را به اجزای قائم منتقل نموده و اجزای قائم نیز این نیروها را به شالوده‌ها و نهایتاً به زمین منتقل می‌نمایند. به اجزای افقی یا تقریباً افقی منتقل‌کننده نیروهای جانبی «دیافراگم افقی» و یا به طور اختصار «دیافراگم» گفته می‌شود. در ساختمان‌های متعارف، دیافراگم‌ها شامل کف‌ها و سقف‌ها (افقی و یا با شیب کم) می‌باشند. در چنین ساختمان‌هایی دیافراگم‌ها وظیفه باربری قائم (ثقلی) را به طور هم‌زمان عهده دارند. در ساختمان‌های صنعتی به طور کلی بادی‌های افقی (یا تقریباً افقی) نقش انتقال نیروهای افقی به اجزای قائم (قاب‌ها) را عهده‌دار هستند و بنابراین دیافراگم محسوب می‌گردند. برای سهولت دیافراگم را می‌توان مشابه یک تیر ورق تصور نمود که بر روی تکیه‌گاه‌هایی که همان اجزای قائم باربر جانبی می‌باشند (قاب‌ها و دیوارهای برشی)، واقع شده است (شکل ۱).



شکل ۱ نمونه‌ای از دیافراگم

جان تیر ورق همان صفحه افقی دیافراگم بوده و بال‌های آن اجزای لبه دیافراگم را شامل می‌شوند. لیکن باید توجه داشت به واسطه بزرگی نسبت عرض دیافراگم‌ها (h) به دهانه آنها (L_1 یا L_2) معمولاً این اجزا به عنوان تیرهای عمیق (تیر تیغه) محسوب شده و دیگر فرض مستوی ماندن مقاطع هنگام خمش در آنها صادق نیست. در تغییر شکل تیر تیغه باید علاوه بر اثرهای تغییر شکل‌های خمشی، اثرهای تغییر شکل‌های برشی نیز منظور شود. دیافراگم‌ها باید با توجه به فرضیات منظور شده در محاسبات کل سازه در برابر بارهای جانبی دارای سختی و صلیبیت مناسب همراه با مقاومت کافی بوده و طوری با سایر قطعات سازه درگیر شده باشند که سازه و دیافراگم هنگام وقوع زلزله، یکپارچه باقی بمانند.

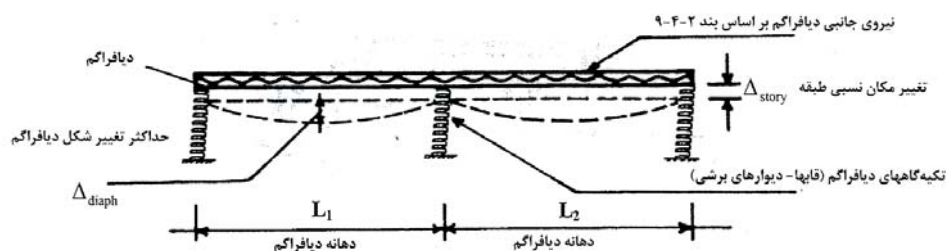
ج-۲- انواع دیافراگم‌ها از نظر جنس و سیستم ساختمانی

دیافراگم‌ها ممکن است از کف‌های ساخته شده از بتن مسلح درجا ریخته شده، شامل تیرچه بلوک (با بتن مسلح مناسب رویه)، ورق‌های ساده یا موجدار فلزی، ورق‌های موج‌سدار فلزی با بتن مسلح رویه به صورت مرکب، کف‌های چوبی، کف‌های ساخته شده از قطعات بتن پیش ساخته همراه با بتن رویه، کف‌های ساخته شده از قطعات بتن پیش ساخته با اتصالات خشک و یا تر با یکدیگر و بدون بتن رویه، طاق‌های ضربی (با مهاربندی) و غیره تشکیل شده باشند.

