بسم الله الرحمن الرحیم

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

پیش نویس

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

(استاندارد ۲۸۰۰)

(ویرایش ۵ – اسفند ۱۴۰۳)

(پیش نویس نهایی برای نظرخواهی عمومی)

زیر نظر کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

تاریخ انتشار ۱۴۰۳/۱۲/۲۵

نسخه آزمایشی برای نظرخواهی عمومی

تاریخ انتشار ۱۴۰۳/۱۲/۲۵

با احترام به یاد و خاطره استاد گرانقدر

دکتر مرتضی زاهدی

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای عموم

تاریخ انتشار ۱۴۰۳/۱۲/۲۵

تشکر و قدردانی

بدینوسیله از همراهی اعضای محترم کارگروه‌های تدوین و اعضای محترم کمیته‌های هماهنگی، اجرایی و دائمی ویرایش پنجم آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله و همکاری ارزشمند ایشان با مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی در راستای تدوین این سند قدردانی می‌گردد.

همچنین، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، مراتب سپاسگزاری خود را از حمایت‌های «امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه» و «سازمان ملی زمین و مسکن» در حمایت مادی و معنوی و پشتیبانی فنی از فرآیند تدوین این سند اعلام می‌دارد.

علاوه بر این، ضمن قدردانی از توجه «سازمان ملی استاندارد ایران» به اهمیت و جایگاه آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله و ثبت آن بعنوان استاندارد ملی ایران به شماره ۲۸۰۰، از همکاری و همراهی این سازمان با مرکز تحقیقات در پیشبرد اهداف متناظر با استانداردسازی و بهبود کیفیت ساخت و ساز قدردانی می‌گردد.

در پایان نیز، از جامعه مهندسی کشور که ضمن توجه به فرآیندهای تدوین و انتشار این آئین نامه، نظرات خود را در خصوص نسخه حاضر از طریق سامانه‌های تعریف شده در اختیار مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی قرار خواهند داد تشکر می شود.

صاحبنظران محترم می‌توانند نظرات خود را در خصوص پیش نویس ویرایش پنجم آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) حداکثر تا تاریخ ۱۴۰۴/۰۳/۳۱ و از طریق دو نشانی الکترونیکی زیر به مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی اعلام فرمایند:

std2800bhrc@yahoo.com
std2800@bhrc.ac.ir

نسخه ارسالی ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

فهرست مطالب

تعاریف ---------- أ
فصل اول ---------- ۱
کلیات ---------- ۱
۱-۱ هدف ---------- ۱
۱-۲ زلزله‌های مبنای طراحی ---------- ۱
۱-۳ حدود کاربرد ---------- ۲
۱-۳-۲ ساختمانهای بنائی کلافدار ---------- ۲
۱-۳-۳ سازه‌های زیر مشمول این آیین‌نامه نیستند: ---------- ۲
۱-۴ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت ---------- ۲
۱-۴-۱ ضریب اهمیت ساختمان ---------- ۴
۱-۵ گروه های طراحی لرزه ای ---------- ۵
۱-۶ ملاحظات معماری ---------- ۵
۱-۷ سایر موارد ---------- ۶
فصل دوم ---------- ۷
حرکت زمین ---------- ۷
۲-۱ تعریف ---------- ۷
۲-۲ مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر S_s و S_1 ---------- ۷
۲-۳ مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر در سطح زمین، SMS، SM1 ---------- ۸
۲-۴ مقادیر شتاب طیفی زلزله طرح، SDS و SD1 ---------- ۹
۲-۵ طیف طرح استاندارد، Sa ---------- ۱۰
۲-۵-۱ طیف زلزله بیشینه مورد نظر، **SaM** ---------- ۱۱
۲-۵-۲ طیف طرح قائم استاندارد ---------- ۱۱
۲-۶ طبقه‌بندی نوع زمین ---------- ۱۳
۲-۷ گروه طراحی لرزه‌ای ---------- ۱۵
۲-۸ طیف ویژه ساختگاه ---------- ۱۵
۲-۸-۱ موارد ضرورت تهیه طیف ویژه ساختگاه ---------- ۱۷
۲-۸-۲ حد پایین طیف ویژه ساختگاه ---------- ۱۸
۲-۸-۳ مقادیر شتاب طیفی درصورت استفاده از طیف ویژه ساختگاه ---------- ۱۸
۲-۸-۴ ساختگاه‌های واقع در حوزه نزدیک گسل ---------- ۱۹
۲-۸-۵ تحلیل پاسخ ساختگاه ---------- ۱۹
۲-۸-۵-۱ مدل ژئوتکنیکی زمین ---------- ۲۰

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۲-۸-۵-۲ روش تحلیل پاسخ ساختگاه ---- ۲۰
۲-۹ انتخاب تاریخچه زمانی شتاب، شتاب‌نگاشت ---- ۲۱
۲-۱۰ مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها ---- ۲۲
۲-۱۰-۱ تحلیل خطی سازه‌ها ---- ۲۲
۲-۱۰-۱-۱ روش انطباق طیفی ---- ۲۲
۲-۱۰-۱-۲ روش مقیاس دامنه ---- ۲۲
۲-۱۰-۲ تحلیل غیرخطی سازه‌ها ---- ۲۳
۲-۱۰-۲-۱ روش مقیاس دامنه ---- ۲۳
۲-۱۰-۲-۲ روش انطباق طیفی ---- ۲۴
۲-۱۰-۲-۳ بازه زمان تناوب سازگاری در تحلیل غیرخطی ---- ۲۴
فصل سوم ---- ۲۷
ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی ---- ۲۷
۳-۱ کلیات ---- ۲۷
۳-۲ ملاحظات کلی پیکربندی سازه‌ای ---- ۲۷
۳-۳ نظم کالبدی سازه ---- ۲۸
۳-۳-۱ نامنظمی در پلان ---- ۲۹
۳-۳-۲ نامنظمی در ارتفاع ---- ۳۱
۳-۳-۳ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم ---- ۳۲
۳-۴ سیستم‌های سازه‌ای و سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله ---- ۳۴
۳-۴-۱ طبقه‌بندی ساختمان‌ها برحسب نوع سیستم سازه‌ای ---- ۳۴
۳-۴-۱-۱ سیستم دیوار باربر ---- ۳۴
۳-۴-۱-۲ سیستم قاب ساختمانی ---- ۳۴
۳-۴-۱-۳ سیستم قاب خمشی ---- ۳۵
۳-۴-۱-۴ سیستم دوگانه ---- ۳۵
۳-۴-۱-۵ سیستم ستون کنسولی ---- ۳۶
۳-۴-۱-۶ سایر سیستم‌های سازه‌ای ---- ۳۷
۳-۴-۲ سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله ---- ۳۷
۳-۴-۲-۱ ضریب رفتار (R_u) ---- ۳۸
۳-۴-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت (Ω_o) ---- ۳۸
۳-۴-۲-۳ ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی (C_d) ---- ۳۸
۳-۴-۲-۴ حداکثر ارتفاع مجاز انواع مختلف سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای (H_m) ---- ۳۸
۳-۵ ضریب نامعینی سازه،ρ ---- ۴۳
۳-۶ امتداد اثر نیروهای زلزله ---- ۴۵
۳-۷ ضوابط مدل‌سازی ---- ۴۷

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۳-۷-۱ مدل‌سازی سازه ---- ۴۷
۳-۷-۲ میانقاب‌ها ---- ۴۷
۳-۷-۳ پله‌ها و شیب‌راه‌ها ---- ۴۷
۳-۷-۴ وزن مؤثر لرزه‌ای ---- ۴۸
۳-۸ روش‌های تحلیل سازه ---- ۴۹
۳-۸-۱ روش‌های تحلیل خطی ---- ۴۹
۳-۸-۲ روش‌های تحلیل غیر خطی ---- ۵۰
۳-۹ روش تحلیل استاتیکی معادل ---- ۵۱
۳-۹-۱ نیروهای جانبی ناشی از زلزله ---- ۵۱
۳-۹-۱-۱ برش پایه؛ V_u ---- ۵۱
۳-۹-۱-۲ برش پایهٔ حداقل؛ $V_{u\,min}$ ---- ۵۲
۳-۹-۱-۳ تراز پایه ---- ۵۲
۳-۹-۱-۴ ضریب اهمیت ساختمان ---- ۵۴
۳-۹-۲ زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه، T ---- ۵۴
۳-۹-۲-۱ روابط تجربی تعیین زمان تناوب نوسان جانبی در ساختمان‌های متعارف ---- ۵۴
۳-۹-۲-۲ ساختمان‌های غیر متعارف ---- ۵۵
۳-۹-۳ توزیع نیروهای جانبی ناشی از زلزله در ارتفاع ساختمان ---- ۵۶
۳-۹-۴ توزیع برش طبقه ناشی از زلزله در پلان ساختمان و آثار پیچش ---- ۵۷
۳-۹-۵ نیروی قائم ناشی از زلزله ---- ۵۸
۳-۱۰ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی ---- ۵۹
۳-۱۰-۱ روش تحلیل طیفی ---- ۵۹
۳-۱۰-۱-۲ تعداد مدهای نوسان ---- ۶۰
۳-۱۰-۱-۳ ترکیب اثر مدها ---- ۶۰
۳-۱۰-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب ---- ۶۱
۳-۱۰-۱-۵ اثر پیچش ---- ۶۱
۳-۱۰-۲ روش تحلیل تاریخچه زمانی ---- ۶۲
۳-۱۰-۲-۱ الزامات عمومی ---- ۶۲
۳-۱۰-۲-۲ اثر پیچش ---- ۶۲
۳-۱۰-۲-۳ تعداد مدهای نوسان ---- ۶۲
۳-۱۰-۲-۴ مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها ---- ۶۲
۳-۱۰-۲-۵ اعمال شتاب‌نگاشت‌ها به مدل سازه ---- ۶۳
۳-۱۰-۲-۶ اصلاح مقادیر بازتاب و تعیین مقادیر طراحی ---- ۶۳
۳-۱۱ ضوابط تحلیل سیستم‌های ترکیبی ---- ۶۶
۳-۱۱-۱ ترکیب سیستم‌ها در پلان ---- ۶۶

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۳-۱۱-۱-۱ ترکیب سیستم‌ها در دو امتداد عمود بر هم پلان ---- ۶۶
۳-۱۱-۱-۲ ترکیب سیستم‌ها در هر یک از امتدادهای پلان ---- ۶۶
۳-۱۱-۲ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع از روی تراز پایه ---- ۶۶
۳-۱۱-۲-۱ روش تحلیل در حالت کلی ---- ۶۷
۳-۱۱-۲-۲ روش تحلیل در حالت خاص (تحلیل دو مرحله‌ای) ---- ۶۹
۳-۱۱-۳ سازهٔ زیر تراز پایه ---- ۷۰
۳-۱۲ تغییرمکان جانبی تحت اثر زلزلهٔ طرح ---- ۷۱
۳-۱۲-۸ اعضای رابط بین سازه‌ها ---- ۷۴
۳-۱۳ دیافراگم‌ها ---- ۷۵
۳-۱۳-۱-۱ دیافراگم صلب ---- ۷۵
۳-۱۳-۱-۲ دیافراگم نرم ---- ۷۶
۳-۱۳-۷ روش جایگزین برای طراحی دیافراگم‌ها ---- ۷۹
۳-۱۴ دیوارهای سازه‌ای ---- ۸۰
۳-۱۴-۱ طراحی برای نیروهای خارج از صفحه ---- ۸۰
۳-۱۴-۲ مهار دیوار سازه‌ای ---- ۸۰
۳-۱۵ پی ساختمان ---- ۸۱
۳-۱۵-۱ مشخصات بار- تغییر مکان پی ---- ۸۱
۳-۱۵-۲ اثر اندرکنش خاک و سازه ---- ۸۲
۳-۱۵-۳ کاهش آثار ناشی از لنگر واژگونی در تراز پی ---- ۸۳
۳-۱۶ سایر ضوابط طراحی لرزه‌ای ---- ۸۳
۳-۱۶-۱ آثار $P\text{-}\Delta$ ---- ۸۳
۳-۱۶-۲ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده ---- ۸۴
۳-۱۶-۳ افزایش نیروی جانبی زلزله در اعضای خاص ---- ۸۴
۳-۱۶-۴ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله نیستند ---- ۸۵
۳-۱۶-۵ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی ---- ۸۵
۳-۱۷ کنترل سازه برای نیروی زلزلهٔ سطح بهره‌برداری ---- ۸۵
۳-۱۸ روش ساده‌شدهٔ تحلیل و طراحی ---- ۸۷
۳-۱۸-۳-۱ برش پایه ---- ۸۹
۳-۱۸-۳-۲ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان ---- ۸۹
۳-۱۸-۳-۳ توزیع برش طبقه در پلان ساختمان و آثار پیچش ---- ۸۹
۳-۱۹ ترکیب نیروی زلزله با سایر بارها ---- ۹۱
۳-۱۹-۱ ترکیب بارهای شامل آثار بارهای زلزلهٔ طرح ---- ۹۱
۳-۱۹-۲ ترکیب بارهای شامل آثار بارهای تشدیدیافتهٔ زلزلهٔ طرح ---- ۹۱
۳-۱۹-۳ ترکیب بارهای شامل آثار بار زلزلهٔ سطح بهره‌برداری ---- ۹۲

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۴-۱۹-۳ ترکیب بارها برای طراحی پی ---- ۹۲
فصل چهارم ---- ۹۳
ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای ---- ۹۳
۴-۱ کلیات ---- ۹۳
۴-۱-۱ تعریف ---- ۹۳
۴-۱-۲ محدوده کاربرد ---- ۹۳
۴-۱-۳ گروه طراحی لرزه ای ---- ۹۴
۴-۱-۴ ضریب اهمیت جزء ---- ۹۴
۴-۱-۵ کاربرد ضوابط اجزاء غیرسازه‌ای در سازه‌های غیرساختمانی ---- ۹۴
۴-۱-۶ اجزاء غیر سازه‌ای با وزن بیشتر از ۲۰ درصد وزن موثر لرزه‌ای سازه ---- ۹۵
۴-۲ نیازهای لرزه ای اجزاء غیر سازه‌ای ---- ۹۵
۴-۲-۱ نیروی طراحی جانبی زلزله ---- ۹۵
۴-۲-۱-۱ ضریب بزرگنمایی نیرو در ارتفاع ---- ۹۶
۴-۲-۱-۲ ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری سازه ---- ۹۷
۴-۲-۱-۳ ضریب تشدید ---- ۹۸
۴-۲-۱-۴ ضریب مقاومت جزء ---- ۹۸
۴-۲-۱-۵ روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ---- ۹۸
۴-۲-۲ اثر نیروی قائم زلزله ---- ۹۹
۴-۲-۳ بارهای غیرلرزه‌ای ---- ۹۹
۴-۲-۴ تغییر مکان جانبی ---- ۹۹
۴-۲-۵ اجزای غیر سازه ای در سازه های خاص ---- ۱۰۱
۴-۲-۵-۱ تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه ---- ۱۰۱
۴-۲-۵-۲ تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه ---- ۱۰۱
۴-۲-۶ زمان تناوب جزء ---- ۱۰۱
۴-۳ مهار و ملحقات اجزاء غیرسازه‌ای ---- ۱۰۲
۴-۳-۱ طراحی اتصالات ---- ۱۰۲
۴-۳-۲ مهار اتصالات ---- ۱۰۲
۴-۴ اجزاء غیر سازه ای معماری ---- ۱۰۳
۴-۴-۱ کلیات ---- ۱۰۳
۴-۴-۲ نیرو و تغییر مکان ---- ۱۰۳
۴-۴-۳ خمش خارج از صفحه ---- ۱۰۳
۴-۴-۴ اجزاء دیوار غیرسازه ای خارجی و اتصالات آن ---- ۱۰۴
۴-۴-۵ دیوار غیرسازه ای داخلی ---- ۱۰۴
۴-۴-۶ نمای خارجی ---- ۱۰۶

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۴-۴-۷ نما و دیواره شیشه‌ای ---- ۱۰۷
۴-۴-۷ سقف کاذب ---- ۱۰۸
۴-۴-۸ جان پناه ---- ۱۰۸
۴-۴-۹ اتاقکهای سبک پشت بام ---- ۱۰۸
۴-۴-۱۰ شیب راهه و پله خروج اضطراری ---- ۱۰۸
۴-۴-۱۱ کف دسترسی ---- ۱۰۹
۴-۵ اجزاء غیرسازه ای مکانیکی و برقی ---- ۱۰۹
۴-۵-۱ کلیات ---- ۱۰۹
۴-۵-۱-۱ تائیدیه لرزه ای ---- ۱۱۰
۴-۵-۱-۲ الزامات تائیدیه ویژه ---- ۱۱۰
۴-۵-۱-۳ اثرات خسارت غیرمستقیم (تبعی): ---- ۱۱۱
۴-۵-۲ اجزاء مکانیکی ---- ۱۱۶
۴-۵-۲-۱ اجزاء سیستم تهویه مطبوع ---- ۱۱۶
۴-۵-۲-۲ خطوط توزیع: انواع سیستم کانال هوا و تهویه ---- ۱۱۷
۴-۵-۲-۳ خطوط توزیع: سیستمهای لوله‌کشی و لوله گذاری ---- ۱۱۸
۴-۵-۲-۴ سیستم لوله کشی آبفشان خودکار مقابله با حریق ---- ۱۱۹
۴-۵-۲-۵ بویلرها و مخازن تحت فشار ---- ۱۲۰
۴-۵-۲-۶ ضوابط طراحی آسانسور و پله متحرک ---- ۱۲۰
۴-۵-۳ اجزاء و تاسیسات برقی ---- ۱۲۱
۴-۵-۳-۱ خطوط توزیع:لوله /غلاف، سینی کابل، و داکت های عبور برق ---- ۱۲۲
۴-۵-۳-۲ پانلهای خورشیدی روی بام ---- ۱۲۳
۴-۵-۴ خطوط توزیع-قاب میله ای آویز نگهدارنده چند سیستم مختلف ---- ۱۲۳
۴-۵-۵ خطوط ارائه خدمات ---- ۱۲۳
۴-۵-۶ سایر اجزاء مکانیکی و برقی ---- ۱۲۳
۴-۵-۷ تکیه‌گاه‌ها و سازه‌های تکیه‌گاهی ---- ۱۲۴
۴-۵-۷-۱ تکیه گاه ---- ۱۲۴
۴-۵-۷-۲ سازه های تکیه گاهی و سکوهای تجهیزات ---- ۱۲۵
فصل پنجم ---- ۱۲۷
ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیرساختمانی ---- ۱۲۷
۵-۱ کلیات ---- ۱۲۷
۵-۱-۳ دستورالعملهای خاص ---- ۱۲۸
۵-۲ کلیات ضوابط بارگذاری و تحلیل ---- ۱۲۸
۵-۲-۱ روش تحلیل ---- ۱۲۸
۵-۲-۲ ضریب اهمیت ---- ۱۲۹

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۵-۲-۳ زمان تناوب طبیعی اصلی سازه ها---- ۱۲۹
۵-۲-۴ طیف‌های طراحی---- ۱۲۹
۵-۲-۵ وزن موثر لرزه ای (W)---- ۱۲۹
۵-۲-۶ مقادیر حداقل نیروی زلزله ---- ۱۳۰
۵-۲-۷ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ---- ۱۳۱
۵-۲-۸ پیچش ---- ۱۳۱
۵-۲-۹ ترکیبات بارگذاری ---- ۱۳۲
۵-۲-۱۰ حساسیت به حرکات قائم زمین ---- ۱۳۲
۵-۲-۱۱ راستای نیروی زلزله---- ۱۳۳
۵-۲-۱۲ تغییر مکانهای جانبی نسبی ---- ۱۳۳
۵-۲-۱۳ اثرات P- Δ---- ۱۳۴
۵-۲-۱۴ الزامات خاص ---- ۱۳۴
۵-۲-۱۵ مهارها---- ۱۳۴
۵-۲-۱۶ وضعیت ساختگاه---- ۱۳۵
۵-۳ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها---- ۱۳۵
۵-۳-۲ محدودیت ارتفاع و ضرایب رفتار، اضافه مقاومت و بزرگنمایی ---- ۱۳۵
۵-۳-۳ سازه های خاص ---- ۱۳۵
۵-۳-۳-۱ سازه های تکیه گاهی لوله‌ها (پایپ رکها) ---- ۱۳۵
۵-۳-۳-۲ برجهای سازه‌ای تکیه گاه مخازن و ظروف (بونکرها) ---- ۱۳۶
۵-۳-۳-۳ قابهای صنعتی (سوله ها)---- ۱۳۶
۵-۴ ضوابط عمومی برای سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه با ساختمان‌ها ---- ۱۳۸
۵-۴-۱ دیوارهای نگهبان خاک ---- ۱۳۸
۵-۴-۲ دودکش‌ها---- ۱۳۸
۵-۴-۳ سیستم‌های پشتیبان نگهداری سیالات ---- ۱۳۸
۵-۴-۴ دیوارها و نرده‌های طره‌ای متکی بر زمین (دیوارهای محوطه) ---- ۱۳۹
۵-۴-۵ مخازن و ظروف هوائی حاوی سیالات---- ۱۳۹
۵-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان ها متکی بر زمین ---- ۱۴۲
۵-۵-۴ سکوی بتنی---- ۱۴۲
۵-۶ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها متکی بر سازه‌های دیگر ---- ۱۴۵
۵-۶-۱ سازه غیرساختمانی با وزنی کمتر از ۲۰٪ وزن کل---- ۱۴۵
۵-۶-۲ سازه غیرساختمانی با وزنی مساوی یا بیشتر از ۲۰٪ وزن کل ---- ۱۴۵
فصل ششم ---- ۱۵۱
الزامات ژئوتکنیکی ---- ۱۵۱

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۶-۱ کلیات ---------- ۱۵۱
۶-۲ شناسائی های ژئوتکنیکی زمین ---------- ۱۵۱
۶-۲-۱ مراحل شناسایی ژئوتکنیکی ---------- ۱۵۱
۶-۲-۲ مطالعات ژئوتکنیکی تکمیلی ---------- ۱۵۲
۶-۳ ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله ---------- ۱۵۲
۶-۳-۱ روانگرایی ---------- ۱۵۲
۶-۳-۱-۱ زمین های مستعد روانگرایی ---------- ۱۵۳
۶-۳-۱-۲ ارزیابی وقوع روانگرایی ---------- ۱۵۴
۶-۳-۱-۳ تعیین پتانسیل بروز اثرات سطحی ناشی از وقوع روانگرایی درزمینهای مسطح ---------- ۱۵۶
۶-۳-۱-۴ گسترش جانبی ---------- ۱۵۷
۶-۳-۱-۵ روش‌های کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی ---------- ۱۵۸
۶-۳-۲ ناپایداری شیروانیها ---------- ۱۵۸
۶-۳-۲-۱ ملاحظات کلی وعوامل ناپایداری شیروانیها ---------- ۱۵۸
۶-۳-۲-۲ روشهای ارزیابی پایداری لرزه ای شیروانیها ---------- ۱۵۹
۶-۳-۲-۳ مقاوم سازی شیروانیها ---------- ۱۶۱
۶-۳-۳ فرونشست وفروچاله ---------- ۱۶۱
۶-۳-۳-۱ آثار و پیامدهای فرونشست و فرو چاله ناشی از زلزله ---------- ۱۶۱
۶-۳-۳-۲ بررسی پتانسیل فرو نشست و شناسایی حفرات زیرسطحی ---------- ۱۶۲
۶-۳-۴ گسلش ---------- ۱۶۲
۶-۴ تاثیر شرایط ساختگاهی بر مشخصات زلزله طراحی ---------- ۱۶۴
۶-۴-۱ تاثیر لایه‌های رسوبی سطحی ---------- ۱۶۵
۶-۴-۲ تاثیر توپوگرافی سطحی ---------- ۱۶۵
۶-۴-۲-۱ بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی سطحی ---------- ۱۶۵
۶-۴-۳ تاثیر توپوگرافی عمقی (سنگ بستر) یا دره پنهان ---------- ۱۶۷
۶-۴-۴ اثرات ناشی از وجود فضاهای زیرزمینی ---------- ۱۶۷
۶-۵ طراحی لرزه ای پی ساختمانها ---------- ۱۶۷
۶-۵-۱ طراحی لرزه ای پی های سطحی ---------- ۱۶۸
۶-۵-۲ طراحی لرزه ای پی های عمیق ساختمانها ---------- ۱۷۱
۶-۵-۲-۱ کلیات ---------- ۱۷۱
۶-۵-۲-۲ کلاهک شمع و تیرهای ارتباطی مابین شمع ها ---------- ۱۷۲
۶-۵-۲-۳ گیردار کردن شمع به کلاهک شمع ---------- ۱۷۲
۶-۵-۲-۴ اندرکنش شمع - خاک ---------- ۱۷۳
۶-۵-۲-۵ اثر گروه شمع ---------- ۱۷۳
۶-۵-۲-۶ اثر روانگرایی ---------- ۱۷۴

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۶-۵-۲-۷ اثر گسترش جانبی ---------- ۱۷۴
۶-۵-۲-۸ ملاحظات مدلسازی و طراحی ---------- ۱۷۵
۶-۵-۲-۹ معیارهای تحلیل خطی پی های عمیق در سیستم اندرکنش خاک-شمع-کلاهک-سازه -- ۱۷۵
۶-۵-۲-۱۰ معیارهای تحلیل غیرخطی پی های عمیق در سیستم اندرکنش خاک-شمع-کلاهک-سازه ---------- ۱۷۵
۶-۵-۲-۱۱ جزئیات اجرایی لرزه ای شمع ---------- ۱۷۶
۶-۶ طراحی لرزه ای دیوار های نگهبان خاک ---------- ۱۷۶
۶-۶-۱ الزامات کلی ---------- ۱۷۶
۶-۶-۲ معیارها و مبانی تحلیل و طراحی ---------- ۱۷۷
۶-۶-۳ معیارهای تحلیل و طراحی دیوارهای نگهبان مجزا از سازه ساختمان ---------- ۱۷۷
۶-۶-۴ معیارهای تحلیل و طراحی دیوارنگهبان متصل به سازه ساختمان ---------- ۱۷۸
۶-۶-۴-۱ معیارهای تحلیل و طراحی دیوارهای نگهبان پایین تر از تراز پایه ---------- ۱۷۸
۶-۶-۴-۲ محاسبه بارهای وارده بر دیوارهای نگهبان متصل به ساختمان در بالای تراز پایه و با ارتفاع حداکثر ۲۰ متر ---------- ۱۷۹
۶-۶-۵ محاسبه بارهای وارده بر دیوارهای نگهبان متصل به ساختمان در بالای تراز پایه و با ارتفاع بیشتر از ۲۰ متر ---------- ۱۷۹
۶-۶-۶ محاسبه بارهای وارده بر دیوارهای نگهبان ساختمان در زمینهای شیبدار و یا حالتهای خاص---- ۱۸۰
۶-۶-۷ ضرایب عکس العمل خطی و غیر خطی خاک پشت دیوارها در جهت افقی ---------- ۱۸۰
۶-۶-۸ فشار آب وارد بر دیوار نگهبان ساختمان در شرایط استاتیکی و زلزله ---------- ۱۸۱
۶-۷ طراحی لرزه ای سازه های زیرزمینی شهری ----------۱۸۱
۶-۸ اندرکنش لرزه ای خاک و سازه ----------۱۸۱
فصل هفتم ----------۱۸۳
ضوابط طراحی لرزه ای سازه های دارای سامانه جداساز و میراگر ----------۱۸۳
۷-۱ کلیات ----------۱۸۳
۷-۱-۱ ملاحظات طراحی، کنترل کیفیت و بازرسی ---------- ۱۸۴
۷-۱-۲ معیارهای حرکت زمین ---------- ۱۸۵
۷-۱-۳ مشخصه های سامانه های جداساز و میراگر ---------- ۱۸۵
۷-۱-۳-۱ اجزای سامانه ها و مشخصه های اسمی آنها ---------- ۱۸۵
۷-۱-۳-۲ محدوده تغییرمشخصه های اجزای سامانه های جداساز و میراگر ---------- ۱۸۶
۷-۱-۳-۳ ضرایب اصلاح مشخصه ها ---------- ۱۸۶
۷-۱-۳-۴ مدلهای رفتاری کرانه های بالا و پایین سامانه های جداساز و میراگرها: ---------- ۱۸۷
۷-۱-۴ کنترل طراحی سامانه های جداساز و میراگر ---------- ۱۸۸
۷-۲ ضوابط طراحی لرزه ای ساختمانهای دارای جداساز ----------۱۸۸
۷-۲-۱ سامانه جداساز ---------- ۱۸۹

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۷-۲-۲ سیستم سازه ای ---------- ۱۸۹
۷-۲-۳ اثرات بار لرزه ای و ترکیب بارها ---------- ۱۹۰
۷-۲-۴ مشخصه های سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر ***DM*** ---------- ۱۹۱
۷-۲-۵ انتخاب روش تحلیل ---------- ۱۹۲
۷-۲-۵-۱ شرایط استفاده از روش استاتیکی معادل ---------- ۱۹۲
۷-۲-۵-۲ شرایط استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی ---------- ۱۹۳
۷-۲-۵-۳ شرایط استفاده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی ---------- ۱۹۳
۷-۲-۶ روش تحلیل استاتیکی معادل ---------- ۱۹۳
۷-۲-۶-۱ تغییر مکان حداکثر ***DM*** : ---------- ۱۹۳
۷-۲-۶-۲ دوره تناوب موثر در تغییر مکان حداکثر ***DM*** ---------- ۱۹۴
۷-۲-۶-۳ تغییر مکان حداکثر کل ***DTM*** ---------- ۱۹۴
۷-۲-۶-۴ نیروهای جانبی برای طراحی سازه ---------- ۱۹۵
۷-۲-۶-۵ توزیع بار لرزه ای در ارتفاع ساختمان ---------- ۱۹۷
۷-۲-۶-۶ تغییر مکان نسبی مجاز طبقات: ---------- ۱۹۷
۷-۲-۷ روش های تحلیل دینامیکی ---------- ۱۹۸
۷-۲-۷-۱ مدل سازی: ---------- ۱۹۸
۷-۲-۷-۲ روش تحلیل دینامیکی طیفی ---------- ۱۹۹
۷-۲-۷-۳ روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی ---------- ۱۹۹
۷-۲-۷-۴ حداقل تغییر مکانها و نیروهای جانبی ---------- ۲۰۰
۷-۳ ضوابط طراحی لرزه ای ساختمانهای دارای سامانه میراگر ---------- ۲۰۱
۷-۳-۱ سیستم باربر لرزه ای ---------- ۲۰۱
۷-۳-۲ سامانه میراگر ---------- ۲۰۲
۷-۳-۳ انتخاب روش تحلیل ---------- ۲۰۳
۷-۳-۳-۱ شرایط استفاده از روش تحلیل طیفی ---------- ۲۰۳
۷-۳-۳-۲ شرایط استفاده از روش استاتیکی معادل ---------- ۲۰۳
۷-۳-۳-۳ نامعینی در سامانه میراگر ---------- ۲۰۴
۷-۳-۴ روش تاریخچه زمانی غیرخطی ---------- ۲۰۴
۷-۳-۴-۱ پارامترهای پاسخ ---------- ۲۰۵
۷-۳-۴-۲ شرایط بارگذاری لرزه ای و معیارهای پذیرش ---------- ۲۰۵
۷-۳-۵ روش تحلیل طیفی ---------- ۲۰۶
۷-۳-۵-۱ مدلسازی ---------- ۲۰۶
۷-۳-۵-۲ سیستم باربر لرزه ای ---------- ۲۰۷
۷-۳-۵-۳ سامانه میراگر ---------- ۲۰۸
۷-۳-۶ روش استاتیکی معادل ---------- ۲۱۰

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۷-۳-۶-۱ مدل‌سازی: ---------- ۲۱۰
۷-۳-۶-۲ سیستم باربر لرزه ای ---------- ۲۱۱
۷-۳-۶-۳ سامانه میراگر ---------- ۲۱۳
۷-۳-۶-۴ اصلاح پاسخ سازه با وجود سامانه میراگر ---------- ۲۱۵
۷-۳-۶-۵ اعمال شبه استاتیکی نیروهای ناشی از میراگرها و معیارهای پذیرش در روشهای استاتیکی معادل و طیفی ---------- ۲۱۸
پیوست (۱): نقشه های شتاب طیفی ---------- ۲۲۳
پیوست (۲): روش‌های تحلیل غیر خطی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها ---------- ۲۲۳
پیوست (۳): دیافراگمها ---------- ۲۲۳
پیوست (۴): اندرکنش خاک و سازه ---------- ۲۲۳
پیوست (۵): اثر میانقاب در تحلیل و طراحی سازه‌های ساختمانی ---------- ۲۲۳
پیوست (۶): طراحی لرزه ای اجزاء غیرسازه ای معماری ---------- ۲۲۳
پیوست (۷): آثار P-Δ ---------- ۲۲۳
پیوست (۸): زمان تناوب اصلی نوسان سازه های غیرساختمانی ---------- ۲۲۳
پیوست (۹): الزامات ژئوتکنیکی ---------- ۲۲۳
پیوست (۱۰): دستورالعمل انجام آزمایش‌های مورد نیاز برای کنترل عملکرد جداساز ها و میراگرها ---------- ۲۲۳

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

تعاریف

(در نسخه حاضر، تعاریف به ترتیب هر فصل و براساس حروف الفبا مرتب شده است. ممکن است در نسخه نهایی فارغ از فصل مورد ارجاع، به ترتیب حروف الفبا ارائه شود).

