مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

شماره نشریه ض-۲۵۳

مجموعه
استانداردها و آیین‌نامه‌های
ساختمانی ایران

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

استاندارد ۸۴ – ۲۸۰۰

(ویرایش ۳)

کمیته دائمی
بازنگری آیین‌نامه
طراحی ساختمانها در برابر زلزله

محمدحسین [illegible]

بسم الله الرحمن الرحیم

جمهوری اسلامی ایران
وزارت مسکن و شهرسازی

مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

استاندارد ۸۴ - ۲۸۰۰

(ویرایش ۳)

کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله

۱۳۸۴

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله / [تهیه کننده] کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله. - - [ویراست ۳]. - - تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴.
۱۳۵ ص.: مصور، (نقشه تا شده رنگی)، جدول.-- (مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن؛ ض ـ ۲۵۳. مجموعه استانداردها و آیین‌نامه‌های ساختمانی ایران؛ ۲۸۰۰)
ISBN: 964-7404-95-6

فهرستنویسی بر اساس اطلاعات فیپا.

۱. ساختمانها- - ایران- - اثر زلزله - - آیین‌نامه‌ها. ۲. ساختمان‌سازی - - استانداردها. الف. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله.
۶۹۳/۸۵۲
TH۱۰۹۵/آ۹
۱۳۸٤
کتابخانه ملی ایران
۸٤-۱۵۳۷۲م

مصوبه شماره ۸۴/۴۱۶ چاپ کتاب، شورای علمی انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله - ویرایش ۳

کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

نشریه شماره: ض – ۲۵۳
ترسیم تصاویر: مجید موسی‌نژاد
ویراستار ادبی: امیر عشیری
شمارگان: ۵۰۰۰ نسخه
بها: ۱۰۰۰۰ ریال
لیتوگرافی، چاپ و صحافی: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
ناشر: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
کلیه حقوق چاپ و انتشار اثر به ناشر تعلق دارد.
مسئولیت صحت دیدگاه‌های علمی بر عهده کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه می‌باشد.
نشانی: تهران، بزرگراه شیخ فضل ا... نوری، خیابان پاس ـ فرهنگیان، خیابان ارشاد، خیابان سوم
صندوق پستی : ۱۳۱٤٥-۱٦۹٦
تلفن: ٦-۸۸۲٥٥۹٤۲ دورنگار: ۸۸۲٥٥۹٤۱
پست الکترونیکی:president@bhrc.ac.ir صفحه الکترونیکی: http://www.bhrc.ac.ir
دفتر فروش: تهران، خیابان ولی‌عصر، میدان ولی‌عصر، مجتمع اداری تجاری ولی‌عصر، واحد ۸۲ تلفن: ٦٦٤۹۰۳۷۰

ISBN: 964-7404-95-6
شماره شابک: ٦-۹٥-۷٤۰٤-۹٦٤

دبیرهیأت دولت

جمهوری اسلامی ایران
ریاست جمهوری

شماره ۱۳۹۱۵/ت۳۳۱۳۶

تاریخ ۱۳۸۴/۰۳/۲۹

پیوست

بسمه تعالی

جناب آقای عبدالعلی زاده
وزیر محترم مسکن و شهرسازی

باسلام، گزارش شماره ۶۲۰۷/۱۰۰/۰۲ مورخ ۱۳۸۴/۳/۸ وزارت مسکن و شهرسازی درخصوص آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) در جلسه مورخ ۱۳۸۴/۳/۲۵ هیئت وزیران مطرح و مورد تأیید قرار گرفت.

عبداله رمضان زاده

جمهوری اسلامی ایران
وزیر مسکن و شهرسازی

تاریخ ۸۴/۴/۱۸
شماره ۱۱۳۰۹/۱۰۰/۰۲

بسمه تعالی

به استناد ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان – مصوب ۱۳۷۴- آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (ویرایش سوم) که به شرح متن پیوست توسط این وزارتخانه – مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن – بازنگری و تدوین شده و در جلسه مورخ ۱۳۸۴/۳/۲۵ هیأت وزیران مورد تائید قرار گرفته است در سرتاسر میهن اسلامی باید همهٔ ساخت و سازها برابر آن انجام گیرد.

شهرداریها ، بخشداریها، دهیاریها و سایر مراجع دادن پروانه و کنترل و نظارت بر اجرای ساختمانها و همچنین مالکان ، کارفرمایان و مجریان ساختمانها و صاحبان حرفه‌های مهندسی ساختمان بایستی این آیین‌نامه را رعایت و اجرا نمایند.

این آگهی جایگزین تصویب نامه شماره ۵۷۳۲۱/ت۲۲۲۰۵هـ مورخ ۷۸/۱۰/۲۷ می‌شود.

علی عبدالعلی‌زاده

۸۴/۴/۱۷

به نام آنکه جان را فکرت آموخت

پیشگفتار

امروزه پیشرفت و توسعه دانش و فن‌آوری، تلاش برای همزیستی جوامع انسانی با پدیده‌های طبیعی، مانند زلزله که آثار تخریبی آن، حیات بشری را تهدید می‌کند، به مقصود خود نزدیکتر ساخته است.

دستاوردهای علمی در مطالعات علوم پایه، دانش مهندسی و مهارتهای فنی و مدیریت‌های اجرایی در قالب استانداردها و دستورالعمل‌های لازم الاجرا، این همزیستی را امکان پذیر کرده است.

پهنه لرزه‌خیز ایران نیز در گوشه و کنار خود، وقوع زلزله‌های مکرر را در تاریخ هزاران ساله‌اش ثبت کرده و در کنار تمدنها و آبادیهای سر در خاک فرو برده، حیات دوباره‌ای از رویش و آبادانیهای مجدد به‌وجود آمده است. این نشیب و فراز با پدیدآمدن رشد چشمگیر در دانش مهندسی زلزله و زلزله‌شناسی و با بهره‌مندی از سرمایه‌های علمی ارزشمند و اهتمام دانشمندان و استادان صاحب نظر و همچنین، پژوهشگران و دانشجویان کوشا در دانش مهندسی در روند یکنواخت کنترل و پیشگیری، هدایت گردید.

تدوین «آیین‌نامه ایمنی ساختمانها در برابر زلزله» در دهه ٤٠، که بعدها در فصلی از استاندارد ٥١٩ ایران قرار گرفت، گامی در این مسیر بود. تصویب و اجرای اجباری «آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله» (استاندارد ۲۸۰۰) در سالهای ١٣٦٦و ١٣٦٧ نیز عزم ملی و برنامه دولت جمهوری اسلامی ایران را با وجهه علمی، رسمیت قانونی بخشید.

تدوین آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، موجب رونق ضوابط مهندسی در روند ساخت و ساز کشور شد و در عین حال، تلاش برای اجرای فراگیر آن و جلوگیری از تخلفات، در کاهش خسارات ناشی از زلزله، بسیار مؤثر بود.

تجربه‌ها و بازخوردهای اجرایی آیین‌نامه، چه در عمل و چه در نقد و تحلیل جامعهٔ علمی و مهندسی کشورمان و همچنین، دستاوردهای تحقیقات و بررسی‌های علمی که از وقوع زلزله‌های متعدد در گوشه و کنار جهان، از جمله: ایران (زلزله منجیل- رودبار و...) به‌دست آمد، بازنگری آیین‌نامه را ضروری و بدیهی ساخت.

هیئت دولت در تصویب‌نامه شماره ١١٩١٣٨/ت ٩٦٩ مورخ ١٣٦٧/١٢/٢٧ ،تجدید نظر در«آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله» را بر عهدهٔ وزارت مسکن و شهرسازی (مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن) گذاشته است که این مهم هر ٥ سال یکبار انجام پذیرد.

مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، در سال ١٣٧٢ ، بازنگری نسخه اول این آیین‌نامه را در دستور کار خود قرار داد. بازنگری آیین‌نامه مزبور در کمیته‌های تخصصی متشکل از استادان، محققان و مهندسان مجرب کشورمان در رشته‌های ذیربط و در قالب تشکیلات مدون در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، صورت گرفت. کمیتهٔ اصلی تحت عنوان «کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله» به منظور تفسیر و توضیح متن آیین‌نامه وساماندهی اصلاحات بازنگری ادواری تشکیل گردید (سال ١٣٧٥).

ویرایش دوم آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، در جلسه هیئت وزیران مورخ ١٣٧٨/٩/١٤ به تصویب رسید. چنانچه انتظار می‌رفت، نسخهٔ دوم، با اصلاحات و اضافه‌نمودن موارد تکمیلی در آیین‌نامه و با برخورداری از سطح استاندارد پیشرفته نسبت به نسخهٔ اول، از سطح ایمنی بالاتری برخوردار بود.

برنامه بازنگری متن آیین‌نامه برای تدوین ویرایش سوم نیز از سال ١٣٧٩ آغاز گردید. در اجرای این دوره از بازنگری آیین‌نامه، به منظور تسهیل و تسریع در تصمیم‌گیری و همچنین،

اعمال دقت بیشتر در تخصص‌های مربوط در هر بخش از آیین‌نامه، پس از برگزاری جلسات متعدد، وظایف رسیدگی به مباحث آیین‌نامه به گونه زیر، مورد تصویب کمیته دائمی بازنگری که خود شامل ۳۶ تن از استادان و صاحبان فن بود، قرار گرفت:

کمیته اجرایی متشکل از ۱۵ تن

کمیته تهیه و تدوین پیش‌نویس متشکل از ۳ تن

گروه‌های کاری و افراد حقیقی

بنابراین، برنامهٔ بازنگری آیین‌نامه، در ویرایش سوم بر پایه‌های زیر استوار گردید:

۱- ابهام‌زدایی و پاسخ به سؤالات کلیه طراحان و مهندسان که از سال ۱۳۷۸ ، با ویرایش دوم این آیین‌نامه محاسبات و تحلیل و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله را انجام داده‌اند.

۲- لحاظ کردن تغییرات لازم در مباحث مختلف آیین‌نامه با توجه به افزایش دانش و فن‌آوری علم زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله در سطح جهان با بهره‌گیری از آئین‌نامه‌های معتبرزلزله

۳- استفاده از دستاوردهای مطالعاتی و پژوهشی انجام شده توسط محققان و استادان ایرانی درخصوص مسایل خاص مربوط به وضعیت لرزه‌خیزی و ساخت و ساز کشور

گردآوری و ساماندهی نظرها و پیشنهادهای اصلاحی آئین‌نامه، شامل برنامهٔ زمانی در دو دورهٔ کوتاه‌مدت و میان‌مدت بود که هر فصل با اصلاحات مربوط به آن از دیدگاه زمان‌بندی مطالعاتی و اجرایی به گونه‌ای موشکافانه در کمیتهٔ دائمی بازنگری مورد بحث و بررسی قرار گرفت و به تصویب رسید.

گردش کار بازنگری و ویرایش سوم آیین‌نامه، براساس برنامه کوتاه مدت و میان مدت مصوب، ابتدا در کمیته کاری تهیه و تدوین پیش‌نویس، بررسی کارشناسی می‌شد و پس از طرح در کمیتهٔ اجرایی و دریافت نظر اعضای آن و اعمال تغییرات و تصحیحات لازم، در متن پیش‌نویس ویرایش سوم اعمال می‌گردید. جمع‌بندی اقدامات انجام شده پس از

تأیید کمیتهٔ اجرایی، برای تصویب نهایی به کمیتهٔ دائمی بازنگری گزارش می‌شد.

در ویرایش سوم آیین‌نامه، علاوه بر لحاظ کردن مطالب جدید و تغییرات لازم در مباحث مختلف که به منظور رفع ابهامات و تناقضات متن آیین‌نامه صورت گرفته، سیر منطقی مباحث در فصل‌بندی آیین‌نامه نیز مورد توجه بوده است.

امیدواریم تلاش و پشتکاری که در بازنگری و تهیه نسخه‌های جدید از آئین‌نامه با هدف به‌روزرسانی آن صورت می‌گیرد، با توجه و اهتمام جدی در به کار بستن آن و به‌کارگیری نظام اجرایی و نظارت کارآمد در ساخت و ساز کشور به ثمر نشیند و شاهد تکرار مصایب و خسارات غیر قابل جبران،مانند زلزله بم و زرند نباشیم.

دکتر قاسم حیدری‌نژاد

رئیس مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

فهرست مطالب

اعضای کمیته دائمی بازنگری آئین‌نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله م

تعاریف ف

علائم ر

فصل اول- کلیات ۱

۱-۱ هدف ۱

۱-۲ حدود کاربرد ۱

۱-۳ ملاحظات ژئوتکنیکی ۲

۱-٤ ملاحظات معماری ٤

۱-٥ ملاحظات پیکر بندی سازه‌ای ٤

۱-٦ ضوابط کلی ٥

۱-۷ گروه بندی ساختمانها برحسب اهمیت ٦

ساختمانهای «با اهمیت خیلی زیاد» ٦

ساختمانهای «با اهمیت زیاد» ۷

ساختمانهای «با اهمیت متوسط» ۷

ساختمانهای «با اهمیت کم» ۷

۱-۸ گروه‌بندی ساختمانها بر حسب شکل ۷

۱-۸-۱ ساختمانهای منظم ۸

۱-۸-۱-۱ منظم بودن در پلان ۸

۱-۸-۱-۲ منظم بودن در ارتفاع ۸

۱-۸-۲ ساختمانهای نامنظم ۹

۱-۹ گروه‌بندی ساختمانها برحسب سیستم سازه‌ای ۹

۱-۹-۱ سیستم دیوارهای باربر ۹

۱-۹-۲ سیستم قاب ساختمانی ساده ۹

۱-۹-۳ سیستم قاب خمشی ۹

۱-۹-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی ۱۰
۱-۹-۵ سایر سیستمهای سازه‌ای ۱۱

فصل دوم: محاسبه ساختمانها در برابر نیروی زلزله ۱۱

۲-۱ ملاحظات کلی ۱۱
۲-۲ نیروی جانبی ناشی از زلزله ۱۲
۲-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل ۱۳
  ۲-۳-۱ نیروی برشی پایه، V ۱۳
  ۲-۳-۲ ترازپایه ۱۴
  ۲-۳-۳ نسبت شتاب مبنای طرح، A ۱۵
  ۲-۳-۴ ضریب بازتاب ساختمان، B ۱۵
  ۲-۳-۵ طبقه‌بندی نوع زمین ۱۸
  ۲-۳-۶ زمان تناوب اصلی نوسان، T ۱۹
  ۲-۳-۷ ضریب اهمیت ساختمان، I ۲۱
  ۲-۳-۸ ضریب رفتار ساختمان، R ۲۱
    ترکیب سیستم‌ها در پلان ۲۲
    ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع ۲۳
  ۲-۳-۹ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان ۲۵
  ۲-۳-۱۰ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان ۲۶
  ۲-۳-۱۱ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی ۲۷
  ۲-۳-۱۲ نیروی قائم ناشی از زلزله ۲۷
۲-۴ روش‌های تحلیل دینامیکی ۲۸
  ۲-۴-۱ حرکت زمین ۲۹
    طیف طرح استاندارد ۲۹
    طیف طرح ویژه ساختگاه ۳۰
    تاریخچه زمانی شتاب، شتاب‌نگاشت ۳۰
  ۲-۴-۲ روش تحلیل دینامیکی طیفی یا روش تحلیل مدها ۳۱
    تعداد مدهای نوسان ۳۱

ترکیب اثرات مدها ۳۲
اصلاح مقادیر بازتاب‌ها ۳۲
اثرات پیچش ۳۳
ترکیب اثر زلزله در امتدادهای مختلف ۳۳
روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی ۳۳
۲-٤-۳ روش تحلیل دینامیکی تاریخچهٔ زمانی ۳۳
تحلیل تاریخچه زمانی خطی ۳٤
تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی ۳٤
۲-٥ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات ۳٥
۲-٦ اثر Δ- P ۳٦
۲-۷ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده ۳۷
۲-۸ نیروی جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان و قطعات الحاقی ۳۸
۲-۹ نیروی جانبی زلزله موثر بر دیافراگم‌ها ۳۹
۲-۱۰ افزایش بار طراحی در ستونهای خاص ٤۰
۲-۱۱ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند ٤۰
۲-۱۲ قطعات نما و سایر قطعات غیر سازه‌ای متصل به ساختمان ٤۱
۲-۱۳ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره‌برداری ٤۲
۲-۱٤ سازه‌های غیر ساختمانی ٤۳
۲-۱٥ ترکیب نیروی زلزله با سایر نیروها- تنش‌های طراحی ٤٤

فصل سوم: ضوابط ساختمانهای با مصالح بنایی غیر مسلح ٤٥
۳-۱ تعریف ٤٥
۳-۲ محدودیت ارتفاع ساختمان و طبقات آن ٤٥
۳-۳ پلان ساختمان ٤٦
۳-٤ مقطع قائم ساختمان ٤۷
۳-٥ بازشوها (در- پنجره- گنجه) ٤۸
۳-٦ دیوارهای سازه‌ای ٤۹
۳-۷ دیوارهای غیرسازه‌ای و تیغه‌ها (یا جداگرها) ٥۰

۳-۸ جان‌پناه‌ها و دودکشها ٥۱

۳-۹ کلاف‌بندی ٥۲

۳-۹-۱ کلاف‌بندی افقی ٥۲

۳-۹-۲ کلاف‌بندی قائم ٥۳

۳-۹-۳ کلاف‌بندی دیوارهای مثلثی شکل ٥٦

۳-۱۰ اجرای دیوارهای سازه‌ای ٥٦

۳-۱۱ سقفها ٥۸

۳-۱۱-۱ مصالح سقف ٥۸

۳-۱۱-۲ اتصال سقف و تکیه‌گاه ٥۸

۳-۱۱-۳ انسجام سقف ٥۹

در سقف طاق ضربی ٥۹

در سقف تیرچه بلوک ٥۹

در خرپاها ٦۰

۳-۱۱-٤ سقف کاذب ٦۰

۳-۱۱-٥ سقف‌های قوسی ٦۰

۳-۱۲ نماسازی ٦۱

۳-۱۳ خرپشته ٦۱

پیوست ۱: درجه بندی خطر نسبی زلزله در شهرها و نقاط مهم ایران ٦۳

پیوست ۲: ضوابط خاص برای سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ۸٥

پیوست ۳: جزئیات روش تحلیل دینامیکی طیفی (با استفاده از آنالیز مدها و طیف بازتاب طرح) ۱۰۱

پیوست ۴: زمان تناوب اصلی نوسان پاندولهای وارونه، برجها، دودکشها و سایر ساختمانهای مشابه ۱۱۱

پیوست ۵: اثر $P-\Delta$ ۱۱۷

پیوست ۶: دیافراگم‌ها ۱۲٥

فهرست اسامی اعضای کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله

(به ترتیب حروف الفبا)

الف: اعضای کمیته دائمی

۱. دکتر علی‌اکبر آقاکوچک	دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
۲. دکتر محمدتقی احمدی	دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
۳. دکتر محمدحسن بازیار	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
۴. دکتر عباسعلی تسنیمی	دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
۵. دکتر محسن تهرانی‌زاده	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (هماهنگ‌کننده کمیته)
۶. دکتر محمد کاظم جعفری ممقانی	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۷. دکتر سیدمحسن حائری	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
۸. مهندس بهمن حشمتی	انجمن ایرانی مهندسان محاسب ساختمان
۹. دکتر فرهاد دانشجو	دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
۱۰. دکتر رضا رازانی	دانشکده مهندسی، دانشگاه شیراز
۱۱. مهندس ناهید رزاقی آذر	مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
۱۲. دکتر مهدی زارع	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۱۳. دکتر مرتضی زاهدی	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
۱۴. دکتر حسن سروی	مهندسین مشاور
۱۵. دکتر محسنعلی شایانفر	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
۱۶. دکتر حمزه شکیب	دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
۱۷. مهندس شاپور طاحونی	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر
۱۸. مهندس علی اصغر طاهری بهبهانی	مهندسین مشاور
۱۹. دکتر محسن غفوری آشتیانی	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

۲۰. دکتر جمشید فرجودی	دانشکده فنی، دانشگاه تهران
۲۱. دکتر اورنگ فرزانه	دانشکده فنی، دانشگاه تهران
۲۲. دکتر مهدی قالیبافیان	دانشکده فنی، دانشگاه تهران
۲۳. دکتر منوچهر قریشی	سازمان زمین‌شناسی
۲۴. دکتر محمدتقی کاظمی	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
۲۵. دکتر علی کمک‌پناه	دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
۲۶. دکتر بهروز گتمیری	دانشکده فنی، دانشگاه تهران
۲۷. مهندس ابراهیم مالکی	مهندسین مشاور
۲۸. مهندس سهیل مجیدزمانی	مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
۲۹. دکتر علی مزروعی	مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
۳۰. دکتر علیرضا مصیبی	مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
۳۱. مهندس علی اکبر معین فر	مهندسین مشاور
۳۲. دکتر حسن مقدم	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
۳۳. دکتر رسول میرقادری	دانشکده فنی، دانشگاه تهران
۳۴. دکتر فریبرز ناطقی الهی	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۳۵. دکتر احمد نیکنام	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
۳۶. دکتر سعید هاشمی طباطبایی	مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

ب: اعضای کمیته اجرایی

۱. دکتر علی‌اکبر آقاکوچک	دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
۲. دکتر محمدتقی احمدی	دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
۳. دکتر محمدحسن بازیار	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
۴. دکتر محسن تهرانی‌زاده	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (مسئول و هماهنگ‌کننده کمیته)
۵. دکتر سید محسن حائری	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
۶. مهندس بهمن حشمتی	انجمن ایرانی مهندسان محاسب ساختمان
۷. دکتر مرتضی زاهدی	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
۸. دکتر حمزه شکیب	دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
۹. مهندس علی‌اصغر طاهری بهبهانی	مهندسین مشاور
۱۰. دکتر جمشید فرجودی	دانشکده فنی، دانشگاه تهران
۱۱. دکتر مهدی قالیبافیان	دانشکده فنی، دانشگاه تهران
۱۲. دکتر محمدتقی کاظمی	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

۱۳. مهندس علی اکبر معین‌فر	مهندسین مشاور
۱۴. دکتر حسن مقدم	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
۱۵. دکتر رسول میرقادری	دانشکده فنی، دانشگاه تهران

پ: اعضای کمیته تهیه و تدوین پیش‌نویس متن

۱. دکتر محسن تهرانی‌زاده	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (مسئول و هماهنگ‌کننده کمیته)
۲. دکتر مرتضی زاهدی	دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
۳. مهندس علی اصغر طاهری بهبهانی	مهندسین مشاور

* تعاریف

اثر P –Δ: 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.