همچنین دیافراگم‌ها می‌توانند شامل مهاربندی‌های افقی که از اجزای فولادی و یا بتنی ساخته شده‌اند نیز باشند. طراحی سیستم مهاربندی افقی مشابه سیستم مهاربندی قائم بوده و از ضوابط آیین‌نامه‌های مربوط استفاده می‌گردد.

ج-۳ انواع دیافراگم از نظر صلبیت و انعطاف پذیری

نیروی جانبی هر دیافراگم باید بین اجزای قائم سیستم باربری جانبی با توجه به سختی دیافراگم نسبت به سختی اجزای سازه‌ای قائم تقسیم گردد. در واقع اجزای قائم، مانند تکیه‌گاه‌های دیافراگم (تیر ورق) عمل می‌نمایند. جامع‌ترین روش تحلیلی برای تعیین نیروهای داخلی دیافراگم‌ها (تلاش‌ها) و توزیع مناسب نیروهای جانبی بین اجزای باربر قائم، مدل نمودن دیافراگم به صورت اجزای محدود (finite elements) همراه با اجزای تیر، ستون و دیوارهای برشی در یک مدل سه بعدی کلی است. لیکن به منظور صرفه‌جویی در وقت در دیافراگم‌های متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم بوده و دارای پلان نسبتاً منظمی می‌باشند، مطلوب‌تر است که از روش‌های ساده شده و تقریبی استفاده شود. شکل (۲) وضعیت تغییر مکان و تغییر شکل کلی تیر تیغه (دیافراگم) و تکیه‌گاه‌های آن (قاب‌ها و دیوارهای برشی) را نشان می‌دهد.



شکل ۲

$$\Delta_{\text{story}} = \text{تغییر مکان نسبی}$$

$$\Delta_{\text{diaph}} = \text{حداکثر تغییر شکل دیافراگم}$$

از نظر صلبیت دیافراگم‌ها را می‌توان در حالت‌های زیر بررسی نمود:

الف- در حالتی که نسبت $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$ بسیار کوچک بوده (کمتر از ۰/۵) و یا دیافراگم به تنهایی فاقد هر گونه

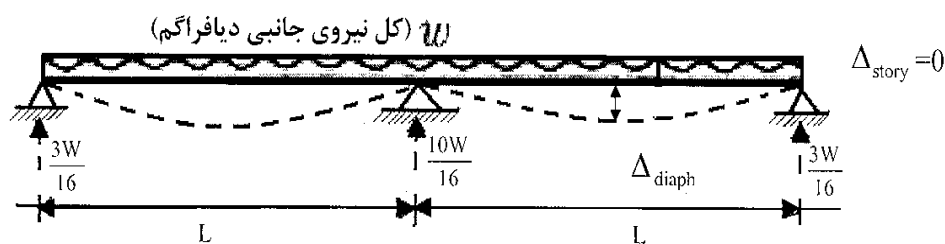
تغییر شکل تحت تأثیر بارهای جانبی باشد، دیافراگم صلب منظور می‌شود. در صورت وجود پیچش در صفحه دیافراگم Δ_{story} شامل متوسط تغییر مکان‌های نسبی نقاط مختلف طبقه است.

در صورت صلب بودن دیافراگم توزیع نیرو بین قاب‌ها و دیوارهای برشی به نسبت سختی این اجزا انجام می‌گردد. در این صورت، مطابق روش معمول در اغلب برنامه‌های کامپیوتری می‌توان برای تحلیل سازه، گره‌های واقع در یک سطح را با هم مرتبط نمود به طوری که عملاً تغییر مکان‌های جانبی طبقه در کلیه گره‌های آن سطح یکسان باشد (در حالت عدم وجود پیچش) و یا این تغییر مکان‌ها با یکدیگر رابطه خطی داشته باشند (در حالت وجود پیچش).

در دیافراگم‌های صلب بر اساس بند (۳-۱۰-۳-۱۳) آیین‌نامه، منظور نمودن پیچش اتفاقی الزامی است. دیافراگم‌های ساخته شده از بتن مسلح درجا، ورق‌های موج‌دار یا قطعات پیش ساخته همراه با بتن مسلح رویه می‌توانند به شرط رعایت ضوابط این قسمت، جزو دیافراگم‌های صلب محسوب گردند.