②

تحلیل خطر تعیینی (تعیُّنی یا قطعی) زلزله: Deterministic Seismic Hazard Analysis

فرآیندی است که طی آن پارامترهای لرزه‌ای رویدادی منتخب (با بزرگا و فاصله مشخص) حاصل از تفکیک خطر لرزه‌ای در ساختگاه با توجه به نوع زمین ساختگاه تعیین می‌شود.

تحلیل خطی معادل: Equivalent Linear Analysis

روش تقریبی مبتنی بر معادل سازی رفتار غیرخطی خاک با رفتار خطی، برای درنظرگرفتن اثرات آبرفت بر روی مقدار جنبش زمین اعمال شده در سنگ بستر

تفکیک خطر لرزه‌ای: Seismic Hazard Disaggregation

فرآیند محاسبه‌ی درصد مشارکت رویدادهای ممکن چشمه‌های لرزه‌زای منطقه در احتمال فراگذشت پارامتر پاسخ لرزه‌ای در یک ساختگاه معین.

راستای بیشینه پاسخ (یا راستای بیشینه بارگذاری): Maximum Response or Loading Direction

راستایی که در آن بیشترین میزان پاسخ نوسانگر یک درجه آزادی تحت تحریک افقی زمین‌لرزه رخ می‌دهد. بدیهی است که این راستا در حالت عمومی، برای هر مقدار از زمان تناوب این نوسانگر متفاوت است.

روابط تخمین جنبش زمین (رابطه‌ی کاهندگی): Ground Motion Model

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

مدل ریاضی سازگار با خصوصیات لرزه‌ای منطقه که مقادیر پارامترهای جنبش قوی زمین را بصورت تابعی از نوع گسلش، فاصله‌ی چشمه‌ی لرزه‌زا تا ساختگاه، بزرگا، جنس زمین ساختگاه و سایر عوامل موثر به صورت مقدار متوسط و پراکندگی پیرامون آن ارائه می‌نماید.

زلزله بیشینه مورد نظر: Maximum Considered Earthquake

شدیدترین سطح جنبش زمین مورد استفاده در این آیین نامه که احتمال رخداد آن در طول عمر سازه بسیار اندک است. عموما دوره بازگشت این سطح جنبش حدود ۲۴۷۵ سال است.

طیف خطر یکنواخت: Uniform Hazard Spectra

طیفی است که مقادیر جنبش آن با هر زمان تناوب سازه، دارای احتمال فراگذشت یکسان در مدت زمان معین باشد.

گروه طراحی لرزه‌ای: Seismic Design Category (SDC)

گروه‌بندی که براساس لرزه‌خیزی محل، نوع زمین ساختگاه و اهمیت ساختمان، به سازه اطلاق می‌شود.

گسل فعال: Active Fault

گسلی است که در دوره هولوسن (از حدود ۱۰ هزار سال قبل تا کنون)، زلزله‌ای بر روی آن رخ داده باشد یا گسلی که در نیمه‌ی دوم کواترنری (تقریبا ۱ میلیون سال پیش تا کنون) فعالیت لرزه‌ای داشته و نرخ لغزش آن بیش از ۱ میلیمتر در سال است.

③

آثار P-Δ: P-Delta Effects

آثار ثانویه بر روی تلاش‌های موجود در اعضای سازه‌ای و نیز تغییرمکان‌های جانبی طبقات، ناشی از بارهای قائم، که به علت تغییر مکان جانبی نسبی در عضو ایجاد می‌شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

اتصال خورجینی: Khorjini Connection

نوعی اتصال تیر به ستون است که در آن تیرها از طرفین ستون عبور داده شده و برای ایجاد اتصال، از جزئیات خاصی که در نشریه شماره ۳۲۴ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی آورده شده، استفاده می‌گردد.

ارتفاع ساختمان: Building Height

ارتفاع قائم از تراز پایه تا بالاترین تراز سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان. درصورتی‌که سقف بالاترین تراز بصورت شیبدار باشد، این ارتفاع از تراز پایه تا متوسط ارتفاع سقف مذکور محاسبه می‌شود. همچنین، درصورتی‌که وزن خرپشته بیش از ۲۵ درصد وزن بام باشد باید ارتفاع آن در محاسبهٔ ارتفاع ساختمان در نظر گرفته شود.

نیروهای زلزله: Seismic Forces

نیروهای تعیین شده در این آیین‌نامه، که جهت طراحی سازه و اجزای آن مورد استفاده قرار می‌گیرند.

برش پایه: Base Shear

مجموع نیروهای جانبی زلزلهٔ ایجاد شده در ساختمان، در تراز پایه.

برش طبقه: Story Shear

مجموع نیروی جانبی زلزله در تراز طبقه مورد نظر و طبقات بالاتر از آن.

تراز پایه: Base

ترازی است که فرض می‌شود در هنگام زلزله، حرکات افقی زمین، در آن تراز به سازه منتقل می‌گردد.

تغییرمکان جانبی نسبی طبقه: Story Drift

اختلاف تغییرمکان جانبی کل تراز سقف طبقه نسبت به تراز کف تحتانی آن.

تغییرمکان جانبی کل: Total Lateral Displacement

تغییرمکان جانبی افقی تراز یک کف نسبت به موقعیت اولیه آن.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

جمع‌کننده: Collector

عضوی از دیافراگم است که با نیروهای برشی وارد بردیافراگم هم راستا بوده و این نیروها را جمع نموده و به عناصر قائم مقاوم لرزه ای منتقل کرده و یا آنها را در دیافراگم پخش می نماید.

چشمه اتصال: Panel Zone

ناحیه‌ای از جان یا جان‌های ستون، محصور بین بال‌های ستون و ورق‌های پیوستگی یا امتداد ورق‌های بال تیر یا امتداد ورق‌های روسری و زیرسری، در گرهٔ اتصال گیردار تیر به ستون در قاب‌های خمشی فولادی.

دیافراگم: Diaphragm

کف‌ها، بام‌ها یا سیستم‌های مهاربندی در کف که نیروی جانبی زلزله را با عملکرد داخل صفحهٔ خود به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای منتقل می‌کنند. دیافراگم‌ها ممکن است به‌صورت افقی یا شیب‌دار باشند.

دیوار باربر ثقلی: Bearing Wall

- **فولادی**: دیواری که علاوه بر وزن خود، بارهای قائم به مقدار ۱/۵ کیلو نیوتن بر متر یا بیشتر را تحمل می‌کند.
- **بتنی و بنایی**: دیواری که علاوه بر وزن خود، بارهای قائم به مقدار ۳ کیلو نیوتن بر متر یا بیشتر را تحمل می‌کند.

دیوار غیر باربر ثقلی: Nonbearing Wall

دیوار فولادی، بتنی یا بنایی که دارای شرایط دیوار باربر ثقلی نباشد.

دیوار برشی: Shear Wall

دیواری که نیروهای جانبی زلزله را با عملکرد داخل صفحهٔ خود تحمل می‌کند. این دیوار ممکن است باربر یا غیر باربر ثقلی باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

دیوار سازه‌ای: Structural Wall

دیواری که دارای شرایط دیوار باربر ثقلی، دیوار برشی یا هر دوی آنها باشد.

سختی طبقه: Story Stiffness

نسبت برش طبقه به تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی آن طبقه، تحت اثر نیروهای جانبی وارد بر ساختمان.

سیستم سازه‌ای: Structural System

سیستمی که در آن، برخی یا تمامی اعضای سازه‌ای، وظیفه تأمین سختی و مقاومت در برابر بارهای وارد بر ساختمان را بر عهده دارند.

سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله : Seismic Force-Resisting System

بخش‌هایی از سیستم سازه‌ای که وظیفهٔ تأمین مقاومت و سختی در برابر نیروهای جانبی زلزله را بر عهده دارند. در این آیین‌نامه، این سیستم، به‌اختصار، سیستم مقاوم لرزه‌ای نامیده می‌شود.

سیستم دیوارهای باربر: Bearing Wall System

نوعی سیستم مقاوم لرزه‌ای مطابق با بند ۳-۴-۱-۱.

سیستم قاب ساختمانی: Building Frame System

نوعی سیستم مقاوم لرزه‌ای مطابق با بند ۳-۴-۱-۲.

سیستم قاب خمشی: Moment Frame System

نوعی سیستم مقاوم لرزه‌ای مطابق با بند ۳-۴-۱-۳.

سیستم دوگانه یا ترکیبی: Dual System

نوعی سیستم مقاوم لرزه‌ای مطابق با بند ۳-۴-۱-۴.

سیستم ستون کنسولی: Cantilevered Column System

نوعی سیستم مقاوم لرزه‌ای مطابق با بند ۳-۴-۱-۵.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

شکل‌پذیری: Ductility

خصوصیتی از سازه است که به‌موجب آن، اعضا در تمام یا قسمتی از طول خود، بدون کاهش قابل‌ملاحظه‌ای در مقاومت، قادر به تحمل تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی هستند.

طبقه: Story

بخشی از یک سازه که بین دو کف متوالی قرار دارد.

طبقه نرم: Soft Story

مطابق تعریف مندرج در بند ۳-۳-۲-ث.

طبقه خیلی نرم: Extreme Soft Story

مطابق تعریف مندرج در بند ۳-۳-۲-ث.

طبقه ضعیف: Weak Story

مطابق تعریف مندرج در بند ۳-۳-۲-ت.

طبقه خیلی ضعیف: Extreme Weak Story

مطابق تعریف مندرج در بند ۳-۳-۲-ت.

عضو لبه دیافراگم: Diaphragm Chord

ناحیه مرزی یک دیافراگم، عمود بر بار جانبی وارده که فرض می‌شود تنش‌های نرمال ناشی از خمش داخل صفحه دیافراگم را تحمل می‌کند.

عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای: Vertical Seismic Force-Resisting Elements

مجموعه‌ای از اعضا و اجزا که بخشی از یک سیستم سازه‌ای قائم را،که وظیفهٔ تأمین سختی و مقاومت در برابر نیروهای زلزله را بر عهده دارد، تشکیل می دهند.

قاب خمشی: Moment Frame قابی که در آن اتصالات تیر به ستون، گیردار (پیوسته) است. در مواردی که این قاب، بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان محسوب می‌گردد،

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

اعضا واتصالات باید قادر به تحمل آثار ناشی از نیروهای زلزله از طریق خمش ایجاد شده در اعضا در امتداد طول آنها باشند.

قاب فضایی: Space Frame

سیستم سازه‌ای سه‌بعدی، متشکل از اعضای متصل به یکدیگر، بدون دیوارهای باربر ثقلی، که قادر به تحمل بارهای قائم است. در این سیستم، اتصال تیرها به ستون‌ها ممکن است بسته به شرایط، مفصلی یا گیردار باشد. درصورتی‌که اتصالات بصورت گیردار باشند و قاب، برای تحمل نیروهای زلزله طراحی شده باشد (با رعایت کلیه ضوابط و الزامات مربوطه) می‌توان آن را به‌عنوان قاب مقاوم لرزه‌ای در نظر گرفت.

قاب مهاربندی‌شده فولادی: Steel Braced Frame

قابی است به شکل خرپای قائم از نوع همگرا یا واگرا که به‌منظور تأمین مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله در سیستم قاب ساختمانی و سیستم دوگانه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

قاب مهاربندی‌شده همگرا: Concentrically Braced Frame

قاب مهاربندی‌شده‌ای است که در آن، امتداد اعضای مورب، از محل تقاطع تیرها و ستون‌ها می‌گذرد یا در محلی بر روی محور تیر، همگرا می‌شوند.

قاب مهاربندی‌شده واگرا: Eccentrically Braced Frame

قاب مهاربندی‌شده‌ای است که در آن حداقل یکی از دو انتهای عضو مورب، دارای فاصله‌ای از محل تقاطع تیر با ستون یا انتهای عضو مورب دیگر است.

گروه طراحی لرزه‌ای: Seismic Design Category (SDC)

گروه‌بندی که براساس لرزه‌خیزی محل، نوع زمین ساختگاه و اهمیت ساختمان، به سازه اطلاق می‌شود.

مرکز جرم طبقه: Story Center of Mass

در تراز هر طبقه، مرکز جرم، محل برآیند نیروهای وزن تمامی اعضا و اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای آن طبقه است.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

مرکز سختی طبقه: Story Center of Rigidity

در یک طبقه، مرکز سختی نقطه‌ای است که چنانچه نیرویی جانبی به آن نقطه وارد شود، در آن طبقه صرفاً تغییرشکل انتقالی ایجاد شده و پیچشی در آن طبقه به وجود نیاید.

مقاومت جانبی طبقه: Story Lateral Strength

مجموع مقاومت افقی تمامی اعضای مقاوم لرزه‌ای طبقه که برش طبقه موردنظر را تحمل می‌کنند.

نسبت تغییرمکان جانبی نسبی طبقه: Story Drift Ratio

تغییرمکان جانبی نسبی طبقه تقسیم بر ارتفاع طبقه.

نیروهای انتقالی دیافراگم: Diaphragm Transfer Forces

نیروهای به وجود آمده در دیافراگم، ناشی از انتقال نیروهای زلزله عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در بالای دیافراگم، به سایر عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در زیر دیافراگم، که به دلیل جابجایی محل عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای یا به دلیل تغییر سختی جانبی نسبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، ایجاد شده‌اند.

⑦

تراز کف:

اولین تراز سازه جداسازی شده در بالای لایه جداساز

تغییر مکان حداکثر(D_M):

بیشترین تغییر مکان جانبی سامانه جداساز (بدون در نظر گرفتن تغییر مکان اضافی ناشی از اثر پیچش) که برای طراحی آن مورد نیاز است. این تغییر مکان با استفاده از مشخصه های رفتاری کران بالا و پایین سامانه جداساز به صورت جداگانه محاسبه می شود.

تغییر مکان حداکثر کل(D_{TM}):

بیشترین تغییر مکان جانبی با در نظر گرفتن تغییر مکان جانبی ناشی از اثر پیچش (ذاتی و تصادفی) که برای بررسی پایداری سامانه جداساز یا اجزای آن، تعیین درز انقطاع بین

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

ساختمانها و همچنین در انجام آزمایش بار قائم بر روی نمونه های اولیه جداساز ها بکار گرفته میشود. تغییر مکان حداکثر کل باید بصورت جداگانه با استفاده از مشخصه های رفتاری کران بالا و حد پایین محاسبه شود.

دستگاه جداساز یا جداساز :

عضوی انعطاف پذیر در امتداد افقی ولی سخت در امتداد قائم از سامانه جداساز است که ظرفیت تحمل تغییر شکل های جانبی بزرگ تحت اثر زلزله طرح را دارا میباشد. هر جداساز میتواند هم به عنوان بخشی از سیستم باربر ثقلی ساختمان و یا اضافه بر آن در نظر گرفته شود.

دستگاه میراگر یا میراگر:

یک جزء سازه‌ای انعطاف‌پذیر از سامانه میراگر که تحت حرکت نسبی دو انتهای خود انرژی را مستهلک می‌کند. یک دستگاه میراگر شامل تمام مفاصل، پیچها، ورق‌های اتصال و قطعات دیگری است که برای اتصال آن به اجزای دیگر سازه موردنیاز میباشد. میراگرها به‌عنوان وسایل وابسته به تغییر مکان و یا وابسته به‌سرعت و یا ترکیبی از هر دو طبقه‌بندی میشوند که بصورتی خطی یا غیرخطی عمل میکنند.

روسازه:

اعضای سازه ی جداسازی شده و اجزای غیرسازه‌ای یا بخش‌هایی از آنها که در لایه جداساز یا بالاتر از آن قرار دارند.

زوال چرخه ای (Scragging):

کاهش سختی محصولات لاستیکی از جمله جداسازها، ناشی از بارگذاری چرخه ای که بخشی از آن با گذشت زمان بازیابی میشود.

زیرسازه:

مجموعه ای از عناصر سازه ای که در زیر لایه جداساز قرار گرفته و به صورت صلب با زمین حرکت می کنند.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

سامانه جداساز:

مجموعه ای از اعضای سازه ای است که شامل تمامی جداسازها، اعضای انتقال دهنده ی نیرو ها به اجزای سامانه جداساز و اتصالات موجود برای انتقال این نیرو ها به دیگر اعضای سازه ای می باشد. سامانه جداساز همچنین شامل سامانه مهار اثر باد، تجهیزات مستهلک کننده انرژی و سامانه مهار جانبی نیز خواهد بود (شکل ۷-۱ از بند ۷-۱-۱).

سامانه مهار اثر باد:

مجموعه ای از اجزای سازه ای که تغییر مکان جانبی سازه جداسازی شده را در برابر بار باد محدود می سازد. سامانه مهار اثر باد میتواند از اجزای داخلی دستگاه جداساز بوده و یا جزء جداگانه ای باشد.

سامانه مهار جانبی:

مجموعه عناصر سازه ای که تغییر مکان جانبی سازه جداسازی شده را تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر (MCER) محدود می کند.

سامانه میراگر:

مجموعه‌ای از اجزای سازه‌ای که شامل میراگرها، اجزای سازه‌ای یا مهاربند های موردنیاز برای انتقال نیرو از میراگرها به پی سازه و اجزاء سازه‌ای موردنیاز برای انتقال نیرو از میراگرها به سیستم مقاوم لرزه‌ای می‌شود (شکل ۷-۲ از بند ۷-۱-۱).

سختی موثر:

نسبت نیروی جانبی در سامانه جداساز به تغییر مکان جانبی متناظر با آن

لایه جداساز:

محدوده ما بین سازه جداسازی شده در تراز کف با قسمت زیرین سازه که به صورت صلب با زمین حرکت می کند (شکل ۷-۱ از بند ۷-۱-۱)

نسخه پیش‌نویس ۲.۰ برای نظرخواهی عمومی

میراگر وابسته به جابجایی یا سرعت :

پاسخ نیرویی یک دستگاه میراگر وابسته به جابجایی اصولاً تابعی از جابجایی نسبی میان دو انتهای آن بوده و بطور عمده مستقل از سرعت نسبی بین دو انتهای آن یا فرکانس تحریک میباشد. میراگر وابسته به سرعت اصولاً تابعی از سرعت نسبی دو انتهای آن است و میتواند تابعی از جابجائی نسبی آنها نیز باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

فصل اول

کلیات

۱-۱ هدف

ساختمانها و ابنیه مشمول این آیین نامه بر حسب نوع کاربری به چهار گروه اهمیت تقسیم می‌شوند. هدف این آیین‌نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای آنها، در برابر نیروها و تغییر مکانهای ناشی از زلزله است، به‌طوری‌که با رعایت آن انتظار می‌رود:

۱- ساختمان‌های با "اهمیت کم" تحت اثر زلزله طرح فرو نریزند.

۲- ساختمان‌های با "اهمیت متوسط" تحت اثر زلزله طرح، ایمنی جانی ساکنان را تامین نمایند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، احتمال فروریزش آنها کم باشد.

۳- ساختمان‌های با "اهمیت زیاد" تحت اثر زلزله طرح، علاوه بر تامین ایمنی جانی ساکنان، آسیب عمده سازه ای و غیر سازه ای نبینند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، احتمال فروریزش آنها بسیار کم باشد.

٤- ساختمان‌های با "اهمیت خیلی زیاد"، تحت اثر زلزله طرح، قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، ایمنی جانی ساکنان را تامین نموده و احتمال فروریزش آنها ناچیز باشد.

٥- ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد و نیز کلیه ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله بهره‌برداری، قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند.

۱-۲ زلزله‌های مبنای طراحی

زلزله‌های مبنای طراحی در این آیین‌نامه به شرح زیر می‌باشند:

الف- "زلزله بیشینه مورد نظر"(MCE) شدیدترین سطح جنبش زمین مورد استفاده در این آیین نامه است، که احتمال رخداد آن در طول عمر سازه بسیار اندک است. عموماً دوره بازگشت این سطح جنبش حدود ۲۴۷۵ سال است.

نسخه ارسالی ۱۴۰۳/۱۲/۲۵ برای نظرخواهی عمومی

ب-"زلزله طرح" که مقادیر جنبش زمین در آن دو سوم مقادیر جنبش زمین در زلزله بیشینه مورد نظر است.
ج- "زلزله بهره‌برداری" که مقادیر جنبش زمین در آن یک نُهم مقادیر جنبش زمین در زلزله بیشینه مورد نظر است.

۱-۳ حدود کاربرد

۱-۳-۱ این آیین‌نامه برای طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه، فولادی و ساختمان‌های بنایی به‌کار می‌رود. برای طراحی این‌گونه سازه‌ها، علاوه بر رعایت ضوابط این آئین نامه، حسب مورد، رعایت ضوابط مباحث مقررات ملی ساختمان یا آئین نامه‌های ملی مرتبط و در صورت عدم وجود، رعایت ضوابط آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی ضروری است.

۱-۳-۲ ساختمانهای بنائی کلافدار

ساختمانهای بنائی کلافدار ساختمانهایی هستند که در آنها از دیوارهای باربر لرزه‌ای در هر جهت برای تحمل تمام یا قسمتی از بارهای ثقلی و تمام بار جانبی زلزله استفاده می‌گردد. در این ساختمانها، از کلافهای افقی و قائم به منظور حفظ انسجام و پیوستگی اعضای اصلی ساختمان استفاده می شود. طراحی و اجرای این ساختمانها باید براساس ضوابط فصل «ساختمانهای بنائی با کلاف» از مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان با عنوان «طرح و اجرای ساختمانهای با مصالح بنائی» انجام شود.

۱-۳-۳ سازه‌های زیر مشمول این آیین‌نامه نیستند:

الف) بنائی کلافدار
ب) سازه‌های خاص مانند سدها، پل‌ها، اسکله‌ها و سازه‌های دریایی و نیروگاه‌های هسته‌ای مشمول این آئین نامه نیستند. در طرح این سازه ها باید ضوابط ویژه‌ای که در آیین‌نامه‌های خاص آنها تعیین می‌شود، رعایت گردد.

۱-۴ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت

ساختمان‌ها بر حسب نوع کاربری و میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به چهار گروه اهمیت تقسیم می‌شوند:

نسخه ارسالی برای نظرخواهی عمومی

گروه ۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌های ضروری:

این گروه شامل ساختمان‌هایی است که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره‌برداری از آنها به طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود؛ مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان‌های نیروگاه‌ها و تأسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک‌رسانی و به‌طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد.

ب-ساختمان‌های خطرزا:

این گروه شامل ساختمان‌ها و تأسیساتی است که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه‌مدت و درازمدت برای محیط زیست می‌شود، مانندکارخانه‌های تولیدکننده مواد شیمیایی خاص و مراکز گازرسانی

گروه ۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری، ساختمانهای با ارتفاع بیش از ۵۰ متر یا تعداد طبقات بیش از ۱۵ طبقه از تراز پایه و یا هر فضای سرپوشیده یکپارچه‌ای 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 به‌طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش دیگری نگهداری می‌شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

پ- ساختمان‌ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش‌سوزی وسیع می‌شود مانند پالایشگاه‌ها و انبارهای سوخت.

گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

این گروه ساختمان‌ها شامل کلیه ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه، بجز ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه دیگر می‌باشند، مانند ساختمان‌های مسکونی و اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چندطبقه، انبارها، کارگاه‌ها و ساختمان‌های صنعتی

گروه ۴- ساختمان‌های «با اهمیت کم»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات جانی انسانی در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های نگهداری دام.

ب- ساختمان‌های موقتی که مدت بهره‌برداری از آنها کمتر از ۲ سال است

۱-۴-۱ ضریب اهمیت ساختمان

در طراحی سازه های مشمول این آیین نامه، ضریب اهمیت ساختمان، I_e ، با توجه به گروه بندی آنها از جدول (۱-۱) تعیین می‌شود.

جدول ۱-۱ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱٫۴
گروه ۲	۱٫۲
گروه ۳	۱٫۰
گروه ۴	۰٫۸

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۱-۵ گروه های طراحی لرزه ای

سازه های مشمول این آئین نامه بر اساس نوع کاربری، نوع زمین و پهنه بندی خطر لرزه ای به سه گروه تقسیم می شوند. ضوابط مربوطه در فصل دوم ارائه می شود.

۱-۶ ملاحظات معماری

۱-۶-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با پنج طبقه و کمتر (حداکثر ۱۸ متر)، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از پنج طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند ۳-۱۲-۷ تعیین شود.

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

۱-۶-۲ پلان ساختمان 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 تا حد امکان احتراز شود.

۱-۶-۳ از احداث طره‌های بزرگ‌تر از ۲ متر تا حد امکان احتراز شود.

۱-۶-۴ توصیه می‌شود از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم‌های کف‌ها خودداری شود.

۱-۶-۵ از قراردادن اجزای ساختمانی، تأسیساتی و یا کالاهای سنگین بر روی طره‌ها و عناصر لاغر و دهانه‌های بزرگ حتی‌المقدور پرهیز گردد.

۱-۶-۶ با به‌کارگیری مصالح غیرسازه‌ای سبک برای مواردی از قبیل کف‌سازی، سقف کاذب، تیغه‌بندی، نما و... وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.

۱-۶-۷ از ایجاد اختلاف سطح در کف‌ها تا حدامکان خودداری شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۱-۶-۸ از کاهش و افزایش مساحت زیربنای طبقات در ارتفاع، به‌طوری‌که تغییرات قابل ملاحظه‌ای در جرم طبقات ایجاد شود، حتی‌المقدور پرهیز گردد.

۱-۷ سایر موارد

۱-۷-۱ در مواردیکه مقررات ملی ساختمان بر منظور کردن مشخصات لرزه ای مصالح در تحلیل و طراحی سازه‌ها تصریح داشته باشد، ملاحظات مذکور باید در استفاده از این آئین‌نامه مدنظر قرار گیرد. همچنین رعایت سایر ضوابط مقررات ملی ساختمان که در این آیین‌نامه به آن اشاره نشده، الزامی است.

۱-۷-۲ در مواردیکه این آئین نامه به آنها اشاره نکرده است، استفاده از ضوابط آئین نامه های معتبر جهانی به شرطی مجاز است که قبلا به تائید کمیته اجرایی این آئین نامه رسیده باشد.

نسخه ویرایش ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

فصل دوم

حرکت زمین

۲-۱ تعریف

حرکت زمین که در تحلیل سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف فصل اول 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 ۲-۵ و ۲-۸ استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند ۲-۹ رعایت شود.

برای تعیین اثر حرکت زمین برای زلزله طرح مطابق هر یک از روش‌های فوق، شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۵٪ بر روی سنگ بستر در زمان‌های تناوب کوتاه (S_s) و یک ثانیه (S_1)، شکل طیف پاسخ طرح استاندارد (S_a) مطابق ضوابط بندهای ۲-۲ تا ۲-۵ و شکل طیف طرح ویژه ساختگاه مطابق ضوابط بند ۲-۸ تعیین می‌شود.