اتصال خورجینی:

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

برش پایه: Base Shear

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

بناهای ضروری:Essential Facilities

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

برش طبقه: Story Shear

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

تراز پایه: Base

ترازی است که فرض می‌شود در آن تراز حرکت زمین به سازه منتقل می‌شود یا به عنوان تکیه‌گاه سازه در ارتعاش دینامیکی محسوب می‌شود.

تغییر مکان نسبی طبقه: Story Drift

تغییر مکان جانبی یک کف نسبت به کف پائین آن.

دیافراگم: Diaphragm

سیستمی افقی و یا تقریباً افقی است که نیروهای جانبی را به اجزای مقاوم قائم منتقل می‌نماید. این سیستم می‌تواند مهاربندی‌های افقی را نیز شامل شود.

دیوار برشی: Shear Wall

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

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.

سختی طبقه: برابر جمع سختی جانبی اعضای قائم باربر جانبی است. برای محاسبهٔ این سختی‌ها می‌توان تغییر مکان جانبی واحدی را در سقف طبقهٔ مورد نظر وارد کرد، در حالتی که کلیهٔ طبقات زیرین بدون حرکت باقی بمانند.

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.

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.

سیستم دوگانه یا ترکیبی: Dual System

سیستمی است متشکل از قابهای خمشی ویژه یا متوسط همراه با دیوارهای برشی یا مهاربندی ها 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.

سیستم مهاربندی افقی: Horizontal Bracing System

سیستم خرپایی افقی که عملکردی همانند دیافراگم دارد.

سیستم باربر جانبی: Lateral Force Resisting System

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

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.

طبقه: Story

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

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.

طبقه ضعیف: Weak Story

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

قاب مهاربندی شده: Braced Frame

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

قاب مهاربندی شده هم محور: Concentric Braced Frame

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

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.

قاب خمشی: Moment Resisting Frame

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

قاب خمشی متوسط: Intermediate Moment Resisting Frame

قابی است بتنی که مطابق ضوابط بند (۲۰-٤) آیین‌نامه بتن ایران (سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط) طراحی شده باشد.

قاب خمشی معمولی: Ordinary Moment Resisting Frame

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

قاب خمشی ویژه: Special Moment Resisting Frame

قابی خمشی که دارای جزئیات خاص برای رفتار شکل‌پذیری می‌باشد.

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.

مقاومت: Strength

ظرفیت نهایی یک عضو برای تحمل نیروهای وارده.

نسبت تغییر مکان طبقه: Story Drift Ratio

نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه.

٭ علایم

A	شتاب مبنای طرح
B	ضریب بازتاب ساختمان
B_p	ضریب بازتاب برای قطعات الحاقی
C	ضریب زلزله
D	عرض ساختمان
d	اندازه پیش‌آمدگی ساختمان در ساختمان‌های با مصالح بنّایی مطابق شکل۳، فصل ۳
d_i	ضخامت لایه i خاک
e_{aj}	برون مرکزی اتفاقی طبقه j
e_{ij}	فاصله افقی مرکز سختی طبقه i و مرکز جرم تراز j
F_j	نیروی جانبی در تراز j
F_p	نیروی جانبی قطعه الحاقی
F_{pi}	نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i
F_t	نیروی جانبی اضافی در تراز بام
F_v	مؤلفه نیروی قائم زلزله
g	شتاب ثقل
H	ارتفاع کل ساختمان نسبت به تراز پایه
H_m	حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان از تراز پایه
h_i	ارتفاع تراز i از تراز پایه
I	ضریب اهمیت ساختمان
L	طول ساختمان
l	اندازه پیش‌آمدگی ساختمان در ساختمانهای با مصالح بنّایی مطابق شکل۳ فصل ۳
M_i	لنگر پیچشی در طبقه i
n	تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا
R	ضریب رفتار سازه
R_v	ضریب رفتار عضو برای مؤلفه قائم نیروی زلزله

S	عددی که بر حسب نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی تعیین می‌شود
T	زمان تناوب اصلی نوسان سازه در جهت مورد نظر
T_s	عددی که بر حسب نوع زمین تعیین می‌شود
T_o	عددی که بر حسب نوع زمین تعیین می‌شود
V	کل نیروی جانبی طرح یا برش طرح در تراز پایه
V_{min}	حداقل نیروی جانبی طرح یا برش طرح در تراز پایه
$\overline{V}_s$	میانگین سرعت موج برشی لایه‌های خاک
V_{ser}	کل نیروی جانبی یا برش پایه در زلزله سطح بهره‌برداری
V_{si}	سرعت موج برشی لایه i خاک
W	وزن قابل ارتعاش ساختمان
W_i	آن قسمت از وزن قابل ارتعاش ساختمان که در تراز i واقع شده است.
w_i	وزن دیافراگم و قطعات مرتبط با آن در سطح i
W_p	وزن یک طره (شامل قسمتی از سربار)
w_p	وزن یک عضو یا قطعه الحاقی (شامل قسمتی از سربار)

فصل اول

کلیات

۱-۱ هدف

هدف این آیین‌نامه، 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 عمدهٔ سازه‌ای قادر به مقاومت باشد.

ب: ساختمانهای «با اهمیت زیاد»، گروه ۲ در بند ۱-۷، در زمان وقوع زلزله‌های خفیف و متوسط، قابلیت بهره برداری خود را حفظ کنند و در ساختمانهای با اهمیت متوسط، گروه ۳ بند ۱-۷، خسارات سازه‌ای و غیر سازه‌ای به حداقل برسد.

پ: ساختمانهای «با اهمیت خیلی زیاد»، گروه ۱ دربند ۱-۷، در زمان وقوع زلزله‌های شدید، بدون آسیب عمده سازه‌ای، قابلیت بهره برداری 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 بهره برداری»، زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله‌های بزرگتر از آن، در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان، بیشتر از ۹۹/۵ درصد است.

۱-۲ حدود کاربرد

۱-۲-۱ این آیین‌نامه برای طرح و اجرای ساختمانهای بتن مسلح، فولادی، چوبی و ساختمانهای با مصالح بنّایی به کار می‌رود.

۱-۲-۲ ساختمانهای زیر مشمول این آیین‌نامه نیستند:

الف- ساختمانهای خاص، مانند سدها، پلها، اسکله‌ها و سازه‌های دریایی و نیروگاه‌های هسته‌ای.

در طرح ساختمانهای خاص باید ضوابط ویژه‌ای که در آیین‌نامه‌های مربوط به هر یک از آنها برای مقابله با اثرهای زلزله تعیین می‌شود، رعایت گردد. ولی در هر حال، شتاب مبنای طرح آنها نباید کمتر از مقدار مندرج در این آیین‌نامه در نظر گرفته شود. در مواردی که مطالعات خاص لرزه‌خیزی ساختگاه برای این گونه ساختمانها انجام شود، نتیجه آنها می‌تواند ملاک عمل قرار گیرد، مشروط بر آنکه مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه از دو سوم مقادیر طیف طرح استاندارد مطابق بند ۲-۴-۱-۲، بدون در نظر گرفتن ضرایب اهمیت I و رفتار R، کمتر نباشد.

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

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 دستورالعمل‌های فنی ویژه برای تامین ایمنی نسبی آنها با به‌کارگیری عناصر مقاوم‌چوبی، فلزی، بتنی، یا ترکیبی از آنها و یا هر گونه مصالح دیگر، تدوین و ترویج و به کار بسته شود.

۱-۲-۳ ساختمانهای آجری مسلح و ساختمانهای بلوک سیمانی مسلح که در آنها از مصالح بنّایی برای تحمل فشار و از میلگردهای فولادی برای تحمل کشش استفاده می‌شود مشمول ضوابط و مقررات فصل دوم این آیین‌نامه است. طراحی این‌گونه ساختمانها تا زمانی که آیین‌نامه ویژه‌ای در مورد آنها تدوین نگردیده است، باید بر اساس آیین‌نامه معتبر یکی از کشورهای دیگر باشد. در غیر این صورت، ضوابط کلی و مقررات مربوط به ساختمانهای با مصالح بنّایی غیر مسلح، مندرج در فصل سوم این آیین‌نامه، باید در مورد این ساختمانها نیز رعایت گردد.

۱-۳ ملاحظات ژئوتکنیکی

۱-۳-۱ به طور کلی باید از احداث ساختمان بر رو و یا مجاور گسلهای فعالی که احتمال به‌وجود آمدن شکستگی در سطح زمین، در هنگام وقوع زلزله وجود دارد، اجتناب شود.

در مواردی که در محدودهٔ گسل، احداث ساختمان مورد نظر باشد، باید علاوه بر رعایت ضوابط این آیین‌نامه، تمهیدات فنی ویژه منظور شود.

۱-۳-۲ 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.

۱-۳-۳ 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 زیر زمینی در آنها نسبت به سطح زمین کمتر از حدود ۱۰ متر باشد.

ماسه با تراکم کم به ماسه‌ای اطلاق می‌شود که عدد ضربه استانداردآن‌درآزمایش نفوذ استاندارد، $(N_1)60$[1]، کمتر از ۲۰ باشد.

۱-۳-۴ 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.

۱-۳-۵ شالوده‌های ساختمان باید حتی المقدور بر روی یک سطح افقی ساخته شود و

---

[1] ۱ – برای اطلاعات بیشتر در مورد عدد $(N1)60$ به کتب مکانیک خاک و یا مراجع معتبر دیگر مراجعه شود.

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.

۱-٤ ملاحظات معماری

۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمانهای مجاور به یکدیگر، ساختمانها باید با پیش بینی 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 ۱-۶-۳ داده شده است.

۱-۴-۲ 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.

۱-۴-۳ از احداث طره‌های بزرگتر از ۱/۵ متر حتی‌المقدور احتراز شود.

۱-۴-۴ از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم‌های کفها خودداری شود.

۱-۴-۵ از قرار دادن اجزای ساختمانی، تاسیسات و یا چیزهای سنگین بر روی طره‌ها و عناصر لاغر و دهانه‌های بزرگ پرهیز گردد.

۱-۴-۶ با به کارگیری مصالح سازه‌ای با مقاومت زیاد و شکل‌پذیری مناسب و مصالح غیر سازه‌ای سبک، وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.

۱-۴-۷ از ایجاد اختلاف سطح در کفها تا حد امکان خودداری شود.

۱-۴-۸ از کاهش و افزایش مساحت زیربنای طبقات در ارتفاع، به طوری که تغییرات قابل ملاحظه‌ای در جرم طبقات ایجاد شود، پرهیز گردد.

۱-۵ ملاحظات پیکربندی سازه‌ای

۱-۵-۱ 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.

۱-۵-۲ 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.

۱-۵-۳ 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.

۱-۵-۴ ساختمان و اجزای آن به نحوی طراحی گردند که شکل پذیری و مقاومت مناسب در آنها تأمین شده باشد.

۱-۵-۵ 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.

۱-۵-۶ 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.

۱-۵-۷ از ایجاد ستون‌های کوتاه، به خصوص در نورگیرهای زیرزمینها، حتی الامکان خودداری شود.

۱-۵-۸ حتی المقدور از به کارگیری سیستم‌های مختلف سازه‌ای در امتدادهای مختلف در پلان و ارتفاع خودداری شود.

۱-۶ ضوابط کلی

۱-۶-۱ 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.

۱-۶-۲ 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.

۱-۶-۳ حداقل عرض درز انقطاع، موضوع بند ۱-۴-۱، 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 مجاورحداقل 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 حاصلضرب تغییر مکان جانبی نسبی طرح آن طبقه ضربدر ضریب رفتار R، در نظر گرفته شود. هر یک از ساختمانهای مجاور یکدیگر، ملزم به رعایت فاصله‌ای معادل حاصلضرب $0/5\ R$ در تغییر مکان جانبی نسبی طرح آن ساختمان در هر طبقه می‌باشد. ضریب رفتار R در بند ۲-۳-۸ 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.

۱-۷ گروه بندی ساختمانها برحسب اهمیت

در این آیین‌نامه ساختمانها از نظر اهمیت به چهارگروه 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 کمک رسانی 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 جزوِ این گروه ساختمانها منظور می‌گردند.

گروه۲- 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 می‌گردد، مانند: موزه‌ها، کتابخانه‌ها، و به طور 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 آتش سوزی وسیع می‌شود، مانند: پالایشگاه‌ها، انبارهای سوخت و مراکز گاز رسانی.

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.

گروه۴- 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.

۱-۸گروه بندی ساختمانها بر حسب شکل

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

۱-۸-۱ ساختمانهای منظم

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

۱-۸-۱-۱ 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 فرو رفتگی 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 هرطبقه حداکثر تغییرمکان نسبی در انتهای ساختمان، با احتساب پیچش تصادفی، بیشتر از ۲۰ درصد با متوسط تغییرمکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف نداشته باشد.

۱-۸-۱-۲ 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. طبقه ای که مقاومت جانبی آن کمتر از حدود عنوان شده در این بند باشد، ضعیف تلقی شده و طبقه «ضعیف» نامیده می‌شود.

۱-۸-۲ ساختمانهای نامنظم

ساختمانهای نامنظم به ساختمانهایی اطلاق می‌شود که فاقد یک یا چند ویژگی ضوابط بند ۱-۸-۱ باشند.

۱-۹ گروه بندی ساختمانها برحسب سیستم سازه‌ای

ساختمانها برحسب سیستم سازه‌ای در یکی از گروه‌های زیر طبقه بندی می‌شوند:

۱-۹-۱ سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که فاقد قاب‌های ساختمانی برای باربری قائم می‌باشد. در این سیستم، دیوارهای باربر و یا قاب‌های مهار بندی 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.

۱-۹-۲ 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.

دراین سیستم، قابهای مهار بندی شده را می توان به صورت هم محور یا برون محور به کار برد. به یادداشت زیر جدول (۶) مراجعه شود.

۱-۹-۳ 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 می‌گردد. 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.

۱-۹-۴ 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 وقابهای خمشی را می‌توان به صورتهایی که در سیستم‌های بندهای ۱-۹-۲ و ۱-۹-۳ 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.

تبصره۱: در ساختمانهای کوتاهتر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر، به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر 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.

تبصره۲: 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 ۱-۹-۲ محسوب خواهد شد.

تبصره۳: در صورتی که سیستمی الزام ردیف پ را برآورده نکند، سیستم دوگانه محسوب نشده و جزو سیستم قاب ساختمانی ساده مطابق بند ۱-۹-۲، منظور می‌گردد.

۱-۹-۵ سایر سیستمهای سازه‌ای

نوعی سیستم سازه‌ای است که با سیستم‌های معرفی شده در بندهای ۱-۹-۱ تا ۱-۹-۴ متفاوت باشد. ویژگی‌های این سیستم‌ها از نظر باربری قائم و جانبی باید بر مبنای آیین‌نامه‌ها و تحقیقات فنی و یا آزمایشهای معتبر تعیین شود.

فصل دوم

محاسبه ساختمانها در برابر نیروی زلزله

۲-۱ ملاحظات کلی

۲-۱-۱ کلیه ساختمانهای موضوع این آیین‌نامه، بجز آن دسته از ساختمان‌های با مصالح بنّایی که مقررات مندرج در فصل سوم، در آنها رعایت شده باشد باید طبق ضوابط مندرج در این فصل محاسبه گردند.

۲-۱-۲ 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.

۲-۱-۳ بجز مؤلفه‌های افقی نیروی زلزله، که برای محاسبه ساختمان در نظر گرفته می‌شود، اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله نیز در مواردی که در بند ۲-۳-۱۲ ذکر شده است باید منظور گردد.

۲-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروهای جانبی محاسبه شود. به طور کلی محاسبه درهر 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 باربر 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.

تبصره۱: 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، به‌کارگیری 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 ۲-۳-۱۰، برای نیروی زلزله‌ای که در امتداد مربوط به ۳۰ درصد اعمال می‌شود، الزامی نیست.

۲-۱-۵ 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.

۲-۱-۶ 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 ۲-۵-۶ برای تعیین نیروهای داخلی و تغییر شکل‌ها در تحلیل سازه منظور کرد.

۲-۲ نیروی جانبی ناشی از زلزله

۲-۲-۱ 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 ۲-۳ و ۲-۴ توضیح داده شده است. نیروی جانبی زلزله مؤثر بر اجزای غیر سازه‌ای ساختمان را می‌توان بر اساس ضوابط بند ۲-۸ محاسبه کرد.

۲-۲-۲ 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 اینکه، این قسمت جدا در نظر گرفته شده و پای آن گیردار فرض شود، نباشد.

۲-۲-۳ روشهای تحلیل دینامیکی را در مورد کلیه ساختمانها می‌توان بکاربرد، ولی به‌کارگیری آنها برای ساختمانهایی که مشمول بند ۲-۲-۲ نمی‌شوند، الزامی است.

۲-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین می‌گردد و به صورت استاتیکیِ رفت و برگشتی، به سازه اعمال می‌شود.

۲-۳-۱ 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 می‌گردد:

$$V=CW \qquad (۱-۲)$$

در این رابطه:

V: نیروی برشی در تراز پایه. این تراز در بند ۲-۳-۲ 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 می‌آید:

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

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 می‌آید.

I: ضریب اهمیت ساختمان

R: ضریب رفتار ساختمان

مقادیر ضرایب فوق، طبق ضوابط بندهای ۲-۳-۳ تا ۲-۳-۸ تعیین می‌شوند.

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

$$V_{min}=۰/۱AIW \qquad (۲-۲)$$

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

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

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

۲-۳-۲ ترازپایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به ترازی در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام وقوع زلزله، ازآن تراز به پایین حرکتی در ساختمان نسبت به زمین مشاهده نشود. این تراز معمولاً در تراز سطح فوقانی شالوده در نظر گرفته می‌شود، 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.

۲-۳-۳ 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 (۱) مشخص شده است.

جدول ۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی 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

۲-۳-۴ 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:

$$B=1+S\left(T/T_0\right) \qquad 0\leq T\leq T_0$$

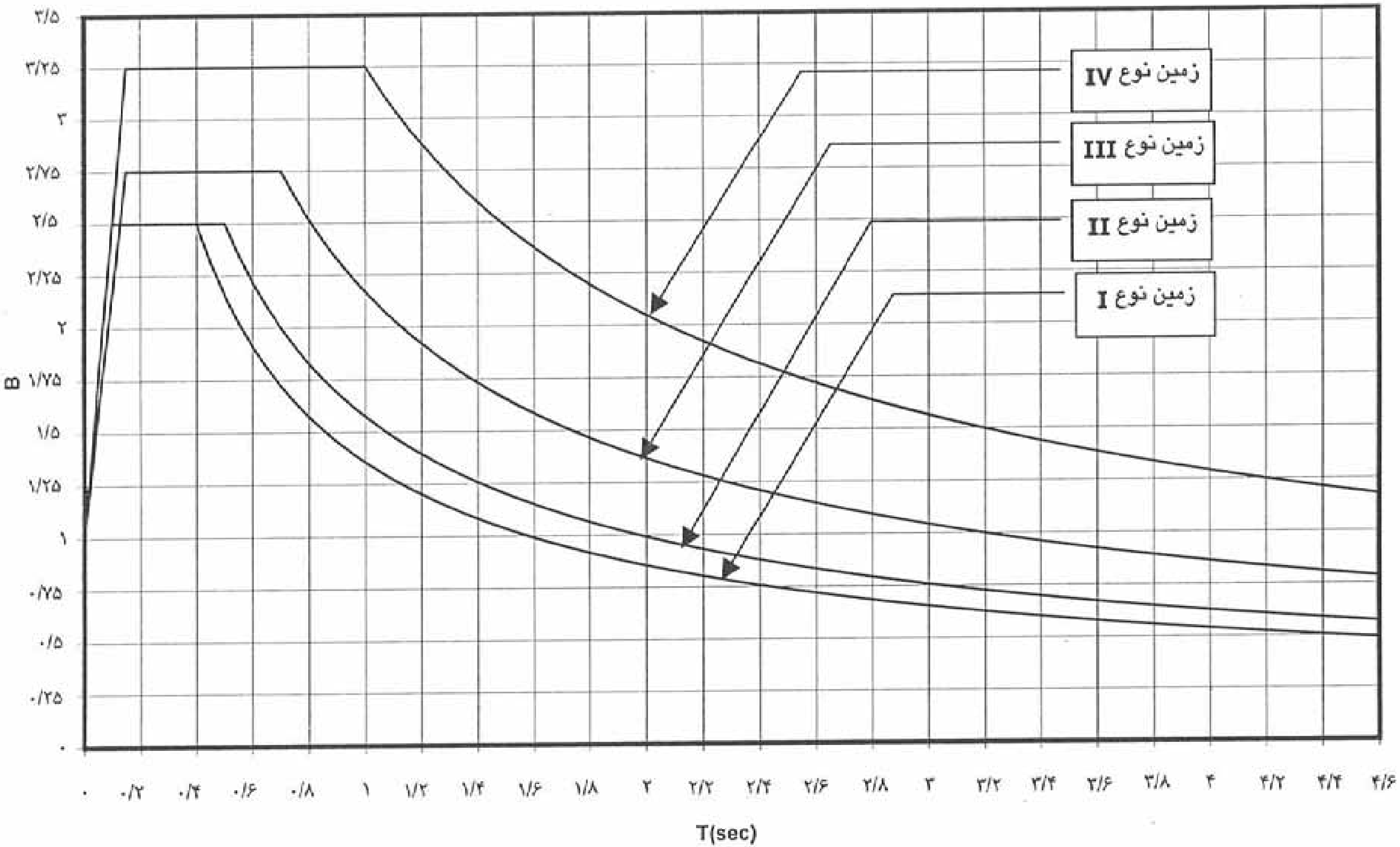
$$B=S+1 \qquad T_0\leq T\leq Ts \qquad (۳-۲)$$