در ساختمان‌های بلند مرتبه استفاده از سیستم دیافراگم‌های صلب موکداً توصیه می‌شود زیرا در صورت استفاده از دیافراگم‌های انعطاف پذیر در این قبیل ساختمان‌ها امکان ارتعاش غیر هم‌زمان قسمت‌های مختلف دیافراگم در هر طبقه وجود دارد.

ب- در حالتی که همه تکیه‌گاه‌های دیافراگم دارای سختی زیاد بوده (Δ_{story} کم) یا نسبت $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$ بسیار زیاد باشد، دیافراگم به صورت یک تیر ممتد بر روی تکیه‌گاه‌های صلب مطابق شکل (۳) عمل می‌نماید.



شکل ۳

بر اساس بند ۱۳-۹-۴ ضوابط آیین نامه، در صورتی که نسبت $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$ مساوی و یا بیش تر از $\frac{1}{4}$ باشد، دیافراگم انعطاف پذیر محسوب می شود. در این حالت تلاش های دیافراگم (نیروهای برشی و لنگر خمشی) و عکس العمل های تکیه گاهی آن با استفاده از روش های متداول در مقاومت مصالح برای تیرهای ممتد به دست می آیند.

با توجه به تقریب های موجود و به منظور ساده تر شدن حل مسئله با تقریب قابل قبول، عکس العمل های تکیه گاهی را می توان به صورت سطح بارگیر (نصف دهانه از هر طرف) نیز منظور نمود. بدین طریق عکس العمل تکیه گاه های میانی (در صورت برابر بودن دهانه های دیافراگم) دو برابر عکس العمل های تکیه گاه های کناری منظور می گردد. در این حالت، در واقع کل دیافراگم به صورت چند دهانه تیر ساده بین تکیه گاه ها منظور میشود.

در دیافراگم های انعطاف پذیر اثرهای پیشش اتفاقی کم اهمیت تر بوده و در حالتی که $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$ بیش از ۲ باشد، نیازی به منظور نمودن این اثرها نمی باشد. نمونه دیافراگم های انعطاف پذیر متداول شامل دیافراگم های ساخته شده از چوب، گچ، پلاستیک، و قطعات پیش ساخته بدون بتن رویه، ورق های موج دار فولادی بدون بتن مسلح رویه و طاق ضربی مهاربندی شده ولی بدون بتن مسلح رویه (هر چند باید از انسجام و یکپارچگی طاق در هنگام وقوع زلزله اطمینان حاصل شود) می باشد.

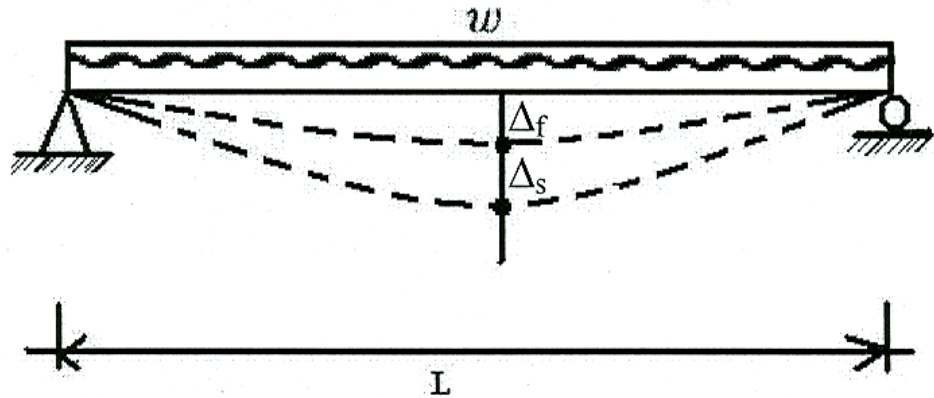
ه-۴ تغییر شکل دیافراگم ها

با توجه به اینکه متداول ترین نوع دیافراگم در ایران، دیافراگم های بتن مسلح است، روش تعیین صلبیت این گونه دیافراگم ها در این قسمت مورد بحث قرار می گیرد.