۲-۲ مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر S_S و S_1

مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۵٪ بر روی سنگ بستر، در زمان تناوب ۰٫۲ و یک ثانیه (S_S و S_1) از نقشه‌های شتاب طیفی تعیین می‌شود.

نقشه مقادیر شتاب‌های طیفی بر حسب شتاب ثقل، در شکل‌های پیوست (۱) این آیین‌نامه برای S_S و S_1 نشان داده شده است. همچنین مقادیر شتاب‌های طیفی لرزه‌ای مناطق مختلف، در پایگاه اختصاصی آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی (BHRC) به نشانی http://www.std2800.ir قابل دریافت می‌باشد[۱].

[۱] این پایگاه پس از انتشار رسمی ویرایش پنجم آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله در دسترس خواهد بود.

۲-۳ مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر در سطح زمین، S_{MS}، S_{M1}

مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۵٪ روی زمین ساختگاه در زمان تناوب کوتاه (S_{MS}) و در زمان تناوب یک ثانیه (S_{M1}) ، با استفاده از مقادیر شتاب طیفی بند ۲-۲ که روی بستر سنگی برآورد شده، به کمک روابط (۲-۱-الف) و (۲-۱-ب) بدست می‌آیند.

$$S_{MS} = F_s S_s \qquad \text{(۲-۱-الف)}$$

$$S_{M1} = F_1 S_1 \qquad \text{(۲-۱-ب)}$$

در این روابط:

S_S = شتاب طیفی (بر حسب شتاب ثقل) زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۵٪ بر روی سنگ بستر در زمان تناوب‌های کوتاه و S_1 = شتاب طیفی (بر حسب شتاب ثقل) زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۵٪ بر روی سنگ بستر برای زمان تناوب یک ثانیه هستند که مطابق با بند ۲-۲ تعیین می‌شوند.

ضرایب تاثیر نوع زمین ساختگاه در بازهٔ شتاب ثابت یا بازهٔ زمان تناوب کوتاه طیف (F_s)، و بازهٔ سرعت ثابت (F_1)، با توجه به نوع زمین به ترتیب از جدول (۲-۱) و جدول (۲-۲) بدست می‌آیند. طبقه‌بندی نوع زمین در جدول (۲-۵) آورده شده است.

جدول ۲-۱ ضریب تاثیر نوع ساختگاه در بازهٔ زمان تناوب کوتاه (F_s)

نوع زمین	مقادیرشتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر برای زمان تناوب های کوتاه				
	$S_S \geq 1.5$	$S_S = 1.25$	$S_S = 1.0$	$S_S = 0.75$	$S_S = 0.5$
I	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰
II	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۱	۱٫۲	۱٫۲
III	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۱	۱٫۲	۱٫۳
IV	۱٫۱	۱٫۱	۱٫۳	۱٫۳	۱٫۶
V	۱٫۲	۱٫۲	۱٫۴	۱٫۴	۱٫۶
VI	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه

* برای ساختگاه نوع یک، در صورتی که سرعت موج برشی با استفاده از آزمایش‌های ژئوفیزیکی درون‌چاهی مطمئن (حداقل ۳ اندازه‌گیری) تعیین شده است، می‌توان ضرایب ۰٫۹ را جایگزین کرد.

نسخه ارسالی ۱۴۰۳/۱۲/۲۵ برای نظرخواهی عمومی

جدول ۲-۲ ضریب تاثیر نوع ساختگاه در زمان تناوب یک ثانیه (F_1)

نوع زمین	مقادیرشتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر برای زمان تناوب ۱ ثانیه				
	$S_1 \geq 0.6$	$S_1 = 0.5$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.2$
I	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰
II	۱٫۳	۱٫۳	۱٫۳	۱٫۳	۱٫۵
III	۲٫۱	۲٫۱	۲٫۱	۲٫۱	۲٫۲
IV	۲٫۸	۲٫۸	۳٫۲	۳٫۳	۳٫۳
V	۲٫۱	۲٫۱	۲٫۱	۲٫۱	۲٫۲
VI	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه

* از درون‌یابی خطی برای مقادیر میانی S_1 و S_s استفاده شود.

** برای ساختگاه نوع یک، در صورتی که سرعت موج برشی با استفاده از آزمایش‌های ژئوفیزیکی درون‌چاهی مطمئن (حداقل ۳ اندازه‌گیری) تعیین شده است، می‌توان ضریب ۰٫۹ را جایگزین کرد.

یادداشت: در سازه‌های با اهمیت خیلی زیاد و زیاد مستقر روی زمین‌های نوع III، IV و V با مقدار S_1 بزرگتر از ۰٫۴۵، بجای به کارگیری ضرایب اثرات نوع زمین جداول (۲-۱) و (۲-۲)، تحلیل ویژه ساختگاه به روش الف یا ب بند ۲-۸ (برای زمین نوع III) و روش ب بند ۲-۸ (برای زمین نوع IV و V) الزامی است.

۲-۳-۱ درصورت نیاز، شتاب حداکثر زلزله بیشینه مورد نظر در سطح زمین (PGA_S) با استفاده از رابطه زیر قابل حصول است:

$$PGA_S = PGA * F_{PGA} \qquad (۲-۱-پ)$$

در این رابطه PGA معرف مقدار شتاب بیشینه در سنگ‌بستر و برابر $0.4S_S$ است. ضریب اصلاح شتاب برای اثرات ساختگاهی در جدول (۲-۳) ارائه شده است.

۲-۴ مقادیر شتاب طیفی زلزله طرح، S_{DS} و S_{D1}

مقادیر شتاب طیفی زلزله طرح در زمان تناوبهای کوتاه، S_{DS}، و در زمان تناوب یک ثانیه، S_{D1}، به ترتیب با استفاده از روابط (۲-۲-الف) و (۲-۲-ب) بدست می‌آیند.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \qquad (۲-۲-الف)$$

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \qquad (۲-۲-ب)$$

جدول ۲-۳ ضریب تاثیر نوع ساختگاه بر شتاب بیشینه زمین (F_{PGA})

نوع زمین	مقادیر شتاب بیشینه در سنگ‌بستر (PGA)				
	PGA≥ 0.6	PGA = 0.5	PGA= 0.4	PGA= 0.3	PGA = 0.2
I	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰
II	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۱	۱٫۲	۱٫۲
III	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۱	۱٫۳	۱٫۴
IV	۱٫۱	۱٫۲	۱٫۴	۱٫۶	۱٫۶
V	۱٫۲	۱٫۲	۱٫۴	۱٫۶	۱٫۶
VI	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه

* از درون‌یابی خطی برای مقادیر میانی PGA استفاده شود.

** برای ساختگاه نوع یک، در صورتی که سرعت موج برشی با استفاده از آزمایش‌های ژئوفیزیکی درون‌چاهی مطمئن (حداقل ۳ اندازه‌گیری) تعیین شده است، می‌توان ضرایب ۰٫۹ را جایگزین کرد.

۲-۵ طیف طرح استاندارد، S_a

طیف طرح استاندارد آیین‌نامه، بیانگر نحوه پاسخ سازه به حرکت زمین با توجه به نوع زمین ساختگاه آن است. این طیف مطابق با شکل (۲-۱) و با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود:

$$S_a = S_{DS}.\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_o}\right) \qquad 0 \le T \le T_o \qquad (۲-۳-الف)$$

$$S_a = S_{DS} \qquad T_o \le T \le T_S \qquad (۲-۳-ب)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \qquad T_L > T > T_S \qquad (۲-۳-ج)$$

$$S_a = S_{D1}.\frac{T_L}{T^2} \qquad T \ge T_L \qquad (۲-۳-د)$$

در این روابط:

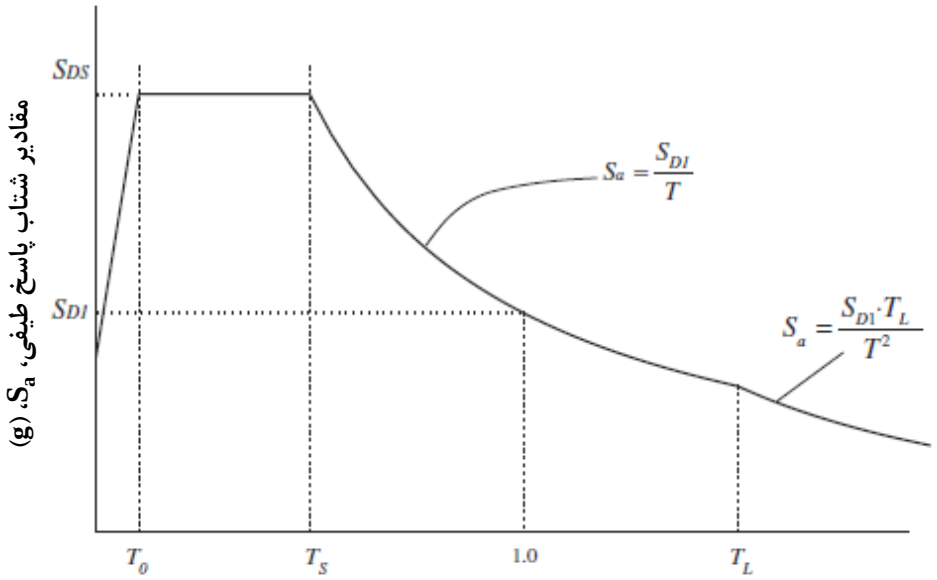
T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند ۳-۹-۲ تعیین می‌شود.

T_0: برابر است با $0.2\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

T_S:برابر است با $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

S_{DS} و S_{D1} به ترتیب مقادیر شتاب طیف طرح (بر حسب شتاب ثقل) با نسبت میرایی ۵٪ در زمان تناوب کوتاه (۰٫۲ ثانیه) و در زمان تناوب ۱ ثانیه، روی زمین ساختگاه می‌باشند. T_L معرف زمان تناوب گوشه طیف در تناوبهای بلند و مقدار آن مستقل از شرایط ساختگاهی یا مقادیر S_{DS} و S_{D1}، برابر ۶٫۰ ثانیه است.



شکل ۲-۱ طیف طرح استاندارد

۲-۵-۱ طیف زلزله بیشینه مورد نظر، S_{aM}

در صورت لزوم طیف زلزله بیشینه مورد نظر، ۱٫۵ برابر طیف طرح این آیین نامه اختیار شود.

۲-۵-۲ طیف طرح قائم استاندارد

در صورت نیاز به طیف طرح قائم جنبش زمین و در غیاب مطالعات ویژه ساختگاه، طیف طرح قائم براساس روابط (۲-۴) تا (۲-۸) قابل محاسبه است:

- برای زمان تناوب‌های قائم (T_V) کمتر یا مساوی ۰٫۰۲۵ ثانیه:

$$S_{av} = 0.65\ C_v\ (S_a/\ F_{md}) \quad (۴-۲)$$

- برای زمان تناوب‌های قائم (T_v) بزرگتر از ۰٫۰۲۵ ثانیه و کوچکتر از ۰٫۰۵ ثانیه:

$$S_{av} = 16\ C_v\ (S_a/F_{md})\ (T_v - 0.025) + 0.65\ C_v\ (S_a/F_{md}) \quad (۵-۲)$$

- برای زمان تناوب‌های قائم (T_v) بزرگتر از ۰٫۰۵ ثانیه و کوچکتر از ۰٫۱ ثانیه:

$$S_{av} = 1.05\ C_v\ (S_a/F_{md}) \quad (۶-۲)$$

- برای زمان تناوب‌های قائم (T_v) بزرگتر از ۰٫۱ ثانیه و کوچکتر از ۲٫۰ ثانیه:

$$S_{av} = 1.05\ C_v\ (S_a/F_{md})\ (0.1/T_v)^{0.5} \quad (۷-۲)$$

مقدار S_{av} نباید کمتر از $0.5(S_a/F_{md})$ باشد.

- برای زمان تناوب‌های قائم (T_v) بزرگتر از ۲٫۰ ثانیه:

$$S_{av} = 0.5(S_a/F_{md}) \quad (۸-۲)$$

در روابط فوق:

C_v: ضریب اثرات ساختگاه، براساس شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر در زمان تناوب کوتاه (S_{MS}) با توجه به جدول (۲-۴) بر حسب نوع زمین، محاسبه می‌شود. برای مقادیری که به صورت مستقیم در جدول ارائه نشده است، از درون‌یابی خطی استفاده می‌شود.

T_v: زمان تناوب ارتعاش قائم

F_{md}: ضریب تبدیل میانگین هندسی مختصه طیفی به مقدار جهت حداکثر

جدول۲-۴ مقادیر ضریب قائم C_v بر حسب نوع زمین

S_{MS} (بر حسب شتاب ثقل)	I	II	III	IV	V
۲٫۰≥	۱٫۱	۱٫۳	۱٫۴	۱٫۵	۱٫۴
۱٫۰=	۱٫۰	۱٫۱	۱٫۲	۱٫۳	۱٫۲
۰٫۶=	۰٫۹۵	۱٫۰	۱٫۰۵	۱٫۱	۱٫۰۵
۰٫۳=	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸۵	۰٫۹	۰٫۸۵
۰٫۲≤	۰٫۷	۰٫۷	۰٫۷	۰٫۷	۰٫۷

با توجه به مقدار زمان تناوب ارتعاش قائم، ضریب F_{md} براساس روابط (۲-۹) تا (۲-۱۱) محاسبه می‌شود:

$$T_v \leq 0.2\ s \quad \rightarrow \quad F_{md} = 1.0 \quad (۹-۲)$$

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

$$0.2 < Tv \leq 1.0\ s \quad \rightarrow \quad F_{md} = (1.0 + 0.375\ (Tv - 0.2)\ ) \qquad (۱۰-۲)$$

$$1 < Tv \leq 10\ s \quad \rightarrow \quad F_{md} = (1.3) \qquad (۱۱-۲)$$

تبصره ۱: به جای استفاده از روند فوق الذکر، محاسبه S_{av} بر اساس مطالعه ویژه ساختگاه مجاز است، اما مقدار محاسبه شده نباید از ۸۰٪ مقدار S_{av} تعیین شده براساس روابط (۲-۴) تا (۲-۸) کمتر باشد.

تبصره ۲: در صورت نیاز، طیف قائم زلزله بیشینه مورد نظر نیز ۱٫۵ برابر طیف طرح قائم اختیار شود.

۲-۶ طبقه‌بندی نوع زمین

۲-۶-۱ زمین‌ساختگاه از نظر مشخصات لایه های زمین به شرح جدول (۲-۵) طبقه‌بندی می‌شود. در این جدول:

$\overline{v}_s$: میانگین سرعت موج برشی در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه

$\overline{N}_{60}$: میانگین $N_{(60)}$ در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری

$N_{(60)}$: تعداد ضربات نفوذ استاندارد (اصلاح شده برای نسبت انرژی دستگاه)

$\overline{C}_u$: میانگین C_u در لایه‌های مختلف خاک های چسبنده اشباع تا عمق ۳۰ متری

C_u: مقاومت برشی زهکشی‌نشده در خاک‌های چسبنده اشباع

تعیین نوع زمین در این جدول، باید براساس مقدار سرعت موج برشی $\overline{v}_s$ صورت گیرد. در صورت نداشتن دسترسی به مقدار میانگین سرعت موج برشی، در خاک‌های دانه‌ای (با اندازه کوچک‌تر از شن متوسط) می‌توان از تعداد ضربات نفوذ استاندارد $\overline{N}_{60}$ و در خاک‌های چسبنده اشباع از مقاومت برشی زهکشی نشده $\overline{C}_u$ استفاده نمود.

۲-۶-۲ برای تعیین میانگین سرعت موج برشی، $\overline{v}_s$ می‌توان از رابطهٔ (۲-۱۲) یا از رابطهٔ معتبر دیگری استفاده کرد:

$$\overline{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} (d_i / v_{si})} \qquad (۱۲-۲)$$

در این رابطه، d_i و v_{si} به ترتیب ضخامت و سرعت موج برشی هر لایه، n تعداد لایه‌ها تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه و $\sum_{i=1}^{n} d_i = 30m$ است.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

جدول ۲-۵ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها		
		$\overline{V}_s$ (m/s)	$\overline{N}_{60}$	$\overline{C}_u$ (kPa)
I	**سنگ و شبه سنگ**، با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا تراز پایه	>۷۵۰	-	-
II	**خاک خیلی متراکم یا سنگ سست**، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت	۳۷۵-۷۵۰	>۵۰	>۲۵۰
III	**خاک متراکم یا نسبتا متراکم**، شامل شن و ماسه متراکم تا نسبتا متراکم یا رس سخت	۱۷۵-۳۷۵	۱۵-۵۰	۷۰-۲۵۰
IV	**خاک متوسط تا نرم**، شامل خاک غیر چسبنده با تراکم متوسط تا سست، یا خاک چسبنده سفت تا نرم	*۱۰۰-۱۷۵	<۱۵	۲۰-۷۰
V	پروفیل خاک متشکل از لایه های آبرفتی با سرعت موج برشی $\overline{v}_s$ در محدوده خاکهای گروه III و IV و ضخامت بین ۵ متر تا ۲۰ متر، بر روی لایه سخت با سرعت موج برشی بزرگتر از ۷۵۰ متر بر ثانیه با حداقل ۳ برابر میانگین سرعت موج برشی لایه فوقانی			
VI	نهشته های متشکل از حداقل ۱۰ متر خاکهای رسی همراه با لای نرم و دارای اندیس خمیری بیش از ۴۰ و رطوبت زیاد	<*۱۰۰	-	*۱۰-۲۰

*اعداد فوق برای راهنمایی کلی است و در عمل مرز دو طبقه IV و VI ممکن است کمی متفاوت باشد.

۲-۶-۳ در مواردی که در انطباق نوع زمین محل ساختگاه با انواع مندرج در جدول (۲-۵) تردیدی وجود داشته باشد، باید نوع زمینی که شتاب طیفی بزرگ‌تری به‌دست می‌دهد، انتخاب گردد. همچنین در مواردی که اثرات بزرگ‌نمایی توپوگرافی قابل توجه است، و یا زمین بر روی شیب قرارگرفته است، طبق بند ۶-۴-۲-۱ فصل الزامات ژئوتکنیکی تصحیحات لازم اعمال شود.

۲-۶-۴ درکلیه ساختگاه ها چنانچه عواملی وجود داشته باشد که منجر به ناپایداری زمین گردد (مانند نهشته‌های متشکل از خاکهای قابل روانگرایی، رسهای حساس و هر پروفیل

نسخه نهایی ۳ ماه نظرخواهی عمومی

خاک دیگری که در طبقه بندی های نوع زمین I تا VI جدول (۲-۵) قرار نگیرد) لازم است کنترل های مطرح شده در فصل الزامات ژئوتکنیکی مد نظر قرار گیرد و در صورت لزوم طیف ویژه ساختگاه تهیه شود.

۲-۷ گروه طراحی لرزه‌ای

گروه طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه برحسب اهمیت ساختمان و لرزه‌خیزی منطقه طبق جدول (۲-)۶ تعیین می‌شود. در این جدول I ضریب اهمیت ساختمان است، که طبق بند ۱-۴-۱ فصل ۱ تعیین می‌شود. نمادهای SDC-1، SDC-2 و SDC-3 در این جدول به ترتیب معرف گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۱ تا ۳ هستند.

جدول ۲-۶ گروه‌بندی طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها

شرایط	اهمیت خیلی زیاد	اهمیت زیاد	اهمیت متوسط و کم
$I.S_{DS} \le 0.75$ و $I.S_{D1} \le 0.40$	SDC-3	SDC-2	SDC-1
$I.S_{DS} > 0.75$ یا $I.S_{D1} > 0.40$ و $I.S_1 \le 0.6$	SDC-3	SDC-2	SDC-2
$I.S_1 > 0.6$	SDC-3	SDC-3	SDC-3

۲-۸ طیف ویژه ساختگاه

طیف ویژه ساختگاه با بررسی مشخصات زلزله‌های منطقه و با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، زلزله‌شناختی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختگاه و با به‌کارگیری نسبت میرائی ۵٪ تعیین می‌گردد. نتایج این بررسی‌ها، شامل مستندات مرتبط با لرزه زمین‌ساخت و نرخ لغزش گسلها، کاتالوگ لرزه‌ای، انتخاب روابط تخمین جنبش زمین (افقی و قائم)، تفکیک خطر لرزه‌ای و انتخاب شتابنگاشت‌های مناسب برای تحلیل پاسخ ساختگاه و تحلیل تاریخچه‌زمانی سازه، مدل آبرفت و روش تحلیل آن، تحلیل حساسیت و درخت منطق بکار رفته و سایر موارد مرتبط باید در قالب یک گزارش فنیِ "قابل ارزیابی مستقل" ارائه شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

در صورتی‌که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرائی متفاوتی را ایجاب کند، می‌توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد.

طیف قائم درصورت نیاز بایستی با استفاده از روابط تخمین مولفه قائم جنبش زمین یا تبدیل طیف افقی با ضرایب مناسب با بکارگیری نتایج تفکیک خطر لرزه‌ای افقی، تهیه شود.

طیف ویژه ساختگاه به دو روش زیر قابل حصول است:

الف- استفاده مستقیم از روابط تخمین جنبش زمین در سطح زمین با ترکیب مدل‌های مناسب لرزه‌خیزی

ب- استفاده از روابط تخمین جنبش زمین در سنگ بستر با بکار گیری مدل‌های مناسب لرزه‌خیزی و تحلیل پاسخ ساختگاه (برای تبدیل حرکت سنگ بستر به سطح زمین)

در ساختگاه‌های واقع برخاک نوع IV تا VI و ساختگاه‌هائی که مطابق بند ۲-۶-۴، مطالعات ویژه ساختگاه الزامی است، برای ساخت طیف طرح تنها استفاده از روش دوم مجازاست.

طیف پاسخ بدست آمده از روابط تخمین جنبش زمین با استفاده از ضرایب ذیل به راستای بیشینه بارگذاری تبدیل می شود. این ضریب برای تبدیل راستا در زمان تناوب های یک ثانیه و بیشتر برابر ۱٫۳ و در زمان تناوبهای کوتاه (۰٫۲ ثانیه و کمتر) برابر ۱٫۰ فرض شود. در صورت نیاز به انجام تحلیل پاسخ ساختگاه (روش ب)، این ضرایب باید در طیف سنگ‌بستر اعمال شود. برای مقادیر بین این دو زمان تناوب، از درون یابی خطی استفاده شود.

در صورت انجام تحلیل ویژه ساختگاه، طیف زلزله بیشینه مورد نظر (S_{aM})، با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال (احتمال فراگذشت ۲ درصد در پنجاه سال) محاسبه می‌شود. کران بالای این طیف نیز مقادیر طیف تعیینی است. طیف طرح ویژه ساختگاه، دو سوم طیف زلزله بیشینه مورد نظر است ($S_a = \frac{2}{3} S_{aM}$).

مقدار طیف تعیینی برابر صدک هشتاد و چهارم (میانگین به اضافه یک انحراف معیار) شدیدترین زلزله تعیینی مورد نظر (با استفاده از روابط تخمین جنبش زمین بکار رفته در تحلیل احتمالاتی) در جهت بیشینه بارگذاری (با استفاده از ضرایب تغییر راستای ذکر شده در تحلیل خطر احتمالاتی)، است. در صورت لزوم، اثرات حوزه نزدیک گسل در این محاسبه باید لحاظ شده، پوش دو حالت فوق (طیف در جهت بیشینه پاسخ و طیف با

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

اعمال اثرات حوزه نزدیک) مدنظر قرار گیرد. زلزله تعیینی مدنظر برای تمامی گسل‌های شناخته شده با حداقل ۱۰٪ مشارکت نسبی در خطر لرزه‌ای ساختگاه، محاسبه می‌شود. میانگین بزرگای حاصل از تفکیک خطرِ لرزه‌ای در دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، برای هر گسل مبنای محاسبه است.

اگر بزرگترین مقدار پاسخ طیفی (قله طیف) حاصل از زمین لرزه تعیینی (بر حسب شتاب ثقل)، کمتر از $1/5F_s$ باشد،لازم است همه مقادیر طیفی آن در ضریبی یکسان به نحوی مقیاس شود که مقدار این بزرگترین پاسخ برابر $1/5F_s$ شود. برای ساختگاه زمین نوع I تا III و V، مقدار F_s از جدول (۲-۱) با فرض مقدار $S_s = 1/5$ تعیین می‌شود. برای زمین نوع IV، F_s برابر ۱/۰ فرض می‌شود.

تبصره: در صورتی که بزرگترین مقدار پاسخ طیفی (قله طیف) حاصل از تحلیل خطر احتمالاتی در دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، کمتر از $1/2F_s$ (بر حسب شتاب ثقل) باشد، به محاسبه جنبش حاصل از زمین‌لرزه تعیینی نیاز نیست. برای زمین نوع I تا III و V، مقدار F_s از جدول (۲-۱) با فرض مقدار $S_s = 1/5$ تعیین می‌شود. برای زمین نوع IV، F_s برابر ۱/۰ فرض می‌شود.

۲-۸-۱ موارد ضرورت تهیه طیف ویژه ساختگاه

طیف طرح ویژه ساختگاه (مولفه افقی و قائم) را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها به‌کاربرد، ولی استفاده از (مولفه افقی) آن در موارد زیر الزامی است.

۱) برای ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد» واقع در حوزه نزدیک گسل، طبق تعریف بند ۲-۸-۴؛

۲) ساختگاه‌هایی که مطابق بند ۲-۶-۴ مطالعات ویژه ساختگاه برای آنها الزامی است؛

۳) ساختمان‌هایی که مطابق یادداشت ذیل جداول (۲-۱ و ۲-۲) تهیه طیف ویژه ساختگاه برای آن‌ها الزامی است؛

۴) در مورد ساختمان‌هایی که طبق بند ۳-۸ مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می‌شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است:

الف- ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۱۵۰ متر از تراز پایه و یا دارای زمان تناوب اصلی نوسان T، بیشتر از ۳/۵ ثانیه؛

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

ب- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» که بر روی زمین‌های غیر از نوع I تا III جدول (۲-۵)، ساخته می‌شوند؛

پ- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های غیر از نوع I تا III جدول (۲-۵)، ساخته می‌شوند؛

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

۲-۸-۲ حد پایین طیف ویژه ساختگاه

مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه (مولفه افقی و قائم) در هیچ زمان تناوبی، نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر نظیر طیف طرح استاندارد باشد. همچنین مقادیر طیف زلزله بیشینه مورد نظر در صورت نیاز، نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر نظیر طیف زلزله بیشینه مورد نظر (بند ۲-۵-۱) در نظر گرفته شود. در این مقایسه باید از ضرایب زیر استفاده شود.

الف) در زمین نوع I و II، F_s و F_1 با استفاده از جداول (۲-۱) و (۲-۲) تعیین شود.

ب) در زمین نوع III و V، F_s از جدول (۲-۲) تعیین و F_1 برابر ۲٫۵ فرض شود.

ج) در زمین نوع IV، F_s برای مقادیر $S_S < 1.0$ از جدول (۲-۱) تعیین و برای مقادیر $S_S \geq 1.0$ برابر ۱٫۰ و F_1 برابر ۴٫۰ فرض شود.

برای ساختگاه‌های با زمین نوع VI، باید از مقادیر زمین نوع IV استفاده شود.

۲-۸-۳ مقادیر شتاب طیفی درصورت استفاده از طیف ویژه ساختگاه

در صورت نیاز، شتاب طیف طرح ویژه ساختگاه در زمان تناوب کوتاه (S_{DS})، برابر ۹۰ درصد بیشترین مقدار شتاب طیف ویژه بین زمان تناوب ۰٫۲ تا ۵٫۰ ثانیه بدست می آید. همچنین، شتاب طیف طرح ویژه ساختگاه در زمان تناوب یک ثانیه (S_{D1}) برابر بزرگترین مقدار نظیر شتاب طیف ویژه در زمان تناوب یک ثانیه و مجموعه‌ی حاصلضرب‌هایِ $\{0.9T.S_a\}$ در دامنه زمان تناوب ۱ تا ۵ ثانیه برای ساختگاه‌های با $\bar{v}_s \leq 450 \frac{m}{s}$ و دامنه زمان تناوب ۱ تا ۲ ثانیه برای ساختگاه های با $\bar{v}_s > 450 \frac{m}{s}$ در نظر گرفته شود.

همچنین، S_{MS} و S_{M1} مقادیر شتاب طیفی، نظیر زلزلهٔ بیشینه مورد نظر، به ترتیب در زمان تناوب کوتاه و یک ثانیه در سطح زمین، ۱٫۵ برابر مقادیر نظیر طراحی است.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

مقدار S_1 گزارش شده در پیوست (۱) این آیین نامه، برای بررسی رابطه (۳-۵) فصل سوم، رابطه (۵-۲) فصل پنجم و ضابطه بند ۳-۱۲-۴ فصل سوم استفاده می‌شود.

۲-۸-۴ ساختگاه‌های واقع در حوزه نزدیک گسل

در ساختگاه‌های واقع در حوزه نزدیک، اثر جهت‌پذیری حائز اهمیت بیشتر و شایسته توجه جداگانه‌ای است. همچنین در صورت نیاز، مولفه قائم زمین‌لرزه باید با استفاده از روابط تجربی مناسب برآورد شود. در تحلیل خطر این ساختگاه‌ها، اضافه کردن عدم قطعیت روابط تخمین جنبش زمین برای جبران کمبود داده‌ها، یا استفاده از روش‌های مناسب شبیه‌سازی لازم است. در این آیین‌نامه، فاصله ۱۰ کیلومتر از گسلهای فعال شناخته شده با نرخ لغزش بیش از ۱ میلیمتر بر سال و توان ایجاد زلزله با بزرگای ۷ و بالاتر، و فاصله ۵ کیلومتر از گسلهای فعال شناخته شده با نرخ لغزش بیش از ۱ میلیمتر بر سال با توان ایجاد زلزله با بزرگای ۶ و بالاتر، حوزه نزدیک محسوب می‌شود. نرخ لغزش این گسل‌ها، حتی الامکان باید در محاسبات تحلیل خطر برای ساختگاه‌های واقع در حوزه نزدیک منظور شود.