$$B=(S+1)\left(Ts/T\right)^{\frac{۲}{۳}} \qquad T\geq Ts$$

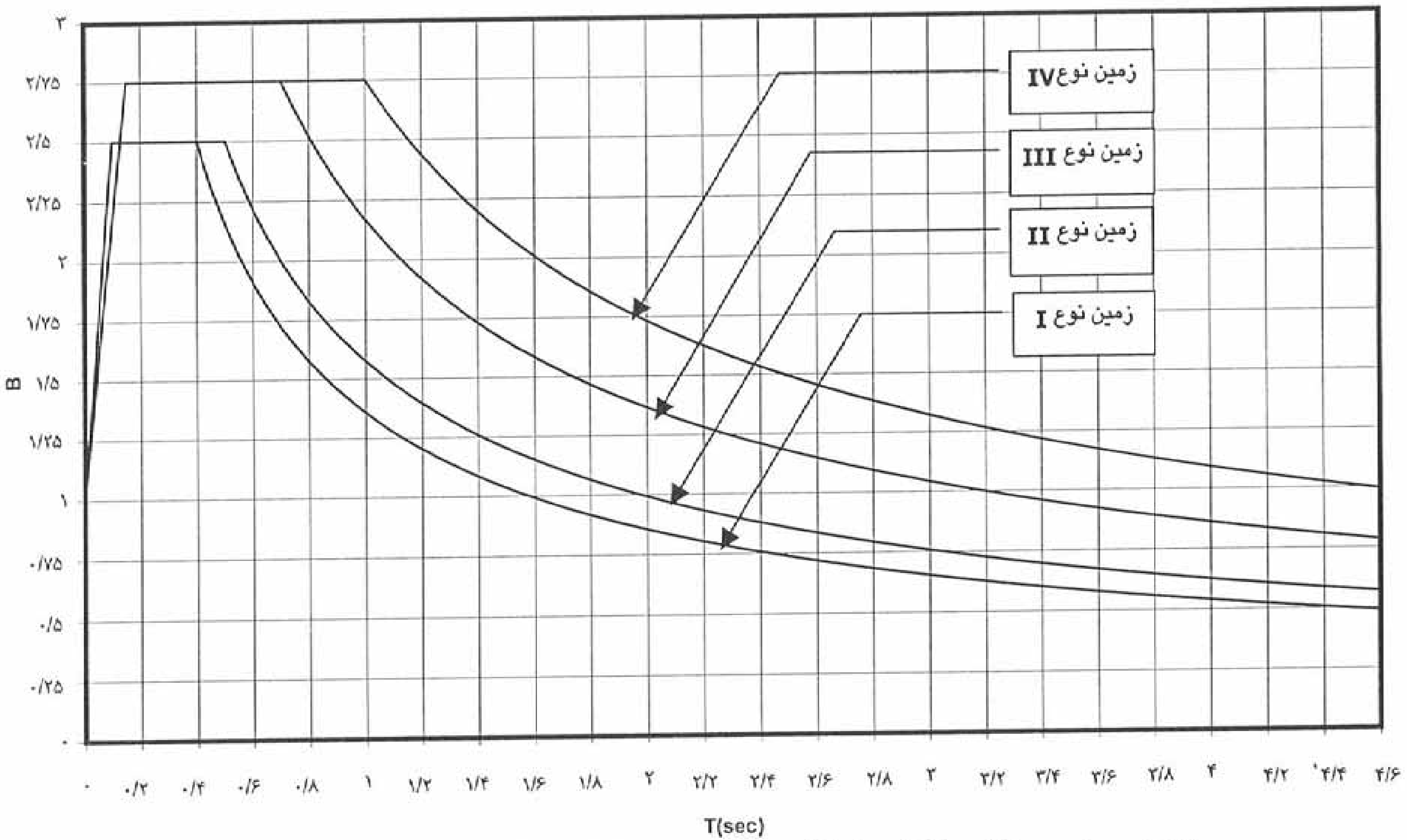
در این روابط:

T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند ۲-۳-۶ تعیین می‌شود.

S، Ts، T_0 پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند. مقادیر این پارامترها در جدول (۳) و انواع زمینها در بند ۲-۳-۵ مشخص شده‌اند.



شکل ۱ – الف– ضریب بازتاب ساختمان برای انواع زمینهای مندرج در بند ۲-۳-۵ با خطر نسبی کم و متوسط



شکل ۱-ب- ضریب بازتاب ساختمان برای انواع زمینهای مندرج در بند ۲-۳-۵ با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد

جدول ۳ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۳)

نوع زمین	T_0	Ts	خطر نسبی کم و متوسط	خطر 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

۲-۳-۵ طبقه بندی نوع زمین

زمین ساختگاه‌ها از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول (۴) طبقه‌بندی می‌گردند:

جدول ۴ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	مواد متشکل ساختگاه	حدودتقریبی $\bar{V}_s$ (متر بر ثانیه)
I	الف- سنگهای آذرین (دارای بافت درشت و ریزدانه)، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده‌ای (گنایس‌ها-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 ۷۵۰ ۳۷۵ $\le \bar{V}_s \le$ ۷۵۰
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	۳۷۵ $\le \bar{V}_s \le$ ۷۵۰ ۳۷۵ $\le \bar{V}_s \le$ ۷۵۰

ادامه جدول ۴ طبقه‌بندی نوع زمین

III	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	۱۷۵$\le \bar{V}_s \le$۳۷۵ ۱۷۵$\le \bar{V}_s \le$۳۷۵
IV	الف- نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد بر اثر بالابودن سطح آب‌زیرزمینی ب- هرگونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶متر 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 (۲-۴) و یا رابطه معتبر دیگر محاسبه کرد.

$$\bar{V}_s = \frac{\Sigma d_i}{\Sigma (d_i / V_{si})} \qquad (۴\text{-}۲)$$

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. طبقه بندی 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.

۲-۳-۶ 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.

ادامه جدول ۴ طبقه‌بندی نوع زمین

III	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	$۱۷۵\leq \bar{V}_s \leq ۳۷۵$ $۱۷۵\leq \bar{V}_s \leq ۳۷۵$
IV	الف- نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد بر اثر بالابودن سطح آب‌زیرزمینی ب- هرگونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶متر 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 (۲-۴) و یا رابطه معتبر دیگر محاسبه کرد.

$$\bar{V}_s = \frac{\Sigma d_i}{\Sigma (d_i / V_{si})} \qquad (۴-۲)$$

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. طبقه بندی 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.

۲-۳-۶ 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.

ادامه جدول ۴ طبقه‌بندی نوع زمین

III	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	۱۷۵≤ $\bar{V}_s$ ≤۳۷۵ ۱۷۵≤ $\bar{V}_s$ ≤۳۷۵
IV	الف- نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد بر اثر بالابودن سطح آب‌زیرزمینی ب- هرگونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶متر 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 (۲-۴) و یا رابطه معتبر دیگر محاسبه کرد.

$$\bar{V}_s = \frac{\Sigma d_i}{\Sigma (d_i / V_{si})} \qquad (۴-۲)$$

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. طبقه بندی 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.

۲-۳-۶ 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 ننمایند:

- در قابهای فولادی

$$T=۰/۰۸H^{۳/۴}$$ (۵-۲)

- در قابهای بتن مسلح

$$T=۰/۰۷H^{۳/۴}$$ (۶-۲)

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،

$$T=۰/۰۵H^{۳/۴}$$ (۷-۲)

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

تبصره۱: به جای استفاده از روابط تجربی یاد شده می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان T را با استفاده از روشهای تحلیلی و یا رابطه (۲-۸) محاسبه نمود، ولی مقدار آن نباید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب به دست آمده از رابطه تجربی بیشتر اختیار شود.

$$T = 2\pi\sqrt{\left(\sum_{i=1}^{n} w_i\delta_i^2\right) \div \left(g\sum_{i=1}^{n} F_i\delta_i\right)}$$ (۸-۲)

F_i و δ_i به ترتیب نیروی جانبی وارد به طبقه و تغییر مکان ناشی از آن است. F_i را می‌توان بر اساس توزیع تقریبی رابطه (۲-۹) و یا هر توزیع منطقی دیگر اختیار کرد. W_i

وزن طبقه، مطابق تعریف بند ۲-۳-۹ و g شتاب ثقل زمین است.

تبصره۲: در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه‌های بتنی، به منظور درنظرگرفتن سختی مؤثر بر اثر ترک‌خوردگی بتن، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها ۰/۵ Ig و برای ستونها و دیوارها Ig منظور شود. Ig ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون درنظرگرفتن فولاد است. این مقادیر ۱/۵ برابر مقادیر مندرج در بند ۲-۵-۶ برای مقاطع ترک‌خورده است.

۲-۳-۷ ضریب اهمیت ساختمان، I

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه بندی آنها، به شرح بند ۱-۷، مطابق جدول (۵) تعیین می‌گردد:

جدول ۵ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه‌بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه۱	۱/۴
گروه۲	۱/۲
گروه۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

۲-۳-۸ ضریب رفتار ساختمان، R

۲-۳-۸-۱ ضریب رفتار ساختمان در بر گیرنده آثار عواملی از قبیل شکل پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان، که در آن محدودیت‌های بند ۲-۳-۸-۸ و ۲-۳-۸-۹ رعایت شده باشد، طبق جدول (۶) تعیین می‌گردد. 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.

۲-۳-۸-۲ 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 وغیره که در آنها ارتفاعی بیشتر از این حدود مد نظر باشد، تأیید کمیته فنی این آیین‌نامه الزامی است.

۲-۳-۸-۳ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند انتخاب شود.

۲-۳-۸-۴ 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 منحصراً به دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی‌شده اکتفا نمود.

۲-۳-۸-۵ 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.

۲-۳-۸-۶ 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 ۲-۳-۸-۵ می‌شود.

۲-۳-۸-۷ قابهای فولادی با اتصالات خرجینی متداول، با حفظ ضوابط فنی، همانند سیستم قاب ساختمانی ساده محسوب می‌شوند.

۲-۳-۸-۸ 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 درنظر گرفته شود.

تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستمِ دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

۲-۳-۸-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

در ساختمانهایی که، علی‌رغم توصیه بند ۱-۵-۸، 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 ۲-۲-۲-پ می‌شود 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 کوچکتر، در امتداد مورد نظر، محاسبه می‌گردد. برای تعیین زمان تناوب اصلی کل سازه ضابطه بند ۲-۳-۶، با منظور کردن ارتفاع کل سازه، باید رعایت شود و در آن از رابطه تجربی‌ای که کمترین مقدار زمان تناوب اصلی را برای دو سیستم به کار برده شده به دست می‌دهد، استفاده گردد.

۲) در این روش، نیروهای جانبی در دو مرحله به شرح زیر محاسبه می‌گردند:

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

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 می‌گردد. بر این نیروها، نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی که در نسبت ضریب رفتار قسمت فوقانی به ضریب رفتار قسمت تحتانی ضرب شده‌اند، افزوده می‌شوند.

جدول ۶ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۷	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۶	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
ب- سیستم قاب ساختمانی ساده	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۸	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۷	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
	۵- مهاربندی برون محور فولادی [۵]	۷	۵۰
	۶- مهاربندی هم محور فولادی [۱]	۶	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن مسلح ویژه[۲]	۱۰	۱۵۰
	۲- قاب خمشی بتن مسلح متوسط [۲]	۷	۵۰
	۳- قاب خمشی بتن مسلح معمولی [۲] و [۳]	۴	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه[۱]	۱۰	۱۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط [۵]	۷	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۳] و [۴]	۵	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۱۱	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتنی متوسط + دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۸	۷۰
	۳- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۸	۷۰
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی برون محور فولادی	۱۰	۱۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی هم محور فولادی	۹	۱۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی برون محور فولادی	۷	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی هم محور فولادی	۷	۷۰

یادداشتها

[۱] برای تعریف ضوابط مربوط به ساختمانهای فولادی به پیوست (۲) مراجعه شود.

[۲] قابهای خمشی بتن‌مسلح 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 قابهای 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 می‌گردد.

[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 (۲) آورده خواهد شد.

۲-۳-۹ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V، که طبق بند ۲-۳-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_i = (V - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \qquad (۹-۲)$$

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:

$$F_t = ۰/۰۷\, TV \qquad (۱۰-۲)$$

نیروی F_t نباید بیشتر از ۰/۲۵ V در نظر گرفته شود و چنانچه Tبرابر یا کوچکتر از ۰/۷

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 بند (۱-۸-۱-۱-ث)می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{۱/۲\Delta_{ave}}\right)^۲ \qquad ۱ \le A_j \le ۳ \qquad (۱۲-۲)$$

در این رابطه:

Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j

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

۲-۳-۱۰-۴ 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.

۲-۳-۱۱ 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 ۱/۷۵ 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.

۲-۳-۱۲ نیروی قائم ناشی از زلزله

۲-۳-۱۲-۱ 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.

۲-۳-۱۲-۲ مقدار نیروی قائم برای عناصر بندهای الف و ب از رابطه (۲-۱۳) 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.

$$F_V=۰/۷AIW_P \qquad (۱۳-۲)$$

در این رابطه:
A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.
W_P: بار مرده به اضافه کل سربار آن

۲-۳-۱۲-۳ نیروی قائم زلزله، همراه با نیروهای افقی زلزله باید در ترکیبات زیر به کار برده شوند.

۱- 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.

۲- 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 ۲-۱-۴ را می‌توان منظور کرد.

۲-۴ روش‌های تحلیل دینامیکی

دراین 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 ۲-۴-۲ و ۲-۴-۳ 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 ۲-۴-۱ تعیین می‌گردد.

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.

۲-۴-۱ حرکت زمین

۲-۴-۱-۱ حرکت زمین، که در تحلیل‌های دینامیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف بند ۱-۱ 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 ۲-۴-۱-۲ و ۲-۴-۱-۳، استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند ۲-۴-۱-۴، را ملحوظ داشت.

استفاده از هر یک از این طیف‌ها برای کلیه ساختمانها اختیاری است. تنها در مورد ساختمانهایی که طبق بند ۲-۲-۳ 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.

۲-۴-۱-۲ طیف طرح استاندارد

این طیف، بر اساس ضوابط عنوان شده در بند ۲-۳، که منعکس کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آیین‌نامه است، از حاصلضرب مقادیر بازتاب ساختمان B در پارامترهای: نسبت شتاب مبنای A، ضریب اهمیت I و عکس ضریب رفتار $\frac{1}{R}$ و با در

ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه اختیاری است.

مشخصات حرکت زمین، که در این روش‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد، طبق ضوابط بند ۲-۴-۱ تعیین می‌گردد.

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.

۲-۴-۱ حرکت زمین

۲-۴-۱-۱ حرکت زمین، که در تحلیل‌های دینامیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف بند ۱-۱ 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 ۲-۴-۱-۲ و ۲-۴-۱-۳، استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند ۲-۴-۱-۴، را ملحوظ داشت.

استفاده از هر یک از این طیف‌ها برای کلیه ساختمانها اختیاری است. تنها در مورد ساختمانهایی که طبق بند ۲-۲-۳ 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.

۲-۴-۱-۲ طیف طرح استاندارد

این طیف، بر اساس ضوابط عنوان شده در بند ۲-۳، که منعکس کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آیین‌نامه است، از حاصلضرب مقادیر بازتاب ساختمان B در پارامترهای: نسبت شتاب مبنایA، ضریب اهمیت I و عکس ضریب رفتار $1/R$ و با در

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.

۲-۴-۱-۴-۲ 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 شتابنگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین گردد.

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 ۰/۲ T و ۱/۵ T با طیف طرح استاندارد مقایسه می‌گردد. 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 ۲-۳-۶ است.

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

۲-۴-۲ روش تحلیل دینامیکی طیفی یا روش تحلیل مدها

۲-۴-۲-۱ 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 (۳) داده شده است.

در این روش تحلیل، الزامات بندهای ۲-۴-۲-۲ تا ۲-۴-۲-۴ باید رعایت شود.

۲-۴-۲-۲ 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.

۲-۴-۲-۳ ترکیب آثار مدها

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

۲-۴-۲-۴ اصلاح مقادیر بازتابها

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

۲-۴-۲-۴-۲ 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 پایهٔ تعدیل شده در بندهای ب و پ نباید از برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی کمتر باشد.

۲-۴-۲-۵ اثرات پیچش

در روش تحلیل طیفی باید اثرات پیچش و پیچش اتفاقی را مشابه ضابطه بند ۲-۳-۱۰ 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.

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

ترکیب اثر زلزله، در امتدادهای مختلف برای مؤلفه‌های افقی آن باید مطابق ضابطه بند ۲-۱-۴ در تحلیل طیفی و برای مؤلفه قائم آن باید مطابق ضابطه بند ۲-۳-۱۲ به صورت استاتیکی اعمال گردد. در مورد اخیر اگر اثر مؤلفه قائم دینامیکی منظور می‌شود، مقدار آن نباید کمتر از مقدار استاتیکی اختیار شود.

۲-۴-۲-۷ 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 بند ۱-۹-۴-پ 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 ۲-۳-۹، تعیین نمود.

۲-۴-۳ روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

۲-۴-۳-۱ در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین،به صورت تابعی از زمان، در تراز پایه ساختمان و به‌کارگیری محاسبات متعارف دینامیک سازه‌ها انجام می‌شود. شتاب زمین بر اساس شرایط شتاب نگاشت‌های یاد شده در بند۲-۴-۱-۴ 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 می‌گردند. بازتاب نهایی سازه در هر لحظه زمانی برابر با حداکثر بازتاب‌های به دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب‌نگاشت مورد نظر می‌باشد.

در این روش تحلیل، می‌توان به جای سه زوج شتاب‌نگاشت عنوان شده در بند۲-۴-۱-۴، 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 روشِ تحلیل، رفتار سازه را می‌توان خطی و یا غیر خطی در نظر گرفت. ضوابط به‌کارگیری هر یک از این دو در بندهای ۲-۴-۳-۲ و ۲-۴-۳-۳ آورده شده است.

۲-۴-۳-۲ تحلیل تاریخچه زمانی خطی

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

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

۲-۴-۳-۳ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

۲-۴-۳-۳-۱ 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.

۲-۴-۳-۳-۲ 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.

۲-۴-۳-۳-۳ سازه طراحی شده بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقلِ 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

۲-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۲-۵-۱ 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.

۲-۵-۲ 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 ۲-۵-۶، منظور شوند.

۲-۵-۳ 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.

$$\Delta_M = 0.7R.\Delta_w \qquad (۲-۱۴)$$

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

۲-۵-۴ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود. در رعایت این محدودیت آثار ناشی از $P-\Delta$، موضوع بند ۲-۶، باید در محاسبه تغییر مکانها منظور شده باشد.

برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه ۰/۰۲۵ برابر ارتفاع طبقه > $\bar{\Delta}_M$
برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی بیشتر و یا مساوی ۰/۷ ثانیه ۰/۰۲ برابر ارتفاع طبقه ≥ $\bar{\Delta}_M$

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

تبصره: در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_w، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۲-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره ۱ بند ۲-۳-۶ تعیین کرد.

۲-۵-۵ تغییر مکان جانبی نسبی در زلزله سطح بهره برداری در هر طبقه نباید از ۰/۰۰۵ ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت تنها در مواردی که نوع و نحوه به کارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه‌ای به گونه‌ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکان جانبی بیشتر، بدون خسارات عمده، بر جا بمانند می‌توان تا ۰/۰۰۸ ارتفاع طبقه افزایش داد.

۲-۵-۶ در سازه‌های بتن‌مسلح در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها ۰/۳۵ Ig، برای ستونها ۰/۷ Ig، و برای دیوارها ۰/۳۵ Ig یا ۰/۷ Ig نسبت به میزان ترک‌خوردگی، منظور کرد. برای زلزله، بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر Δ- P صرف‌نظر کرد.

۲-۶ اثر Δ- P

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر Δ- P معروف است. این اثر، در مواردی که شاخص پایداری θ_i، در رابطه (۲-۱۵)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P\Delta_w}{Vh}\right]_i \qquad (۱۵\text{-}۲)$$

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 بیشتر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدید نظر شود.

$$\theta_{max} = \frac{۱/۲۵}{R} \le ۰/۲۵ \qquad (۱۶\text{-}۲)$$

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 (۵) 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، $\overline{\Delta}_{wi}$ باشند.

تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر $P - \Delta$ موضوع بند ۲-۵، را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$\overline{\Delta}_{wi} = \frac{\Delta_{wi}}{1 - \theta_i} \qquad (۱۷\text{-}۲)$$

و همچنین تغییر مکان نسبی واقعی طبقه با منظور کردن اثر $P - \Delta$ موضوع بند ۲-۶، را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$\overline{\Delta}_{Mi} = 0.7R\overline{\Delta}_{wi} \qquad (۱۸\text{-}۲)$$

۲-۷ 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 سازه هایی 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.

۲-۸ نیروی جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان و قطعات الحاقی

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

$$F_p = AB_pIw_p \qquad (۱۸-۲)$$

در این رابطه:

A و I مقادیر مندرج در بندهای ۲-۳-۳ و ۲-۳-۷ 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

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

تبصره۱: برای قطعات الحاقی که با مصالح بنّایی 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.

۲-۹ نیروی جانبی زلزله مؤثر بر دیافراگم‌ها

۲-۹-۱ 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 دیافراگم ها باید در برابر تغییر شکلهای افقی که در میانصفحه آنها ایجاد می‌شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند. دیافراگم‌ها باید برای نیروی جانبی زلزله مطابق رابطه زیر محاسبه شوند.

$$F_{pi} = \frac{(F_t + \Sigma_{j=i}^{n} F_j)}{\Sigma_{j=i}^{n} W_j} W_i \qquad (۲-۱۹)$$

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 بند۲-۳-۱.

F_j , F_j و W_j به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند ۲-۳-۹.