همان طور که قبلاً ذکر شد، تغییر شکل کلی هر دیافراگم (Δ_{story}) تحت اثر بارهای جانبی وارد بر آن از دو قسمت تغییر شکل خمشی (Δ_f) و تغییر شکل برشی (Δ_s) تشکیل می شود.

$$\Delta_{story} = \Delta_f + \Delta_s$$

در تیرهای معمولی (غیر تیغه) مقدار تغییر شکل‌های برشی جزئی بوده و از آن صرف‌نظر می‌شود، لیکن در تیر تیغه، مقدار تغییر شکل‌های برشی عمده بوده و باید منظور گردند. روش برآورد تغییر شکل‌های خمشی تیر تیغه، مشابه تیرهای معمولی است. مثلاً در تیر ساده شکل (۴) مقدار حداکثر Δ_f را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:



شکل ۴

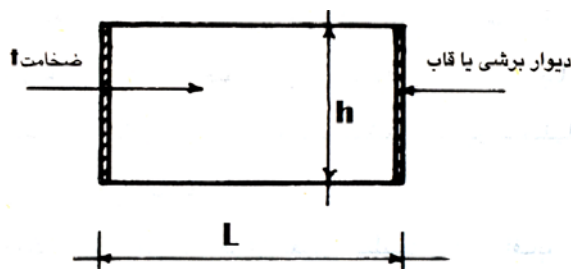
$$\Delta_f = \frac{5wL^4}{384EI}$$

w = بار گسترده یکنواخت

E = مدول ارتجاعی ماده

I = گشتاور ماند مقطع

در دیافراگم‌های با ضخامت ثابت برای محاسبه I معمولاً کل مقطع دیافراگم منظور می‌گردد. مثلاً در شکل (۵) مقدار I برابر است با:



شکل ۵

$$I = \frac{th^r}{12}$$

تغییر شکل برشی دیافراگم‌ها (Δ_s) به شرطی که دیافراگم به صورت تیر تیغه ساده فرض شود از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Delta_s = \frac{\alpha w L^r}{8AG}$$

α = ضریب فرم

A = سطح مقطع کل دیافراگم

G = مدول برشی بتن

w = بار جانبی یکنواخت

در رابطه فوق، G برابر با 0.4 مقدار مدول ارتجاعی بتن، بر اساس آیین‌نامه بتن ایران، t ضخامت دیافراگم و ضریب α ضریبی است که برای دال‌های بتنی برابر با $1/50$ منظور می‌شود.

در سایر انواع دیافراگم‌ها، مانند دیافراگم‌های ساخته شده از ورق‌های موج‌دار با بتن رویه یا دیافراگم‌های چوبی، هر چند اصول محاسبات تغییر شکل دیافراگم مطابق روش فوق است، لیکن باید بر اساس اصول مکانیک جامدات و مقاومت مصالح و رعایت شرایط سازگاری، محاسبات تغییر شکل دیافراگم انجام شود.

۵- نکاتی درباره تحلیل دیافراگم‌ها

در تحلیل دیافراگم‌های چند دهانه برای تعیین صلبیت یا انعطاف‌پذیری آن، راه حل محافظه‌کارانه، منظور نمودن کل دیافراگم به صورت چند دهانه ساده است. بررسی اجمالی یک دیافراگم، بحرانی‌ترین دهانه‌های آن را به وضوح مشخص می‌نماید. کنترل صلبیت دیافراگم می‌تواند فقط برای دهانه‌های بحرانی دیافراگم‌های صلب و بر اساس بارگذاری مطابق بند (۲-۳-۹) انجام شود. در صورت صلب بودن دیافراگم در چند دهانه و انعطاف‌پذیر بودن آن در یک دهانه ممکن است نیاز به تحلیل جامع کل دیافراگم و سازه وجود داشته باشد.