۲-۸-۵ تحلیل پاسخ ساختگاه

در مواردی که برای در نظر گرفتن اثر لایه های سطحی خاک و توپوگرافی سطحی و عمقی زمین، انجام تحلیل پاسخ ساختگاه ضروری است، مدل ژئوتکنیکی دقیق و مناسب از خصوصیات لایه‌های خاک حداقل تا کوچکترین دو مقدار الف) ۳۰ متر و ب) عمق سنگ بستر لرزه‌ای (v_S>=750 m/sec)، باید تهیه شود. همچنین بعنوان ورودی مدل، حداقل هفت شتابنگاشت متناسب با طیف سنگ بستر و سازگار با نتایج تحلیل تفکیک خطر لرزه‌ای، انتخاب یا شبیه سازی شوند. حرکت محاسبه شده در سطح زمین باید منعکس کننده ملاحظات مربوط به تاثیر عدم قطعیت‌های مشخصات لایه‌های خاک، عمق مدل ژئوتکنیکی، توپوگرافی زمین و نگاشت‌های ورودی در تحلیل باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۲-۸-۵-۱ مدل ژئوتکنیکی زمین

مدل ژئوتکنیکی لازم برای انجام تحلیل پاسخ زمین بایستی بر اساس جنس لایه‌ها، سرعت موج برشی لایه ها در کرنش های کوچک، روابط خطی معادل یا غیرخطی تنش-کرنش و وزن حجمی لایه های زمین تهیه شود. پروفیل سرعت انتشار موج برشی در ساختگاه مورد مطالعه بر حسب شرایط لایه های خاک و اهمیت سازه، باید با استفاده از روش‌های انکساری یا درون گمانه‌ای تعیین گردد. متغیرهای لازم لایه‌های خاک برای استفاده در تحلیل‌های خطی معادل را می‌توان از آزمون‌های آزمایشگاهی و یا روابط موجود در ادبیات فنی استخراج کرد. برای ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد این پارامترها به صورت منحنی‌های $G/Gmax-\gamma$ و $D-\gamma$ در محدوده کرنش های برشی 10^{-6} تا 10^{-2} حتی الامکان با استفاده از آزمایش‌های المان خمشی، ستون تشدید، سه محوری و یا برش ساده تناوبی بدست می‌آیند. چنانچه برای تحلیل پاسخ ساختگاه از مدلهای غیرخطی استفاده شود، پارامترهای ضروری برای توصیف مدلها باید از آزمایشهای متناسب با آنها بدست آیند. وزن حجمی لایه های خاک نیز بر اساس روش های معتبر ژئوتکنیکی تعیین شود.

در ساختگاه هایی که عمق سنگ بستر بسیار زیاد و تهیه پروفیل ژئوتکنیکی خاک تا این عمق غیرعملی و یا بسیار دشوار است، پروفیل ژئوتکنیکی زمین تا عمقی تعیین شود که در آن سختی لایه ها حداقل معادل سختی پیشنهادی برای زمین نوع II باشد. در این صورت تحلیل خطر لرزه ای نیز با در نظر گرفتن این نوع زمین انجام گیرد.

۲-۸-۵-۲ روش تحلیل پاسخ ساختگاه

در شرایطی که لایه های خاک و سنگ‌بستر لرزه‌ای از وسعت زیاد برخوردار بوده و موازی هم و تقریبا افقی باشند، می‌توان از تحلیل‌های یک بعدی خطی معادل برای تحلیل پاسخ ساختگاه استفاده کرد.

در شرایط زیر استفاده از تحلیل‌های دو و یا سه بعدی باید جایگزین تحلیل‌های یک بعدی شود:

- وجود توپوگرافی سطحی
- وجود توپوگرافی عمقی

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

در صورت استفاده از روش تحلیل خطی معادل، حداکثر کرنش برشی در لایه های خاک برای اطمینان از اعتبار نتایج این نوع تحلیل بررسی و بنابر ضرورت از تحلیل دینامیکی غیر خطی نیز استفاده شود.

۲-۹ انتخاب تاریخچه زمانی شتاب، شتاب‌نگاشت

۲-۹-۱ حرکت زمین در تعیین اثر زلزله بر ساختمان‌ها را می‌توان مستقیماً با منظور نمودن تغییرات شتاب با زمان در تحلیل تاریخچه زمانی خطی یا غیرخطی سازه اعمال نمود. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده باید دارای خصوصیات مندرج در بندهای زیر باشند.

۲-۹-۲ شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تصحیح شده و عاری از نوفه‌های محیطی بوده، تا حد امکان نمایانگر حرکت زمین مورد انتظار در محل احداث بنا، در هنگام زلزله، باشند. لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت (در تحلیل خطی) یا یازده زوج شتاب‌نگاشت (در تحلیل غیرخطی) متعلق به مؤلفه‌های افقی زلزله‌های مختلف ثبت‌شده که دارای ویژگی‌های زیر باشند انتخاب گردند:

الف- شتاب‌نگاشت‌ها از لحاظ بزرگای زلزله مسبب، فاصله از گسل، ساز و کار چشمه لرزه‌زا هماهنگ با رویداد غالب (از تفکیک خطر زلزله) در سطح زلزله بیشینه (در تحلیل غیرخطی)، باشند. در حوزه نزدیک گسل، برخی از زوج شتابنگاشتها، که تعداد آنها با استفاده از روابط تجربی احتمال رخداد جهت گیری مشخص می شود، باید در بر دارنده اثرات جهت‌گیری روی یک مولفه باشد.

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

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

ت-در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت‌شده در دسترس نباشد، می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی‌شده مناسب برای تکمیل تعداد آنها استفاده کرد. شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی‌شده باید با مشخصات چشمه لرزه زا، فاصله از

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

گسل، و شرایط ساختگاهی طیف مورد نظر، سازگار باشند و در صورت نیاز اثرات حوزه نزدیک، در آنها لحاظ شده باشد.

ج-در موارد نیاز به اعمال مولفه قائم شتاب نگاشت، این مولفه نیز باید درمجموعه ارائه شده، لحاظ شود.

۲-۱۰ مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها

شتاب نگاشت‌های منتخب برای استفاده در تحلیل‌های تاریخچه زمانی باید به یکی از روشهای زیر مقیاس شوند.

۲-۱۰-۱ تحلیل خطی سازه‌ها

برای تحلیل تاریخچه زمانی خطی سازه‌ها، شتاب نگاشت‌ها باید بر اساس ضوابط یکی از بندهای ۲-۱۰-۱-۱ یا ۲-۱۰-۱-۲ مقیاس شوند.

۲-۱۰-۱-۱ روش انطباق طیفی

در این روش، هر مولفه از زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده برای تحلیل خطی تاریخچه زمانی سازه‌ها باید در محدوده بین $0.8T_l$ تا $1.2T_u$ با طیف طرح آیین‌نامه سازگار شود. T_u بزرگترین زمان تناوب اصلی (مد اصلی نوسان سازه) در دو راستای متعامد است. T_l زمان تناوبی است که در هر دو راستای متعامد ساختمان، مجموع جرم‌های مؤثر لحاظ شده، حداقل ۹۰ درصد، جرم کل ساختمان باشد. مدل ریاضی مورد استفاده برای تخمین T_u و T_l نباید شامل پیچش اتفاقی باشد، اما لازم است که آثار P-Δ در آن لحاظ شود.

میانگین حسابی طیف پاسخ (با میرایی ۵ درصد) مولفه‌های شتابنگاشت‌های مقیاس شده، در هر امتداد در محدوده دوره تناوبی ذکرشده نباید بیشتر از ۱۰ درصد بالاتر یا پایین‌تر از ۱٫۱۵ برابر طیف طرح این آیین‌نامه باشد.

۲-۱۰-۱-۲ روش مقیاس دامنه

محدوده سازگاری در این روش مقیاس، بین حد بالای $1.5T_u$ و حد پایین برابر با کمترین دو مقدار T_l و $0.2T_u$، در نظر گرفته می‌شود. سپس برای هر زوج شتاب‌نگاشت افقی، با استفاده از روش جذر مجموع مربعات (SRSS)، یک طیف شتاب ترکیبی ساخته می‌شود.

پس از آن، هر زوج شتاب‌نگاشت با استفاده از یک ضریب یکسان به‌گونه‌ای مقیاس می‌گردد که میانگین حسابی دامنهٔ طیف‌های شتاب SRSS تمامی شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته شده، در هیچ دوره تناوبی از محدوده سازگاری مذکور، پایین‌تر از طیف طرح این آیین‌نامه نباشد.

۲-۱۰-۲ تحلیل غیرخطی سازه‌ها

زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده برای تحلیل غیرخطی سه بعدی سازه‌ها باید به یکی از دو روش ارائه شده در بندهای ۲-۱۰-۲-۱ یا ۲-۱۰-۲-۲ برای سازگاری با طیف هدف مورد نظر، مقیاس شوند:

۲-۱۰-۲-۱ روش مقیاس دامنه

در این روش، برای هر زوج شتاب‌نگاشت، باید "طیف راستای بیشینه" با استفاده از دو مولفه افقی ساخته شود. بدین منظور لازم است ابتدا، برآیند تاریخچه زمانی دو مؤلفه افقی، حول محوری با زاویه دلخواه θ، نسبت به جهت یکی از مؤلفه‌های زلزله تعیین شود. سپس با افزایش زاویه θ، با گام‌هایی مساوی در محدوده صفر تا ۱۸۰ درجه، طیف پاسخ برآیند تاریخچه زمانی بدست آمده برای هر زاویه، محاسبه و پوش این طیف‌ها، تحت عنوان "طیف راستای بیشینه" این زوج شتابنگاشت تعیین شود.

سپس هر زوج شتابنگاشت، در بازه زمان تناوب مورد نظر (بند ۲-۱۰-۲-۳) به نحوی مقیاس شود که در این بازه، میانگین طیف‌های راستای بیشینه همه این زوج شتابنگاشتها، با طیف هدف مورد نظر سازگار باشد و در هیچ زمان تناوبی از ۹۰ درصد طیف هدف مورد نظر کمتر نشود.

شتاب‌نگاشتها را می‌توان با ضریب مقیاس یکسان یا متفاوت اصلاح کرد، اما در هر صورت لازم است برای یک زوج شتاب نگاشت، هر دو مولفه افقی دارای یک ضریب مقیاس یکسان باشد. توصیه می‌شود که ضریب مقیاس بین ۰٫۳ تا ۳ محدود شود.

در خصوص برخی از ساختمان‌ها به شرح مذکور در پیوست (۲) این آیین‌نامه، می‌توان اثرات تحریک افقی در دو امتداد متعامد را به‌طور مستقل اعمال نمود. در این موارد برای مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها، نیازی به تهیه "طیف راستای بیشینه" زوج مؤلفه‌ها نبوده و شتاب‌نگاشت‌های انتخابی باید از طریق مقایسه طیف پاسخ آن‌ها با طیف هدف، در بازه

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

زمان تناوب مورد نظر، مقیاس شوند. در این محدوده، میانگین طیف این شتابنگاشت‌ها در هیچ زمان تناوبی نباید کمتر از طیف هدف باشد.
در صورت نیاز به مولفه قائم شتاب نگاشت، مولفه های قائم هر یک از شتاب نگاشتها نیز باید به نحوی اصلاح شود که میانگین طیف آن‌ها در بازه زمان تناوب مورد نیاز، کمتر از طیف قائم هدف نباشد.

۲-۱۰-۲-۲ روش انطباق طیفی

در این روش، هر زوج از شتابنگاشت‌ها باید به گونه‌ای مقیاس شوند که میانگین طیف‌های راستای بیشینه آنها یا طیف هریک از تک مولفه های اصلاح شده در بازه زمان تناوب مورد نظر (بند ۲-۱۰-۲-۳)، برابر یا بزرگتر از ۱٫۱ مقدار متناظر طیف هدف باشد.
در صورت استفاده از این روش در حوزه نزدیک، برای تعدادی از شتابنگاشت‌ها (موضوع بند الف، ۲-۹-۲)، لازم است تاریخچه زمانی سرعت زمین بعد از فرآیند سازگاری طیفی، بررسی و باقی ماندن اثرات جهت گیری روی یک مولفه تایید شود.
در خصوص برخی از ساختمان‌ها به شرح مذکور در پیوست (۲) این آئین نامه، می‌توان اثرات تحریک افقی در دو امتداد متعامد را به‌طور مستقل اعمال نمود. در مقیاس نمودن این شتاب‌نگاشت‌ها، نیازی به تهیه "طیف راستای بیشینه" زوج مؤلفه‌ها نبوده و شتاب‌نگاشت‌های انتخابی از طریق مقایسه طیف پاسخ آن‌ها با طیف هدف، در محدوده دوره تناوبی بند ۲-۱۰-۲-۳، مقیاس شوند. در این محدوده، میانگین طیف این شتابنگاشت‌ها در هیچ زمان تناوبی نباید کمتر از طیف هدف باشد.
در صورت نیاز به مولفه قائم شتاب نگاشت، مولفه‌های قائم هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها نیز باید به نحوی اصلاح شود که میانگین طیف آن‌ها در بازه زمان تناوب مورد نیاز، کمتر ازطیف قائم هدف نباشد.

۲-۱۰-۲-۳ بازه زمان تناوب سازگاری در تحلیل غیرخطی

حد بالای بازه زمان تناوب سازگاری طیفی برای همه سازه‌ها بجز سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای، $2T_u$ است. حد پایین برابر کمترین دو مقدار T_l و $0.2T_u$ در نظر گرفته شود. نحوه تعیین T_l و T_u در بند ۲-۱۰-۱-۱ بیان شده است.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

برای سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای، حد بالای بازه زمان تناوب سازگاری در روشهای مقیاس دامنه و یا انطباق طیفی برابر با $1/25T_M$ می باشد. T_M باید با استفاده از مشخصات کران پایین سامانه جداساز تعیین شود. حد پایین این بازه تناوبی برابر با زمان تناوب T_2 سازه دارای جداساز (تعیین شده با استفاده از مشخصات کران بالای سامانه جداساز) خواهد بود که نباید از زمان تناوب اصلی روسازه با پایه ثابت بیشتر شود. در خصوص مولفه قائم، حد پایین این انطباق، بزرگترین دو مقدار ۰/۱ ثانیه و کمترین زمان تناوبی که در آن مشارکت جرمی قابل توجهی در جهت قائم رخ میدهد، انتخاب می شود.

برای سازه های دارای میراگر لرزه‌ای، بازه زمان تناوب مورد استفاده در روشهای مقیاس دامنه و یا انطباق طیفی همانند سازه‌های متعارف است. در تعیین زمان تناوب‌های ارتعاشی می‌بایست از مشخصات اسمی میراگرها در تراز زلزله بیشینه مورد نظراستفاده شود.

نسخه ارائه شده ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

فصل سوم

ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی

۳-۱ کلیات

۳-۱-۱ سازهٔ تمامی ساختمان‌های موضوع این آیین‌نامه باید مطابق ضوابط مندرج در این فصل محاسبه شوند. ساختمان‌های با مصالح بنایی کلاف‌دار، مشمول ضوابط این فصل نیستند و برای آن‌ها باید ضوابط مندرج در بند ۱-۳-۲ رعایت شود.

۳-۱-۲ سازهٔ ساختمان علاوه بر نیروهای زلزله باید برای اثر سایر بارهای جانبی نظیر باد، بر اساس ترکیب بارهای مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، تحلیل و طراحی شود و در هر عضو سازه اثر هر یک که بیشتر باشد، ملاک عمل قرار گیرد؛ لیکن رعایت ضوابط ویژهٔ طراحی برای زلزله، مطابق الزامات این فصل و آیین‌نامه‌های طراحی مربوط به سیستم سازه‌ای مورد استفاده، در تمامی اعضا الزامی است.

۳-۱-۳ ساختمان باید دارای سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای مجاز و مشخصی مطابق ضوابط این آیین‌نامه باشد تا در امتدادهای افقی و قائم، نیروهای ناشی از زلزله را تحمل نماید. اجزای سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان باید بر اساس ضوابط این فصل به نحوی طراحی شوند که سختی، مقاومت و شکل‌پذیری مناسب برای آن‌ها تأمین شده و سازه پاسخ‌گوی نیازهای مقاومت و تغییرشکل باشد.

۳-۱-۴ پی ساختمان باید مطابق ضوابط این آیین‌نامه به نحوی طراحی شود که قادر به تحمل نیروها و جابجایی‌های تحمیل‌شده در اثر حرکات زمین ناشی از زلزله باشد.

۳-۲ ملاحظات کلی پیکربندی سازه‌ای

۳-۲-۱ تمامی عناصر باربر ساختمان باید به نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در هنگام زلزله از یکدیگر جدا نشده و ساختمان به‌صورت یکپارچه عمل کند. همچنین کف‌ها باید

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

به نحو مناسبی به اعضای باربر ثقلی و عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای متصل باشند، به‌گونه‌ای که بتوانند مسیر بار پیوسته‌ای برای انتقال بارهای ثقلی و زلزله به شالوده تأمین نمایند.

۳-۲-۲ اعضایی که در طبقات مختلف، بارهای قائم را تحمل می‌نمایند تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار آنها به یکدیگر از طریق اعضای افقی صورت نگیرد.

۳-۲-۳ عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای تا حد امکان به‌صورتی در نظر گرفته شوند که انتقال نیروها به شالوده به‌طور مستقیم انجام شود و از قطع داخل صفحه یا جابجایی خارج صفحهٔ آنها حتی‌المقدور خودداری شود.

۳-۲-۴ عناصر قائم مقاوم در برابر نیروهای افقی زلزله به‌صورتی در پلان توزیع شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد.

۳-۲-۵ اجزای غیر سازه‌ای مانند دیوارهای داخلی و نماها به‌گونه‌ای اجرا شوند که مانعی برای حرکت اعضای سازه‌ای در هنگام زلزله ایجاد نکنند. درصورت عدم رعایت این موضوع در موارد خاص مطابق ضوابط بند ۳-۷-۲ و پیوست (۵) این آیین‌نامه باید در تحلیل سازه اثر اندرکنش این اجزا با سیستم سازه در نظر گرفته شود.

۳-۲-۶ اجرای دیوارهای غیر سازه‌ای باید به‌گونه‌ای انجام شود که غیر از موارد لحاظ شده در طراحی، از ایجاد ستون‌های کوتاه مؤکداً جلوگیری شود.

۳-۲-۷ از به کارگیری سیستم‌های مختلف سازه‌ای در یک امتداد و در ارتفاع ساختمان حتی‌المقدور اجتناب گردد.

۳-۲-۸ از تغییر شدید ابعاد عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در طبقات پرهیز شود و این امر تا حد امکان به‌صورت تدریجی صورت گیرد.

۳-۳ نظم کالبدی سازه

ساختمان‌ها به لحاظ خصوصیات کالبدی، مطابق ضوابط این بند به‌عنوان ساختمان منظم یا نامنظم دسته‌بندی می‌شوند. درصورتی‌که هر کدام از انواع نامنظمی‌های بند ۳-۳-۱ یا ۳-۳-۲ وجود داشته باشد، کل ساختمان در هر دو امتداد به‌عنوان ساختمان نامنظم محسوب می‌شود.

نسخه ارسالی ۲۰۲۳ برای نظرخواهی عمومی

۳-۳-۱ نامنظمی در پلان

درصورتی‌که ساختمان دارای یک یا چند نوع از نامنظمی‌های زیر باشد، به‌عنوان ساختمان نامنظم در پلان محسوب می‌شود. در شکل (۳-۱)، نمونه‌هایی از این نامنظمی‌ها نشان داده شده است.

الف- نامنظمی هندسی: میزان پس‌رفتگی هم‌زمان در دو امتداد، بیش از ۲۰ درصد طول پلان در آن امتداد باشد.

ب- نامنظمی پیچشی: در مواردی که در طبقه‌ای از ساختمان، تغییرشکل پیچشی نسبت به تغییرشکل جانبی، قابل ملاحظه باشد. این موضوع با استفاده از نسبت نامنظمی پیچشی ساختمان، TIR، بررسی می‌شود. در هر امتداد، TIR، نسبت حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در یک طبقه به متوسط تغییرمکان نسبی دو انتهای ساختمان در همان طبقه است که بر مبنای روش تحلیل استاتیکی معادل، با احتساب پیچش تصادفی و منظور نمودن $A_j = ۱٫۰$ محاسبه می‌شود. برای محاسبهٔ TIR می‌توان دیافراگم‌ها را صلب در نظر گرفت. چنانچه نسبت TIR بیش از ۱٫۲ باشد، نامنظمی پیچشی "زیاد" و در مواردی که TIR بیش از ۱٫۴ باشد نامنظمی پیچشی "شدید" محسوب می‌شود.

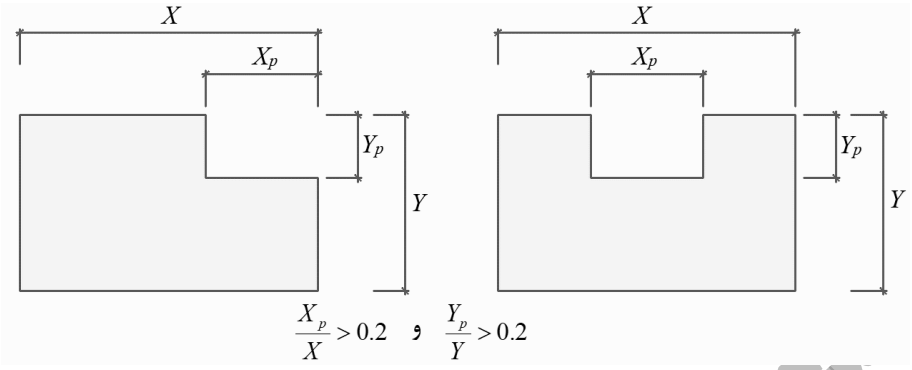
بررسی نامنظمی‌های پیچشی صرفاً در مواردی که دیافراگم‌ها صلب یا نیمه صلب هستند، موضوعیت دارد.

پ- نامنظمی در دیافراگم: تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم به میزان بیش از ۵۰ درصد در یک دهانه نسبت به دهانه مجاور اتفاق افتاده باشد، یا در مواردی که بازشویی با مساحت بیش از ۲۵ درصد مساحت دیافراگم وجود داشته باشد.

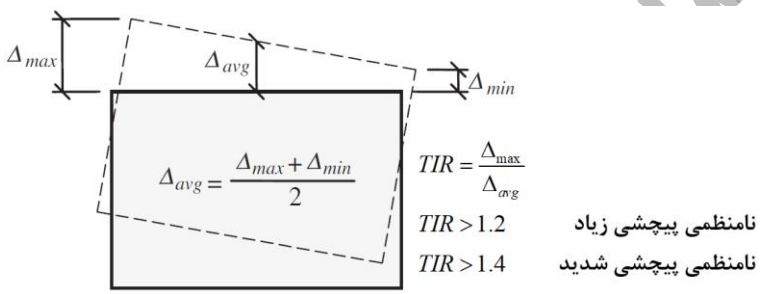
ت- نامنظمی جابجایی خارج از صفحه: انقطاعی در مسیر انتقال نیروهای جانبی به دلیل تغییر صفحهٔ حداقل یکی از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای ایجاد شده باشد.

ث- نامنظمی سیستم‌های غیر موازی: بعضی از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به‌موازات محورهای متعامد اصلی سیستم مقاوم لرزه‌ای نباشند.

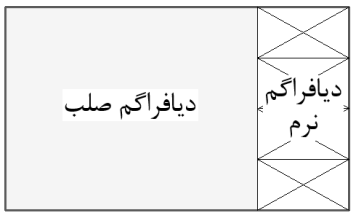
نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی



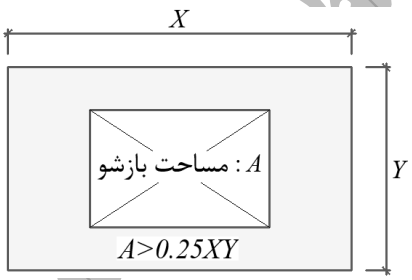
الف – نامنظمی هندسی



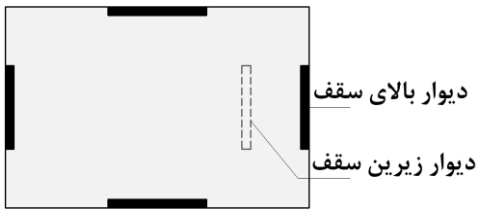
ب- نامنظمی پیچشی



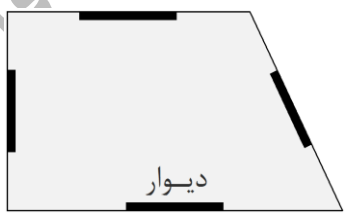
پ-۱- نامنظمی در دیافراگم (سختی)



پ-۲- نامنظمی در دیافراگم (مساحت)



ت – نامنظمی جابجایی خارج از صفحه



ث – نامنظمی سیستم‌های غیر موازی

شکل ۳-۱ انواع نامنظمی در پلان

۳-۳-۲ نامنظمی در ارتفاع

درصورتی‌که ساختمان دارای یک یا چند نوع از نامنظمی‌های زیر باشد، به‌عنوان ساختمان نامنظم در ارتفاع محسوب می‌شود. در شکل (۳-۲)، نمونه‌هایی از این نامنظمی‌ها نشان داده شده است.

الف- نامنظمی هندسی: بُعد افقی سیستم مقاوم لرزه‌ای در طبقه‌ای، بیش از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.

ب- نامنظمی جرمی: جرم طبقه‌ای، بیش از ۱٫۵ برابر جرم هر یک از طبقات مجاورش باشد. جرم طبقه با توجه به ضوابط بند ۳-۷-۴ تعیین می‌شود.
بام با وزن سبک‌تر از طبقه تحتانی‌اش از این بررسی معاف است.

پ- نامنظمی قطع داخل صفحهٔ عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای: عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در صفحهٔ خود به میزانی بیش از حدود ارائه شده در شکل (۳-۲-پ)، جابجا شده باشد.

ت- نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که طبقه‌ای از ساختمان، ضعیف یا خیلی ضعیف باشد. چنانچه مقاومت جانبی طبقه از ۸۵ درصد مقاومت جانبی طبقهٔ روی خود کمتر باشد، "طبقهٔ ضعیف" و اگر از ۶۵ درصد مقاومت جانبی طبقهٔ روی خود کمتر باشد، "طبقهٔ خیلی ضعیف" نامیده می‌شود.

به منظور بررسی این نامنظمی، می‌توان مقاومت جانبی طبقه را با انجام یک تحلیل غیرخطی و با اعمال یک نیروی جانبی به سقف طبقه موردنظر، در شرایطی که کف طبقه، بدون حرکت انتقالی جانبی در نظر گرفته شده است، محاسبه نمود. همچنین می‌توان این مقاومت را برمبنای روش‌های مبتنی بر فرض مکانیزم‌های طبقه‌ای متناسب با رفتار سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان محاسبه نمود.

ث- نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که طبقه‌ای از ساختمان، نرم یا خیلی نرم باشد. چنانچه سختی جانبی طبقه، کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقهٔ روی خود یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی جانبی سه طبقهٔ روی خود باشد، "طبقهٔ نرم" و اگر مقادیر فوق، به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش یابند "طبقهٔ خیلی نرم" نامیده می‌شود.

به منظور بررسی این نامنظمی لازم است یک نیروی جانبی با مقدار دلخواه به سقف طبقهٔ موردنظر اعمال گردد و تغییر مکان جانبی ارتجاعی آن طبقه، در شرایطی که صرفاً کف

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

همان طبقه، بدون حرکت انتقالی جانبی درنظر گرفته شده است براساس روش تحلیل خطی محاسبه شود. از تقسیم نیروی مذکور به تغییر مکان جانبی ارتجاعی محاسبه شده، سختی جانبی آن طبقه تعیین می‌گردد.

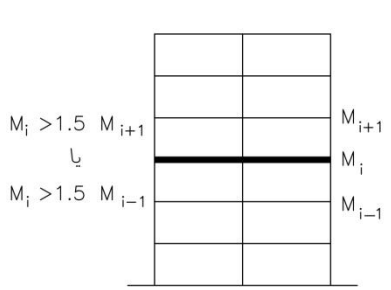
تبصره: درصورتی‌که تحت اثر نیروی زلزلهٔ طرح، نسبت تغییر مکان جانبی نسبی در هیچ‌کدام از طبقات، از ۱٫۳ برابر این مقدار در طبقهٔ فوقانی‌اش بیشتر نباشد می‌توان نامنظمی‌های ارتفاعی از نوع جرمی و سختی جانبی (طبقه نرم و خیلی نرم) را در آن سازه نادیده گرفت. برای انجام این بررسی، در محاسبهٔ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات می‌توان از آثار پیچش صرف‌نظر نمود. همچنین در ساختمان‌های بیش از دو طبقه، بررسی نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقهٔ زیرین بام به تغییر مکان جانبی نسبی بام ضرورت ندارد.

۳-۳-۳ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

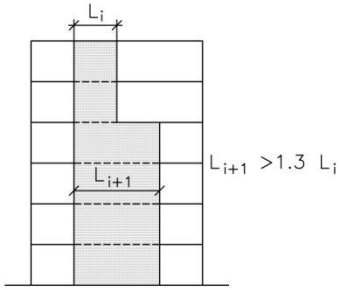
الف- احداث ساختمان‌های دارای نامنظمی از نوع "مقاومت جانبی با طبقهٔ خیلی ضعیف" در هیچ‌یک از گروه‌های طراحی لرزه‌ای مجاز نیست.

ب- احداث ساختمان‌های دارای نامنظمی از نوع "سختی جانبی با طبقهٔ خیلی نرم"، "مقاومت جانبی با طبقهٔ ضعیف" یا "نامنظمی پیچشی شدید" در گروه طراحی لرزه‌ای ۳، مجاز نیست.