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pi} برابر با ۰/۳۵AIW_i است، و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از ۰/۷AIW_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 (۲-۱۹) اضافه شود.

۲-۹-۲ 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 تکیه گاه‌های ارتجاعی قرار گرفته است، تعیین نمود. برای این منظور می‌توان از روش پیشنهاد

شده در پیوست (۶) استفاده کرد.

۲-۹-۳ دیافراگم‌ها باید برای تلاشهای برشی و لنگرهای خمشی ایجاد شده در میانصفحه 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.

۲-۹-۴ 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.

۲-۱۰ افزایش بار طراحی در ستونهای خاص

در موارد ضروری که بر خلاف توصیه بند ۱-۵-۱ 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 می‌شوند.

۱/۰ (بار مرده) + ۰/۸ (بار زنده) ± ۲/۸ (بار زلزله)

۰/۸۵ (بار مرده) ± ۲/۸ (بار زلزله) (۲-۲۰)

مقاومت این ستونها لازم نیست بیشتر از حداکثر باری که اعضای متصل به آنها می‌توانند به آنها منتقل نمایند، در نظر گرفته شوند.

مقاومت عنوان شده در بالا برای ستونها، مقاومت نهایی آنهاست. در ستونهایی که طراحی آنها براساس تنش‌های مجاز است، این مقاومت ۱/۷ برابر مقاومت مجاز ستون در نظر گرفته می‌شود.

۲-۱۱ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند

در ساختمانهای بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی

نیستند، ولی از طریق دیافراگم‌های کفها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای آثار ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح طبقه، بند ۲-۵-۳، طراحی شوند. در این محاسبات، در صورت نیاز، اثر P -Δ باید منظور گردد.

۲-۱۲ قطعات نما و سایر قطعات غیر سازه‌ای متصل به ساختمان

۲-۱۲-۱ در ساختمانهای با «اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و ساختمانهای بلندتر از هشت طبقه در صورتی که دیوارهای جداکننده داخلی و یا دیوارهای نما جزو سیستم سازه‌ای 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 تلاشهای ایجاد شده در آنها طراحی شوند.

۲-۱۲-۲ 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 ۲-۸ طراحی گردند، 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، بند۲-۵-۳ 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 چرخش پذیری کافی بوده تا از شکست غیر شکل‌پذیر مهارها در مجاورت جوشها جلوگیری شود.

ت- بدنه اتصال قطعات به سازه باید برای ۱/۳۳ برابر نیروی زلزله، مطابق بند ۲-۸ 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 ۲-۸ 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.

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

۲-۱۳ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره‌برداری

۲-۱۳-۱ 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 بند ۱-۱-ب و ۱-۱-پ، 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 نکنند.

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

پ- تغییر مکان‌های نسبی ارتجاعی بهره‌برداری طبقات محدودیت بند ۲-۵-۵ را رعایت نمایند.

۲-۱۳-۲ مشخصات حرکت زمین در زلزله سطح بهره‌برداری باید مشابه زلزله طرح، بند ۲-۳، 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.

$$V_{scr} = \frac{1}{6} ABIW \qquad (۲۱-۲)$$

پارامترهای W, I, B, A تعاریف معمول بند ۲-۳-۱را دارند.

۲-۱۴ سازه‌های غیر ساختمانی

۲-۱۴-۱ نیروی جانبی زلزله مؤثر بر سازه‌های غیر ساختمانی، که در جدول (۸) نام برده شده، با استفاده از یکی از روشهای مندرج در بند (۲-۱) و با رعایت ضوابط زیر تعیین می‌گردد.

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 (۴) بدست آورد.

ب- چنانچه زمان تناوب اصلی نوسان این نوع سازه‌ها از ۰/۵ 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 می‌گردد. مقدار $\frac{B}{R}$ در هر حال نباید کمتر از ۰/۵ در نظر گرفته شود.

ت- سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی نوسان آنها کمتراز ۰/۰۶ ثانیه است صلب تلقی شده و مقدار $\frac{B}{R}$ برای آنها ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود.

ث- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع این سازه‌ها بر حسب مورد با استفاده از روش مندرج در بند ۲-۳-۹ یا ۲-۴ به عمل می‌آید.

ج- محدودیت تغییر مکان جانبی موضوع بند ۲-۵ 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.

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

جدول ۸ ضریب رفتار برای سازه‌های غیر ساختمانی، 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

۲-۱۵ 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 بتن‌مسلح، 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 می‌گردند.

فصل سوم

ضوابط ساختمانهای با مصالح بنایی غیرمسلح

۳-۱ تعریف

منظور از ساختمانهای با مصالح بنّایی، 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 بنّایی تحمل می‌گردد. بنابراین، ساختمانی که در آن قسمتی از بارهای قائم توسط دیوارهای با مصالح بنّایی و قسمتی دیگر توسط عناصر فلزی و یا بتن‌مسلح تحمل شود در ردیف ساختمانهای با مصالح بنّایی 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.

۳-۲ محدودیت ارتفاع ساختمان و طبقات آن

۳-۲-۱ در ساختمانهای با مصالح بنّایی 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 می‌گردد. حداکثر تعداد طبقات زیر زمین یک طبقه خواهد بود.

۳-۲-۲ 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 ۳-۹-۱ 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.

۳-۲-۳ برای دیوارهای با مصالح بنّایی حداقل نسبت ضخامت به ارتفاع با استفاده از

دستورالعمل‌های مناسب تعیین می‌شود، ولی نباید از $\frac{۱}{۱۰}$ برای دیوارهای مهار نشده و $\frac{۱}{۱۵}$ برای دیوارهای مهارشده سازه‌ای مطابق بند ۳-۶ و $\frac{۱}{۱۲}$ برای دیوارهای مهارنشده غیرسازه‌ای کمتر باشد.

۳-۳ پلان ساختمان

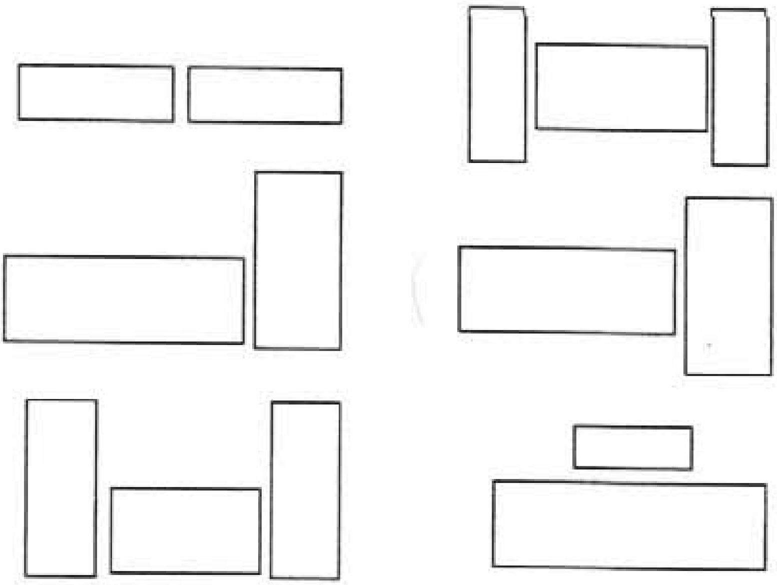
۳-۳-۱ به طور کلی، ساختمان باید واجد خصوصیات زیر باشد:

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

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

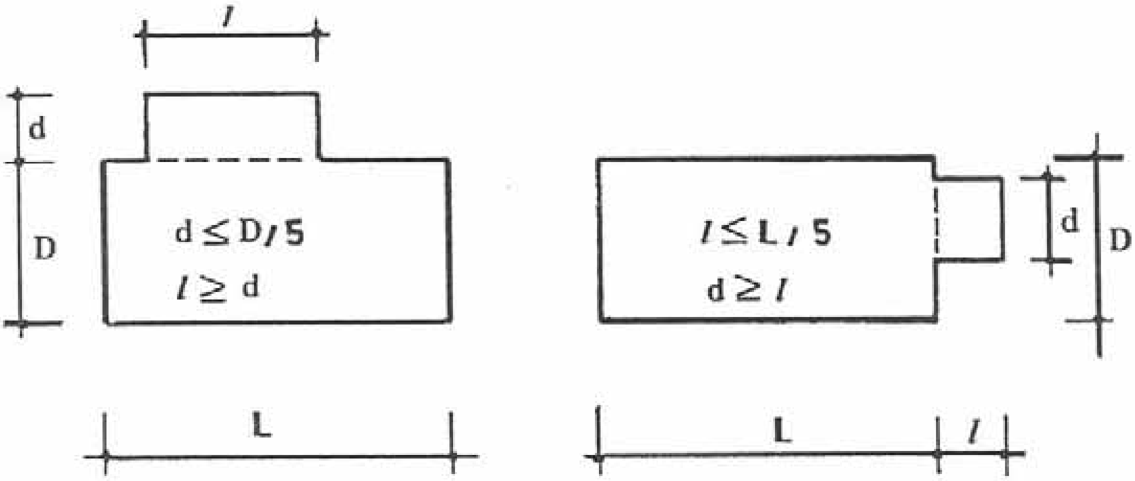
پ) پیش‌آمدگی‌ها و پس‌رفتگی‌های نامناسب نداشته باشد.

۳-۳-۲ 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 ۳-۳-۳، باید با ایجاد درز انقطاع مطابق بند ۱-۶-۳ ساختمان را به قطعات مناسب‌تر، مانند شکل (۲) تقسیم کرد به طوری که هر قطعه واجد شرایط مندرج در بند ۳-۳-۱ باشد. ادامه درزهای جدایی در شالوده ساختمان الزامی نیست.



شکل۲ تقسیم ساختمان به قطعات مناسب با ایجاد درز انقطاع

۳-۳-۳ 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 (۳-الف) $d>\frac{D}{۲}$، و یا در شکل (۳-ب)، $l>\frac{L}{۲}$ 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.

۳-۳-۴ 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.

۳-۴ مقطع قائم ساختمان

۳-۴-۱ به طور کلی ارجح است ساختمان فاقد پیش‌آمدگی در مقاطع قائم باشد و در صورت ایجاد پیش‌آمدگی باید ضوابط ذیل رعایت گردد:

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 ۲-۳-۱۲ محاسبه گردد.

ب) پیش‌آمدگی ساختمان در مقطع قائم به طوری که طبقه بالا به صورت طره جلوتر از

الف) مجموع سطح بازشوها از $\frac{۱}{۳}$ سطح آن دیوار بیشتر نباشد.

ب) مجموع طول بازشوها از $\frac{۱}{۲}$ طول دیوار بیشتر نباشد.

پ) فاصله اولین بازشو از برخارجی ساختمان (یا ابتدای طول دیوار) کمتر از $\frac{۲}{۳}$ ارتفاع بازشو یا کمتر از ۷۵ سانتیمتر نباشد مگر آنکه در طرفین بازشو کلاف قائم قرار داده شود.

ت) فاصله افقی دو بازشو از $\frac{۲}{۳}$ ارتفاع کوچکترین بازشوی طرفین خود کمتر نبوده و از $\frac{۱}{۶}$ 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 ۲/۵ 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.

۳-۶ دیوارهای سازه‌ای

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

۳-۶-۱ در هر یک از امتدادهای طولی وعرضی 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 درمحاسبه 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 ساختمان

نوع و تعداد طبقات ساختمان		زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم
ساختمانهای آجری	یک طبقه	٪۶	٪۴	-
	دوطبقه	٪۸	٪۶	٪۴
ساختمانهای با بلوک سیمانی	یک طبقه	٪۱۰	٪۶	-
	دوطبقه	٪۱۲	٪۱۰	٪۶
ساختمانهای سنگی	یک طبقه	٪۶	٪۵	-
	دوطبقه	٪۸	٪۸	٪۵

۳-۶-۲ حداکثر طول مجاز دیوار سازه‌ای بین دو پشت‌بند، ۳۰ برابر ضخامت آن می‌باشد مشروط بر آن که 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 $\frac{۱}{۶}$ بزرگترین دهانه طرفین پشت‌بند باشد. کلاف قائم نیز می‌تواند به عنوان پشت‌بند تلقی شود.

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

۳-۷ دیوارهای غیرسازه‌ای و تیغه‌ها (یا جداگرها)

۳-۷-۱ حداکثر طول مجاز دیوار غیرسازه‌ای یا تیغه بین دو پشت بند عبارت است از ۴۰ برابر ضخامت دیوار یا تیغه و یا ۶ متر هر کدام که کمتر باشد.

پشت بند باید به ضخامت حداقل معادل ضخامت دیوار و به طول حداقل $\frac{۱}{۶}$ بزرگترین دهانه طرفین پشت بند باشد. به جای پشت بند 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.

۳-۷-۲ 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.

۳-۷-۳ 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، کلاف بندی شود.

۳-۷-۴ 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.

۳-۷-۵ 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 گردد. در غیر این صورت، لبه کناری تیغه آزاد تلقی شده و باید طبق بند ۳-۷-۴ عنصر قائم در این لبه تعبیه گردد. دو تیغه عمود بر هم باید با یکدیگر قفل و بست شوند.

۳-۸ جان پناه‌ها و دودکشها

۳-۸-۱ 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، جان‌پناه باید توسط عناصر افقی و قائم فولادی یا بتن مسلح نگهداری شده و در کف بام یا بالکن گیردار شود.

۳-۸-۲ 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.

۳-۹ کلاف‌بندی

۳-۹-۱ کلاف‌بندی افقی

۳-۹-۱-۱ 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 $\frac{۲}{۳}$ 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 تاوه بتن درجا ریخته شده ساخته شود، نیازی به کلاف افقی اضافی در تراز سقف وجود ندارد.

۳-۹-۱-۲ حداقل قطر میلگردهای طولی در کلاف های 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 بیشتر افزایش داده شود به طوری که فاصله هر دو میلگرد مجاور از ۲۵ سانتیمتر بیشتر 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.

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

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 نبایداز نصف عرض کلاف بیشتر باشد.

۳-۹-۱-۴ در صورتی که ساختمان با مصالح بنّایی 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.

۳-۹-۲ کلاف بندی قائم

۳-۹-۲-۱ در کلیه ساختمانهای با مصالح بنّایی 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 گوشه های 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 بتن‌مسلح نباید کمتر از ۲۰ سانتیمتر باشد. به جای کلاف بتن‌مسلح می‌توان از تیرآهن 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 ساختمانهای یک طبقه با اهمیت متوسط و یا کم و یا برای

سیستم‌های سقف چوبی قابل قبول (مطابق بند ۳-۱۱-۱) مجاز است.
از پروفیل‌های در و پنجره نیز در صورتی که به خوبی در کلاف افقی و سقف مهار شده باشند، با رعایت میزان فولاد معادل مذکور، می‌توان به عنوان کلاف قائم استفاده کرد.
توصیه اکید می‌گردد که اجرای کلاف های قائم بتن مسلح همزمان با چیدن دیوار سازه‌ای و به صورت یکپارچه صورت گیرد و یا ابتدا دیوار اجرا شده و محل کلاف باز گذاشته شود و با بتن‌ریزی کلاف، اتصال بین دیوار و کلاف تامین گردد.

۳-۹-۲-۲ حداقل قطر میلگردهای طولی در کلافهای 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 گونه‌ای که انتهای آنها به نحوی مناسب مهار شود. میلگردهای طولی باید با تنگهایی به قطر حداقل ۶ میلیمتر به یکدیگر بسته شوند. حداکثر فاصله تنگها از یکدیگر عبارت است از ۲۰ سانتیمتر، ولی این مقدار در فاصله ۷۵سانتیمتری از بر کلاف افقی باید حداقل به ۱۵ سانتیمتر کاهش یابد. دراطراف میلگردهای طولی باید حداقل ۲/۵ سانتیمتر پوشش آزاد بتن وجود داشته باشد.

۳-۹-۲-۳ کلافهای قائم باید به نحوی مناسب در کلیه نقاط تقاطع به کلافهای افقی متصل شوند به گونه‌ای که میلگردهای طولی کلافهای افقی و قائم، در تمام طول نقاط تقاطع ادامه یابد تا متفقاً با کمک دیوارهای سازه‌ای، یک سیستم سه بعدی مقاوم را تشکیل دهند. در نقاط تقاطعی که کلاف قائم ادامه نمی‌یابد، میلگردهای طولی کلاف قائم باید حداقل به اندازه ۳۰ سانتیمتر در داخل کلاف افقی مهار گردد.

۳-۹-۲-۴ بجای هر کلاف قائم به شرح مذکور در بند ۳-۹-۲-۱ 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 واز ۱۲۰ سانتیمتر بیشتر نباشد.

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

*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 بنّایی اطراف میلگردهای قائم باید با ملات پر شوند.
- ملات دیوار، ملات ماسه و سیمان (حداقل به عیار ۲۰۰ کیلوگرم سیمان) است.

۳-۹-۳ کلاف‌بندی دیوارهای مثلثی شکل

در ساختمانهایی که با خرپا و شیروانی پوشانده می‌شوند ارجح است روی دیوارهای انتهایی نیز خرپا نصب گردد. در غیر این صورت، قسمت مثلثی شکل این دیوارها باید با کلاف‌بندی به شرح زیر تقویت گردد:

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 کلاف های تحتانی و فوقانی مهار گردند.

ت) ابعاد و میلگردهای کلافهای مذکور در بندهای الف و ب فوق، تابع مقررات کلاف‌بندی افقی (بند ۳-۹-۱) و در مورد کلافهای مذکور در بند پ فوق، تابع مقررات کلاف‌بندی قائم (بند ۳-۹-۲) می‌باشند.

۳-۹-۴ حداقل طول وصله میلگردهای طولی کلافهای بتن مسلح و یا طول مهاری شامل قلابها برابر ۴۰ سانتیمتر می‌باشد.

۳-۱۰ اجرای دیوارهای سازه‌ای

۳-۱۰-۱ در ساختمانهای با مصالح بنّایی 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.

۳-۱۰-۲ 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.

۳-۱۰-۳ 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. هشت گیر را می‌توان منحصراً 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.

۳-۱۰-۴ در ناحیه ثلث میانیِ 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 گردد.

۳-۱۰-۵ 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.

۳-۱۱ سقفها

۳-۱۱-۱ 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.

به‌کاربردن 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 آزبست سیمانی باشد و در این صورت برای کلاف‌بندی سقف نیز می‌توان از چوب استفاده نمود. احداث سقف چوبی با پوشش حصیر و نی و گل و یا شفته آهک و یا طاق خشتی مجاز نمی‌باشد.

۳-۱۱-۲ اتصال سقف و تکیه‌گاه

عناصر سقف (تیر و تیرچه اعم از فولادی، بتنی و چوبی) و یا دال بتنی باید در تکیه‌گاه‌ها به نحو مطمئنی به عناصر زیرسری (تیرهای حمال، کلاف‌بندی افقی، ستونها) 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 تکیه‌گاه روی دیوار چنانچه سقف از نوع طاق ضربی باشد تیر آهن‌های 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 شده‌اند متصل گردند و یا به کلاف فلزی به نحوی مناسب بسته شوند. طول تکیه گاه تیرآهن‌های سقف طاق ضربی نباید از ارتفاع تیر و یا از ۲۰ سانتیمتر کمتر باشد. چنانچه سقف دال بتنی پیش‌ساخته باشد، ارجح است دال پیش‌ساخته در کلاف افقی بتن مسلح مهار شود و از قرار دادن دال پیش‌ساخته بر روی کلاف احتراز گردد، مگر آنکه بتوان آن را به نحوی مناسب به کلاف روی دیوار مهار نمود. سقف‌های مرکب از تیرچه و بلوک نیز باید به خوبی به کلاف افقی مهار گردند و بتن‌ریزی تیرچه‌ها و کلاف همزمان انجام شود. سقف بتن‌مسلح درجا ریخته شده نیز باید دارای تکیه‌گاهی حداقل معادل ضخامت دیوار منهای ۱۲ سانتیمتر باشد مشروط بر آن که این طول هیچگاه از ۱۵

سانتیمتر کمتر نگردد.

پ) عناصر سازه‌ای راه پله نیز باید در پاگردهایی که همسطح ساختمان هستند، در کلاف‌بندی افقی سقف مهار شوند.

۳-۱۱-۳ انسجام سقف

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

۳-۱۱-۳-۱ در سقف طاق ضربی

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

ب) تیرآهن‌ها باید به گونه‌ای مناسب به کلاف افقی مطابق بند ۳-۱۱-۲-ب متصل گردند.

پ) تیرآهن‌ها 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 ۱/۵ برابر عرض آن نباشد و ثانیاً مساحت تحت پوشش هر ضربدری از ۲۵ متر مربع تجاوز ننماید.

ت) تکیه‌گاه مناسبی برای پاطاق آخرین دهانه طاق ضربی تعبیه گردد. 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 گردد.

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

۳-۱۱-۳-۲ در سقف تیرچه بلوک

الف) تیرچه‌ها به نحو مناسبی به کلافهای افقی مطابق بند ۳-۱۱-۲-ب 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 گردد.

۳-۱۱-۳-۳ در خرپاها

الف) با تعبیه بادبندی های قائم و افقی مناسب بین خرپاها انسجام سقف تأمین شود.

ب) اضلاع مختلف خرپای 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.

۳-۱۱-۴ سقف کاذب

دراجرای 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 گردد 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 گردد.

۳-۱۱-۵ 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 پاطاق پیش‌بینی شود و طاق قوسی به نحوی مناسب بر روی آن قرار گیرد. در طاق‌های استوانه‌ای دو ضلع کلاف پا طاق به وسیله کش‌های فولادی که قبلاً در داخل کلاف مهار شده‌اند به یکدیگر متصل گردند به طوری که

فاصله کشها از ۱/۵ متر بیشتر و سطح مقطع کش از سه سانتیمتر مربع کمتر نباشد.

۳-۱۲ نماسازی

۳-۱۲-۱ 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.

۳-۱۲-۲ نماسازی با سنگ غیر پلاک که قطعات سنگ به صورت افقی رویهم چیده می‌شوند تابع مقررات نماسازی با آجر مطابق بند ۳-۱۲-۱ می‌باشد. 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.

۳-۱۳ 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 ۳-۲ در مورد آن باید رعایت گردد.