از طرف دیگر، در صورتی که کل سازه با فرض دیافراگم صلب تحلیل شده باشد می‌توان مجموع دیافراگم را به صورت یک تیر ممتد چند دهانه بر روی تکیه‌گاه‌های صلب و با منظور نمودن سختی‌های خمشی (گشتاور ماند) متفاوت و سطوح مقطع برشی موثر متفاوت در دهانه‌های مختلف و قسمت‌های مختلف هر دو دهانه تحلیل نمود. بر این اساس، تغییر مکان‌های حداکثر دهانه‌های مختلف را می‌توان با تغییر مکان‌های مجاز هر طبقه مقایسه نموده و صلبیت دیافراگم را تأیید نمود. کنترل تغییر شکل‌های هر دیافراگم باید در امتداد هر دو محور اصلی دیافراگم انجام گیرد.

از طرف دیگر برای تعیین تلاش‌های داخلی هر دیافراگم بعد از تعیین صلبیت یا انعطاف‌پذیری آن باید نیروهای طراحی مطابق بند (۱۳-۹-۱) آیین‌نامه ملاک عمل قرار گیرد. توزیع افقی نیروهای برشی بین تکیه‌گاه‌های دیافراگم (عناصر قائم بار بر جانبی) با رعایت بند (۱۳-۳-۱۰-۱) آیین‌نامه صورت می‌گیرد. در صورت صلبیت دیافراگم، این توزیع به نسبت سختی جانبی هر کدام از تکیه‌گاه‌ها (دیوار برشی، قاب، مهاربند و ...) انجام می‌شود. برای تعیین نسبت سختی جانبی عناصر قائم می‌توان تغییر مکان واحدی را در سقف طبقه مورد نظر وارد کرده و در حالتی که کلیه طبقات زیرین بدون حرکت باشند از نسبت نیروهای برشی ایجاد شده در عناصر قائم بار بر جانبی آن طبقه استفاده کرد.

۴- نکاتی درباره طراحی دیافراگم‌ها

ضخامت حداقل دیافراگم‌های بتنی و یا بتن رویه دیافراگم‌های ساخته شده از ورق و یا قطعات پیش‌ساخته نباید از ۵ سانتیمتر کمتر باشد. کنترل کفایت ضخامت باید با توجه به تلاش‌های داخلی دیافراگم و ضوابط آیین‌نامه بتن ایران انجام گردد. این کنترل به خصوص باید در کنار بازشوهای نسبتاً بزرگ با دقت خاص انجام پذیرد. در صورت عدم کفایت بتن دیافراگم می‌توان آن را با سیستم مهاربندی فولادی مناسب نیز تقویت نمود. به طور کلی توصیه می‌گردد که میزان و تعداد بازشوها در دیافراگم‌ها به حداقل ممکن محدود شود. کلیه اجزای متصل به دیافراگم (سازه‌ای یا غیر سازه‌ای) باید قادر به تحمل تغییر شکل دیافراگم در محل اتصال باشند.

همچنین اتصالات دیافراگم با دیوارهای برشی و یا قاب‌های خمشی باید به نحوی طراحی شوند که کل نیروهای وارده را تحمل نمایند.

کلیه نیروها و تلاش‌هایی که برای طراحی دیافراگم‌ها به کار می‌روند باید بر اساس نحوه بارگذاری مطابق بند (۹-۱۳) آیین‌نامه محاسبه شده باشند.

نیروی جانبی که باید برای طراحی دیافراگم منظور شود شامل نیروی اینرسی ایجاد شده بر اثر وزن خود دیافراگم و همچنین وزن قطعات سازه‌ای و غیر سازه‌ای متصل به آن در طبقات فوقانی و تحتانی (با توجه به نصف ارتفاع هر طبقه مطابق بند ۹-۱۳-۱ آیین‌نامه) است. علاوه بر آن، دیافراگم‌ها باید نیروهای جانبی سازه‌های باربر جانبی را که در محل دیافراگم جابه‌جا یا قطع شده‌اند، تحمل نمایند.

ICS: 91.100

صحة : ١٦٠