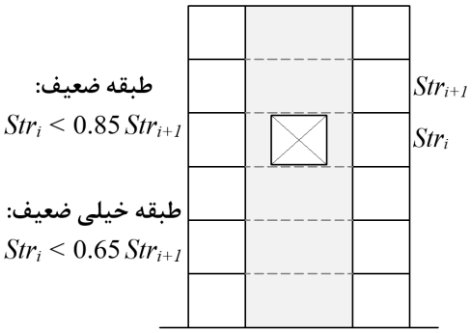
نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی



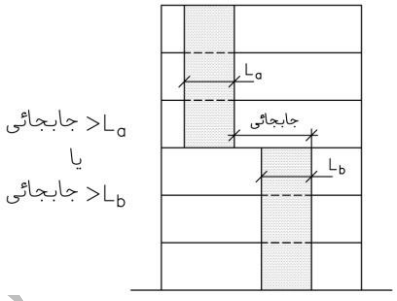
ب – نامنظمی جرمی



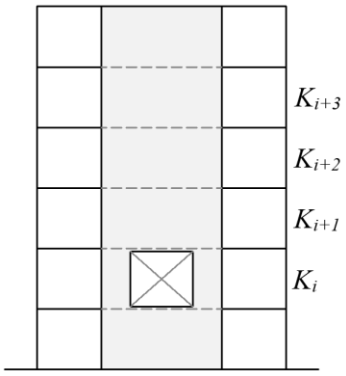
الف – نامنظمی هندسی



ت – نامنظمی مقاومت جانبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای



پ – نامنظمی قطع داخل صفحه



طبقه خیلی نرم	طبقه نرم
$K_i < 0.6\,K_{i+1}$	$K_i < 0.7\,K_{i+1}$
یا	یا
$K_i < \frac{0.7}{3}\left(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3}\right)$	$K_i < \frac{0.8}{3}\left(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3}\right)$

ث – نامنظمی سختی جانبی

شکل ۳-۲ انواع نامنظمی در ارتفاع

۳-۴ سیستم‌های سازه‌ای و سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله

۳-۴-۱ طبقه‌بندی ساختمان‌ها برحسب نوع سیستم سازه‌ای

ساختمان‌ها برحسب نوع سیستم سازه‌ای به شش گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

الف) سیستم دیوار باربر

ب) سیستم قاب ساختمانی

پ) سیستم قاب خمشی

ت) سیستم دوگانه

ث) سیستم ستون کنسولی

ج) سایر سیستم‌های سازه‌ای

۳-۴-۱-۱ سیستم دیوار باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم کف‌ها عمدتاً توسط دیوارهای باربر ثقلی تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله از طریق مقاومت درون صفحه دیوارهای برشی تأمین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی یا صفحات پوششی فولادی مهار شده‌اند، جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

۳-۴-۱-۲ سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم کف‌ها عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی از طریق دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود.

تبصره: سیستم‌های سازه‌ای متشکل از قاب‌های فضایی و دیوارهای برشی بتن‌آرمه که در آن‌ها بخش کمتری از بارهای قائم توسط دیوارهای برشی تحمل می‌شود، جزء این دسته محسوب می‌گردند.

۳-۴-۱-۲-۱ سیستم‌های متشکل از دال بتنی تخت (با یا بدون کتیبه) همراه با ستون بتنی که فاقد تیر بوده یا دارای تیر با ارتفاع مقطع برابر یا کمتر از ضخامت دال هستند و نیز سیستم‌های متشکل از سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرهایی که ارتفاع مقطع آنها برابر

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

یا کمتر از ضخامت سقف است به‌عنوان سیستم قاب ساختمانی محسوب گشته و در آنها کل نیروی جانبی زلزله باید از طریق دیوارهای برشی یا قاب مهاربندی‌شده تحمل شود. در این‌گونه ساختمان‌ها اگر سیستم مقاوم لرزه‌ای از نوع قاب مهاربندی‌شده باشد، وجود تیر در دهانه‌های مهاربندی‌شده الزامی است.

۳-۴-۱-۲-۲ ساختمان‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی ساده (مطابق ضوابط نشریهٔ شماره ۳۲۴ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی) جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شوند و در آنها مقاومت در برابر نیروهای جانبی باید از طریق دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین شود.

۳-۴-۱-۳ سیستم قاب خمشی

نوعی سیستم سازه‌ای که در آن بارهای قائم کف‌ها توسط قاب فضایی تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله از طریق قاب‌های خمشی تأمین می‌گردد.

۳-۴-۱-۳-۱ سازه‌های متشکل از سقف‌های دال بتنی (با یا بدون کتیبه) همراه با ستون، که فاقد تیر بوده یا دارای تیری با ارتفاع کمتر یا مساوی ضخامت دال هستند و نیز سازه‌های متشکل از سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرهایی که ارتفاع مقطع آنها برابر یا کمتر از ضخامت سقف است به‌عنوان قاب خمشی محسوب نمی‌شوند.

۳-۴-۱-۳-۲ قاب‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی گیردار (مطابق ضوابط نشریهٔ شماره ۳۲۴ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی) جزء قاب‌های خمشی فولادی معمولی محسوب می‌شوند.

۳-۴-۱-۴ سیستم دوگانه

نوعی سیستم سازه‌ای که در آن بارهای قائم کف‌ها توسط قاب فضایی تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله از طریق دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده، همراه با قاب‌های خمشی تأمین می‌گردد. در این سیستم در صورت وجود دیوارهای بتن‌آرمه ممکن است بخشی از بار قائم کف‌ها توسط این دیوارها تحمل شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

در سیستم دوگانه، قاب‌های خمشی باید قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی زلزله باشند. همچنین در این سیستم سازه‌ای، سهم هر یک از دو مجموعه از نیروهای جانبی زلزله با توجه به سختی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای و اندرکنش آنها تعیین می‌شود.

۳-۴-۱-۴-۱ در مواردی که برای تعیین نیروی جانبی زلزلهٔ سیستم دوگانه از روش تحلیل دینامیکی طیفی استفاده می‌شود به‌منظور اقناع شرط ۲۵ درصد مذکور در بند ۳-۴-۱-۴ باید ۲۵ درصد برش پایهٔ به دست‌آمده از تحلیل طیفی (برش پایهٔ اصلاح شده) به قاب‌های خمشی اثر داده شده و این قاب‌ها به روش استاتیکی معادل تحلیل شوند. نحوهٔ توزیع این برش در ارتفاع را می‌توان بر اساس الگوی توزیع بار در تحلیل طیفی یا تحلیل استاتیکی معادل سیستم دوگانه، تعیین نمود.

۳-۴-۱-۴-۲ در کنترل قابهای خمشی برای شرط ۲۵ درصد مذکور در بند ۳-۴-۱-۴، این قابها مهارشده در نظر گرفته می‌شوند و در این محاسبات لزومی به کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم (آثار P-Δ) و در نظر گرفتن آثار پیچش اتفاقی نیست. درصورتی‌که سیستم دوگانه، مشمول اعمال ضریب نامعینی باشد آثار آن نیز باید در این محاسبات لحاظ شود.

۳-۴-۱-۴-۳ در مواردی که قاب‌های خمشی شرط ۲۵ درصد مذکور در بند ۳-۴-۱-۴ برای سیستم دوگانه را اقناع نکنند، سیستم ترکیبی به‌عنوان سیستم دوگانه محسوب نمی‌شود و در آن‌ها باید ضوابط مربوط به ترکیب سیستم‌ها در یک امتداد پلان، مطابق بند ۳-۱۱-۱-۲ رعایت شود.

۳-۴-۱-۵ سیستم ستون کنسولی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن نیروهای جانبی زلزله توسط ستون‌هایی با رفتار طره‌ای تحمل می‌شوند. در این نوع سیستم سازه‌ای، الزامات زیر باید رعایت شوند:

(۱) در ترکیب‌های بارگذاری که شامل نیروی زلزلهٔ طرح است، مقاومت محوری موردنیاز ستونها نباید از ۰٫۱۵ مقاومت محوری موجود آن‌ها بیشتر باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

(۲) تکیه‌گاه ستون‌های کنسولی، شالوده و سایر اعضا و اجزای مقاوم لرزه‌ای باید قادر به تأمین مقاومت‌های موردنیاز حاصل از ترکیب‌های بارگذاری شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته باشند.

۳-۴-۱-۶ سایر سیستم‌های سازه‌ای

استفاده از سایر سیستم‌های سازه‌ای و ترکیب آن‌ها غیر از آنچه در این آیین‌نامه مجاز دانسته شده به شرطی بلامانع است که ویژگی‌های آن‌ها در ارتباط با بارهای قائم و نیروی زلزله، مطابق با الزامات یکی از آیین‌نامه‌های معتبر جهانی یا بر اساس آزمایش‌های معتبر تعیین شود و مقادیر پارامترهای لرزه‌ای (R_u، Ω_o و C_d)، حداکثر ارتفاع مجاز (H_m) و الزامات طراحی آن‌ها به تأیید کمیتهٔ اجرایی این آیین‌نامه رسیده باشد.

۳-۴-۲ سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله

در هر یک از سیستم‌های سازه‌ای معرفی‌شده در بند ۳-۴-۱، سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله (سیستم مقاوم لرزه‌ای) باید یکی از انواع مذکور در جدول (۳-۱) باشد. در طراحی سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای بتن‌آرمه، فولادی و مختلط مندرج در این جدول باید الزامات مباحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان (حسب مورد) و در طراحی سیستم دیوار برشی بنایی مسلح، الزامات مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان رعایت شوند. همچنین در طراحی سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای ردیف‌های ۵، ۶ و ۷ بخش الف (سیستم دیوارهای باربر) جدول (۳-۱) باید ضوابط و دستورالعمل‌های منتشرشده از طرف مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و سازمان برنامه و بودجه کشور رعایت شود.

پارامترهای لرزه‌ای و حداکثر ارتفاع مجاز سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۱) بر اساس الزامات بندهای ۳-۴-۲-۱ تا ۳-۴-۲-۴ تعیین می‌شود.

تبصره: در هریک از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای، درصورت وجود قاب‌های خمشی می‌توان برخی از قاب‌های خمشی هر امتداد را به‌عنوان بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای آن امتداد درنظر نگرفت. در این قاب‌ها باید ضوابط بند ۳-۱۶-۴ رعایت گردد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۳-۴-۲-۱ ضریب رفتار (R_u)

ضریب رفتار یک ساختمان، R_u، دربرگیرندهٔ خصوصیاتی مانند شکل‌پذیری و اضافه مقاومت موجود در سازهٔ آن است. مقدار این ضریب به نوع سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان و الزاماتی که در آیین‌نامه‌های طراحی برای تأمین شکل‌پذیری آن پیش‌بینی شده است بستگی دارد. ضریب رفتار برای انواع مختلف سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای باید مطابق مقادیر جدول (۳-۱) در نظر گرفته شود.

۳-۴-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت (Ω_o)

ضریب اضافه مقاومت، Ω_o، به اضافه مقاومت موجود اعضا و اجزای سیستم مقاوم لرزه‌ای نسبت به مقادیر موردنیاز طراحی آنها بستگی دارد. این ضریب که مقدار آن برای انواع مختلف سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای در جدول (۳-۱) ارائه شده است، بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی باید برای طراحی برخی از اعضا یا اتصالات در ترکیب‌های بارگذاری شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته، به‌کار برده شود.

۳-۴-۲-۳ ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی (C_d)

ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی، C_d، که مقدار آن برای انواع مختلف سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای در جدول (۳-۱) ارائه شده است، برای تخمین تغییر مکان جانبی غیر ارتجاعی طبقه بر مبنای تغییر مکان جانبی ارتجاعی طبقه ناشی از زلزلهٔ طرح به‌کار برده می‌شود.

۳-۴-۲-۴ حداکثر ارتفاع مجاز انواع مختلف سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای (H_m)

ارتفاع ساختمان از روی تراز پایه، H، مطابق تعریفی که در بخش تعاریف ارائه شده است، نباید از حداکثر ارتفاع مجاز، H_m، که برای انواع مختلف سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای مطابق جدول (۳-۱) مقرر گردیده، بیشتر باشد. در مورد ساختمان‌های خاصی که برای آن‌ها ارتفاعی بیش از مقادیر جدول مورداشاره نیاز باشد لازم است تأیید کمیتهٔ اجرایی این آیین‌نامه کسب شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

جدول ۳-۱ مقادیر پارامترهای لرزه‌ای (R_u، Ω_o و C_d) سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر نیروی زلزله و حداکثر ارتفاع مجاز آن‌ها (H_m)

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله	R_u	Ω_o	C_d	H_m (برحسب متر)		
					SDC-1	SDC-2	SDC-3
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوار برشی بتن‌آرمهٔ همبند شکل‌پذیر [۱]	۷	۲٫۵	۷	۵۰	۵۰	۵۰
	۲- دیوار برشی بتن‌آرمهٔ ویژه	۵	۲٫۵	۵	۵۰	۵۰	۵۰
	۳- دیوار برشی بتن‌آرمهٔ معمولی	۳٫۵	۲٫۵	۳٫۵	۱۵	۱۰٫۵	غیرمجاز
	۴- دیوار برشی بنایی مسلح	۴	۲٫۵	۳	۱۵	۱۰٫۵	۱۰٫۵
	۵- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سردنورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۳٫۵	۲	۳٫۵	۲۰	۱۰٫۵	غیرمجاز
	۶- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سردنورد و صفحات پوشش فولادی	۵٫۵	۳	۴	۲۰	۱۵	غیرمجاز
	۷- دیوار بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۵	۱۰٫۵	غیرمجاز
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوار برشی بتن‌آرمهٔ همبند شکل‌پذیر [۱] و [۲]	۷	۲٫۵	۷	۵۰	۵۰	۵۰
	۲- دیوار برشی بتن‌آرمهٔ ویژه [۲]	۶	۲٫۵	۵	۵۰	۵۰	۵۰
	۳- دیوار برشی بتن‌آرمهٔ معمولی	۴	۲٫۵	۳٫۵	۱۵	غیرمجاز	غیرمجاز
	۴- دیوار برشی بنایی مسلح	۴	۲٫۵	۳	۱۵	۱۰٫۵	۱۰٫۵
	۵- قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای فولادی ویژه [۲]	۶	۲	۵	۵۰	۵۰	۵۰
	۶- قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای فولادی معمولی	۳٫۵	۲	۳٫۵	۱۵	۱۰٫۵	غیرمجاز
	۷- قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرای فولادی با تیر پیوند برشی [۲]	۷	۲	۴	۵۰	۵۰	۵۰
	۸- قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرای فولادی با تیر پیوند خمشی یا خمشی-برشی	۶	۲	۴	۵۰	۵۰	۴۰

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

جدول ۳-۱ مقادیر پارامترهای لرزه‌ای (R_u، Ω_o و C_d) سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر نیروی زلزله و حداکثر ارتفاع مجاز آن‌ها (H_m)

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله	R_u	Ω_o	C_d	H_m (برحسب متر)		
					SDC-1	SDC-2	SDC-3
ادامهٔ سیستم قاب ساختمانی	۹- قاب مهاربندی‌شدهٔ کمانش‌تاب	۷	۲٫۵	۵	۵۰	۵۰	۵۰
	۱۰- دیوار برشی فولادی ویژه	۶	۲	۶	۵۰	۵۰	۵۰
	۱۱- قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه	۴٫۵	۲	۴٫۵	۵۰	۵۰	۵۰
	۱۲- قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط	۷	۲٫۵	۴	۵۰	۵۰	۵۰
	۱۳- دیوار برشی مختلط ویژه	۵٫۵	۲٫۵	۵	۵۰	۵۰	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمهٔ ویژه	۷٫۵	۳	۵٫۵	۲۰۰	۲۰۰	۱۵۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمهٔ متوسط	۴٫۵	۳	۴٫۵	۲۱	۱۵	غیرمجاز
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمهٔ معمولی	۳	۳	۲٫۵	۱۰٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷٫۵	۳	۵٫۵	۲۰۰	۲۰۰	۱۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط [۳]	۴٫۵	۳	۴٫۵	۲۸	۲۱	غیرمجاز
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۴]	۳٫۵	۳	۳	۱۰٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز
	۷- قاب خمشی خرپایی فولادی ویژه	۶٫۵	۳	۵٫۵	۵۰	۳۵	۳۵
	۸- قاب خمشی مختلط ویژه	۷٫۵	۳	۵٫۵	۲۰۰	۲۰۰	۱۵۰
ت- سیستم دوگانه	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی بتن‌آرمهٔ همبند شکل‌پذیر [۱]	۷٫۵	۳	۷٫۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۲- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی بتن‌آرمهٔ ویژه	۷	۲٫۵	۵٫۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰

پیش‌نویس ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

جدول ۳-۱ مقادیر پارامترهای لرزه‌ای (R_u، Ω_o و C_d) سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر نیروی زلزله و حداکثر ارتفاع مجاز آن‌ها (H_m)

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله	R_u	Ω_o	C_d	H_m (برحسب متر)		
					SDC-1	SDC-2	SDC-3
ادامهٔ سیستم دوگانه	۳- قاب خمشی فولادی ویژه + قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای فولادی ویژه	۷	۲٫۵	۵٫۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه + قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرای فولادی با تیر پیوند برشی	۷٫۵	۲٫۵	۴	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرای فولادی با تیر پیوند خمشی یا خمشی-برشی	۷	۲٫۵	۴	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۶- قاب خمشی فولادی ویژه + قاب مهاربندی‌شدهٔ کمانش‌تاب	۷	۲٫۵	۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + دیوار برشی فولادی ویژه	۷	۲٫۵	۶٫۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۸- قاب خمشی بتن‌آرمهٔ متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمهٔ ویژه	۶	۲٫۵	۵	۳۵	۲۸	۱۵
	۹- قاب خمشی فولادی متوسط + قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای فولادی ویژه	۶	۲٫۵	۵	۳۵	۲۸	۱۵
	۱۰- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه	۶	۲٫۵	۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۱۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط	۷	۲٫۵	۴	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۱۲- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی مختلط ویژه	۷	۲٫۵	۶	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۱۳- قاب خمشی متوسط (فولادی یا بتنی) + قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه	۵	۲٫۵	۴٫۵	۳۵	۲۸	۱۵
ث- سیستم ستون کنسولی	سازهٔ فولادی یا بتن‌آرمهٔ ویژه	۲	۱٫۵	۲	۱۰٫۵	۱۰٫۵	۱۰٫۵

پیش‌نویس ۱۴۰۴ برای نظرخواهی عمومی

یادداشت‌های مربوط به جدول ۳-۱:

[۱] درصورتی‌که سیستم مقاوم لرزه‌ای از نوع دیوار برشی بتن‌آرمهٔ همبند شکل‌پذیر یا قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) توأم با دیوار برشی بتن‌آرمهٔ همبند شکل‌پذیر بوده و ارتفاع ساختمان از روی تراز پایه کمتر از ۱۸ متر باشد، پارامترهای لرزه‌ای دیوار برشی بتن‌آرمهٔ همبند شکل‌پذیر باید مشابه پارامترهای لرزه‌ای دیوار برشی بتن‌آرمهٔ ویژه در نظر گرفته شود.

[۲] در سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی بتن‌آرمهٔ همبند شکل‌پذیر، دیوار برشی بتن‌آرمهٔ ویژه، قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه و قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرا با تیرهای پیوند دارای رفتار برشی، حداکثر ارتفاع مجاز می‌تواند از ۵۰ متر به ۷۵ متر افزایش یابد، مشروط بر آنکه هر سه شرط زیر برقرار باشد:

الف) ساختمان در گروه طراحی لرزه‌ای ۳ قرار نداشته باشد؛

ب) ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع پیچشی شدید نباشد؛

پ) در هر امتداد اصلی و در هر طبقه، سهم برش سیستم مقاوم لرزه‌ای هر صفحهٔ قابی، بدون توجه به پیچش اتفاقی، بیش از ۶۰ درصد برش کل آن طبقه نباشد.

[۳] در گروه طراحی لرزه‌ای ۳، به‌کارگیری قاب خمشی فولادی متوسط با حداکثر ارتفاع ۱۵ متر از تراز پایه، مشروط بر آنکه سیستم سازه‌ای دارای یک طبقه بوده و مقدار بار مردهٔ بام، کمتر از یک کیلو نیوتن بر مترمربع و وزن واحد سطح دیوارهای پیرامونی با ارتفاع بیش از ۱۰٫۵ متر از تراز پایه، کمتر از یک کیلو نیوتن بر مترمربع باشد، مجاز است.

[۴] در گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۱ و ۲، استفاده از قاب خمشی فولادی معمولی با ارتفاع حداکثر ۲۰ متر از تراز پایه، مشروط بر آنکه سیستم سازه‌ای دارای یک طبقه بوده و مقدار بار مردهٔ بام، کمتر از یک کیلو نیوتن بر مترمربع و وزن واحد سطح دیوارهای پیرامونی با ارتفاع بیش از ۱۰٫۵ متر از تراز پایه، کمتر از یک کیلو نیوتن بر مترمربع باشد مجاز است.

نسخه استفاده از آن برای نظرخواهی عمومی

۳-۵ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۵-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم لرزه‌ای آن‌ها دارای نامعینی کافی نیست باید برای نیروی جانبی بیشتری طراحی شوند. برای این منظور، نیروی زلزلهٔ هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان که فاقد نامعینی کافی است باید در ضریب ρ ضرب شود. این ضریب می‌تواند در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان، متفاوت در نظر گرفته شود. مقدار این ضریب برای امتدادی که سازه دارای نامعینی کافی نیست باید در گروه‌های مختلف طراحی لرزه‌ای، مطابق جدول (۳-۲) در نظر گرفته شود.

جدول ۳-۲ مقدار ضریب ρ برای گروه‌های مختلف طراحی لرزه‌ای

گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۱ و ۲	گروه طراحی لرزه‌ای ۳
۱٫۲	۱٫۳

۳-۵-۲ در موارد زیر می‌توان مقدار ضریب ρ را برابر با ۱٫۰ در نظر گرفت:

الف- در تمامی ساختمان‌ها، چنانچه در امتداد موردنظر، در تمامی طبقاتی که میزان برش در آن‌ها از ۳۵ درصد برش پایه بیشتر است، اولاً حداقل دو دهانه مقاوم جانبی در هر طرف مرکز جرم در آن امتداد وجود داشته باشد؛ ثانیاً حذف عضوی از سیستم مقاوم لرزه‌ای یا اتصالات آن مطابق جدول (۳-۳)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیش از ۳۵ درصد نشود و همچنین بر اساس روش تحلیل استاتیکی معادل و با در نظر گرفتن اثر پیچش اتفاقی، نامنظمی پیچشی شدید در طبقه ایجاد نگردد، می‌توان ضریب ρ را برای آن امتداد، برابر با ۱٫۰ در نظر گرفت.

ب- در ساختمان‌های منظم در پلان، چنانچه در طبقاتی که میزان برش در آن‌ها از ۳۵ درصد برش پایه بیشتر است، حداقل دو دهانه مقاوم جانبی در قاب‌های پیرامونی در هر دو امتداد متعامد سازه وجود داشته باشد، می‌توان ضریب ρ را برای هر دو امتداد، برابر با ۱٫۰ در نظر گرفت.

تبصره ۱: در کنترل ضوابط بندهای "الف" و "ب"، تعداد دهانه‌ها برای دیوارهای برشی در هر طبقه، براساس نسبت طول دیوار بر ارتفاع آن طبقه تعیین می‌شود. اگر این نسبت عدد صحیح نباشد، لازم است به طرف پایین گرد شود. در خصوص دیوارهای برشی دارای بازشو

لازم است طول دیوار پس از کسر طول بازشو تعیین شود. در این محاسبات، منظور از ارتفاع طبقه، ارتفاع کف تا کف طبقات است.

تبصره ۲: در کنترل ضابطه بند "الف"، چنانچه در امتداد موردنظر، سیستم مقاوم لرزه‌ای صرفاً متشکل از دیوارهای برشی و دیوارپایه‌ها باشد و تمامی دیوارهای برشی و دیوارپایه‌ها دارای نسبت ارتفاع به طول کوچکتر یا مساوی ۱٫۰ باشند، کنترل شرط دوم ضروری نبوده و درصورت اقناع شرط اول می‌توان ضریب ρ را برای آن امتداد برابر با ۱٫۰ در نظر گرفت.

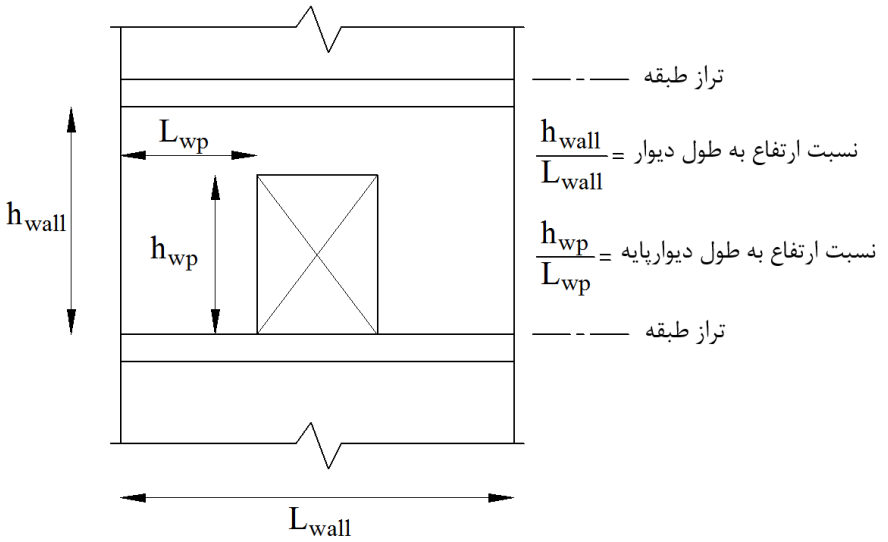
تبصره ۳: در مواردی که سیستم سازه‌ای از نوع دوگانه یا ترکیب سیستم‌ها در یک امتداد پلان باشد، به‌منظور انجام کنترل ضابطه بند "الف"، حذف مهاربند یا دیوار برشی و حذف مقاومت خمشی تیرها باید به‌طور جداگانه انجام شود.

تبصره ۴: در ساختمان‌های دارای نامنظمی پیچشی شدید، هر یک از امتدادهای متعامد ساختمان که موجب این نامنظمی شده باشد مشمول اعمال ضریب ρ، مطابق جدول (۳-۲) خواهد بود.

جدول ۳-۳ محدودیت‌های مربوط به ρ=۱٫۰

	نوع عضو مقاوم لرزه‌ای	الزامات
۱	قاب مهاربندی‌شده یا دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سردنورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	حذف یک عضو مهاربندی یا اتصالات آن
۲	قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
۳	قاب خمشی خرپایی فولادی	حذف مقاومت خمشی یک خرپای فولادی
۴	دیوار برشی یا دیوارپایه (شامل دیوار برشی بتن‌آرمه، دیوار برشی فولادی، دیوار برشی مختلط، دیوار برشی بنایی مسلح و دیوار بتن پاششی سه‌بعدی)	حذف یک دیوار برشی یا یک دیوارپایه، با نسبت ارتفاع به طول بیشتر از ۱٫۰ یا حذف اتصالات جمع‌کنندهٔ آن‌ها (شکل ۳-۳)
۵	ستون کنسولی	حذف مقاومت خمشی یک ستون در اتصال پایه آن

نسخه ارسالی از سوی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



شکل ۳-۳ نسبت ارتفاع به طول دیوار برشی و دیوارپایه، مربوط به ردیف ۴ جدول ۳-۳

۳-۵-۳ موارد زیر، مشمول اعمال ضریب نامعینی نبوده و در آن‌ها ضریب ρ می‌تواند برابر با ۱٫۰ در نظر گرفته شود:

الف- محاسبهٔ تغییر مکان‌های جانبی ساختمان، موضوع بند ۳-۱۲؛

ب- محاسبهٔ آثار مرتبه دوم (P-Δ و P-δ)؛

پ- تعیین نیروی جانبی زلزله برای طراحی دیافراگم، F_{pux}، مطابق بند ۳-۱۳-۳؛

ت- طراحی جمع‌کننده‌ها، وصله‌ها و اتصالات آن‌ها، هنگامی که نیروی زلزلهٔ آن‌ها با استفاده از ضریب اضافه مقاومت (Ω_o) تشدید می‌شود؛

ث- طراحی اعضا و اتصالات، زمانی که نیروی زلزلهٔ آن‌ها با استفاده از ضریب اضافه مقاومت (Ω_o) تشدید می‌شود؛

ج- طراحی دیوارهای سازه‌ای تحت نیروی عمود بر صفحه و نیز اجزای مهارکنندهٔ آن‌ها؛

چ- نیروی قائم ناشی از زلزله، موضوع بند ۳-۹-۵.

۳-۶ امتداد اثر نیروهای زلزله

۳-۶-۱ هر ساختمان باید مطابق ضوابط این فصل، تحت نیروهای زلزلهٔ ناشی از مؤلفه‌های افقی و قائم شتاب حرکت زمین محاسبه شود.

۳-۶-۲ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم، تحت اثر نیروهای زلزلهٔ ناشی از مؤلفه‌های افقی شتاب حرکت زمین محاسبه شود. این محاسبه می‌تواند در هر یک از این دو امتداد، به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام شود؛ لیکن در موارد زیر لازم است امتداد اعمال نیروی زلزله با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند انتخاب شود، یا از جمع آثار ۱۰۰ درصد نیروی زلزلهٔ هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن استفاده گردد.

الف- سازه و شالودهٔ ساختمان‌های دارای نامنظمی در پلان از نوع نامنظمی پیچشی زیاد، پیچشی شدید و سیستم‌های غیر موازی.

ب- تمامی ستون‌هایی که در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم لرزه‌ای قرار دارند و نیز شالودهٔ این اعضا. در این حالت، چنانچه بار محوری ناشی از نیروی زلزلهٔ نظیر با مؤلفه‌های افقی حرکت زمین در ستون، در هر دو امتداد متعامد ساختمان، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری آن ستون باشد، رعایت این ضابطه برای آن ستون ضرورت ندارد.

پ- تمامی دیوارهای متشکل از قاب سبک فولادی سردنورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی، دیوارهای برشی بتن‌آرمه و بنایی که از تلاقی چند دیوار متقاطع تشکیل شده‌اند و نیز شالودهٔ این اعضا. در این حالت، چنانچه بار محوری ناشی از اثرات زلزله در کلیه قطعات این دیوارها، در هر دو امتداد متعامد ساختمان، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری آنها باشد، رعایت این ضابطه برای آن دیوار ضرورت ندارد.