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 ۱

درجه‌بندی خطر نسبی زلزله
شهرها و نقاط مهم ایران

پیوست ۱

درجه‌بندی خطر نسبی زلزله شهرها و نقاط مهم ایران

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	آق‌قلعه	گلستان		❊		
۱۷	آلاشت	مازندران		❊		
۱۸	آمل	مازندران		❊		
۱۹	آوج	قزوین		❊		

الف

۱	ابهر	زنجان		❊		
۲	ابرکوه	یزد			❊	
۳	ابیانه	اصفهان		❊		
۴	اراک	مرکزی			❊	
۵	ارجمند	تهران	❊			
۶	ارسنجان	فارس			❊	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۷	اردبیل	اردبیل		❊		
۸	اردستان	اصفهان		❊		
۹	اردکان	یزد			❊	
۱۰	اردل	چهارمحال‌وبختیاری		❊		
۱۱	ارومیه	آذربایجان غربی			❊	
۱۲	اروندکنار	خوزستان				❊
۱۳	ازنا	لرستان	❊			
۱۴	استهبان	فارس		❊		
۱۵	اسد آباد	همدان		❊		
۱۶	اسفراین	خراسان شمالی		❊		
۱۷	اسلام آباد غرب	کرمانشاه		❊		
۱۸	اشنویه	آذربایجان غربی		❊		
۱۹	اشتهارد	تهران	❊			
۲۰	اصفهان	اصفهان			❊	
۲۱	اصلاندوز	اردبیل		❊		
۲۲	اقلید	فارس		❊		
۲۳	الشتر	لرستان		❊		
۲۴	الیگودرز	لرستان		❊		
۲۵	امیر آباد	سمنان		❊		
۲۶	امیدیه	خوزستان			❊	
۲۷	انار	کرمان		❊		
۲۸	انارک	اصفهان			❊	
۲۹	اندیمشک	خوزستان		❊		
۳۰	اهر	آذربایجان‌شرقی		❊		
۳۱	اهرم	بوشهر			❊	
۳۲	اهواز	خوزستان			❊	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۳۳	ایذه	خوزستان		❊		
۳۴	ایرانشهر	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۳۵	ایلام	ایلام			❊	
۳۶	ایوان	ایلام			❊	
۳۷	ایوانکی	سمنان		❊		

ب

۱	بابل	مازندران		❊		
۲	بابلسر	مازندران		❊		
۳	باجگیران	خراسان رضوی		❊		
۴	بادرود	اصفهان			❊	
۵	باغملک	خوزستان		❊		
۶	بافت	کرمان		❊		
۷	بافق	یزد		❊		
۸	بانه	کردستان		❊		
۹	بجستان	خراسان رضوی		❊		
۱۰	بجنورد	خراسان شمالی		❊		
۱۱	بردسکن	خراسان رضوی		❊		
۱۲	بردسیر	کرمان		❊		
۱۳	برازجان	بوشهر		❊		
۱۴	بروجرد	لرستان	❊			
۱۵	بروجن	چهارمحال‌وبختیاری		❊		
۱۶	بزمان	سیستان‌وبلوچستان			❊	
۱۷	بستان	خوزستان			❊	
۱۸	بستان آباد	آذربایجان‌شرقی	❊			
۱۹	بستک	هرمزگان		❊		
۲۰	بسطام	سمنان		❊		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۲۱	بشروئه	خراسان رضوی		✲		
۲۲	بلده	مازندران		✲		
۲۳	بلداجی	چهارمحال و بختیاری		✲		
۲۴	بم	کرمان		✲		
۲۵	بمپور	سیستان‌وبلوچستان			✲	
۲۶	بوکان	آذربایجان غربی			✲	
۲۷	بناب	آذربایجان شرقی			✲	
۲۸	بندر امام‌خمینی	خوزستان				✲
۲۹	بندر انزلی	گیلان		✲		
۳۰	بندر ترکمن	گلستان		✲		
۳۱	بندر خمیر	هرمزگان		✲		
۳۲	بندر دیر	بوشهر		✲		
۳۳	بندر دیلم	بوشهر			✲	
۳۴	بندر طاهری	بوشهر		✲		
۳۵	بندر عباس	هرمزگان		✲		
۳۶	بندر عسلویه	بوشهر		✲		
۳۷	بندر گز	گلستان		✲		
۳۸	بتدر گناوه	بوشهر			✲	
۳۹	بندر لنگه	هرمزگان		✲		
۴۰	بندر ماهشهر	خوزستان				✲
۴۱	بندر مقام	بوشهر		✲		
۴۲	بوئین‌زهرا	قزوین	✲			
۴۳	بوشهر	بوشهر			✲	
۴۴	بومهن	تهران	✲			
۴۵	بهاباد	یزد		✲		
۴۶	بهبهان	خوزستان		✲		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۴۷	بهرستان	فارس		❊		
۴۸	بهشهر	مازندران		❊		
۴۹	بیارجمند	سمنان			❊	
۵۰	بیجار	کردستان			❊	
۵۱	بیرجند	خراسان جنوبی		❊		
۵۲	بیستون	کرمانشاه		❊		
۵۳	بیله سوار	اردبیل		❊		

پ

۱	پارس آباد	اردبیل		❊		
۲	پاوه	کرمانشاه		❊		
۳	پل دختر	لرستان			❊	
۴	پلدشت	آذربایجان غربی		❊		
۵	پل سفید	مازندران		❊		
۶	پلور	مازندران	❊			
۷	پیرانشهر	آذربایجان‌غربی		❊		
۸	پیشوا	تهران		❊		

ت

۱	تاکستان	قزوین		❊		
۲	تالش	گیلان		❊		
۳	تایباد	خراسان جنوبی		❊		
۴	تبریز	آذربایجان‌شرقی	❊			
۵	تربت جام	خراسان رضوی		❊		
۶	تربت حیدریه	خراسان رضوی		❊		
۷	ترود	سمنان		❊		
۸	تسوج	آذربایجان شرقی	❊			

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۹	تفت	یزد			❊	
۱۰	تفرش	مرکزی		❊		
۱۱	تکاب	آذربایجان‌غربی			❊	
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	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۵	جغتای	خراسان رضوی		❊		
۶	جلفا	آذربایجان‌شرقی		❊		
۷	جم	بوشهر		❊		
۸	جندق	اصفهان		❊		
۹	جوانرود	کرمانشاه		❊		
۱۰	جهرم	فارس		❊		
۱۱	جیرفت	کرمان		❊		
۱۲	جیرنده	گیلان	❊			

چ

۱	چابکسر	گیلان		❊		
۲	چادگان	اصفهان		❊		
۳	چالوس	مازندارن		❊		
۴	چابهار	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۵	چارک	هرمزگان		❊		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
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	سیستان‌وبلوچستان		❊		
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		❊		
۱۲	خنداب	مرکزی			❊	
۱۳	خواف	خراسان جنوبی		❊		
۱۴	خوانسار	اصفهان			❊	
۱۵	خور	اصفهان			❊	
۱۶	خور	یزد			❊	
۱۷	خورموج	بوشهر			❊	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۱۸	خوسف	خراسان جنوبی			❊	
۱۹	خوی	آذربایجان‌غربی		❊		

د

۱	داراب	فارس		❊		
۲	داران	اصفهان		❊		
۳	دالکی	بوشهر		❊		
۴	دامغان	سمنان		❊		
۵	درگز	خراسان رضوی		❊		
۶	درود	لرستان	❊			
۷	درونه	خراسان رضوی		❊		
۸	دره شهر	ایلام			❊	
۹	دزفول	خوزستان		❊		
۱۰	دشت بیاض	خراسان	❊			
۱۱	دشت عباس	ایلام			❊	
۱۲	دلوار	بوشهر			❊	
۱۴	دلیجان	مرکزی		❊		
۱۴	دماوند	تهران	❊			
۱۵	دوگنبدان	کهکیلویه‌وبویراحمد		❊		
۱۶	ده بید	فارس		❊		
۱۷	دهاقان	اصفهان		❊		
۱۸	دهدز	خوزستان		❊		
۱۸	دهشیر	یزد		❊		
۱۹	دهک	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۲۰	دهلران	ایلام			❊	
۲۱	دیزین	تهران	❊			
۲۲	دیلمان	گیلان		❊		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۲۳	دیواندره	کردستان			✲	
۲۴	دیهوک	یزد	✲			

ر

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

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
		ز				
۱	زابل	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۲	زابلی	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۳	زاهدان	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۴	زرند	کرمان		❊		
۵	زرقان	فارس		❊		
۶	زفره	اصفهان		❊		
۷	زنجان	زنجان		❊		
۸	زنوز	آذربایجان شرقی		❊		
۹	زواره	اصفهان			❊	
۱۰	زهک	سیستان‌وبلوچستان		❊		
		س				
۱	ساری	مازندان		❊		
۲	ساغند	یزد		❊		
۳	سامان	چهارمحال و بختیاری		❊		
۴	سبزآباد	کرمان		❊		
۵	ساوه	مرکزی		❊		
۶	سبزوار	خراسان رضوی		❊		
۷	سپیدان(اردکان)	فارس		❊		
۸	سده	خراسان جنوبی		❊		
۹	سراب	آذربایجان‌شرقی		❊		
۱۰	سراوان	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۱۱	سرایان	خراسان جنوبی	❊			
۱۲	سرباز	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۱۳	سربندان	تهران	❊			

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۱۴	سربندر	خوزستان				❋
۱۵	سربیشه	خراسان جنوبی		❋		
۱۶	سراب نیلوفر	کرمانشاه		❋		
۱۷	سرپل‌ذهاب	کرمانشاه		❋		
۱۸	سرچشمه	کرمان		❋		
۱۹	سرخون	چهارمحال و بختیاری		❋		
۲۰	سرخه	سمنان		❋		
۲۱	سردشت	آذربایجان غربی		❋		
۲۲	سرخس	خراسان رضوی		❋		
۲۳	سرعین	اردبیل		❋		
۲۴	سرو	آذربایجان غربی			❋	
۲۵	سعادت شهر	فارس			❋	
۲۶	سقز	کردستان		❋		
۲۷	سلطان آباد	زنجان		❋		
۲۸	سلطانیه	زنجان		❋		
۲۹	سلفچگان	قم		❋		
۳۰	سلماس	آذربایجان‌غربی	❋			
۳۱	سمنان	سمنان		❋		
۳۲	سمیرم	اصفهان		❋		
۳۳	سنقر	کرمانشاه		❋		
۳۴	سنگان	خراسان رضوی		❋		
۳۵	سنندج	کردستان		❋		
۳۶	سوسنگرد	خوزستان			❋	
۳۷	سیب سوران	سیستان‌وبلوچستان		❋		
۳۸	سوریان	فارس		❋		
۳۹	سولقان	تهران	❋			

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۴۰	سومار	کرمانشاه			*	
۴۱	سیاهکل	گیلان		*		
۴۲	سیرجان	کرمان			*	
۴۳	سیرج	کرمان	*			
۴۴	سی‌سخت	کهکیلویه‌وبویراحمد		*		
۴۵	سیه چشمه	آذربایجان غربی		*		

ش

۱	شادگان	خوزستان				*
۲	شازند	مرکزی		*		
۳	شاندیز	خراسان رضوی		*		
۴	شاهرخت	خراسان جنوبی	*			
۵	شاهرود	سمنان		*		
۶	شاهین دژ	آذربایجان‌غربی			*	
۷	شاهین شهر	اصفهان			*	
۸	شبانکاره	بوشهر			*	
۹	شبستر	آذربایجان شرقی	*			
۱۰	شرفخانه	آذربایجان شرقی	*			
۱۱	شلمزار	چهارمحال‌وبختیاری		*		
۱۲	شوش	خوزستان			*	
۱۳	شوشتر	خوزستان		*		
۱۴	شهداد	کرمان	*			
۱۵	شهر بابک	کرمان		*		
۱۶	شهر جدید پرند	تهران		*		
۱۷	شهر رضا	اصفهان		*		
۱۸	شهرکرد	چهارمحال‌وبختیاری		*		
۱۹	شهریار	تهران	*			

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۲۰	شهمیرزاد	سمنان	❊			
۲۱	شیراز	فارس		❊		
۲۲	شیروان	خراسان شمالی	❊			

ص

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

ط

۱	طاهری	بوشهر		❊		
۲	طالقان	تهران	❊			
۳	طبس	یزد	❊			
۴	طزره	سمنان		❊		
۵	طرود	سمنان		❊		

ع

۱	عباس آباد	سمنان		❊		
۲	عجب شیر	آذربایجان شرقی			❊	
۳	عسلویه	بوشهر		❊		
۴	عقداء	یزد		❊		
۵	علمده	مازندران		❊		
۶	علویجه	اصفهان			❊	
۷	علی‌آباد(گرگان)	گلستان		❊		

ف

۱	فارسان	چهارمحال‌وبختیاری	❊			
۲	فاروج	خراسان شمالی	❊			
۳	فامنین	همدان			❊	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۴	فراشبند	فارس		❊		
۵	فردوس	خراسان رضوی	❊			
۶	فرمهین	مرکزی			❊	
۷	فرومد	سمنان		❊		
۸	فریدون شهر	اصفهان		❊		
۹	فریدون کنار	مازندران		❊		
۱۰	فریمان	خراسان رضوی		❊		
۱۱	فنوج	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۱۲	فسا	فارس		❊		
۱۳	فشم	تهران	❊			
۱۴	فومن	گیلان		❊		
۱۵	فیروزآباد	فارس		❊		
۱۶	فیروزآباد	اردبیل	❊			
۱۷	فیروزکوه	تهران	❊			
۱۸	فین	اصفهان		❊		

ق

۱	قائم شهر	مازندران		❊		
۲	قائن	خراسان جنوبی	❊			
۳	قادر آباد	فارس			❊	
۴	قروه	کردستان		❊		
۵	قره آغاج	آذربایجان شرقی		❊		
۶	قره‌ضیاءالدین	آذربایجان غربی		❊		
۷	قزوین	قزوین	❊			
۸	قطور	آذربایجان غربی	❊			
۹	قشم	هرمزگان		❊		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۱۰	قصر شیرین	کرمانشاه		❊		
۱۱	قصر قند	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۱۲	قم	قم		❊		
۱۳	قمصر	اصفهان		❊		
۱۴	قوچان	خراسان رضوی	❊			
۱۵	قیدار	زنجان		❊		
۱۶	قیر	فارس		❊		

ک

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

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۱۹	کنگان	بوشهر		❊		
۲۰	کنگاور	کرمانشاه	❊			
۲۱	کوار	فارس		❊		
۲۲	کوشک‌نصرت	قم		❊		
۲۳	کولی	خراسان جنوبی	❊			
۲۴	کوهانی	همدان	❊			
۲۵	کوهبنان	کرمان		❊		
۲۶	کوهپایه	اصفهان		❊		
۲۷	کوهدشت	لرستان		❊		
۲۸	کوهرنگ(چلگرد)	چهارمحال‌وبختیاری	❊			
۲۹	کوهک	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۳۰	کهک	قم		❊		
۳۱	کهنوج	کرمان		❊		
۳۲	کیانشهر	کرمان		❊		
۳۳	کیاسر	مازندران		❊		
۳۴	کیش	هرمزگان		❊		
۳۵	کیلان	تهران	❊			

گ

۱	گازران	قم		❊		
۲	گاو بندی	هرمزگان		❊		
۳	گچسر	تهران	❊			
۴	گچساران	کهکیلویه‌وبویراحمد		❊		
۵	گراش	فارس		❊		
۶	گرمخان	خراسان شمالی		❊		
۷	گرگان	گلستان		❊		
۸	گرمسار	سمنان		❊		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۹	گرمی	اردبیل		❊		
۱۰	گلباف	کرمان	❊			
۱۱	گلپایگان	اصفهان			❊	
۱۲	گناباد	خراسان رضوی		❊		
۱۳	گناوه	بوشهر			❊	
۱۴	گنبدکاووس	گلستان		❊		
۱۵	گندمان	چهارمحال و بختیاری		❊		
۱۶	گواتر	سیستان‌وبلوچستان		❊		
۱۷	گیفان	خراسان شمالی	❊			
۱۸	گیلان غرب	کرمانشاه		❊		
۱۹	گیلوان	زنجان	❊			
۲۰	گیوی	اردبیل		❊		

ل

۱	لار	فارس		❊		
۲	لالی	خوزستان		❊		
۳	لامرد	فارس		❊		
۴	لواسان	تهران	❊			
۵	لاوان	هرمزگان		❊		
۶	لاهرود	اردبیل		❊		
۷	لاهیجان	گیلان		❊		
۸	لردگان	چهارمحال‌وبختیاری		❊		

م

۱	مامون	لرستان		❊		
۲	ماسوله	گیلان	❊			
۳	ماکو	آذربایجان غربی		❊		
۴	ماهشهر	خوزستان				❊

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۵	ماهان	کرمان		*		
۶	ماه نشان	زنجان		*		
۷	مبارکه	اصفهان		*		
۸	مجن	سمنان		*		
۹	محلات	مرکزی			*	
۱۰	محمودآباد	مازندران		*		
۱۱	مرزداران	خراسان رضوی		*		
۱۲	مراغه	آذربایجان‌شرقی			*	
۱۳	مراوه تپه	گلستان		*		
۱۴	مردآباد	تهران	*			
۱۵	مرزن آباد	مازندران		*		
۱۶	مرند	آذربایجان‌شرقی		*		
۱۷	مرودشت	فارس		*		
۱۸	مروست	یزد		*		
۱۹	مریوان	کردستان	*			
۲۰	مسجدسلیمان	خوزستان		*		
۲۱	مشاء	تهران	*			
۲۲	مشکین شهر	اردبیل		*		
۲۳	مشهد	خراسان رضوی		*		
۲۴	معلمان	سمنان		*		
۲۵	معلم کلایه	قزوین	*			
۲۶	ملاثانی	خوزستان			*	
۲۷	ملایر	همدان		*		
۲۸	منجیل	گیلان	*			
۲۹	موسیان	ایلام			*	
۳۰	مهاباد	آذربایجان غربی			*	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۳۱	مهدی شهر	سمنان	❋			
۳۲	مهر	فارس		❋		
۳۲	مهران	ایلام			❋	
۳۳	مهریز	یزد			❋	
۳۴	میاندوآب	آذربایجان غربی			❋	
۳۵	میانه	آذربایجان شرقی	❋			
۳۶	میبد	یزد			❋	
۳۷	میرجاوه	سیستان‌وبلوچستان		❋		
۳۸	مینو دشت	گلستان		❋		
۳۹	میمه	اصفهان			❋	
۴۰	میامی	سمنان		❋		
۴۱	میناب	هرمزگان		❋		

ن

۱	نائین	اصفهان		❋		
۲	ناغان	چهارمحال‌وبختیاری		❋		
۳	نایبند	یزد	❋			
۴	نجف‌آباد	اصفهان			❋	
۵	نصرت آباد	سیستان‌وبلوچستان		❋		
۶	نطنز	اصفهان		❋		
۷	نمین	اردبیل		❋		
۸	نقده	آذربایجان غربی		❋		
۹	نکاء	مازندران		❋		
۱۰	نوبران	مرکزی		❋		
۱۱	نوسود	کرمانشاه		❋		
۱۲	نوشهر	مازندران		❋		
۱۳	نور	مازندران		❋		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۱۴	نورآباد(ممسنی)	فارس		*		
۱۵	نهاوند	همدان	*			
۱۶	نهبندان	خراسان جنوبی		*		
۱۷	نیر	اردبیل		*		
۱۸	نیریز	فارس		*		
۱۹	نیشابور	خراسان رضوی		*		
۲۰	نیک شهر	سیستان‌وبلوچستان		*		

و

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

ه

۱	هرات	یزد		*		
۲	هریس	آذربایجان شرقی		*		
۳	هرسین	کرمانشاه		*		
۴	هشتپر	گیلان		*		
۵	هشتجین	اردبیل	*			
۶	هشترود	آذربایجان شرقی		*		
۷	هشتگرد	تهران	*			
۸	هفتگل	خوزستان		*		
۹	همدان	همدان		*		
۱۰	هندیجان	خوزستان			*	
۱۱	هویزه	خوزستان			*	

ی

۱	یاسوج	کهکیلویه‌وبویراحمد		*		
۲	یزد	یزد			*	

پیوست ۲

ضوابط خاص برای سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله

۱- کلیات

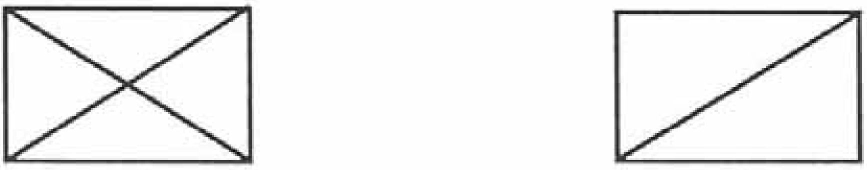
طراحی و ساخت قابهای فولادی مقاوم در مقابل نیروهای زلزله باید شرایط مندرج در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان و الزامات زیر را برآورده سازد.

۲- تعاریف

مهاربند ضربدری[1] حالتی است که در آن دو عضو مهاربند، به صورت قطری زوایای متقابل یک دهانه را به هم متصل می‌نمایند (شکل ۱- الف)

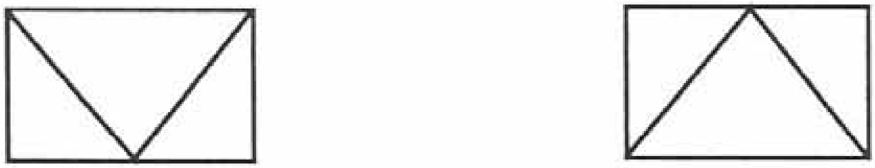
مهاربند قطری[2] حالتی است که فقط یک قطر در داخل چشمه وجود دارد (شکل ۱-ب)

مهاربند ۷ و یا ۸[3] در این حالت، دو عضو مهاربند بر روی یک گره در رو و یا زیر تیر با یکدیگر متقارب می‌باشند (شکل ۱-پ)

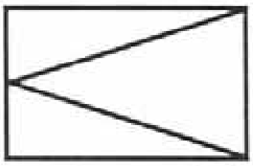


(ب) مهاربند قطری

(الف) مهاربند ضربدری



(پ) مهاربند ۷ و ۸



(ت) مهاربند K

شکل۱- انواع مهاربند

---

[1] X - bracing

[2] Diagonal bracing

[3] Chevron bracing (V or Inverted V)

مهاربند k[1] 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[2]: محل برخورد دو یا چند عضو را گره می‌نامند.

اتصال[3]: مجموعهٔ اجزایی که دو عضو را به هم متصل می‌نمایند.

تیر[4]: عضو افقی که در باربری خمشی جانبی قاب سهیم است.

چشمه اتصال[5]: بخشی از ستون در محل اتصال که مقابل تیر قرار می‌گیرد (شکل۲).

۳- علائم و اختصارات

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

M_{PS} = لنگر پلاستیک عضو
P_{DL} = نیروی محوری ناشی از بار مرده
P_E = نیروی محوری ناشی از زلزله
P_{LL} = نیروی محوری ناشی از بار زنده
P_{SC} = مقاومت محوری فشاری عضو
P_{ST} = مقاومت محوری کششی عضو
V_S = مقاومت برشی عضو
Z = اساس پلاستیک مقطع
R = ضریب رفتار ساختمان

۴- مصالح

۴-۱- 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

---

[1] K bracing
[2] Joint
[3] Connection
[4] Beam or girder
[5] Panel Zone

فولادی) باشند. این فولادها باید در عین حال دارای مقاومت نهایی کششی حداقل ۱/۳ برابر مقاومت حد جاری شدن باشند.

۴-۲- مقاومت اعضا[1]

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:

	مقدار مقاومت	نوع مقاومت
برای اعضا	$M_{PS} = ZF_y$	خمش
	$V_S = \text{۰/۵۵}F_y\,dt$	برش
	$P_{SC} = \text{۱/۷}F_aA$	فشار محوری
	$P_{ST} = F_yA$	کشش محوری

	مقدار مقاومت	نوع مصالح اتصال
برای اتصال‌ها	F_yA	جوش لب با نفوذ کامل
	مقدار مجاز × ۱/۷	جوش لب با نفوذ نسبی و جوش گوشه
	مقدار مجاز× ۱/۷	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 گردد.

۵- ستونها

۵-۱- مقاومت ستون

در طراحی ستونهای سازه‌های مقاوم در برابر زلزله باید مبحث ۱۰ مقررات ملی

---

1. Member Strength

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

$$P_{DL}+۰/۸P_{LL}+۲/۸\ P_E\leq P_{SC} \qquad (۱)$$

ب: کشش محوری

$$۰/۸۵P_{DL}+۲/۸\ P_E\leq P_{ST} \qquad (۲)$$

در روابط فوق، مقدار نیروهای P_{LL}، P_{DL} 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 $۰/۳\ F_y$ برای تمام ترکیبات بارگذاری می‌باشد، اعمال گردد.

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 ۵-۱ 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.

۵-۳- محاسبه 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 $۰/۴\ F_y$ تجاوز نمی‌نماید.

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

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

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

S= تغییر مکان نسبی طبقه

V= برش طبقه

h_s = ارتفاع طبقه

۶- قابهای خمشی معمولی[1]

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 ۰/۴R برابر نیروهای زلزله طرح را دارا می‌باشند.

۷- قابهای خمشی ویژه[2] (SMRF)

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:

I) مقاومت خمشی تیر

II) لنگر متناظر با مقاومت برشی چشمه اتصال[3]. 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:

I) اتصال بال تیر به ستون با استفاده از ورق اتصال بال[4] که توسط جوش لب با نفوذ کامل به بال ستون متصل شده است، تامین گردد.

II) 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.

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

---

[1] Ordinary Moment Resisting Frame

[2] Special Moment Resisting Frame

[3] Panel Zone Shear

[4] Flange Plate

IV) 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، می تواند 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.

ت: محدودیتهای جزئیات بال: برای فولادهایی که مقاومت نهائی آنها (F_u) کمتر از ۱/۳ برابر مقاومت جاری‌شدن باشد، در اتصالات پیچی، ورقهای اتصال بال تیر و ستون باید نسبت مقطع مؤثر به مقطع کلی (یعنی A_e/A_g) بزرگتر از ۱/۱ F_y/F_u باشد و حداقل از دو ردیف پیچ در این اتصال استفاده شود.

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 ۱/۸۵ برابر نیروهای زلزله را دارا باشد، لیکن مقاومت برشی لازم نیست از برش نظیر $۰/۸\sum M_{ps}$ تیرهای متصل به بالهای ستون در محل اتصال بیشتر باشد. مقاومت برشی چشمه اتصال را می‌توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$V = ۰/۵۵F_y d_c t\left[۱+\frac{۳b_c t_{cf}^{۲}}{d_b d_c t}\right] \qquad (۳)$$

که در آن:

t = ضخامت جان ستون به علاوه ضخامت ورق مضاعف[1].

d_b = ارتفاع مقطع تیر

d_c = ارتفاع مقطع ستون

b_c = عرض بال ستون

---

[1] Doubler Plates

t_{ef} = ضخامت بال ستون

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

$$t_z \geq (d_z + w_z) / ۹۰ \qquad (۴)$$

که در آن:

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

w_z = عرض چشمه اتصال بین بالهای ستون

برای این منظور، t_z ، نباید شامل ضخامت هر گونه ورق مضاعف باشد، مگر اینکه ورق مضاعف توسط جوش انگشتانه[1] 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 ۱/۵ 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 شیاری یا گوشه به منظور حصول مقاومت برشی ورقهای مضاعف به بال ستون جوش شوند.

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 b_f /۲t_f، نباید از ۴۳۵ / $\sqrt{F_y}$ تجاوز نماید (F_y بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع). برای فولاد نرمه با $F_y = ۲۴۰۰\,kg/cm^{۲}$ این نسبت حدود ۹ به دست می‌آید.

b_f= عرض کل بال

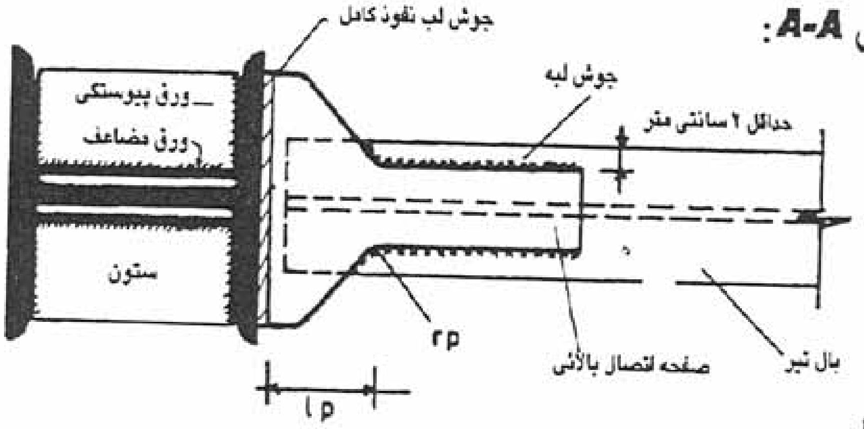
t_f= ضخامت بال

t_p= ضخامت صفحه اتصال

---

[1] Plug Weld

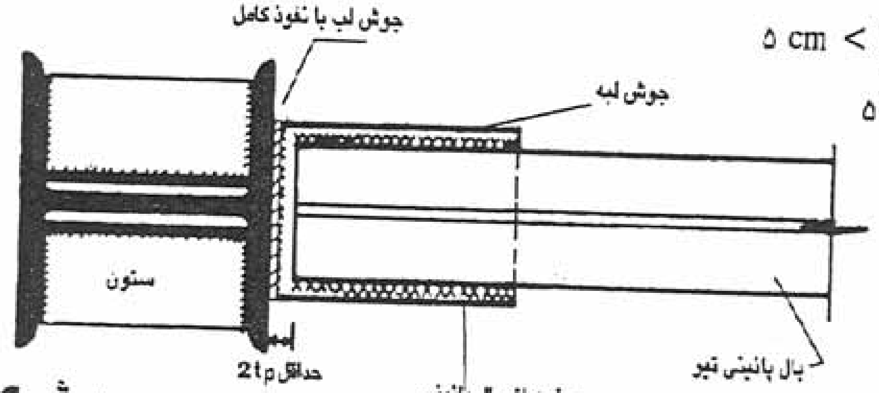
برش A-A:


جوش لب نفوذ کامل
جوش لبه
حداقل ۲ سانتی متر
ورق پیوستگی
ورق مضاعف
ستون
rp
صفحه اتصال بالائی
بال تیر
lp

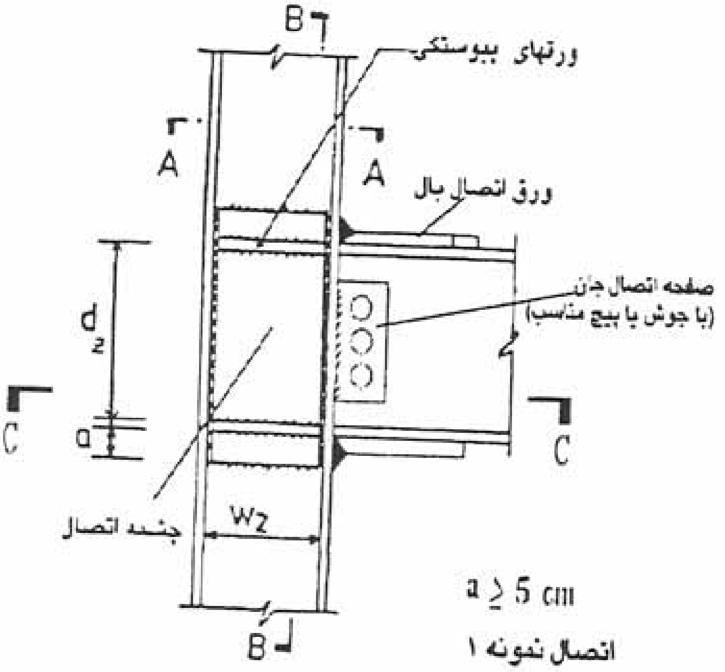
ضخامت صفحه اتصال - t_p

۵ cm < l_p <۱۰ t_p

۵ cm < r_p

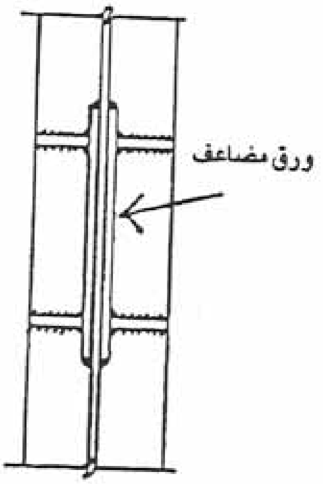

جوش لب با نفوذ کامل
جوش لبه
ستون
حداقل 2tp
صفحه اتصال پائینی
بال پائینی تیر

برش C-C


B
ورقهای پیوستگی
A
A
ورق اتصال بال
صفحه اتصال جان
(با جوش یا پیچ مناسب)
dz
a
C
C
چشمه اتصال
Wz
B

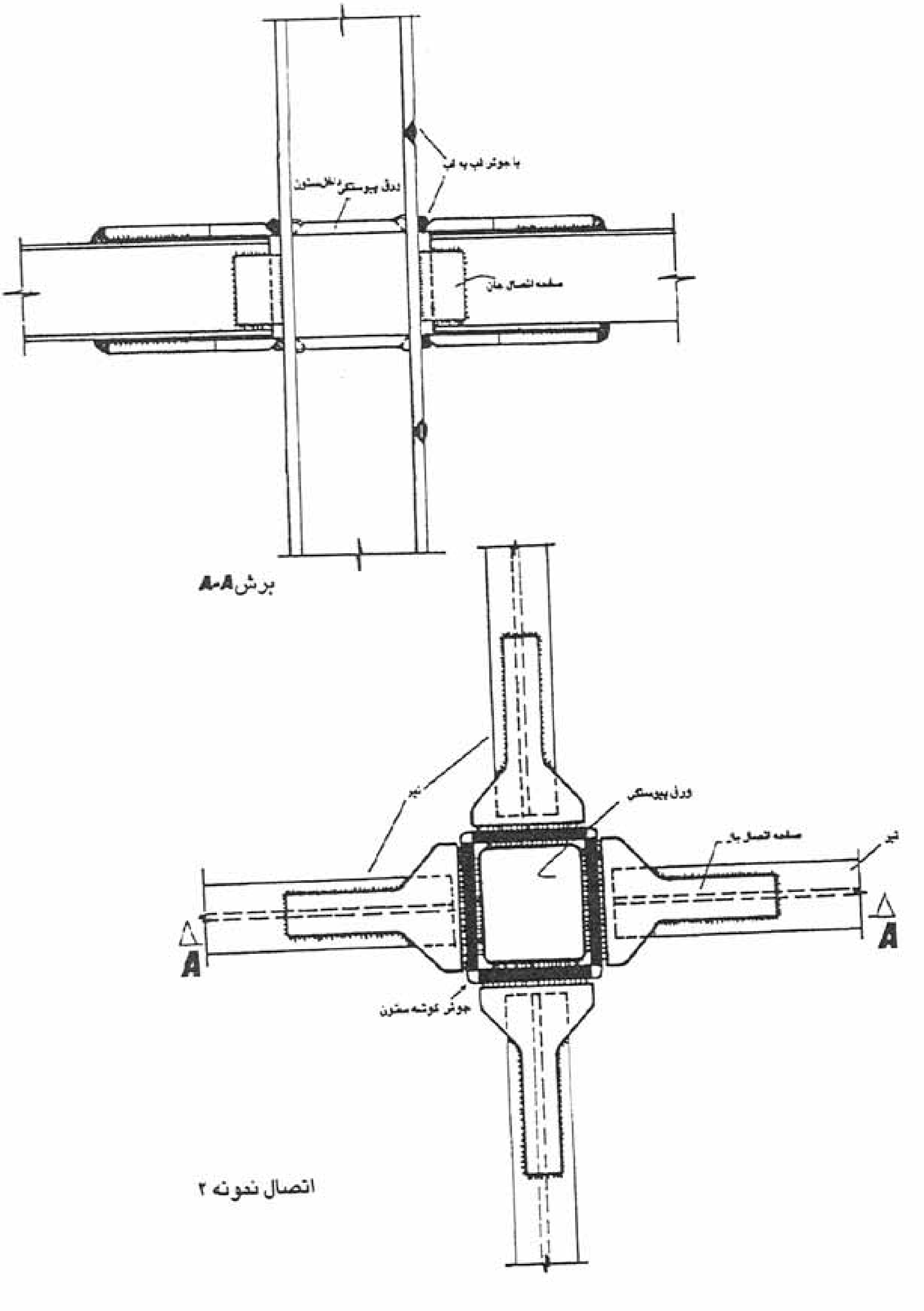
$a \geq 5$ cm

اتصال نمونه ۱



B - B

شکل۲ جزئیات چشمه اتصال با ورق مضاعف


با جوش لب به لب
ورق پیوستگی داخل ستون
صفحه اتصال جان
تیر
ورق پیوستگی
صفحه اتصال جان
تیر
A
A
جوش گوشه ستون

برش A-A

اتصال نمونه ۲

شکل ۳ جزئیات چشمه اتصال برای ستون قوطی

۷-۴- ورقهای پیوستگی[1]

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 F_{yb} (bt_f) ۱/۸ منظور گردد.

۷-۵- نسبت مقاومت

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

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) / \sum Z_b F_{yb} > ۱/۰ \qquad (۵)$$

یا:

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) / ۱/۲۵ \sum M_{pz} > ۱/۰ \qquad (۶)$$

که در روابط فوق : F_{yc} و F_{yb} 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 $۰/۴ F_y$ 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.

۷-۶- مهاربندی تیرها

هر دوبال تیر باید به طور مستقیم یا غیرمستقیم، مهار جانبی شوند. فاصله بین مهارهای جانبی تیرها در حد فاصل محور ستونها نباید از ۹۶ برابر r_y (شعاع ژیراسیون تیر) تجاوز نماید. همچنین در محل تأثیر نیروهای متمرکز که در آن امکان تشکیل مفصل

---

1. Continuity Plates

پلاستیک وجود دارد، باید یک مهار جانبی ۸ قرار داده شود.

۷-۷- تغییر در مساحت بال تیر

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

۸- قابهای مهاربندی شده

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 دربند ۸-۳، قابهای مهاربندی برون محور لازم است مطابق مقررات ویژه مندرج در آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شود.

۸-۲- اعضای مهاربندی

الف: لاغری

لاغری اعضای بادبند نباید از $۶۰۲۵/\sqrt{F_y}$ تجاوز نماید، مگر در حالتهای اجازه داده شده در بخشهای ۸-۵ و ۸-۶.

ب: کاهش در تنش مجاز

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

$$F_{as}=BF_a \qquad (۷)$$

که در آن:

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

B= ضریب کاهش تنش طبق رابطه زیر:

$$B=\frac{۱}{\left[۱+\dfrac{Kl/r}{۲c_c}\right]} \qquad (۸)$$

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 ۲/۸ 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.

۸-۳- اتصال مهاربند

الف: مقاومت

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

I) مقاومت کششی اعضای مهاربند
II) ۲/۸ برابر نیروی مهاربند حاصل از نیروی زلزله
III) حداکثر نیرویی که توسط سیستم به مهاربند اعمال می گردد.

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 اقناع نماید:

$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{\text{۱/۲}\,\alpha F^*}{F_u} \qquad (\text{۹})$$

که در آن:

A_e = مساحت مؤثر خالص

F^*= نیروی عضو مهاربند که طبق بند ۸-۳- الف تعیین شده است.

F_u= حداقل مقاومت کششی

α= درصدی از F^* که باید از مقطع خالص مورد نظر منتقل شود.

۸-۴- هندسه مهاربند

الف: مهاربندهای ۷، ۸ و K

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

I. اعضای مهاربند باید برای ۱/۵ برابر نیروی زلزله طراحی گردند.

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

III. 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 ۸-۵ .

۸-۵- ساختمانهای یک و دو طبقه

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

۸-۶- سازه‌های غیر ساختمانی

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

۹- آزمایشهای غیر مخرب

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

پیوست ۳

جزئیات روش تحلیل دینامیکی طیفی

(با استفاده از تحلیل مدها و طیف بازتاب طرح)

۱- حرکت 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.

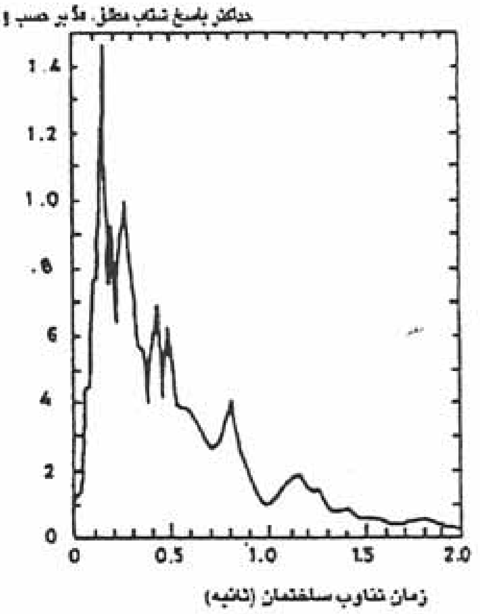
اندازه‌گیری اولیه حرکت زمین بر اثر زلزله، همان شتاب‌نگاشت‌های به دست‌آمده از دستگاه‌های شتاب‌نگار است. اطلاعات بدست آمده از یک شتاب‌نگار معمولاً شامل دو مؤلفه افقی (در امتدادهای عمود بر یکدیگر) و یک مؤلفه قائم حرکت می‌باشند. هر چند که حالت ایده‌ال در طراحی ساختمانها آن است که ساختمان در برابر اثر یک 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.

۲- طیف بازتاب زلزله

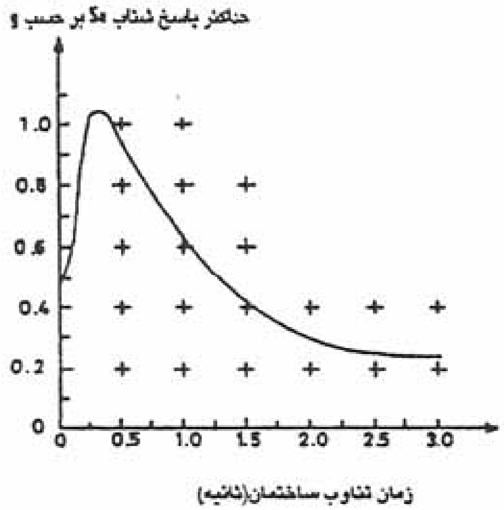
در صورتی که برای یک شتابنگاشت معین و برای یک نسبت میرایی ثابت، منحنی تغییرات حداکثر بازتاب شتاب مطلق S_a برای یک سیستم با یک درجه آزادی با زمانهای تناوب مختلف، رسم گردد، این منحنی طیف بازتاب شتاب (مطلق) نامیده

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 می باشد 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 ۱ شکل طیف بازتاب یک زلزلهٔ خاص



شکل ۲ شکل طیف بازتاب هموار شده

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

حداکثر کلیه بازتاب های یک سیستم با یک درجه آزادی با زمان تناوب T و نسبت میرایی معین را می‌توان با در دست داشتن S_a به دست آورد. در این آیین‌نامه، در اکثر موارد مطابق شرایط ذکر شده می‌توان از مقادیر طیف استاندارد آیین‌نامه (بند۲-۴-۱-۲) به عنوان S_a استفاده کرد.