ت- سیستم ستون کنسولی و نیز شالودهٔ آن.

تبصره: در حالتی که از جمع آثار ۱۰۰ درصد نیروی زلزلهٔ یک امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن استفاده می‌شود، منظور نمودن برون‌مرکزی اتفاقی، موضوع بند ۳-۹-۴-۳ برای امتدادی که ۳۰ درصد نیروی زلزله اعمال می‌شود الزامی نیست.

۳-۶-۳ در هریک از امتدادهای متعامد ساختمان، نیروی افقی زلزله باید در هر دو جهت آن امتداد، یعنی به‌صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

نسخه ارسالی ۲ برای نظرخواهی عمومی

۳-۷ ضوابط مدل‌سازی

۳-۷-۱ مدل‌سازی سازه

تحلیل سازه تحت نیروهای زلزله باید با استفاده از یک مدل سه‌بعدی انجام شود. این مدل باید تا حد امکان نمایانگر وضعیت سازه به لحاظ توزیع جرم و سختی باشد. در این مدل باید علاوه بر تمامی اجزای سیستم مقاوم لرزه‌ای، اجزایی که مقاومت و سختی آن‌ها تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر توزیع نیروها و تغییرشکل‌های سازه دارند نیز در نظر گرفته شوند. در مواردی که دیافراگم کف، مطابق ضوابط بند ۳-۱۳، صلب محسوب نمی‌شود، در تحلیل سازه باید اثر سختی دیافراگم نیز در نظر گرفته شود. همچنین در تحلیل سازه باید اثر ترک‌خوردگی اجزای بتنی در سختی آن‌ها مطابق با ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و نیز اثر تغییرشکل‌های چشمهٔ اتصال بر جابجایی‌های جانبی سیستم قاب‌های خمشی فولادی، مطابق با ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود. در خصوص نحوهٔ مدل‌سازی تکیه‌گاه سازه در تراز شالوده و نیز در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه باید ضوابط بند ۳-۱۵ رعایت شود.

۳-۷-۲ میانقاب‌ها

دیوارهای داخلی و خارجی ساختمان باید به نحوی اجرا شوند که مانعی برای حرکت اعضای سازه در هنگام زلزله ایجاد نکنند. برای این منظور، ضوابط فصل ۴ و پیوست (۶) این آیین‌نامه باید رعایت شود. درصورتی‌که دیوار به‌طور کامل دهانه‌ای از یک قاب فولادی یا بتنی را پوشانده و توسط تیرها و ستون‌ها یا دیوارهای سازه‌ای احاطه شده و با آنها در تماس باشد، میانقاب نامیده می‌شود. چنین دیواری باعث تغییر در سختی، مقاومت و شکل‌پذیری قاب می‌شود. در ساختمان‌های چهار طبقه و کوتاهتر که دارای اهمیت خیلی زیاد نباشند، به‌جای جداسازی لرزه‌ای می‌توان اثرات میانقاب‌ها را مطابق ضوابط پیوست (۵) این آیین‌نامه در مدل‌سازی، تحلیل و طراحی سازهٔ ساختمان لحاظ نمود.

۳-۷-۳ پله‌ها و شیب‌راه‌ها

پله‌ها و شیب‌راه‌ها (رمپ‌ها) باید به گونه‌ای طراحی و جزئیات‌بندی شوند که در هنگام زلزله، عملکرد مناسبی داشته و اختلالی در باربری و شکل‌پذیری مورد انتظار سیستم

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

مقاوم لرزه‌ای ساختمان ایجاد ننمایند. برای این منظور لازم است برمبنای یکی از روش‌های زیر عمل شود:

الف- جداسازی پله‌ها و شیب‌راه‌ها از سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، به‌طوری‌که این اعضا عضو غیر سازه‌ای محسوب شوند و عملکرد سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، مستقل از سختی آنها باشد. در این حالت باید پله‌ها و شیب‌راه‌ها قادر به تحمل بارهای ثقلی، علاوه بر تأمین الزامات فصل ۴ و پیوست (۶) این آیین‌نامه باشند.

ب- عدم جداسازی سازه پله‌ها و شیب‌راه‌ها از سازهٔ ساختمان؛ در این حالت، رفتار لرزه‌ای سازه، متأثر از سختی این اعضا بوده و باید تأثیر تلاش‌های ایجادشده و نیز خرابی آنها بر پاسخ‌های سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان مدنظر قرار گیرد. برای این منظور لازم است تحلیل سازهٔ ساختمان و نیز بررسی نامنظمی‌های آن، با استفاده از دو مدل، یک‌بار با در نظر گرفتن سختی این اعضا و یک‌بار هم بدون منظور نمودن سختی آنها انجام و الزامات مربوط به سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای اقناع گردد. همچنین لازم است پله‌ها و شیب‌راه‌ها به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت لازم تحت تلاش‌های ایجاد شده ناشی از بارهای وارده را داشته باشند.

۳-۷-۴ وزن مؤثر لرزه‌ای

برای انجام تحلیل‌های استاتیکی یا دینامیکی، وزن مؤثر لرزه‌ای شامل مجموع بارهای مرده، وزن تأسیسات ثابت، وزن دیوارها، تیغه‌ها و جداکننده‌ها، همراه با درصدی از بار زنده طبقات و درصدی از بار برف بام، مطابق جدول (۳-۴) است. بارهای زنده باید به‌صورت کاهش‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شوند. همچنین، وزن تیغه‌ها و دیوارهای جداکننده، صرف‌نظر از آنکه به‌عنوان بار مرده یا زنده محسوب می‌شوند، باید به‌صورت کامل در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای در نظر گرفته شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

جدول ۳-۴ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

نوع بار زنده یا بار برف	درصد مشارکت بار زنده یا بار برف
بام ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها، مدارس، پارکینگ‌ها، بیمارستان‌ها، فروشگاه‌ها و ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب یا سایر مایعات	۱۰۰

۳-۸ روش‌های تحلیل سازه

تحلیل سازهٔ ساختمان‌ها تحت اثر نیروهای زلزله می‌تواند به روش‌های خطی یا غیر خطی انجام شود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل"، "تحلیل دینامیکی طیفی" و "تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی" است. روش‌های غیر خطی شامل "تحلیل استاتیکی غیر خطی" و "تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی" است. محدودیت‌های مربوط به هر یک از روش‌های مذکور، در بندهای ۳-۸-۱ و ۳-۸-۲ ارائه شده است.

۳-۸-۱ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان در تمامی ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به‌کار برد؛ لیکن استفاده از روش استاتیکی معادل، صرفاً در ساختمان‌های زیر مجاز است:

الف- ساختمان‌های حداکثر تا سه طبقه و ۱۰٫۵ متر از روی تراز پایه، که دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع "سختی جانبی با طبقهٔ خیلی نرم" نیستند؛

ب- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از روی تراز پایه؛

پ- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از روی تراز پایه که:

(۱) دارای نامنظمی در پلان از نوع پیچشی زیاد و شدید نیستند؛

(۲) دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع سختی جانبی (اعم از طبقهٔ نرم یا خیلی نرم)، جرمی و هندسی نیستند.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

ت- ساختمان های منظم با ارتفاع بیشتر از ۵۰ متر از روی تراز پایه که در آن ها $T<3.5T_S$ است. (T زمان تناوب اصلی سازه است که بر طبق بند ۳-۹-۲ محاسبه می شود و T_S هم متغیری است که با توجه به طیف طرح بر طبق فصل ۲ تعیین می‌گردد)

تبصره: تحلیل و طراحی سازهٔ برخی از ساختمان‌های کوتاه را می‌توان با استفاده از روش ساده‌شدهٔ استاتیکی معادل انجام داد. موارد کاربرد این روش و جزئیات آن در بند ۳-۱۸ ارائه شده است.

۳-۸-۲ روش‌های تحلیل غیر خطی

روش‌های تحلیل غیر خطی را می‌توان در تمامی ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به‌کار برد؛ لیکن برای استفاده از این روش‌ها ضروری است سازه علاوه بر اقناع الزامات این تحلیل‌ها، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش‌های تحلیل خطی این آیین‌نامه، مذکور در بند ۳-۸-۱ را نیز با رعایت محدودیت‌های مربوطه اقناع نماید. الزامات مربوط به روش‌های تحلیل غیر خطی در پیوست (۲) این آیین‌نامه ارائه شده است.

تبصره: برای اطمینان از عملکرد موردنظر سازهٔ ساختمان‌های زیر، تحت اثر زلزله، این سازه‌ها باید علاوه بر تحلیل بر مبنای یکی از روش‌های تحلیل خطی و اقناع کلیه ضوابط آن، مطابق یکی از روش‌های تحلیل غیر خطی نیز کنترل شوند:

الف- بیمارستان‌ها و آن دسته از ساختمان‌های ضروری که مرکز اصلی عملیات امداد و نجات در هنگام وقوع زلزله، محسوب می‌شوند؛

ب- ساختمان‌های با بیش از ۳۰ طبقه یا با ارتفاع بیش از ۱۲۰ متر از تراز پایه؛

پ- ساختمان‌های با بیش از ۱۵ طبقه یا با ارتفاع بیش از ۵۰ متر از تراز پایه، که دارای نامنظمی در پلان از نوع پیچشی شدید یا نامنظمی در ارتفاع از نوع سختی جانبی با طبقهٔ خیلی نرم هستند.

نسخه اصلاح ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۳-۹ روش تحلیل استاتیکی معادل

۳-۹-۱ نیروهای جانبی ناشی از زلزله

در روش تحلیل استاتیکی معادل، نیروهای جانبی ناشی از زلزله، مطابق ضوابط این بند تعیین و به‌صورت استاتیکی در امتدادها و جهات مختلف به سازه اعمال می‌گردند و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می‌شود. همچنین لازم است ضوابط بند ۳-۶-۲ در خصوص اثر هم‌زمان نیروهای زلزله در دو امتداد افقی متعامد نیز در نظر گرفته شود.

۳-۹-۱-۱ برش پایه؛ V_u

در هر یک از امتدادهای ساختمان، مقدار برش پایه با استفاده از رابطهٔ (۳-۱) تعیین می‌شود.

$$V_u = C.W \qquad (۳-۱)$$

در رابطه فوق:

V_u: برش پایهٔ ساختمان در امتداد موردنظر،

W: وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان در بالای تراز پایه که مطابق بند ۳-۷-۴ محاسبه می‌شود؛

C: ضریب زلزلهٔ امتداد موردنظر که از رابطه (۳-۲) تعیین می‌شود.

$$C = \frac{S_a}{\left(\frac{R_u}{I_e}\right)} \qquad (۳-۲)$$

در رابطه فوق:

S_a: شتاب طیفی که مطابق بند ۲-۵، بر مبنای طیف طرح استاندارد و زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه تعیین می‌شود؛

I_e: ضریب اهمیت ساختمان، مطابق بند ۳-۹-۱-۴؛

R_u: ضریب رفتار سیستم مقاوم لرزه‌ای امتداد موردنظر، مطابق بند ۳-۴-۲-۱.

تبصره: درصورت استفاده از طیف ویژهٔ ساختگاه، مقدار S_a بر مبنای طیف مذکور تعیین می‌شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۳-۹-۱-۲ برش پایهٔ حداقل؛ $V_{u\,min}$

مقدار برش پایه، V_u، نباید کمتر از برش پایهٔ حداقل، مطابق ضوابط این بند در نظر گرفته شود. برش پایهٔ حداقل، مطابق رابطه (۳-۳) تعیین می‌شود.

$$V_{u\,min} = C_{min}.W \qquad (۳-۳)$$

در رابطه فوق، C_{min}، ضریب زلزلهٔ حداقل است که از رابطه (۳-۴) محاسبه می‌شود.

$$C_{min} = 0.044 S_{DS}.I_e \geq 0.01 \qquad (۳-۴)$$

همچنین، درصورتی‌که $S_1 \geq 0.6$ باشد، C_{min} نباید از مقدار حاصل از رابطه (۳-۵) نیز کمتر در نظر گرفته شود.

$$C_{min} = 0.5 S_1 / (R_u / I_e) \qquad (۳-۵)$$

در روابط فوق، S_1 و S_{DS}، پارامترهای شتاب طیفی زلزله هستند که به ترتیب بر مبنای بندهای ۲-۲ و ۲-۴ تعیین می‌شوند.

تبصره: در حالتی که در امتدادی از سازه، برش پایه بر مبنای رابطه (۳-۱)، کوچکتر از برش پایهٔ حداقل، مطابق رابطه (۳-۳) باشد و آن امتداد مشمول اعمال ضریب نامعینی، ρ، شده باشد، اگر حاصل‌ضرب ضریب ρ در برش پایه، بیش از برش پایهٔ حداقل باشد نیازی به رعایت برش پایهٔ حداقل نخواهد بود و اگر این حاصل‌ضرب کمتر از برش پایهٔ حداقل باشد باید برش پایهٔ حداقل رعایت شود؛ لیکن در این حالت، در نظر گرفتن ضریب ρ برای آن امتداد ضرورت ندارد. اعضا و اجزایی که مطابق بند ۳-۵-۳، نیروی زلزلهٔ آن‌ها معاف از اعمال ضریب ρ است مشمول استفاده از این تبصره نمی‌شوند.

۳-۹-۱-۳ تراز پایه

در طراحی ساختمان‌ها، تراز پایه باید به‌صورت زیر در نظر گرفته شود:

الف- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمین که دیوارهای حائل آن به سازهٔ ساختمان متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح فوقانی شالوده در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان‌های دارای زیرزمین، درصورتی‌که دیوارهای حائل زیرزمین در کل محیط ساختمان اجرا و به سازهٔ ساختمان متصل باشند و همچنین خاک مجاور دیوارهای

نسخه پیش‌نویس ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

زیرزمین، به حد کافی متراکم باشد، تراز پایه را می‌توان در محل نزدیک‌ترین سقف به زمین مجاور دیوارهای زیرزمین که از پایین‌ترین تراز زمین مذکور بالاتر نباشد در نظر گرفت، مشروط بر آنکه تمامی شرایط زیر برقرار باشند:

۱) دیوارهای حائل زیرزمین، بتن‌آرمه باشند؛

۲) کف طبقه‌ای که به‌عنوان تراز پایه در نظر گرفته می‌شود و نیز کلیه کف‌های زیر آن از نوع دال بتن‌آرمه یا عرشه فولادی با بتن رویه باشند و به دیوارهای زیرزمین متصل و مهار گردند؛

۳) فضای بین دیوارهای حائل زیرزمین و جداره‌های گود در کلیه وجوه ساختمان، با خاک مناسب متراکم‌شده (ترجیحاً خاک‌های دانه‌ای) یا با بتن پُر شده باشد، به‌طوری‌که اتصال کامل و منسجم بین دیوارهای حائل با خاک متراکم طبیعی یا متراکم شده یا تحکیم شده برقرار باشد؛

۴) سختی جانبی سازه در بخش زیر تراز پایه، حداقل ۱۰ برابر سختی جانبی سازه در بخش بالای تراز پایه باشد.

وجود بازشوهای محدود در دیوارهای زیرزمین بلامانع است، مشروط بر آنکه تأثیر زیادی بر سختی دیوارهای زیرزمین و سختی طبقات زیر تراز پایه نداشته باشند.

تبصره ۱: استفاده از دال‌های پیش‌ساخته بدون بتن رویه و سقف‌های متشکل از تیرچه‌های پیش‌ساخته برای دیافراگم های زیر تراز پایه مجاز نیست. همچنین دیافراگم این کف‌ها باید براساس ضوابط بند ۳-۱۳ طراحی شده و آثار ناشی از فشار جانبی خاک در طراحی آنها در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: درصورتی‌که در مجاورت یک یا چند وجه ساختمان، زیرزمین وجود داشته باشد، تراز پایه باید در سطح فوقانی شالوده در نظر گرفته شود. در این خصوص مقتضی است احتمال ایجاد زیرزمین در آینده نیز بررسی شود.

تبصره ۳: در مواردی که خاک مجاور دیوارهای زیرزمین، مستعد روانگرایی یا از نوع رس نرم باشد تراز پایه باید در زیر این لایه‌های ضعیف خاک در نظر گرفته شود.

تبصره ۴: در مواردی‌که زمین مجاور ساختمان، شیب‌دار باشد، مبنای تعیین تراز پایه، پایین‌ترین ترازی از زمین شیب‌دار است که در مجاورت دیوارهای زیرزمین قرار دارد.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

متذکر می‌گردد درصورت عدم وجود دیوارهای زیرزمین در تمامی محیط ساختمان، باید به اثرات نامطلوب عدم تقارن سازه‌ای ناشی از آن و اثرات نیروهای رانشی غیر متقارن خاک توجه ویژه شود.

۳-۹-۱-۴ ضریب اهمیت ساختمان

ضریب اهمیت ساختمان، با توجه به گروه‌بندی آن‌ها در بند ۱-۴ از جدول (۱-۱) تعیین می‌گردد.

۳-۹-۲ زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه، T

در هر امتداد، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه باید بر مبنای مشخصات و ویژگی‌های ارتعاشی سازه و با استفاده از تحلیل مدل سازه تعیین شود؛ لیکن مقدار آن نباید از ۱/۴ برابر مقدار محاسبه‌شده برای آن امتداد بر مبنای روابط تجربی، موضوع بند ۳-۹-۲-۱، بیشتر در نظر گرفته شود. به‌جای استفاده از روش تحلیلی، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه در هر امتداد را می‌توان بر مبنای روابط تجربی و با رعایت تبصرهٔ ۲ بند ۳-۹-۲-۱ تعیین نمود.

۳-۹-۲-۱ روابط تجربی تعیین زمان تناوب نوسان جانبی در ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آن‌ها عمدتاً به‌صورت متناسب تغییر نماید. در این ساختمان‌ها، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه در هر امتداد را می‌توان از طریق روابط تجربی به شرح زیر تعیین نمود:

الف- سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که میانقاب‌ها مانعی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد ننمایند:

۱-۱- قاب‌های خمشی فولادی و مختلط

$$T = 0.072H^{0.8} \qquad (۳-۶)$$

۱-۲- قاب‌های خمشی بتن‌آرمه

$$T = 0.047H^{0.9} \qquad (۳-۷)$$

نسخه ارسالی ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۲- در مواردی که میانقاب‌ها مانعی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد نمایند، مقدار T باید از رابطه ۳-۹ تعیین شود.

ب- قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای واگرا یا مهاربندهای کمانش‌تاب، در سیستم قاب ساختمانی و سیستم دوگانه

۱- در مواردی که میانقاب‌ها مانعی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد ننمایند:

$$T = 0.073H^{0.75} \quad (۳-۸)$$

۲- در مواردی که میانقاب‌ها مانعی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد نمایند، مقدار T باید از رابطه ۳-۹ تعیین شود.

پ- سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۱)، با یا بدون وجود میانقاب‌ها

$$T = 0.049H^{0.75} \quad (۳-۹)$$

در روابط فوق، H، ارتفاع ساختمان برحسب متر است که مطابق تعریفی که در بخش تعاریف ارائه شده است، تعیین می‌شود.

تبصره ۱: در تعیین زمان تناوب اصلی نوسان جانبی ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم لرزه‌ای آنها از نوع سیستم کنسولی است، درصورتی‌که ساختمان متعارف محسوب گردد، حسب مورد از روابط (۳-۶) یا (۳-۷) استفاده می شود و اگر ساختمان غیر متعارف محسوب شود، ضوابط بند ۳-۹-۲-۲ مبنای این محاسبه خواهد بود.

تبصره ۲: در هر امتداد سازه، درصورتی‌که زمان تناوب حاصل از روابط تجربی، بیشتر از زمان تناوب تحلیلی آن امتداد باشد، برای آن امتداد باید از زمان تناوب تحلیلی استفاده شود.

۳-۹-۲-۲ ساختمان‌های غیر متعارف

ساختمان‌های غیر متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که مشمول تعریف بند ۳-۹-۲-۱ نمی‌شوند. گنبدها، برخی از مساجد، آمفی‌تئاترها و ورزشگاه‌ها نمونه‌ای از ساختمان‌های غیر متعارف هستند. در این موارد، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه باید با استفاده از تحلیل مدل سازه و با منظور نمودن ضوابط زیر تعیین گردد:

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

الف- در مواردی که میانقاب‌ها مانعی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد ننمایند:

$$T = T_D \qquad (۱۰-۳)$$

ب- در مواردی که میانقاب‌ها مانعی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد نمایند:

$$T = 0.8T_D \qquad (۱۱-۳)$$

در روابط (۳-۱۰) و (۳-۱۱)، T_D، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه، حاصل از تحلیل مدل سازه است.

۳-۹-۳ توزیع نیروهای جانبی ناشی از زلزله در ارتفاع ساختمان

برش پایهٔ ساختمان، V_u، که بر مبنای بند ۳-۹-۱ محاسبه شده است باید مطابق رابطه (۳-۱۲) در ارتفاع ساختمان توزیع گردد.

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^{\,k}}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^{\,k}} V_u \qquad (۱۲-۳)$$

در رابطه فوق:

F_{ui}: نیروی جانبی ناشی از زلزله در تراز طبقه i؛

W_i: بخشی از وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان، موضوع بند ۳-۷-۴، که متعلق به طبقه i است. در خصوص دیوارها و ستون‌ها، نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند، باید در نظر گرفته شود؛

h_i: ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه؛

n: تعداد طبقات ساختمان در بالای تراز پایه؛

k: ضریبی است که با توجه به زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه، T، از رابطه (۳-۱۳) محاسبه می‌شود.

$$k = 0.5T + 0.75 \quad ; \quad 0.5 \le T \le 2.5\ sec \qquad (۱۳-۳)$$

مقدار k برای مقادیر T کوچکتر از ۰/۵ ثانیه و بزرگتر از ۲/۵ ثانیه باید به ترتیب، برابر با ۱/۰ و ۲/۰ در نظر گرفته شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

تبصره: در توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان، لازم است خرپشته نیز همواره به‌عنوان یک طبقهٔ مستقل در نظر گرفته شود.

۳-۹-۴ توزیع برش طبقه ناشی از زلزله در پلان ساختمان و آثار پیچش

۳-۹-۴-۱ برش طبقه ناشی از زلزله باید بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای آن طبقه به تناسب سختی آن‌ها توزیع گردد. درصورت وجود پیچش در طبقه، موضوع بندهای ۳-۹-۴-۲ و ۳-۹-۴-۳، باید آثار آن نیز همراه با برش طبقه در توزیع بار لحاظ گردد. درصورت صلب نبودن دیافراگم کف، اثر انعطاف‌پذیری دیافراگم نیز باید در این توزیع، در نظر گرفته شود.

۳-۹-۴-۲ در تحلیل و طراحی ساختمان‌ها باید پیچش ذاتی که ناشی از برون مرکزی نیروهای جانبی زلزله به دلیل فاصله بین مرکز سختی طبقه موردنظر و مراکز جرم آن طبقه و طبقات بالاتر است در نظر گرفته شود.

۳-۹-۴-۳ پیچش اتفاقی به‌منظور لحاظ نمودن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی و نیز آثار ناشی از مؤلفه پیچشی حرکت زمین در نظر گرفته می‌شود. مقدار این پیچش در هر طبقه را می‌توان از حاصل‌ضرب نیروی جانبی زلزلهٔ آن طبقه، در ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه و در امتداد عمود بر نیروی جانبی زلزله تعیین نمود. به‌عنوان یک روش دیگر برای منظور نمودن پیچش اتفاقی می‌توان مرکز جرم هر طبقه را به میزان ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی زلزله جابجا نمود. برای هر امتداد لازم است این جابجایی در هر دو طرف مرکز جرم انجام شود. اثرات پیچش اتفاقی باید برای هر یک از دو امتداد افقی سازه در نظر گرفته شود. در مواردی که مطابق بند ۳-۶-۲، سازه تحت اثر هم‌زمان نیروهای زلزلهٔ دو امتداد افقی عمود بر هم محاسبه می‌شود لازم نیست اثر پیچش اتفاقی دو امتداد افقی متعامد ساختمان، به‌طور هم‌زمان در نظر گرفته شوند.

تبصره ۱: اثر پیچش اتفاقی باید در طراحی تمامی ساختمان‌های گروه طراحی لرزه‌ای ۳ در نظر گرفته شود؛ لیکن در گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۱ و ۲، لحاظ نمودن اثر پیچش اتفاقی، صرفاً در ساختمان‌های دارای نامنظمی پیچشی زیاد و شدید ضرورت داشته و در سایر ساختمان‌ها می‌توان از اثر آن صرف‌نظر نمود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

تبصره ۲: در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی، موضوع بند ۳-۳-۱-ب می‌شود، اثر پیچش اتفاقی طبقه باید از طریق ضریب تشدید A_j، مطابق رابطه (۳-۱۴) افزایش داده شود.

$$A_j = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad ; \quad 1 \le A_j \le 3 \qquad (۳-۱۴)$$

در رابطه فوق:

δ_{max}: حداکثر تغییرمکان جانبی کلی طبقهٔ j که با فرض $A_j = ۱/۰$ محاسبه شده است؛

δ_{avg}: متوسط تغییرمکان جانبی کلی دو انتهای ساختمان در طبقهٔ j که با فرض $A_j = ۱/۰$ محاسبه شده است.

مقادیر δ_{max} و δ_{avg} در رابطهٔ (۳-۱۴) برمبنای روش تحلیل استاتیکی معادل تعیین می‌شوند. همچنین در این محاسبه می‌توان دیافراگم‌ها را صلب در نظر گرفت.

۳-۹-۵ نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۹-۵-۱ نیروی قائم ناشی از اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان باید در تحلیل کل سازهٔ ساختمان در نظر گرفته شود. مقدار این نیرو مطابق رابطه (۳-۱۵) تعیین می‌شود.

$$F_{vut} = 0.2 S_{DS} . W_D \qquad (۳-۱۵)$$

در رابطه فوق:

F_{vut} : نیروی قائم ناشی از زلزله وارد بر کل سازه ساختمان؛

S_{DS}: پارامتر شتاب طیفی زلزله در زمان تناوب‌های کوتاه، مطابق بند ۲-۴؛

W_D: مجموع بارهای مرده، وزن تأسیسات ثابت، وزن دیوارها، تیغه‌ها و جداکننده‌ها (صرف‌نظر از آنکه به‌عنوان بار مرده یا زنده محسوب می‌شوند).

این نیروی قائم باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین، به‌طور جداگانه به سازه اعمال گردد.

۳-۹-۵-۲ در مناطقی که در آنها $S_s > 1.15$ یا $S_1 > 0.5$ باشد، به‌منظور تحلیل و طراحی اعضای زیر، علاوه بر رعایت بند ۳-۹-۵-۱ باید یک‌بار هم جداگانه، نیروی قائم زلزله از

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

طریق رابطه (۳-۱۶) محاسبه و صرفاً در ترکیب با بارهای ثقلی (با ضرایب باری که در ترکیب با بارهای زلزله مقرر شده است)، در طراحی این اعضا در نظر گرفته شود.

الف- تیرهای با طول دهانه بیش از ۱۵ متر؛

ب- تیرهایی که به‌عنوان تکیه‌گاه ستون عمل می‌کنند،

پ- طره‌های با طول بیش از ۲ متر؛

ت- دالهای بتنی تخت با طول دهانه بیش از ۱۰ متر

$$F_{vuc} = 0.65 S_{DS} . W_D \qquad (۳-۱۶)$$

در رابطه فوق:

F_{vuc} : نیروی قائم ناشی از زلزله، مربوط به اعضای فوق‌الذکر.

تبصره: عکس‌العمل حاصل از ترکیب بار مشروح در بند ۳-۹-۵-۲ باید در طراحی اجزایی که بار اعضای فوق‌الذکر را تحمل می‌کنند نیز در نظر گرفته شود.

۳-۹-۵-۳ کلیه تیرهای طره‌ای باید یک‌بار هم به‌طور جداگانه برای نیروی زلزله قائم رو به بالا، برابر با $0.2W_D$، بدون حضور بارهای مرده، زنده و برف، طراحی شوند.

۳-۱۰ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی

روش‌های دینامیکی خطی برای تحلیل اثر مؤلفه‌های افقی حرکت زمین، شامل روش‌های "تحلیل طیفی" و "تحلیل تاریخچه زمانی" می‌باشد و در به‌کارگیری آن‌ها باید ضوابط بندهای ۳-۱۰-۱ یا ۳-۱۰-۲، حسب مورد، رعایت شود. در انجام این تحلیل‌ها، مدل‌سازی سازه باید بر اساس بند ۳-۷ صورت گیرد. برای تحلیل طیفی، طیف طرح و برای تحلیل تاریخچه زمانی، شتاب‌نگاشت‌هایی که بر اساس ضوابط فصل دوم انتخاب و مقیاس شده‌اند مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۳-۱۰-۱ روش تحلیل طیفی

۳-۱۰-۱-۱ در این روش، ابتدا تحلیل مقادیر ویژه بر روی مدل سازه که بر اساس رفتار خطی تهیه می‌شود، انجام شده و مشخصات مدهای طبیعی نوسان آن تعیین می‌گردد. سپس با توجه به زمان تناوب هر مد، بازتاب سازه درآن مد از طیف طرح تعیین گشته و

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

با ترکیب آماری آن‌ها، بازتاب کلی سازه، محاسبه می‌شود. در این روش تحلیل، باید الزامات بندهای ۳-۱۰-۱-۲ تا ۳-۱۰-۱-۵ رعایت شود. همچنین لازم است ضوابط بند ۳-۶-۲ در خصوص اثر هم‌زمان نیروهای زلزله در دو امتداد افقی متعامد نیز در نظر گرفته شود.

۳-۱۰-۱-۲ تعداد مدهای نوسان

در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید کلیه مدهای نوسان که مجموع جرم مؤثر آن‌ها بیش از ۹۰ درصد جرم کل ساختمان است در نظر گرفته شوند. جرم کل ساختمان بر مبنای ضوابط بند ۳-۷-۴ تعیین می‌شود.