یعنی برای زلزله طرح:

$$S_a = \frac{۱}{R} ABI$$

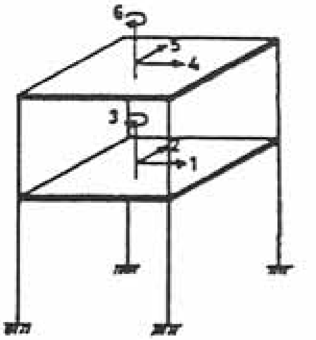
و برای زلزله سطح بهره‌برداری:

$$S_a = \frac{۱}{۶} ABI$$

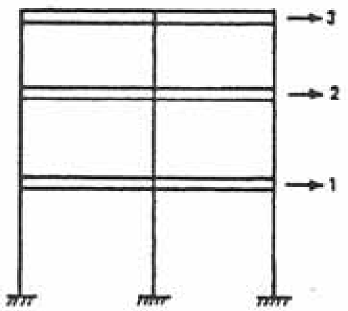
۳- تحلیل طیفی بازتاب‌های ساختمان

ساختمانهای چند طبقه به صورت سازه‌های با چند درجه آزادی تحلیل می‌گردند. انتخاب درجات آزادی برای انجام تحلیل دینامیکی، به نوع سازه، مدل انتخابی و میزان دقت مورد نظر بستگی دارد.

در صورت استفاده از نرم‌افزارهای اجزای محدود، مدل سازه عموماً دارای تعداد نسبتاً زیادی درجه آزادی که مشتمل بر درجات آزادی انتقالی وچرخشی است، خواهد بود. لیکن به صورت معمول با فرض صلب بودن کف‌های طبقات، تعداد درجات آزادی اصلی سازه به ۳ درجه آزادی در هر کف کاهش می‌یابد. 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 قابهای دو بُعدی است که در این حالت، آزادی صرفاً شامل حرکت‌های جانبی در هر طبقه خواهد بود (شکل ۴).



شکل ۳ قاب سه بُعدی با کف‌های صلب



شکل ۴ قاب دوبُعدی با کف‌های صلب

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

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 استُفاده از اصول دینامیک سازه‌ها، زمان‌های تناوب و شکل‌های مدی برای مدهای عمده ساختمان محاسبه می‌گردد.

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:

$$\phi_n = \begin{Bmatrix} \varphi_n^{۱} \\ \varphi_n^{۲} \\ \cdot \\ \cdot \\ \varphi_n^{s} \end{Bmatrix}$$

$\varphi_n^{۱}$ تا φ_n^{s} مقادیر بی‌بُعد 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=۳k

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

۳) ضریب تحریک مد n مطابق رابطه زیر محاسبه می شود:

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

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:

$$w_n = \frac{L_n^{۲}}{M_n} g$$

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

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

$$X_n = \phi_n \frac{L_n}{M_n} \frac{T_n^{۲}}{۴\pi^{۲}} S_{an}$$

۵-۲) 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:

$$\delta_n^i = x_n^i - x_n^{i-۱}$$

۵-۳) 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.

۵-۴) 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:

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

برای محاسبه حداکثر برش پایه ساختمان در مد n در هر امتداد می‌توان از رابطه مشابه فوق با انتخاب j=1 استفاده کرد، یعنی: $V_n=V_n^1$

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 مولفه 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:

$$V_n = \frac{L_n^{۲}}{M_n} S_{an}$$

در این صورت، امتداد V_n، برش پایه درجهت 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 حاصلضرب‌ها به دست می‌آید. در حالت کلی داریم:

$$OM_n = r_P^T [h] f_n$$

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

$$h = \begin{bmatrix} h_{۱} & & & & & & & & \\ & h_{۱} & & & & O & & & \\ & & 0 & & & & & & \\ & & & h_{۲} & & & & & \\ & & & & h_{۲} & & & & \\ & O & & & & 0 & & & \\ & & & & & & . & & \\ & & & & & & & . & \\ & & & & & & & & O \end{bmatrix}$$

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

$$OM_n=[h]\, f_n$$

با در دست داشتن نیروهای جانبی و تغییر مکان جانبی طبقات، نیروی داخلی اعضا (شامل آثار $P\text{-}\Delta$) 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 می‌گردد.

٤- ترکیب اثر مدها

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 آماری باید بر اساس ترکیبی از حداکثر بازتابهای مدهای مختلف بوده و آثار اندرکنش احتمالی بین بازتابهای مختلف نزدیک به یکدیگر حاصل از مدهای مختلف را در بر بگیرد. یکی از روشهای آماری ترکیب مدها با یکدیگر روش جذر مجموع مربعات یا روش (SRSS)[1] است. در این روش بازتاب کلی، U، در امتداد هر درجه آزادی از رابطه زیر به دست می‌آید:

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

در رابطه فوق، u_n بازتاب درجه آزادی مورد نظر برای مد n بوده و N جمع تعداد مدهای تحت بررسی است. از این روش می توان در مواردی استفاده نمود که زمان تناوب مدهای مختلف با یکدیگر متفاوت بوده و از یکدیگر فاصله کافی داشته باشند به نحوی که رابطه زیر صادق باشد:

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

---

[1] Square Root of Sum of Squares

در رابطه فوق، نسبت میرایی برابر ۵٪ فرض شده و T_n و T_m به ترتیب زمان‌های تناوب طبیعی برای مدهای n و m است.

در صورتی که رابطه فوق صادق نباشد، جوابهای به دست آمده از ترکیب جذر مجموع مربعات قابل اعتماد نبوده و بهتر است از روش دیگری که به نام ترکیب مربعی کامل یا روش (CQC)[1] موسوم است استفاده شود. این روش قابلیت کاربرد عمومی برای اکثر حالتها را دارد.

در روش ترکیب مربعی کامل بازتاب کلی ترکیبی، U از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$U=\left(\sum_{n=۱}^{N} u_n^{۲}+۲\sum_{n=۱}^{N-۱}\ \sum_{m=n+۱}^{N}\rho_{nm}u_n u_m\right)^{\frac{۱}{۲}}$$

در رابطه فوق، مقادیر u_n و u_m 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_n و u_m باید رعایت شود.

$$\rho_{nm}=\frac{۸\xi^{۲}(۱+r)r^{۳/۲}}{(۱-r^{۲})^{۲}+۴\xi^{۲}r(۱+r)^{۲}}$$

در رابطه فوق، $\xi=۰/۰۵$ منظور می‌شود.

---

[1] Complete Quadratic Combination

پیوست ۴

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

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:

$$T = ۲\pi\sqrt{\frac{p}{gk}} \qquad (۱)$$

که در آن:

p = وزن جسم نوسان‌کننده

$k = \frac{۱}{f}$

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

g = شتاب ثقل

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:

$$T = ۲\pi\sqrt{\frac{p}{g} \times \frac{l^۳}{۳EI}} \qquad (۲)$$

که در آن:

$$p' = p + \frac{۳۳}{۱۴۰}ql$$

p = وزن جرم متمرکز

q = وزن واحد طول طره

l = طول طره

g = شتاب ثقل

E = مدول ارتجاعی

I = ممان اینرسی مقطع

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

$$T = ۱/۷۹l^{۲}\sqrt{\frac{q}{gEI}} \qquad (۳)$$

که در آن:

l = طول منشور

q = وزن واحد طول منشور

I = ممان اینرسی مقطع

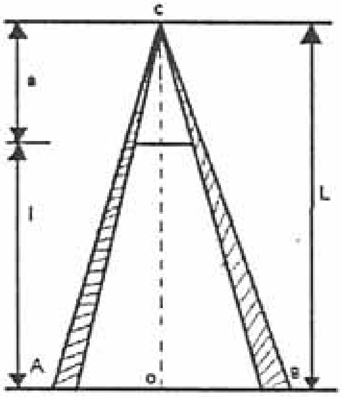
E = مدول ارتجاعی

g = شتاب ثقل

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

$$T = kl^{۲}\sqrt{\frac{q}{gEI}} \qquad (۴)$$

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 می‌گردد:

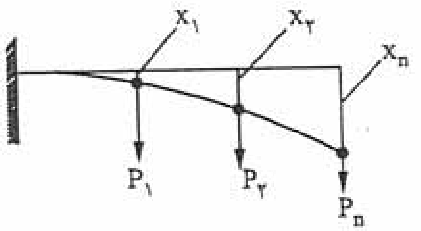
$\frac{a}{L}$	۰/۴	۰/۶	۰/۸	۱/۰
K	۱/۲۹	۱/۵	۱/۷	۱/۷۹

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 $x_۱$ و $x_۲$ 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:

(۵)

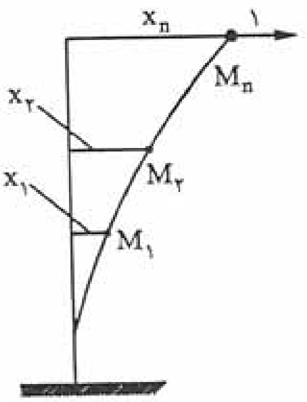


$$T = ۲\pi\sqrt{\frac{\sum p_i x_i^۲}{g\sum p_i x_i}}$$

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 $x_۱$ و $x_۲$ و ... x_n مقادیر تغییر مکان جرم‌های مختلف تحت اثر این نیرو باشند، زمان تناوب اصلی نوسان از رابطه زیر به دست می‌آید:

(۶)



$$T = ۲\pi\sqrt{\frac{\sum p_i x_i^۲}{g x_n}}$$

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:

(۷)

$$T = ۰/۰۱۸ l^۲\sqrt{\frac{q}{gEI}}$$

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:

$$T = ۲\pi\sqrt{\frac{۰/۰۸D}{g}} \qquad (۸)$$

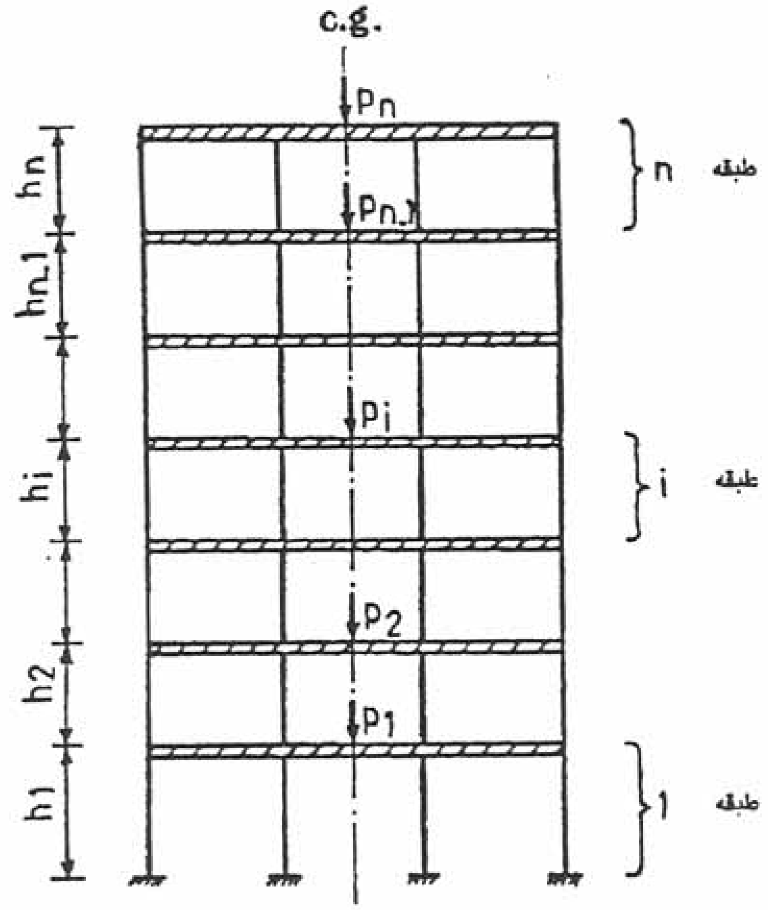
که در آن:

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 ۵

اثر P- Δ

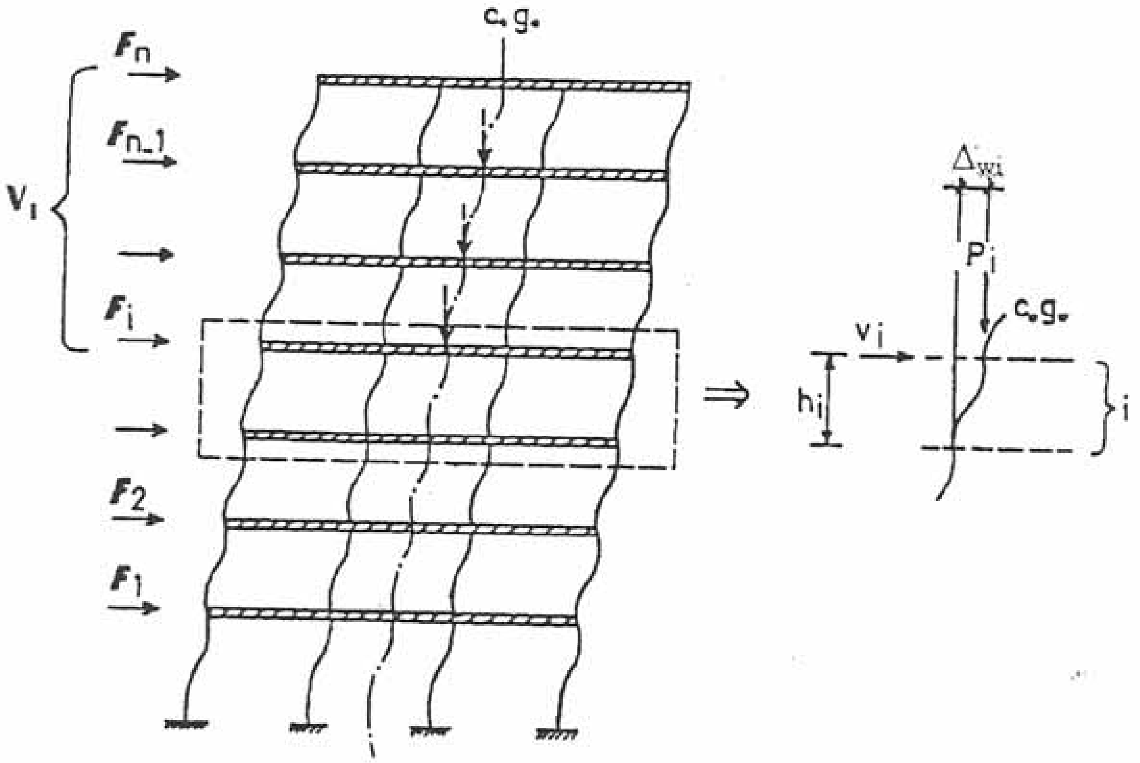


c.g = مرکز جرم

شکل۱ سازه چند طبقه تحت اثر بارهای قائم

۱- کلیات، تعاریف و مفاهیم

اثرهای $P\text{-}\Delta$ در هر طبقه به دلیل برون محوری بارهای ثقلی 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 تغییرشکل یافته همان ساختمان بر اثر بارهای جانبی را نشان می‌دهد. در این پیوست، اثرهای $P\text{-}\Delta$ 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
Δ_{wi} = تغییر مکان نسبی اولیه طبقه i
Vi= مجموع نیروی برش وارد در طبقه i
P_i = مجموع بارهای مرده و زنده مربوط در طبقات i تا n
hi= ارتفاع طبقه i
c.g.= مرکز جرم

لنگر ثانویه وارد به طبقه i بر اثر پدیدهٔ P-Δ برابر است با:

$$\Delta M_i = P_i \Delta_{wi} \tag{۱}$$

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

$$M_i = V_i h_i \tag{۲}$$

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

$$\Delta V_i = \frac{\Delta M_i}{h_i} = \frac{p_i \Delta_{wi}}{h_i} \tag{۳}$$

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

$$\theta_i = \frac{\Delta M_i}{M_i} = (\frac{p\Delta_w}{Vh})_i \tag{۴}$$

اهمیت اثر $P\text{-}\Delta$ 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.

$$\theta_{max} = \frac{۱/۲۵}{R} \leq ۰/۲۵ \tag{۵}$$

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

در صورتی که $۰/۱ < \theta_i < \theta_{max}$ باشد باید نیروها و تلاش‌های ثانویه محاسبه و طراحی اعضا از نظر پایداری با استفاده از رهنمودهای زیر کنترل گردد:

۲- محاسبه تغییر مکان نسبی و نیروی برشی معادل طبقه

مجموع لنگر در حالت رفتار ارتجاعی برابر است با:

$$M_i + \Delta M_i = M_i + P_i \Delta_{wi} = M_i\,(1+\theta_i) \tag{۶}$$

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 $P\text{-}\Delta$ و در نتیجه لنگر اضافی جزئی‌تری را ایجاد می‌نماید. لنگر طبقه در نهایت برابر خواهد بود با:

$$M_{ip\Delta} = M_i\,(1+\theta_i+\theta_i^2+\theta_i^3 ...) \tag{۷}$$

با توجه به حد سری‌ها، مقدار حد سری داخل پرانتز برابر با $\frac{۱}{۱-\theta_i}$ است و خواهیم داشت:

$$M_{ip\Delta} = M_i(\frac{1}{1-\theta_i})$$
(۸)

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 ۲-۳و ۲-۴ آئین‌نامه 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:

$$\overline{\Delta}_{wi} = \Delta_{wi}(1-\frac{1}{\theta_i})$$
(۹- الف)

$$\overline{\Delta}_{Mi} = 0.7R\overline{\Delta}_{wi}$$
(۹- 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 آئین‌نامه مقایسه می‌گردد.

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

$$V_{ip\Delta} = V_i(\frac{۱}{۱-\theta_i})$$
(۱۰)

۳- روش استفاده از برنامه‌های کامپیوتری

برنامه‌های کامپیوتری متعددی وجود دارند که در آنها اثرهای P-Δ به شکلهای مختلف منظور می‌گردد. در هنگام استفاده از چنین برنامه‌هایی باید فرضیات و روش تحلیل P-Δ 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 $P\text{-}\Delta$ را نیز با ضریب R ۷ /۰ افزایش داد.

۴- روش‌های طراحی اجزای سازه‌ای

۴-۱ در صورتی که در نیروها و تغییر مکانهای به دست آمده از تحلیل ارتجاعی سازه اثرهای $P\text{-}\Delta$ 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 می‌گردند 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:

$$M_c=\delta_b M_{۲b}+M_{۲s} \tag{۱۱}$$

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 ۰/۱۵ کمتر باشد، به هیچ تغییری در ضوابط آیین‌نامه طراحی نیاز نیست.

در صورتی که $\frac{f_a}{F_a}>۰/۱۵$ باشد روابط زیر باید کنترل گردند:

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{C_{mx}f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{C_{my}f_{by}}{F_{by}}\leq ۱/۰ \tag{۱۲}$$

$$\frac{f_a}{۰/۶F_y}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}\leq ۱/۰ \tag{۱۳}$$

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

۲-۴ در صورتی که تحلیل P-Δ با استفاده از نرم‌افزارهای تحلیل کامپیوتری انجام شود، اثر تغییرات تلاش‌ها بر اثر P-Δ 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-Δ در هر گره بین تیرهای طرفین آن گره به نسبت سختی آنها توزیع گردد.

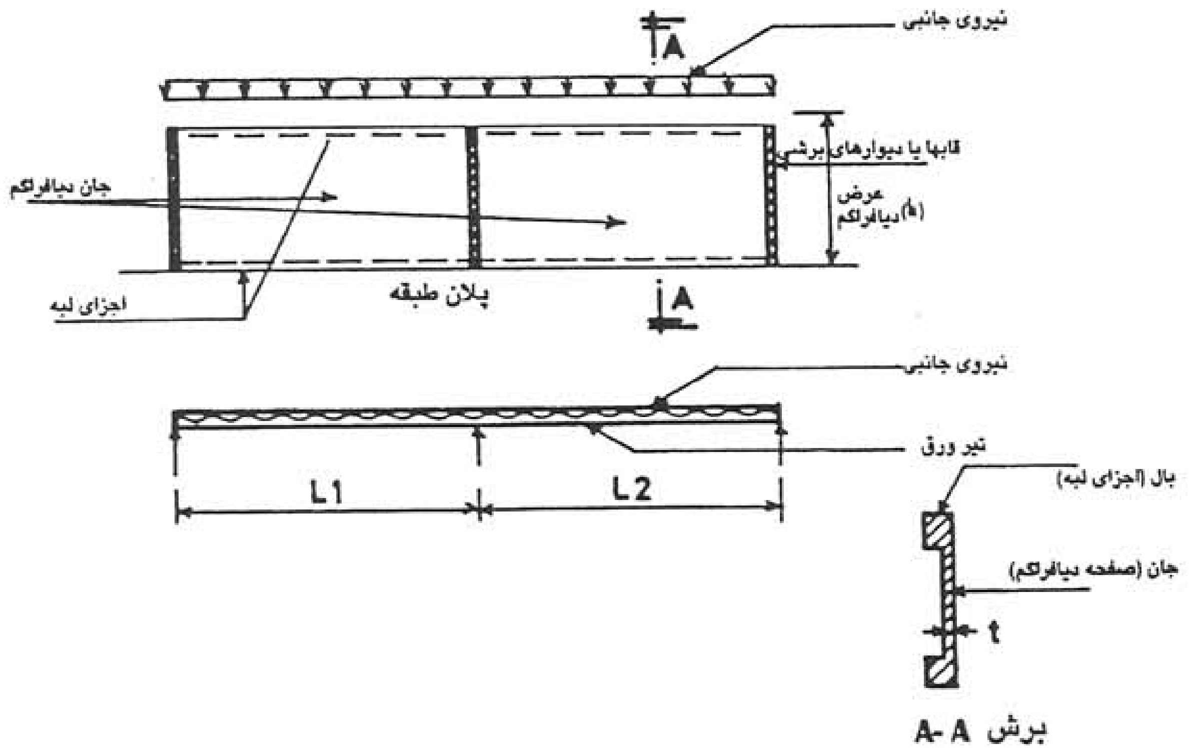
پیوست ۶

دیافراگم‌ها

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 بادبندیهای افقی (یا تقریباً افقی) نقش انتقال نیروهای افقی به اجزای قائم (قابها) را عهده‌دار هستند و بنابراین دیافراگم محسوب می گردند.

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).


نیروی جانبی
A
قابها یا دیوارهای برشی
جان دیافراگم
عرض دیافراگم (b)
اجزای لبه
پلان طبقه
A
نیروی جانبی
تیر ورق
L1
L2
بال (اجزای لبه)
جان (صفحه دیافراگم)
t
برش A- A

شکل۱ 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 گردد.

دیافراگم‌ها باید با توجه به فرضیات منظور شده در محاسبات کل سازه در برابر بارهای جانبی دارای سختی و صلبیت 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.

۲- انواع دیافراگم‌ها از نظر جنس و سیستم ساختمانی

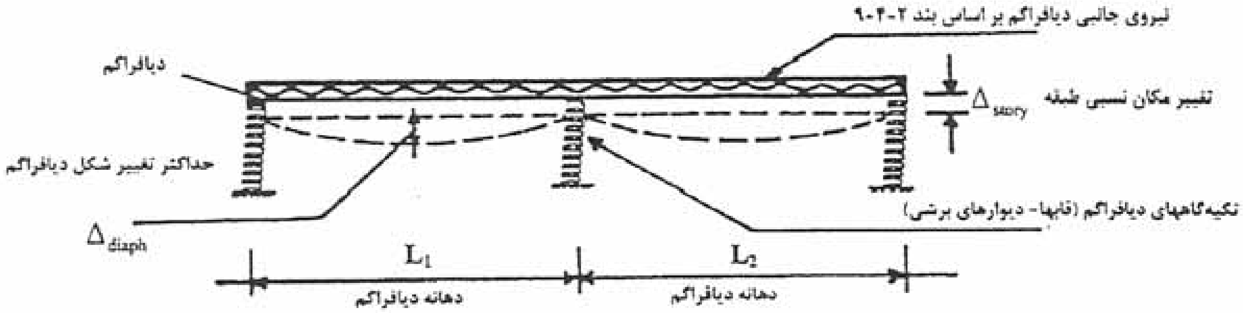
دیافراگم‌ها ممکن است از کفهای ساخته شده از بتن مسلح درجا ریخته شده، شامل تیرچه بلوک (با بتن مسلح مناسب رویه)، ورقهای ساده یا موجدار فلزی، ورقهای موجدار فلزی با بتن مسلح رویه به صورت مرکب، کفهای چوبی، کفهای ساخته شده از قطعات بتن پیش ساخته همراه با بتن رویه، کفهای ساخته شده از قطعات بتن پیش ساخته با اتصالات 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.

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.


نیروی جانبی دیافراگم بر اساس بند ۲-۴-۹
دیافراگم
تغییر مکان نسبی طبقه
Δ_{story}
حداکثر تغییر شکل دیافراگم
تکیه‌گاههای دیافراگم (قابها - دیوارهای برشی)
Δ_{diaph}
L_1
L_2
دهانه دیافراگم
دهانه دیافراگم

شکل ۲

Δ_{story} = تغییر مکان نسبی
Δ_{diaph} = حداکثر تغییر شکل دیافراگم

از نظر صلبیت دیافراگم‌ها را می‌توان در حالتهای زیر بررسی نمود:

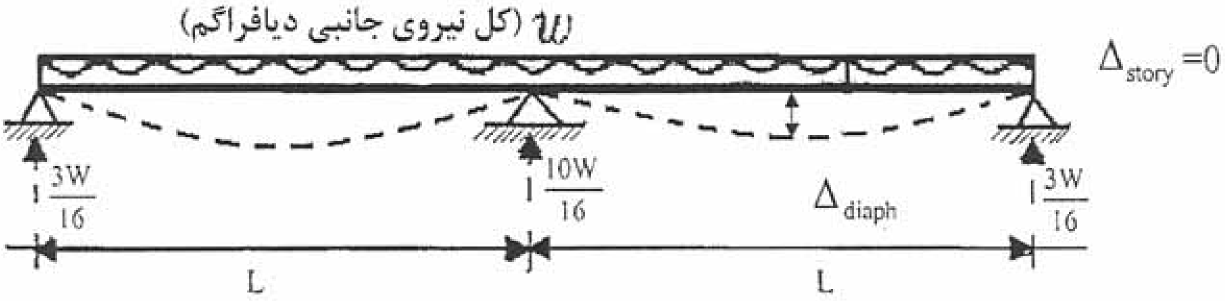
الف- در حالتی که نسبت $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$ بسیار کوچک بوده (کمتر از ۰/۵) و یا دیافراگم به تنهایی فاقد هر گونه تغییر شکل تحت تأثیر بارهای جانبی باشد، دیافراگم صلب منظور می‌شود. در صورت وجود پیچش در صفحه دیافراگم Δ_{story} شامل متوسط تغییر مکانهای نسبی نقاط مختلف طبقه است.

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 (۲-۳-۱۰-۳) 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 $\frac{\Delta_{\text{diaph}}}{\Delta_{\text{story}}}$ بسیار زیاد باشد، دیافراگم به صورت یک تیر ممتد بر روی تکیه‌گاه‌های صلب مطابق شکل (۳) عمل می‌نماید.



شکل ۳

بر اساس بند ۲-۹-۴ ضوابط آیین‌نامه، در صورتیکه نسبت $\frac{\Delta_{\text{diaph}}}{\Delta_{\text{story}}}$ مساوی و یا بیشتر از $\frac{1}{2}$ باشد، دیافراگم انعطاف پذیر محسوب می‌گردد. در این حالت تلاش‌های دیافراگم (نیروهای برشی و لنگر خمشی) و عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی آن با استفاده از روش‌های متداول در مقاومت مصالح برای تیرهای ممتد به دست می‌آیند.

با توجه به تقریب‌های موجود و به منظور ساده‌تر شدن حل مسئله با تقریب قابل قبول، عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی را می‌توان به صورت سطح بارگیر (نصف دهانه از هر طرف) نیز منظور نمود. بدین طریق عکس‌العمل تکیه‌گاه‌های میانی (در صورت برابر بودن

دهانه‌های دیافراگم) دو برابر عکس‌العمل‌های تکیه‌گاه‌های کناری منظور می‌گردد. در این حالت، در واقع کل دیافراگم به صورت چند دهانه تیر ساده بین تکیه‌گاه‌ها منظور می‌گردد.

در دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر اثرهای پیچش اتفاقی کم اهمیت‌تر بوده و در حالتی که $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$ بیش از ۲ باشد، نیازی به منظور نمودن این اثرها نمی‌باشد. نمونه دیافراگم‌های انعطاف پذیر متداول شامل دیافراگم‌های ساخته شده از چوب، گچ، پلاستیک، و قطعات پیش‌ساخته بدون بتن رویه، ورقهای موجدار 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) می‌باشد.

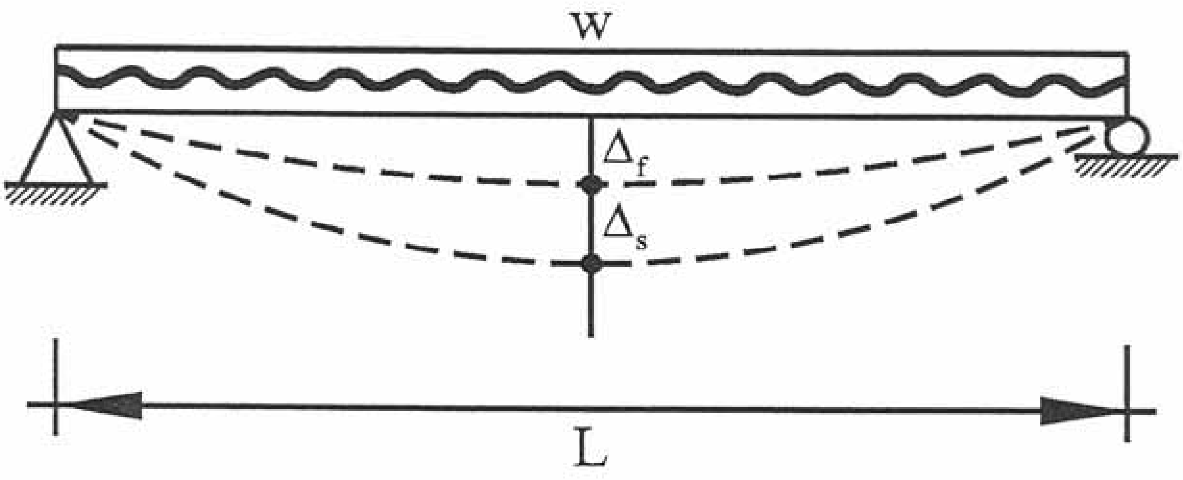
۴- تغییر شکل دیافراگم‌ها

با توجه به اینکه متداولترین نوع دیافراگم در ایران، دیافراگم‌های بتن‌مسلح است، روش تعیین صلبیت این گونه دیافراگم‌ها در این قسمت مورد بحث قرار می‌گیرد.

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 می‌گردد.

$$\Delta_{story} = \Delta_f + \Delta_s$$

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 تیرساده شکل (۴) مقدار حداکثر Δ_f را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:


w
Δ_f
Δ_s
L

شکل ۴

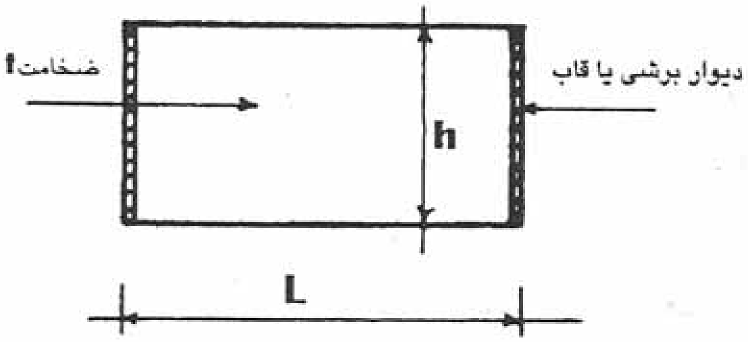
$$\Delta_f = \frac{۵wL^۴}{۳۸۴EI}$$

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:


ضخامت t
دیوار برشی یا قاب
h
L

شکل ۵

$$I = \frac{th^۳}{۱۲}$$

تغییر شکل برشی دیافراگم‌ها (Δ_s) به شرطی که دیافراگم به صورت تیر تیغه ساده فرض شود از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Delta_s = \frac{\alpha w L^{۲}}{۸AG}$$

α = ضریب فرم
A = سطح مقطع کل دیافراگم
G = مدول برشی بتن
w = بار جانبی یکنواخت

در رابطه فوق، G برابر با ۰/۴ مقدار مدول ارتجاعی بتن، بر اساس آیین‌نامه بتن ایران، t ضخامت دیافراگم و ضریب α ضریبی است که برای دالهای بتنی برابر با ۱/۵۰ 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 انعطاف پذیری 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 (۲-۹-۱) آیین‌نامه ملاک عمل قرار گیرد.

توزیع افقی نیروهای برشی بین تکیه‌گاه‌های دیافراگم (عناصر قائم بار بر جانبی) با رعایت بند (۲-۳-۱۰-۱) 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.

۶- 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 گردد. 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 (۲-۹) 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 ۲-۹-۱ آیین‌نامه) است. علاوه بر آن، دیافراگم‌ها باید نیروهای جانبی سازه‌های باربر جانبی را که در محل دیافراگم جابه‌جا یا قطع شده‌اند، تحمل نمایند.

Building and Housing Research Center

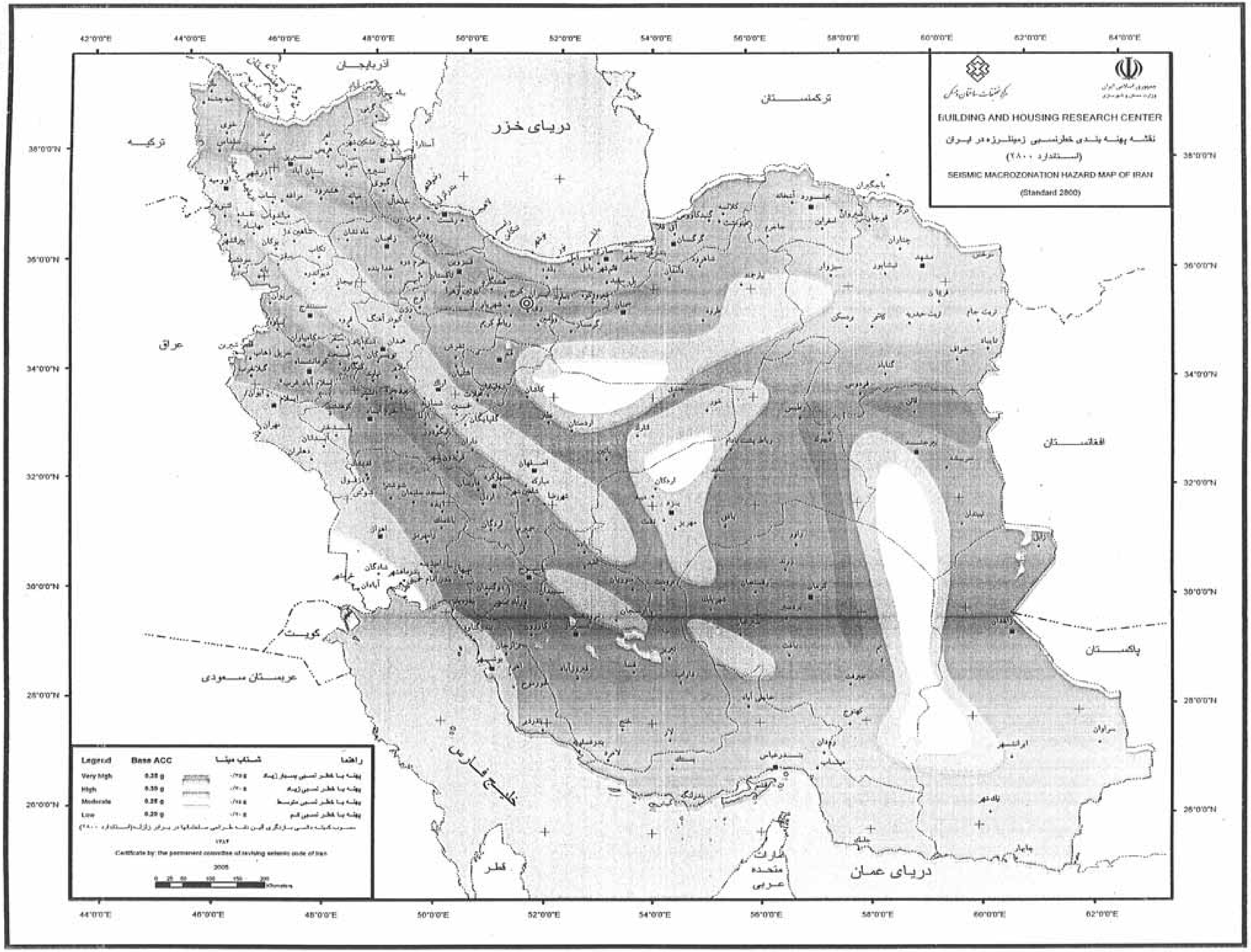
IRANIAN CODE OF PRACTICE FOR SEISMIC RESISTANT DESIGN OF BUILDINGS

Standard No. 2800 - 05

(Third Edition)

Permanent Committee for Revising the Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings

BHRC Publication No. S-253
2005


جمهوری اسلامی ایران
وزارت مسکن و شهرسازی
مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
ترکمنستان
افغانستان
پاکستان
دریای خزر
دریای عمان
خلیج فارس
آذربایجان
ترکیه
عراق
کویت
عربستان سعودی
قطر
امارات متحده عربی
42°0'0"E
44°0'0"E
46°0'0"E
48°0'0"E
50°0'0"E
52°0'0"E
54°0'0"E
56°0'0"E
58°0'0"E
60°0'0"E
62°0'0"E
64°0'0"E
38°0'0"N
36°0'0"N
34°0'0"N
32°0'0"N
30°0'0"N
28°0'0"N
26°0'0"N
0 25 50 100 150 200 Kilometers

BUILDING AND HOUSING RESEARCH CENTER

نقشه پهنه بندی خطرنسبی زمینلرزه در ایران
(استاندارد ۲۸۰۰)

SEISMIC MACROZONATION HAZARD MAP OF IRAN
(Standard 2800)

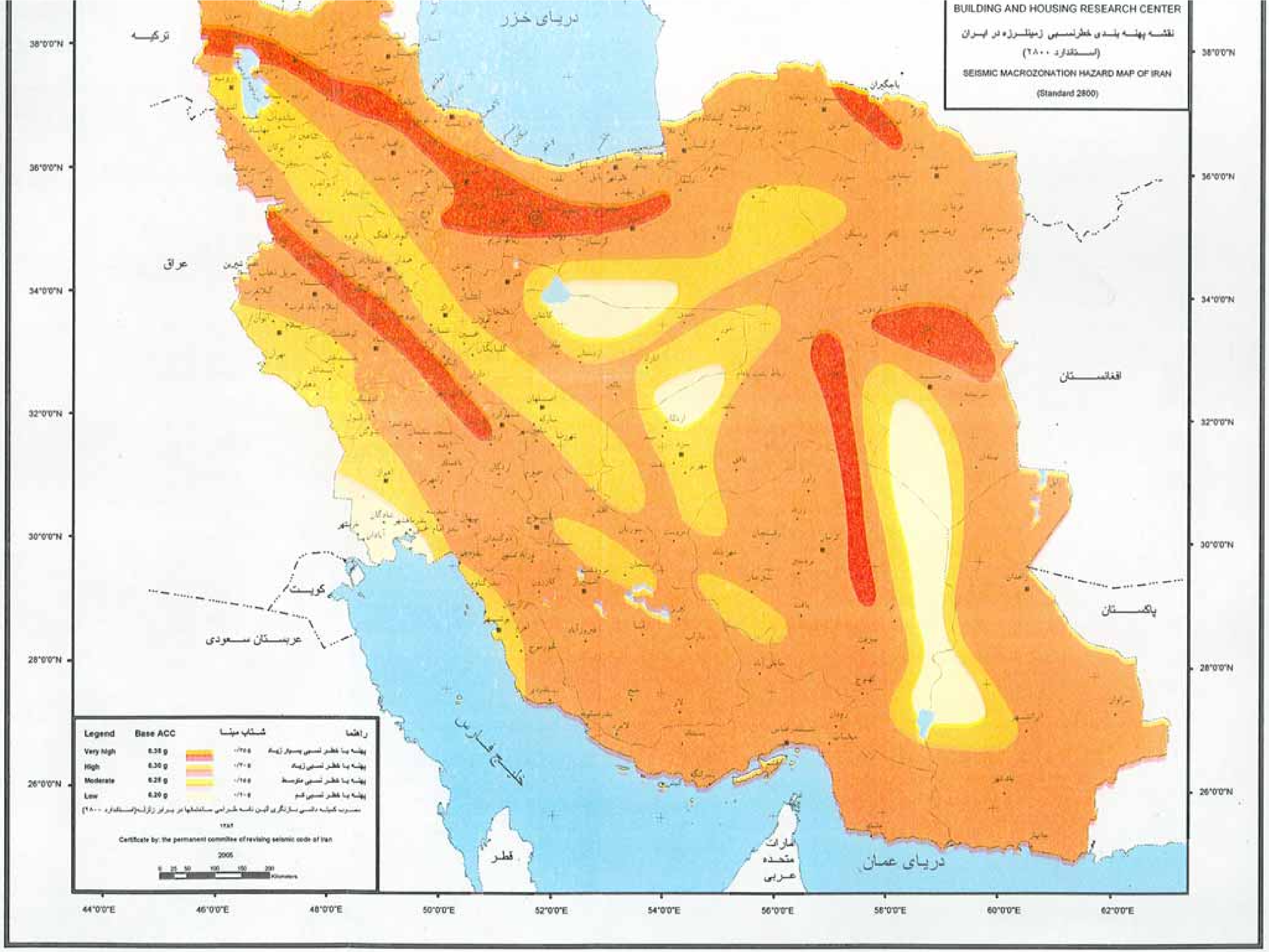
Legend	Base ACC		شتاب مبنا	راهنما
Very high	0.35 g	▨	۰/۳۵ g	پهنه با خطر نسبی بسیار زیاد
High	0.30 g	▨	۰/۳۰ g	پهنه با خطر نسبی زیاد
Moderate	0.25 g	▨	۰/۲۵ g	پهنه با خطر نسبی متوسط
Low	0.20 g	▨	۰/۲۰ g	پهنه با خطر نسبی کم

مصوب کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)

۱۳۸۴

Certificate by: the permanent committee of revising seismic code of Iran

2005



BUILDING AND HOUSING RESEARCH CENTER

نقشه پهنه بندی خطر نسبی زمین لرزه در ایران

(استاندارد ۲۸۰۰)

SEISMIC MACROZONATION HAZARD MAP OF IRAN

(Standard 2800)

Legend
Base ACC
شتاب مبنا
راهنما
Very high 0.35 g ۰/۳۵ g پهنه با خطر نسبی بسیار زیاد
High 0.30 g ۰/۳۰ g پهنه با خطر نسبی زیاد
Moderate 0.25 g ۰/۲۵ g پهنه با خطر نسبی متوسط
Low 0.20 g ۰/۲۰ g پهنه با خطر نسبی کم
مصوب کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)
۱۳۸۴
Certificate by: the permanent commitee of revising seismic code of Iran
2005
0 25 50 100 150 200 Kilometers
ترکیه
دریای خزر
باجگیران
عراق
افغانستان
کویت
عربستان سعودی
پاکستان
خلیج فارس
قطر
امارات متحده عربی
دریای عمان
38°0'0"N
36°0'0"N
34°0'0"N
32°0'0"N
30°0'0"N
28°0'0"N
26°0'0"N
44°0'0"E
46°0'0"E
48°0'0"E
50°0'0"E
52°0'0"E
54°0'0"E
56°0'0"E
58°0'0"E
60°0'0"E
62°0'0"E

Building and Housing
Research Center

BHRC - PN S 253

IRANIAN
BUILDING CODES
AND STANDARDS

IRANIAN CODE OF PRACTICE FOR SEISMIC RESISTANT DESIGN OF BUILDINGS

Standard No. 2800 - 05

(3rd Edition)

**Permanent Committee
for Revising the Iranian Code of
Practice for Seismic Resistant
Design of Buildings**

ISBN 964740495-6

9789647404952