تبصره: به‌عنوان یک روش جایگزین می‌توان از مدهای کافی برای رسیدن به مشارکت جرمی ترکیبی به میزان ۱۰۰ درصد جرم کل ساختمان استفاده نمود. برای این منظور می‌توان کلیه مدهای با زمان تناوب بیشتر از ۰٫۰۵ ثانیه را در محاسبات منظور نموده و کلیه مدهای با زمان تناوب کمتر از ۰٫۰۵ ثانیه را به‌صورت یک مد جسم صلب با زمان تناوب ۰٫۰۵ ثانیه و جرمی برابر با مجموع جرم مؤثر کلیه مدهای با زمان تناوب کوچکتر یا مساوی ۰٫۰۵ ثانیه در نظر گرفت. برای این مد، بازتاب سازه را می‌توان با استفاده از شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب ۰٫۰۵ ثانیه، حاصل از طیف طرح محاسبه نمود.

۳-۱۰-۱-۳ ترکیب اثر مدها

بعد از انجام تحلیل طیفی، مقدار هر یک از پارامترهای طراحی در هر مد، شامل تغییر مکان جانبی کلی و نسبی طبقات، برش پایه، تلاش‌های داخلی هر عضو و عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی، باید با استفاده از مشخصات همان مد و نیز طیف طرح و تقسیم مقادیر بر نسبت R_u/I_e تعیین گردد. سپس بازتاب‌های سازه در مدهای مختلف، باید با استفاده از روش‌های آماری شناخته‌شده مانند روش جذر مجموع مربعات یا روش ترکیب مربعی کامل، با یکدیگر ترکیب شوند. در اعضایی که باید برای آنها اثرات ناشی از اندرکنش نیروها در نظر گرفته شود، می‌توان نسبت تقاضا به ظرفیت ترکیبی را با استفاده از روش‌های آماری ترکیب نمود.

تبصره: درصورتی‌که زمان تناوب مدهای مورد استفاده برای تحلیل طیفی از یکدیگر فاصله کافی نداشته باشند، به‌طوری‌که نسبت زمان تناوب دو مد متوالی، بیش از ۰٫۶۷ باشد

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

$\left(\left(T_{n+1}/T_n\right)>0.67\right)$، برای در نظر گرفتن آثار همبستگی بین بازتاب‌های سازه در مدهای ارتعاشی، باید از روش‌هایی نظیر روش ترکیب مربعی کامل (CQC) استفاده شود.

۳-۱۰-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب

۳-۱۰-۱-۴-۱ اصلاح تلاش‌های طراحی

در مواردی که در هر یک از امتدادهای افقی ساختمان، برش پایهٔ حاصل از روش تحلیل طیفی (V_d) کمتر از برش پایه استاتیکی معادل، مطابق رابطه (۳-۱) و با رعایت برش پایهٔ حداقل مطابق بند ۳-۹-۱-۲ باشد، مقدار برش پایهٔ تحلیل طیفی حاصل از بند ۳-۱۰-۱-۳ باید به نسبت برش پایهٔ استاتیکی معادل به برش پایهٔ حاصل از تحلیل طیفی افزایش داده شده و تلاش‌های ایجادشده در اعضا متناسب با آن اصلاح شوند. درصورت استفاده از طیف ویژهٔ ساختگاه، برش پایهٔ حداقل نیز باید بر مبنای طیف مذکور محاسبه شود.

۳-۱۰-۱-۴-۲ اصلاح تغییر مکان‌ها

در مواردی که در هر یک از امتدادهای افقی ساختمان، برش پایهٔ حاصل از روش تحلیل طیفی (V_d) کمتر از برش پایهٔ استاتیکی معادل مطابق رابطه (۳-۱) باشد، تغییر مکان‌های کلی و نسبی حاصل از بند ۳-۱۰-۱-۳ باید در نسبت برش پایهٔ استاتیکی معادل به برش پایهٔ حاصل از تحلیل طیفی ضرب شوند. در این حالت می‌توان از ضابطهٔ بند ۳-۱۲-۵ در محاسبه برش پایهٔ استاتیکی معادل استفاده نمود. در محاسبه برش پایهٔ استاتیکی معادل برای اصلاح تغییر مکان‌ها باید ضوابط بند ۳-۱۲-۴ در خصوص برش پایهٔ حداقل رعایت شود. همچنین درصورت استفاده از طیف ویژهٔ ساختگاه، برش پایهٔ حداقل نیز باید بر مبنای طیف مذکور محاسبه شود.

۳-۱۰-۱-۵ اثر پیچش

در روش تحلیل دینامیکی طیفی باید آثار پیچش ذاتی و اتفاقی را مشابه ضوابط بند ۳-۹-۴ در نظر گرفت. برای این منظور می‌توان اثر پیچش اتفاقی تعیین‌شده بر اساس بند ۳-۹-۴-۳ را به‌صورت یک بارگذاری استاتیکی به نتایج تحلیل دینامیکی اضافه نمود. به‌جای این روش، اثر پیچش اتفاقی را می‌توان با جابجا کردن مرکز جرم طبقه به‌اندازهٔ برون مرکزی اتفاقی، در مدل تحلیلی منظور نمود. در روش دوم، نیازی به در نظر گرفتن ضریب تشدید پیچش اتفاقی، A_j، نیست.

نسخه ارسال ۲۰۲۰ برای نظرخواهی عمومی

تبصره: درصورتی‌که TIR > 1.6 باشد، استفاده از روش جابجا کردن مرکز جرم طبقه مجاز نبوده و اثر پیچش اتفاقی باید با استفاده از روش اول فوق، اعمال شود.

۳-۱۰-۲ روش تحلیل تاریخچه زمانی

۳-۱۰-۲-۱ الزامات عمومی

در این روش، با اثر دادن شتاب زمین به‌صورت تابعی از زمان به تکیه‌گاه سازه و انجام تحلیل دینامیکی، پاسخ مدل خطی سازه محاسبه می‌شود. برای در نظر گرفتن میرایی ذاتی سازه می‌توان از مدل میرایی ویسکوز خطی استفاده نمود. نسبت میرایی ویسکوز ذاتی برای مدهای نوسانی با زمان تناوب بزرگتر ۰/۲ برابر زمان تناوب اصلی نوسان سازه، نباید بیشتر از ۵ درصد در نظر گرفته شود.

شتاب زمین بر اساس حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت که با شرایط مذکور در فصل دوم این آیین‌نامه تهیه شده و مقیاس شده‌اند تعریف می‌شود.

۳-۱۰-۲-۲ اثر پیچش

در روش تحلیل تاریخچه زمانی باید آثار پیچش ذاتی و اتفاقی، مطابق ضوابط بند ۳-۹-۴ منظور گردد. اثر پیچش اتفاقی باید با جابجا کردن مرکز جرم طبقه به میزان برون مرکزی اتفاقی در نظر گرفته شود. در این حالت، نیازی به در نظر گرفتن ضریب تشدید پیچش اتفاقی، A_j، نیست.

۳-۱۰-۲-۳ تعداد مدهای نوسان

در تحلیل تاریخچه زمانی به روش مدی، تعداد مدهای مورد استفاده در تحلیل باید مطابق ضابطه بند ۳-۱۰-۱-۲ تعیین شوند.

۳-۱۰-۲-۴ مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها

شتاب‌نگاشت‌های منتخب، قبل از استفاده در تحلیل باید بر اساس ضوابط بند ۲-۱۰ مقیاس شوند.

نسخه ارسال ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۳-۱۰-۲-۵ اعمال شتاب‌نگاشت‌ها به مدل سازه

هر مؤلفهٔ یک زوج شتاب‌نگاشت افقی مقیاس شده، به‌طور مستقل در دو امتداد متعامد ساختمان که X و Y نامیده می‌شوند، به مدل سه‌بعدی سازه اثر داده می‌شود و بازتاب‌های سازه به‌صورت تابعی از زمان تعیین می‌گردند.

۳-۱۰-۲-۶ اصلاح مقادیر بازتاب و تعیین مقادیر طراحی

۳-۱۰-۲-۶-۱ تعیین برش پایهٔ حداکثر

برای هر زوج شتاب‌نگاشت، برش‌های پایهٔ حداکثر به شرح زیر تعیین می‌شوند:

یکی از مؤلفه‌های زوج شتاب‌نگاشت به‌عنوان مؤلفهٔ X و دیگری به‌عنوان مؤلفهٔ Y انتخاب می‌شود. مؤلفهٔ X در امتداد محور X ساختمان و مؤلفهٔ Y در امتداد محور Y ساختمان، به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن پیچش اتفاقی به سازه اعمال می‌شوند.

از تحلیل سازه تحت مؤلفهٔ X، مقدار برش پایهٔ ارتجاعی حداکثر این امتداد، V_{EX}، و از تحلیل سازه تحت مؤلفهٔ Y، مقدار برش پایهٔ ارتجاعی حداکثر این امتداد، V_{EY}، تعیین می‌شود.

برش‌های پایهٔ غیر ارتجاعی حداکثر در امتدادهای X و Y، از طریق روابط (۳-۱۷-الف) و (۳-۱۷-ب) تعیین می‌شوند.

$$V_{IX} = \frac{V_{EX}}{\left(R_{ux}/I_e\right)} \qquad \text{(۳-۱۷-الف)}$$

$$V_{IY} = \frac{V_{EY}}{\left(R_{uy}/I_e\right)} \qquad \text{(۳-۱۷-ب)}$$

در روابط فوق، I_e، ضریب اهمیت ساختمان و R_{ux} و R_{uy} به ترتیب، ضرایب رفتار ساختمان در امتدادهای X و Y هستند.

۳-۱۰-۲-۶-۲ تعیین ضریب مقیاس برش پایه

برای هر زوج شتاب‌نگاشت مورد استفاده در تحلیل، ضریب مقیاس برش پایه در هر امتداد، η_X و η_Y، بر اساس روابط (۳-۱۸-الف) و (۳-۱۸-ب) تعیین می‌گردد.

$$\eta_X = \frac{V_X}{V_{IX}} \geq 1 \qquad \text{(۳-۱۸- الف)}$$

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

$$\eta_Y = \frac{V_Y}{V_{IY}} \geq 1 \qquad \text{(ب -۱۸-۳)}$$

در این روابط، V_X و V_Y به ترتیب، برش پایهٔ ساختمان در دو امتداد X و Y هستند که به روش استاتیکی معادل بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از طیف طرح یا طیف ویژهٔ ساختگاه محاسبه می‌شوند. در محاسبهٔ برش پایهٔ استاتیکی معادل، زمان تناوب اصلی نوسان سازه باید بر اساس بند ۳-۹-۲ و با رعایت محدودیت‌های زمان تناوب تجربی در نظر گرفته شود. ضمناً در این محاسبه، رعایت برش پایهٔ حداقل، موضوع بند ۳-۹-۱-۲ ضروری است.

۳-۱۰-۲-۶-۳ محاسبهٔ تلاش‌های ترکیبی

برای هر امتداد و برای هر زوج شتاب‌نگاشت مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی، تلاش ترکیبی باید به‌صورت زیر محاسبه شود:

الف- تلاش ترکیبی در امتداد X باید با ضرب نمودن بازتاب ارتجاعی محاسبه‌شده با استفاده از مدل شامل پیچش اتفاقی (درصورت لزوم) در امتداد X در نسبت $I_e \eta_X / R_{ux}$ و جمع‌کردن آن با ۳۰ درصد بازتاب ارتجاعی محاسبه‌شده با استفاده از مدل بدون پیچش اتفاقی در امتداد Y که در نسبت $I_e \eta_Y / R_{uy}$ نیز ضرب شده، تعیین گردد.

ب- تلاش ترکیبی در امتداد Y باید با ضرب نمودن بازتاب ارتجاعی محاسبه‌شده با استفاده از مدل شامل پیچش اتفاقی (درصورت لزوم) در امتداد Y در نسبت $I_e \eta_Y / R_{uy}$ و جمع‌کردن آن با ۳۰ درصد بازتاب ارتجاعی محاسبه‌شده با استفاده از مدل بدون پیچش اتفاقی در امتداد X که در نسبت $I_e \eta_X / R_{ux}$ نیز ضرب شده، تعیین گردد.

۳-۱۰-۲-۶-۴ محاسبهٔ تغییر مکان جانبی

برای هر زوج شتاب‌نگاشت، تغییر مکان جانبی در هر امتداد باید به‌صورت زیر تعیین گردد:

الف- تغییر مکان جانبی امتداد X باید با ضرب نمودن بازتاب ارتجاعی محاسبه‌شده با استفاده از مدل دارای پیچش اتفاقی (درصورت لزوم) در امتداد X در نسبت $I_e \eta_X / R_{ux}$ تعیین گردد.

ب- تغییر مکان امتداد Y باید با ضرب نمودن بازتاب ارتجاعی محاسبه‌شده با استفاده از مدل شامل پیچش اتفاقی (درصورت لزوم) در امتداد Y در نسبت $I_e \eta_X / R_{ux}$ تعیین گردد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

تبصره: در این محاسبات، برای تعیین برش پایهٔ استاتیکی معادل و η_X و η_Y، زمان تناوب اصلی نوسان سازه را می‌توان به‌صورت تحلیلی و بدون رعایت محدودیت‌های زمان تناوب تجربی در بند ۳-۹-۲، در نظر گرفت. ضمناً در این محاسبه، رعایت برش پایهٔ حداقل، مطابق ضوابط بند ۳-۱۲-۴ ضروری است.

پ- در مواردی که مطابق ضوابط بند ۳-۱۲-۲، محاسبهٔ تغییر مکان جانبی نسبی ترکیبی ضروری باشد، تغییر مکان هر امتداد که به ترتیب فوق تعیین می‌شود، باید با تغییر مکان امتداد دیگر که با رعایت همان ضوابط ولی با استفاده از مدل بدون پیچش اتفاقی تعیین می‌شود، ترکیب گردد.

۳-۱۰-۲-۶-۵ تعیین مقادیر تلاش‌های طراحی

مقادیر تلاش‌های طراحی باید برابر با بیشینهٔ تلاش‌های ترکیبی محاسبه‌شده در هر دو امتداد متعامد، موضوع بند ۳-۱۰-۲-۶-۳ و برای تمامی زوج شتاب‌نگاشت‌ها در نظر گرفته شوند. در اعضایی که باید برای آنها اثرات ناشی از اندرکنش نیروها در نظر گرفته شود، به‌جای در نظرگرفتن بیشینهٔ مقدار هر یک از نیروها می‌توان از بیشینهٔ نسبت تقاضا به ظرفیت ترکیبی استفاده نمود.

تبصره: درصورتی‌که به‌جای سه زوج شتاب‌نگاشت، حداقل از هفت زوج شتاب‌نگاشت استفاده شده باشد می‌توان مقدار متوسط بیشینهٔ نسبت تقاضا به ظرفیت ترکیبی حاصل از تمامی زوج شتاب‌نگاشت‌ها را برای طراحی در نظر گرفت.

۳-۱۰-۲-۶-۶ تعیین مقادیر تغییر مکان‌های جانبی نسبی

مقدار تغییر مکان جانبی نسبی یک طبقه باید برابر با بیشینهٔ تغییر مکان‌های جانبی نسبی محاسبه‌شده برای آن طبقه در هر دو امتداد متعامد، موضوع بند ۳-۱۰-۲-۶-۴، و برای تمامی زوج شتاب‌نگاشت‌ها در نظر گرفته شود.

تبصره: درصورتی‌که به‌جای سه زوج شتاب‌نگاشت، حداقل از هفت زوج شتاب‌نگاشت استفاده شده باشد می‌توان مقدار متوسط بیشینهٔ تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقه، حاصل از تمامی زوج شتاب‌نگاشت‌ها را به‌عنوان تغییر مکان جانبی نسبی طبقه در نظر گرفت.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۳-۱۱ ضوابط تحلیل سیستم‌های ترکیبی

۳-۱۱-۱ ترکیب سیستم‌ها در پلان

۳-۱۱-۱-۱ ترکیب سیستم‌ها در دو امتداد عمود بر هم پلان

در ساختمان‌هایی که در دو امتداد عمود بر هم پلان، برای تحمل نیروی جانبی زلزله از دو سیستم مقاوم لرزه‌ای مختلف استفاده شده باشد، برای هر یک از دو امتداد باید از ضرایب R_u، Ω_o و C_d مربوط به سیستم مقاوم لرزه‌ای آن امتداد استفاده شود.

۳-۱۱-۱-۲ ترکیب سیستم‌ها در هر یک از امتدادهای پلان

در ساختمان‌هایی که برای تحمل نیروی جانبی زلزله، در هر یک از امتدادهای پلان از ترکیبی از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای استفاده شده باشد که ضوابط بند ۳-۴-۱-۴ در مورد سیستم‌های دوگانه را تأمین نمی‌کند، در آن امتداد باید از ضرایب R_u، Ω_o و C_d مربوط به سیستمی استفاده شود که در جدول (۳-۱) دارای R_u کوچکتری است. اما درهرحال، رعایت ضوابط لرزه‌ای هر یک از سیستم‌ها، مطابق آیین‌نامه‌های طراحی الزامی است.
در این امتداد، زمان تناوب تجربی باید بر اساس سیستمی محاسبه شود که مقدار کمتری حاصل می‌شود. همچنین حداکثر ارتفاع مجاز این امتداد باید برابر حداکثر ارتفاع مجاز سیستمی در نظر گرفته شود که دارای مقدار کوچکتری است.

۳-۱۱-۲ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع از روی تراز پایه

در ساختمان‌هایی که در یک امتداد، در ارتفاع از دو سیستم مقاوم لرزه‌ای مختلف استفاده شده باشد، نیروی جانبی زلزله در امتداد موردنظر در حالت کلی می‌تواند مطابق الزامات بند ۳-۱۱-۲-۱ و در حالت خاص مطابق الزامات بند ۳-۱۱-۲-۲ تعیین شود.
ارتفاع سیستم فوقانی از روی تراز تحتانی این سیستم نباید از حداکثر ارتفاع مجاز مربوط به این سیستم بیشتر باشد. همچنین مجموع ارتفاع سیستم‌های فوقانی و تحتانی از روی تراز پایه نباید از حداکثر ارتفاع مجاز مربوط به سیستم تحتانی بیشتر باشد.

استثناء ۱: درصورتی‌که سختی جانبی سیستم تحتانی، حداقل ۱۰ برابر سختی جانبی سیستم فوقانی باشد، کنترل حداکثر ارتفاع مجاز هر یک از سیستم‌های تحتانی و فوقانی بر

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

اساس همان سیستم کفایت می‌کند و لزومی به کنترل حداکثر مقدار مجاز برای مجموع ارتفاع سیستم‌های تحتانی و فوقانی نیست.

استثناء ۲: درصورتی‌که سیستم ترکیبی در ارتفاع، مطابق بند ۳-۱۱-۲-۲، شرایط حالت خاص (تحلیل دو مرحله‌ای) را نداشته و در سیستم فوقانی استفاده از قاب خمشی ویژه یا دوگانه توأم با قاب خمشی ویژه الزامی باشد، قاب خمشی ویژه باید تا تراز پایه ادامه یابد.

استثناء ۳: در مواردی که در بام ساختمان، سازه‌ای حداکثر دو طبقه با وزن کمتر از ۱۰ درصد وزن کل ساختمان وجود داشته باشد، ساختمان در امتداد موردنظر می‌تواند مشمول الزامات ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع نشود و به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای واحد با ضریب نامعینی ρ و پارامترهای لرزه‌ای R_u، Ω_o و C_d سیستم سازهٔ اصلی در نظر گرفته شود؛ لیکن محدودیت ارتفاعی باید بر اساس ارتفاع کل ساختمان کنترل شود. همچنین لازم است سازهٔ فوقانی برای نیروی جانبی زلزله‌ای که باید بر اساس ضریب نامعینی ρ و پارامترهای لرزه‌ای R_u، Ω_o و C_d همین قسمت تعیین شده و تراز پایهٔ آن بالاترین تراز سیستم سازهٔ اصلی فرض می‌شود، کنترل و طراحی گردد.

۳-۱۱-۲-۱ روش تحلیل در حالت کلی

درحالت کلی، در محاسبات سازه در امتدادی که ساختمان دارای سیستم ترکیبی در ارتفاع از روی تراز پایه است، باید الزامات زیر رعایت شود:

الف) برای محاسبهٔ زمان تناوب تجربی، ابتدا باید زمان‌های تناوب تجربی هر یک از سیستم‌های تحتانی و فوقانی بر اساس ارتفاع کل ساختمان، مطابق ضوابط بند ۳-۹-۲ محاسبه شوند. سپس زمان تناوب تجربی سیستم ترکیبی، برابر با میانگین وزنی زمان تناوب تجربی هر یک از سیستم‌ها بر اساس ارتفاع آن‌ها نسبت به ارتفاع کل ساختمان در نظر گرفته شود.

ب) زمان تناوب تحلیلی سیستم ترکیبی باید با استفاده از مدلی تعیین شود که شامل هر دو سیستم تحتانی و فوقانی بوده و هیچ‌یک از درجات آزادی طبقات آن‌ها مقید نشده باشد.

پ) در ساختمان‌هایی که مقدار ضریب رفتار سیستم فوقانی، کوچکتر از مقدار آن در سیستم تحتانی است، برای محاسبات هر دو سیستم تحتانی و فوقانی باید از مقادیر

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

R_u، Ω_o و C_d سیستم فوقانی و ضریب نامعینی بحرانی (بزرگترین مقدار از بین ضریب نامعینی سیستم فوقانی و تحتانی) استفاده شود. در این حالت، کنترل برش پایهٔ حداقل مطابق بند ۳-۹-۱-۲ و درصورت انجام تحلیل طیفی، اصلاح مقادیر بازتاب‌ها مطابق بند ۳-۱۰-۱-۴، در تراز پایه الزامی است.

ت) در ساختمان‌هایی که مقدار ضریب رفتار سیستم تحتانی، کوچکتر از مقدار آن در سیستم فوقانی است لازم است یک‌بار برای کل ساختمان از مقادیر R_u، Ω_o، C_d و ρ سیستم فوقانی استفاده شده و فقط سیستم فوقانی طراحی گردد. یک‌بار هم برای کل ساختمان از مقادیر R_u، Ω_o، C_d و ρ سیستم تحتانی استفاده شده و فقط سیستم تحتانی طراحی گردد. در این حالت، کنترل برش پایهٔ حداقل، موضوع بند ۳-۹-۱-۲، در تراز پایه الزامی است. همچنین برای هر دو سیستم فوقانی و تحتانی، اصلاح مقادیر بازتاب‌ها مطابق بند ۳-۱۰-۱-۴ در تراز پایه برای انجام تحلیل طیفی و نیز رعایت تبصره‌های ۱ و ۲ ذیل، الزامی است.

تبصره ۱: درصورت انجام تحلیل استاتیکی معادل، برای محاسبات سیستم فوقانی به روش فوق، درصورتی‌که سختی جانبی سیستم تحتانی بیش از ۱۰ برابر سختی جانبی سیستم فوقانی باشد، مقدار برش در پایین‌ترین طبقهٔ سیستم فوقانی نباید کمتر از مقدار برش پایهٔ آن در حالتی که به‌طور مجزا در نظر گرفته می‌شود، باشد. برای تعیین مقدار برش پایهٔ سیستم فوقانی در حالت مجزا، زمان تناوب تجربی سیستم فوقانی باید بر اساس ارتفاع همین سیستم، و زمان تناوب تحلیلی آن باید بر اساس مدلی که در آن درجات آزادی انتقالی کلیهٔ طبقات سیستم تحتانی مقید شده است، محاسبه شود.

تبصره ۲: درصورت انجام تحلیل طیفی، برای محاسبات سیستم فوقانی به روش فوق، درصورتی‌که سختی جانبی سیستم تحتانی بیش از ۱۰ برابر سختی جانبی سیستم فوقانی بوده و پس از اصلاح مقادیر بازتاب‌ها، مقدار برش در پایین‌ترین طبقهٔ سیستم فوقانی کمتر از مقدار برش تحلیل استاتیکی معادل سیستم فوقانی در تراز تحتانی آن، بر اساس زمان تناوب اصلی نوسان جانبی و پارامترهای لرزه‌ای همین سیستم باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید به نحوی اصلاح شوند که مقدار برش اصلاح‌شده در پایین‌ترین طبقهٔ سیستم فوقانی کمتر از مقدار برش ناشی از تحلیل استاتیکی معادل این سیستم در تراز تحتانی آن نشود. در

نسخه ارسال ۲۰۲ برای نظرخواهی عمومی

این حالت، زمان تناوب تجربی و تحلیلی سیستم فوقانی، مشابه تبصرهٔ ۱ در فوق محاسبه شود.

۳-۱۱-۲-۲ روش تحلیل در حالت خاص (تحلیل دو مرحله‌ای)

در ساختمان‌هایی که در روی تراز پایه و در ارتفاع، از دو سیستم مقاوم لرزه‌ای مختلف استفاده شده باشد، محاسبات آنها در امتداد موردنظر می‌تواند به‌صورت دو مرحله‌ای انجام شود، مشروط بر آنکه سختی جانبی سیستم تحتانی حداقل ۱۰ برابر سختی جانبی سیستم فوقانی و زمان تناوب تحلیلی کل ساختمان کمتر از ۱٫۱ برابر زمان تناوب تحلیلی سیستم فوقانی باشد.

در این حالت برای محاسبهٔ زمان تناوب تحلیلی سیستم فوقانی، در مدل سازه باید درجات آزادی انتقالی کلیهٔ طبقات سیستم تحتانی مقید شوند.

سختی جانبی سیستم فوقانی برابر است با نسبت برش ناشی از زلزله در پایین‌ترین طبقهٔ همین سیستم به تغییر مکان جانبی کلی بالاترین تراز آن که از مدل تحلیلی مرحله (۱) زیر تعیین می‌گردد، با این فرض که در این مدل، درجات آزادی انتقالی طبقات سیستم تحتانی مقید شوند. همچنین سختی جانبی سیستم تحتانی برابر است با نسبت برش ناشی از زلزله در پایین‌ترین طبقهٔ همین سیستم به تغییر مکان جانبی کلی بالاترین تراز آن که از مدل تحلیلی مرحله (۲) زیر تعیین می‌گردد.

روش انجام تحلیل دو مرحله‌ای ساختمان‌هایی که حائز شرایط این بند هستند، به شرح زیر است:

(۱) در مرحلهٔ اول، سیستم فوقانی، تحت اثر نیروی جانبی زلزله که بر اساس مقادیر R_u، Ω_o، C_d و ρ همین سیستم و با در نظر گرفتن تراز پایه در بالاترین تراز سیستم تحتانی تعیین شده است، در یک مدل مجزا تحلیل و طراحی می‌شود. در این مرحله، کنترل برش پایهٔ حداقل، موضوع بند ۳-۹-۱-۲، و درصورت انجام تحلیل طیفی، اصلاح مقادیر بازتاب‌ها مطابق بند ۳-۱۰-۱-۴، در پایین‌ترین طبقهٔ سیستم فوقانی الزامی است.

(۲) در مرحلهٔ دوم، ابتدا نیروی جانبی زلزلهٔ سیستم فوقانی، مطابق آنچه در مرحلهٔ (۱) محاسبه شد، در نسبت R_u/ρ سیستم فوقانی به R_u/ρ سیستم تحتانی که نباید کوچکتر از ۱٫۰ در نظر گرفته شود، ضرب می‌شود. سپس سیستم تحتانی تحت اثر نیروی جانبی

اصلاح‌شدهٔ سیستم فوقانی و نیز نیروی جانبی وارد بر قسمت تحتانی که بر اساس مقادیر R_u، Ω_o، C_d و ρ و نیز ارتفاع همین سیستم و بدون افزایش زمان تناوب تجربی و با رعایت مقدار برش پایهٔ حداقل همین سیستم تعیین شده است، در یک مدل مجزا تحلیل و طراحی می‌شود. در این حالت، تحلیل و طراحی سیستم تحتانی باید بر اساس تحلیل استاتیکی معادل صورت گیرد.

تبصره: در مرحلهٔ دوم، درصورتی‌که در تحلیل و طراحی سیستم فوقانی، مقدار برش پایهٔ حداقل، تعیین‌کنندهٔ مقدار نیروی زلزلهٔ این سیستم باشد، برای در نظر گرفتن آثار نیروی زلزلهٔ جانبی سیستم فوقانی بر روی سیستم تحتانی، مقدار نیروی زلزلهٔ سیستم فوقانی باید برابر بزرگترین دو مقدار زیر در نظر گرفته شود:

(۱) نیروی زلزلهٔ افزایش‌یافته با نسبت R_u/ρ سیستم فوقانی به R_u/ρ سیستم تحتانی، که نباید کوچکتر از ۱٫۰ لحاظ شود.

(۲) برش پایهٔ حداقل.

۳-۱۱-۳ سازهٔ زیر تراز پایه

در طراحی سازهٔ زیر تراز پایه در ساختمان‌هایی که تراز پایهٔ آنها حداکثر ۲۰ متر بالاتر از تراز شالوده است، موارد زیر باید رعایت شود.

(۱) سازهٔ زیر تراز پایه می‌تواند بدون در نظر گرفتن آثار سختی افقی خاک اطراف و جرم طبقات قرار گرفته در زیر تراز پایه، براساس نیروی زلزلهٔ بخش روی تراز پایه که در نسبت R_u/ρ سیستم روی تراز پایه به R_u/ρ سیستم زیر تراز پایه ضرب می‌شود، طراحی شود که البته حاصل این نسبت نباید کوچکتر از ۱٫۰ لحاظ شود. ضریب ρ برای سیستم زیر تراز پایه، برابر با ۱٫۰ در نظر گرفته شود. به‌جای استفاده از این روش می‌توان کل سازه، شامل بخش‌های رو و زیر تراز پایه را در یک مدل کامل، شامل اثرات خاک اطراف، به روش دینامیکی طیفی یا تاریخچهٔ زمانی تحلیل نمود.

(۲) نیروهای ناشی از فشار جانبی خاک باید بر اساس الزامات مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان و فصل ششم این آیین‌نامه تعیین و در محاسبات لحاظ شود.

(۳) در آن دسته از اعضایی که تحمل کنندهٔ بار عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای هستند که تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کنند، رعایت ضوابط بند ۳-۱۶-۲ الزامی است.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

در ساختمان‌هایی که تراز پایهٔ آنها بیش از ۲۰ متر بالاتر از تراز شالوده قرار دارد، علاوه بر بند ۳ فوق باید ضوابط بند ۳-۱۵ و فصل ششم این آیین‌نامه نیز رعایت شود.

۳-۱۲ تغییرمکان جانبی تحت اثر زلزلهٔ طرح

۳-۱۲-۱ تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی هر طبقه، Δ_{eu}، بر مبنای اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی کلی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه و بر اساس یکی از روش‌های تحلیل خطی محاسبه می‌شود؛ لیکن در ساختمان‌های دارای نامنظمی پیچشی زیاد و شدید، محاسبه تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی هر طبقه باید بر مبنای بیشترین اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی گره‌های قرارگرفته در یک امتداد قائم در کف‌های بالا و پایین آن طبقه، که در محل محورهای کناری ساختمان قرار دارند، انجام شود. برای محاسبه Δ_{eu} طبقات، علاوه بر نیروهای ناشی از اثر مؤلفهٔ افقی شتاب زلزله باید بارهای ثقلی بر طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و آثار P-Δ مطابق بند ۳-۱۶-۱ در نظر گرفته شود.

۳-۱۲-۲ در هر یک از امتدادهای ساختمان، تغییرمکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی هر طبقه تحت اثر زلزلهٔ طرح، از رابطه (۳-۱۹) محاسبه می‌شود.

$$\Delta_M = \frac{C_d \cdot \Delta_{eu}}{I_e} \qquad (۱۹-۳)$$

در رابطه فوق:

Δ_M: تغییرمکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طبقه در امتداد موردنظر، تحت اثر زلزله طرح؛

C_d : ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی مطابق جدول (۳-۱)؛

Δ_{eu} : تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه در امتداد موردنظر، تحت اثر زلزلهٔ طرح، حاصل از تحلیل خطی (بندهای ۳-۹ یا ۳-۱۰-۱-۴-۲ یا ۳-۱۰-۲-۶-۴)؛

I_e : ضریب اهمیت ساختمان، مطابق بند ۳-۹-۱-۴.

تبصره: در مواردی که ساختمان مشمول موضوع ضابطهٔ "الف" بند ۳-۶-۲ باشد، تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی هر طبقه تحت اثر زلزلهٔ طرح، Δ_M، در هر امتداد باید به‌صورت ترکیبی، به شرح زیر محاسبه شود:

نسخه آزمایشی ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

الف- Δ_M در امتداد محور X، از جمع جبری C_{dx}/I_e برابر تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی امتداد X طبقه، ناشی از نیروی زلزلهٔ امتداد X و ۳۰ درصد C_{dy}/I_e برابر تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی امتداد X طبقه، ناشی از نیروی زلزلهٔ امتداد Y محاسبه می‌شود.

ب- Δ_M در امتداد محور Y، از جمع جبری C_{dy}/I_e برابر تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی امتداد Y طبقه، ناشی از نیروی زلزلهٔ امتداد Y و ۳۰ درصد C_{dx}/I_e برابر تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی امتداد Y طبقه، ناشی از نیروی زلزلهٔ امتداد X محاسبه می‌شود.

C_{dx} و C_{dy} به ترتیب، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سیستم مقاوم لرزه‌ای امتداد X و امتداد Y ساختمان هستند که مطابق جدول ۳-۱ تعیین می‌شوند.

۳-۱۲-۳ مقادیر محاسبه‌شده Δ_M در هر امتداد ساختمان مطابق ضوابط بند ۳-۱۲-۲، نباید از تغییرمکان جانبی نسبی مجاز طبقه، Δ_a، مطابق جدول ۳-۵ بیشتر شود. در این جدول، h، ارتفاع طبقهٔ موردنظر است.

جدول ۳-۵ مقادیر تغییرمکان جانبی نسبی مجاز طبقه، Δ_a

گروه اهمیت ساختمان			
گروه ۱	گروه ۲	گروه ۳	گروه ۴
۰٫۰۱ h	۰٫۰۱۵ h	۰٫۰۲ h	۰٫۰۲۵ h

تبصره ۱: در حالتی که در هر یک از امتدادهای ساختمان، سیستم مقاوم لرزه‌ای آن امتداد صرفاً از قاب‌های خمشی تشکیل شده و آن امتداد، مشمول اعمال ضریب نامعینی باشد، مقدار تغییرمکان جانبی نسبی مجاز طبقات برای آن امتداد، باید برابر با Δ_a/ρ در نظر گرفته شود.

تبصره۲: درصورتی‌که سیستم مقاوم لرزه‌ای از نوع دیوار برشی بنایی مسلح باشد، مقدار تغییرمکان جانبی نسبی مجاز طبقات باید مطابق با ضوابط مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ در حوزه عمومی

۳-۱۲-۴ در محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، رعایت برش پایهٔ حداقل، مطابق رابطه ۳-۴ ضرورت ندارد؛ لیکن درصورتی‌که $S_1 \geq 0.6$ باشد باید برش پایهٔ حداقل، مطابق رابطه (۳-۵) رعایت شود.

۳-۱۲-۵ در محاسبه انواع تغییرمکان‌های جانبی سازه، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می‌توان بر مبنای زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه در امتداد موردنظر، حاصل از تحلیل مدل سازه و بدون منظور نمودن محدودیت ۱٫۴ برابر زمان تناوب حاصل از روابط تجربی، موضوع بند ۳-۹-۲ تعیین نمود.

۳-۱۲-۶ در سازه‌های بتن‌آرمه به‌منظور تعیین تغییرمکان‌های جانبی باید اثر ترک‌خوردگی اجزا در سختی آن‌ها مطابق با ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

۳-۱۲-۷ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و در سایر ساختمان‌ها درصورتی‌که بیش از پنج طبقه یا بلندتر از ۱۸ متر از تراز پایه باشند، حداقل عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور در هر طبقهٔ ساختمان باید برابر با جذر مجموع مربعات δ_M دو ساختمان در نظر گرفته شود. مقدار δ_M از رابطه (۳-۲۰) تعیین می‌شود.

$$\delta_M = \frac{C_d \cdot \delta_{eu}}{I_e} \qquad (۳-۲۰)$$

در رابطه فوق:

δ_M: حداکثر تغییر مکان جانبی کلی غیر ارتجاعی در محل بحرانی طبقه موردنظر، تحت اثر زلزله طرح؛

δ_{eu}: حداکثر تغییر مکان جانبی کلی ارتجاعی در محل بحرانی طبقه موردنظر تحت اثر زلزلهٔ طرح و با احتساب آثار P-Δ، که بر مبنای یکی از روش‌های تحلیل خطی محاسبه شده است. درصورتی‌که سازه در امتداد موردنظر دارای نامنظمی پیچشی باشد باید اثر ضریب تشدید پیچش اتفاقی، A_j، موضوع تبصره بند ۳-۹-۴-۳ نیز در تعیین این تغییر مکان لحاظ شده باشد؛

C_d: ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی مطابق جدول ۳-۱؛

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

I_e : ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند ۳-۹-۱-۴.

تبصره ۱: در مواردی که ساختمان، مشمول موضوع ضابطهٔ "الف" بند ۳-۶-۲ شده باشد، تغییر مکان جانبی کلی غیر ارتجاعی طبقه تحت اثر زلزلهٔ طرح باید به‌صورت ترکیبی، مشابه روش مذکور در تبصره بند ۳-۱۲-۲ محاسبه شود.

تبصره ۲: درصورتی‌که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصلهٔ افقی هر طبقه ساختمان از مرز مشترک با زمین مجاور باید برابر با ۷۰ درصد δ_M در آن طبقهٔ ساختمان منظور گردد.

تبصره۳: در سایر ساختمان‌هایی که مشمول محاسبهٔ درز انقطاع مطابق ضوابط این بند نیستند، عرض درز انقطاع باید بر مبنای بند ۱-۶-۱ تعیین شود.

۳-۱۲-۸ اعضای رابط بین سازه‌ها

تکیه‌گاه‌های تحمل‌کنندهٔ بارهای ثقلی اعضای رابط بین دو سازهٔ مجزا باید برای حداکثر تغییر مکان‌های جانبی نسبی مورد انتظار بین دو سازه طراحی شوند. در تعیین تغییر مکان‌های جانبی نسبی مذکور باید ضوابط زیر در نظر گرفته شود:

الف- تغییر مکان جانبی هر تکیه‌گاه عضو رابط بر مبنای رابطه (۳-۲۰) تعیین می‌شود، با این تفاوت که δ_{eu}، حداکثر تغییر مکان جانبی کلی ارتجاعی سازه در محل تکیه‌گاه موردنظر است. درصورتی‌که سازه دارای نامنظمی پیچشی باشد، اثر ضریب تشدید پیچش اتفاقی، A_j، موضوع تبصره ۲ بند ۳-۹-۴-۳ نیز باید در تعیین این جابجایی لحاظ شود.

ب- در محل هر یک از تکیه‌گاه‌های عضو رابط باید تغییر مکان جانبی حاصل از بند "الف" ۱٫۵ برابر شود.

پ- به‌منظور محاسبهٔ حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی مورد انتظار بین دو سازه، باید فرض شود که این دو سازه در خلاف جهت یکدیگر حرکت می‌کنند. بر این اساس، جابجایی دو سازه نسبت به یکدیگر باید برابر با مجموع جابجایی‌های هر یک از این دو سازه، حاصل از بند "ب" در نظر گرفته شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۳-۱۳ دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها که معمولاً کف‌های سازه‌ای تحمل‌کنندهٔ بارهای ثقلی در ساختمان‌ها هستند، در هنگام وقوع زلزله، وظیفه انتقال نیروهای ایجادشده در کف‌ها به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای را بر عهده دارند. دیافراگم‌ها باید در برابر تغییر شکل‌های افقی که در آن‌ها ایجاد می‌شود، دارای مقاومت و سختی کافی باشند.

ضوابط مربوط به مدل‌سازی و طراحی دیافراگم‌ها در این بند و اطلاعات تکمیلی در این خصوص و نیز اثر بازشوها و پس‌رفتگی گوشه‌ها در تحلیل و طراحی آن‌ها، در پیوست (۳) این آیین‌نامه ارائه گردیده است.

۳-۱۳-۱ در تحلیل سازهٔ ساختمان باید اثر سختی دیافراگم و عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به‌طور مناسب در نظر گرفته شود. دیافراگم‌ها به سه دستهٔ صلب، نیمه صلب و نرم تقسیم می‌شوند. دیافراگم‌های صلب و نرم، به ترتیب در بندهای ۳-۱۳-۱-۱ و ۳-۱۳-۱-۲ معرفی شده‌اند. چنانچه دیافراگم در هیچ‌یک از دسته‌های صلب یا نرم قرار نگیرد، نیمه صلب محسوب گشته و باید سختی آن در تحلیل سازه، از طریق مدل کردن دیافراگم، در نظر گرفته شود.

تبصره: در مواردی که دیافراگم از نوع صلب یا نرم باشد، در نظر گرفتن سختی دیافراگم در مدل‌سازی و تحلیل سازه بلامانع است.

۳-۱۳-۱-۱ دیافراگم صلب

در دیافراگم‌های صلب، تغییرشکل داخل صفحهٔ دیافراگم در مقایسه با تغییر مکان جانبی نسبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، کوچک و قابل صرف‌نظرکردن است. درصورتی‌که تحت اثر نیروهای جانبی زلزله، تغییر مکان کلیهٔ نقاط دیافراگم در مدل تحلیلی که در آن سختی داخل صفحهٔ دیافراگم لحاظ گردیده، نسبت به مدل تحلیلی که در آن دیافراگم به‌صورت صلب مدل شده، کمتر از ۱۰ درصد اختلاف داشته باشد می‌توان دیافراگم را صلب در نظر گرفت.

دیافراگم‌های دال بتنی و عرشه فولادی پُرشده با بتن، با نسبت دهانه به عمق کمتر یا برابر با ۳ در ساختمان‌هایی که فاقد هر نوع نامنظمی در پلان باشند را نیز می‌توان صلب در نظر گرفت. دهانه دیافراگم، فاصله افقی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای مجاور است که تامین

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

کننده اصلی سختی و مقاومت لازم برای نگهداری دیافراگم می‌باشند، و عمق دیافراگم بُعد دیافراگم در امتداد نیروی جانبی در دهانه موردنظر با احتساب اثر بازشوها درصورت وجود است.

تبصره: درصورتی‌که دیافراگم، مطابق ضوابط فوق، صلب محسوب شود، لیکن اثرات رانش معکوس در سازه قابل‌ملاحظه باشد، در نظر گرفتن سختی دیافراگم در مدل سازه ضرورت دارد. رانش معکوس (Backstay) پدیده‌ای است که در ساختمان‌هایی که نیروهای زلزلهٔ عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای بخش فوقانی ساختمان از طریق دیافراگم‌هایی به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای بخش تحتانی، که دارای ابعاد بزرگتری در پلان بوده و توسط دیوارهای حائل بتن‌آرمهٔ سخت محصور شده است، منتقل می‌شود، اتفاق می‌افتد. این پدیده شامل ایجاد تلاش‌ها و تغییرشکل‌هایی در دیافراگم‌های بخش تحتانی ساختمان، برای ایجاد تعادل با اثرات نیروهای جانبی زلزلهٔ بخش فوقانی است.

۳-۱۳-۱-۲ دیافراگم نرم

در دیافراگم‌های نرم، تغییرشکل داخل صفحهٔ دیافراگم در مقایسه با تغییر مکان جانبی نسبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای قابل‌ملاحظه است.

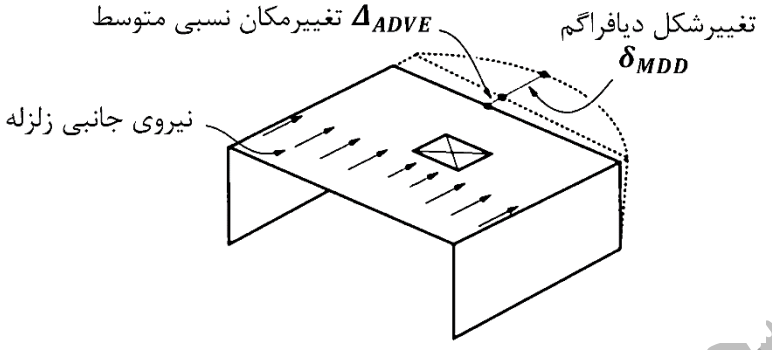
درصورتی‌که دیافراگم، مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۱-۱ صلب محسوب نشود و نیز رابطهٔ (۳-۲۱) برقرار باشد، دیافراگم نرم محسوب می‌شود (شکل ۳-۴).

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2 \qquad (۲۱-۳)$$

δ_{MDD}: حداکثر تغییرشکل داخل صفحهٔ دیافراگم در دهانهٔ موردنظر، ناشی از نیروهای جانبی زلزله که مطابق بند ۳-۹ محاسبه شده است؛

Δ_{ADVE}: متوسط تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای طرفین دهانهٔ موردنظر دیافراگم در طبقهٔ موردنظر، ناشی از نیروهای جانبی زلزله مطابق بند ۳-۹.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی



شکل ۳-۴ δ_{MDD} و Δ_{ADVE} در دهانهٔ دیافراگم

همچنین دیافراگم‌های ساخته‌شده از عرشه فولادی بدون بتن رویه یا ساخته‌شده از پنل‌های با مصالح سازه‌ای چوبی در ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم لرزه‌ای آنها متشکل از قاب مهاربندی‌شدهٔ فولادی یا دیوار برشی بتنی، فولادی یا بنایی باشد را می‌توان نرم در نظر گرفت.

۳-۱۳-۲ در سازه‌های دارای دیافراگم‌های صلب و نیمه صلب، به‌منظور توزیع برش طبقه ناشی از زلزله در پلان، در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان، با رعایت تبصره ۱ بند ۳-۹-۴-۳ الزامی است؛ لیکن در سازه‌های دارای دیافراگم‌های نرم، در توزیع برش طبقه ناشی از زلزله در پلان، نیازی به در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی نبوده و می‌توان به‌طور تقریبی، توزیع برش مذکور بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در هر طبقه را بر اساس موقعیت و سهم جرم آنها انجام داد.

۳-۱۳-۳ دیافراگم‌ها باید برای تلاش‌های داخل صفحهٔ ناشی از نیروی جانبی زلزله مطابق بند ۳-۹ یا ۳-۱۰ و با لحاظ نمودن ضابطه بند ۳-۱۳-۴ طراحی شوند؛ لیکن این نیروی جانبی نباید کمتر از مقدار حاصل از رابطه (۳-۲۲) در نظر گرفته شود.

$$F_{pux} = \left(\frac{\sum_{i=x}^{n} F_{ui}}{\sum_{i=x}^{n} W_i} \right) . W_{px} \qquad (۲۲-۳)$$

نیروی جانبی دیافراگم که از رابطه (۳-۲۲) محاسبه می‌شود نباید کمتر از مقدار حاصل از رابطه (۳-۲۳) درنظر گرفته شود و ضمناً لازم نیست بیشتر از مقدار حاصل از رابطه (۳-۲۴) منظور گردد.

$$F_{pux} = 0.2\, I_e . S_{DS} . W_{px} \qquad (۲۳-۳)$$

$$F_{pux} = 0.4\, I_e . S_{DS} . W_{px} \qquad (۲۴-۳)$$

در روابط فوق:

F_{pux} : نیروی جانبی زلزله برای طراحی دیافراگم تراز x ؛

W_i : وزن مؤثر لرزه‌ای طبقهٔ i مطابق تعاریف بند ۳-۷-۳؛

W_{px} : وزن مؤثر لرزه‌ای دیافراگم تراز x . در محاسبه W_{px} می‌توان از وزن دیوارهای سازه‌ای موازی با امتداد نیروی زلزله صرف‌نظر نمود؛ یا به‌طور محافظه‌کارانه آن را برابر W_i در نظر گرفت؛

F_{ui} : نیروی جانبی زلزلهٔ وارد بر طبقهٔ i مطابق ضوابط بندهای ۳-۹ یا ۳-۱۰؛

n : تعداد کل طبقات؛

I_e : ضریب اهمیت ساختمان؛

S_{DS} : پارامتر شتاب طیفی زلزله در زمان تناوب‌های کوتاه، مطابق بند ۲-۴.

تبصره: در ساختمان‌هایی که مشمول شرایط بند ۳-۶-۲-الف می‌باشند باید در طراحی دیافراگم‌های آنها اثر هم‌زمان نیروی زلزلهٔ دو امتداد متعامد، مطابق ضوابط بند ۳-۶-۲ درنظر گرفته شود.

۳-۱۳-۴ درصورت وجود نیروهای انتقالی وارد بر دیافراگم رابط بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، دیافراگم باید تحت اثر هم‌زمان نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم آن طبقه مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۳ و همچنین نیروهای انتقالی وارد بر دیافراگم که در ضریب نامعینی ρ نیز ضرب شده‌اند طراحی شود. در سازه‌هایی که دارای نامنظمی در پلان از نوع جابجایی خارج از صفحه هستند، نیروهای انتقالی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای که در امتداد افقی جابجا شده‌اند باید ابتدا در ضریب Ω_0 ضرب و سپس به نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم اضافه شوند.

به‌منظور تعیین تلاش‌های داخل صفحهٔ دیافراگم‌ها لازم است از مدلی استفاده شود که در

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

آن، سختی، نیروهای وارد بر دیافراگم و موقعیت عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به‌طور مناسب منظور شده باشند.

۳-۱۳-۵ در مواردی که وجود عضو جمع‌کننده برای انتقال نیروی جانبی زلزله ضروری باشد، طراحی این عضو و اتصالات آن به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باید برای بیشترین مقدار حاصل از موارد زیر، هم‌زمان با اثرات نیروهای انتقالی ذکرشده در بند ۳-۱۳-۴ انجام شود:

الف- نیروی اینرسی وارد بر طبقه بر اساس ضوابط بندهای ۳-۹ یا ۳-۱۰ با در نظر گرفتن اثر ضریب اضافه مقاومت Ω_o؛

ب- نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم بر اساس رابطهٔ (۳-۲۲) با در نظر گرفتن اثر ضریب اضافه مقاومت Ω_o؛

پ- نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم بر اساس رابطهٔ (۳-۲۳) و بدون در نظر گرفتن اثر ضریب اضافه مقاومت Ω_o.

۳-۱۳-۶ برای سازه‌هایی که دارای نامنظمی در پلان از نوع هندسی، پیچشی، دیافراگم و جابجایی خارج از صفحه، یا نامنظمی در ارتفاع از نوع قطع داخل صفحهٔ عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای هستند، به‌منظور طراحی اتصال دیافراگم به جمع‌کننده‌ها و عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باید نیروهای جانبی زلزله حاصل از بند ۳-۱۳-۳ در تراز هر یک از دیافراگم‌هایی که نامنظمی‌های مذکور در آن‌ها ایجاد شده است، ۲۵ درصد افزایش داده شود؛ لیکن درصورتی‌که نیروی جانبی زلزله در تراز مذکور، مشمول اعمال ضریب اضافه مقاومت، Ω_o، شده باشد نیازی به افزایش ۲۵ درصد فوق نخواهد بود.

۳-۱۳-۷ روش جایگزین برای طراحی دیافراگم‌ها

به‌منظور طراحی دیافراگم‌های با بتن درجا، عرشه فولادی بدون بتن و عرشه فولادی پُرشده با بتن، به‌جای استفاده از بندهای ۳-۱۳-۳ الی ۳-۱۳-۵ می‌توان از روش جایگزین که در بند پ۳-۵ پیوست (۳) این آیین‌نامه ارائه گردیده نیز استفاده نمود؛ لیکن طراحی دیافراگم‌های پیش‌ساختهٔ بتنی صرفاً باید بر اساس روش جایگزین انجام شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۳-۱۴ دیوارهای سازه‌ای

۳-۱۴-۱ طراحی برای نیروهای خارج از صفحه

دیوارهای سازه‌ای باید برای نیرویی عمود بر صفحهٔ دیوار، مطابق رابطه (۳-۲۵) طراحی شوند. این نیرو نباید از ۱۰ درصد وزن دیوار سازه‌ای کمتر در نظر گرفته شود.

$$F_w = 0.4 S_{DS} . I_e . W_w \qquad (۳-۲۵)$$

در رابطه فوق:

F_w: نیروی عمود بر صفحهٔ دیوار سازه‌ای؛

S_{DS}: پارامتر شتاب طیفی زلزله در زمان تناوب‌های کوتاه، مطابق بند ۲-۴؛

I_e: ضریب اهمیت ساختمان، مطابق بند ۳-۹-۱-۴؛

W_w: وزن دیوار سازه‌ای.

۳-۱۴-۲ مهار دیوار سازه‌ای

دیوارهای سازه‌ای باید با اتصال مستقیم به اعضای تکیه‌گاهی مهار شوند و نیروهای مهاری نیز باید به نحو مناسب به دیافراگم ها منتقل شوند. درصورتی‌که دیوار سازه‌ای به دیافراگم صلب یا نیمه صلب مهار شود، نیروی طراحی هر مهار، F_P، از رابطه (۳-۲۶) محاسبه می‌شود.

$$F_P = 0.4 S_{DS} . I_e . W_P \qquad (۳-۲۶)$$

در رابطه فوق، W_p، سهم هر مهار از وزن دیوار سازه‌ای است.

نیروی حاصل از رابطه (۳-۲۶) نباید از بیشترین دو مقدار $0.2W_p$ و حاصل‌ضرب ۰٫۲۴ کیلو نیوتن بر متر مربع در سهم مساحت هر مهار از دیوار سازه‌ای، کمتر در نظر گرفته شود.

در مواردی که دیوار سازه‌ای به دیافراگم نرم مهار شود باید نیروی طراحی هر مهار، حاصل از رابطه (۳-۲۶)، از طریق ضریب K_a، مطابق رابطه (۳-۲۷) تشدید گردد. در این حالت، نیروی طراحی هر مهار نباید از بیشترین دو مقدار $0.2K_aW_p$ و حاصل‌ضرب ۰٫۲۴ کیلو نیوتن بر متر مربع در سهم مساحت هر مهار از دیوار سازه‌ای، کمتر در نظر گرفته شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

$$K_a = (1+\frac{L_f}{30}) \le 2 \qquad (۳-۲۷)$$

در رابطه فوق:

K_a: ضریب تشدید نیروی طراحی مهارها، در حالت دیافراگم‌های نرم؛

L_f: طول دهانهٔ دیافراگم (برحسب متر)، که به‌عنوان تکیه‌گاه جانبی دیوار به کار برده می‌شود. این طول، فاصلهٔ افقی بین اعضای قائمی است که در امتداد موردنظر به‌عنوان تکیه‌گاه جانبی دیافراگم عمل می‌کنند.

در مواردی که اجزای سیستم مهاری تحت اثر بارهای برون‌محور قرار گیرند، یا این اجزا بر دیوار سازه‌ای عمود نباشند باید به نحوی طراحی شوند که مقاومت لازم در برابر کلیهٔ مؤلفه‌های نیروی وارده و آثار ناشی از برون‌محوری آن را داشته باشند.

۳-۱۵ پی ساختمان

پی ساختمان شامل دو بخش، سازهٔ پی و خاک پی، باید به‌گونه‌ای طراحی شود که قابلیت تحمل نیروها و تغییر مکان‌های اعمالی ناشی از زلزلهٔ طرح یا زلزلهٔ سطح بهره‌برداری را حسب مورد داشته باشد. در تعیین مشخصات خاک باید طبیعت دینامیکی بارهای اعمالی و وابستگی مشخصات دینامیکی خاک به آن در نظر گرفته شود. نحوهٔ مدل‌سازی و ضوابط خاص تحلیل و طراحی لرزه‌ای پی در بندهای ۳-۱۵-۱، ۳-۱۵-۳ و فصل ششم این آیین‌نامه ارائه شده است.

۳-۱۵-۱ مشخصات بار- تغییر مکان پی

در تحلیل سازه با روش‌های خطی می‌توان تکیه‌گاه سازه را در تراز پی، ثابت فرض نمود، مگر در مواردی‌که مطابق بند ۳-۱۵-۲، در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه در تحلیل سازه الزامی باشد. در این روش‌ها چنانچه در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری پی، مد نظر باشد باید مشخصات بار-تغییر مکان پی از طریق سختی معادل در مدل سازه منظور شود. سختی معادل پی بر اساس مشخصات خاک پی در سطح کرنش‌های مورد انتظار در زلزله تعیین می‌شود. برای محاسبه سختی معادل پی، مدول برشی خاک (G) و سرعت موج

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

برشی (v_s) در سطح کرنش مورد انتظار در زلزلهٔ طرح، بر اساس ضوابط پیوست (۴) این آیین‌نامه یا مطالعات ژئوتکنیکی ساختگاه تعیین می‌شوند.

در تحلیل سازه به روش دینامیکی، درصورت مدل‌سازی هم‌زمان سازه و پی لازم است تحلیل سازه یک‌بار با فرض سختی افزایش یافتهٔ خاک پی به میزان ۵۰ درصد و یک‌بار نیز با فرض سختی کاهش یافتهٔ خاک پی به میزان ۵۰ درصد انجام شود و مقادیر بزرگتر پاسخ‌ها، مبنای طراحی قرار گیرد.

۳-۱۵-۲ اثر اندرکنش خاک و سازه

اثر اندرکنش خاک و سازهٔ ساختمان را می‌توان بر اساس روش‌های مندرج در پیوست (۴) این آیین‌نامه در تحلیل در نظر گرفت. مدل‌سازی اثر اندرکنش خاک و سازه در موارد زیر الزامی است:

الف- ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۷۰ متر از روی پی، واقع بر روی زمین نوع III؛

ب- ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۵۰ متر از روی پی، واقع بر روی زمین نوع IV؛

پ- تمامی ساختمان‌های واقع بر روی زمین‌های نوع III و IV که تراز روی پی آن‌ها بیش از ۲۰ متر پایین‌تر از تراز متوسط سطح زمین طبیعی اطراف است.

تبصره: درصورتی که مقدار $h'/(v_s.T)$ کمتر از ۰/۱ باشد، نیازی به مدل‌سازی و اعمال اثرات اندرکنش خاک و سازه نیست. در این رابطه، v_s سرعت متوسط موج برشی در خاک ساختگاه است که مطابق پیوست (۴) این آیین‌نامه تعیین می‌شود؛ T زمان تناوب اصلی کوچکتر نوسان سازه با فرض تکیه‌گاه ثابت در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان است و h' ارتفاع مؤثر سازه است که به‌صورت مجموع ارتفاع مرکز جرم سازه از تراز پی و عمق مدفون پی، محاسبه می‌شود. ارتفاع مرکز جرم سازه از تراز پی را می‌توان در سازه‌های یک طبقه، برابر با ارتفاع سازه و برای سایر سازه‌ها معادل دو سوم ارتفاع کل سازه از تراز پی در نظر گرفت. همچنین عمق مدفون پی، عمق تراز کف پی نسبت به میانگین تراز سطح زمین در محدودهٔ پی است.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۳-۱۵-۳ کاهش آثار ناشی از لنگر واژگونی در تراز پی

درصورتی‌که تحلیل سازه بر اساس روش استاتیکی معادل انجام شود و سازه به شکل پاندول وارونه یا از نوع سیستم ستون کنسولی نباشد می‌توان آثار ناشی از لنگر واژگونی نیروهای جانبی زلزله (شامل لنگرها و نیروهای محوری که از طریق عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به پی وارد می‌شود) را در تراز فصل مشترک سازه و خاک پی، به میزان ۲۵ درصد کاهش داد. درصورتی‌که تحلیل سازه بر اساس روش دینامیکی خطی انجام شود، می‌توان آثار مذکور را به میزان ۱۰ درصد کاهش داد.

۳-۱۶ سایر ضوابط طراحی لرزه‌ای

۳-۱۶-۱ آثار P-Δ

در نظر گرفتن آثار P-Δ به روش تحلیل مرتبهٔ دوم یا به روش تشدید آثار تحلیل مرتبهٔ اول، در تحلیل تمامی سازه‌ها برای تعیین جابجایی‌های جانبی سازه ضرورت دارد. لحاظ نمودن این آثار در تعیین تلاشهای داخلی نیز ضروری است، مگر آنکه آیین‌نامه طراحی (مبحث نهم یا دهم مقررات ملی ساختمان) اجازه دهد از آنها در طراحی سازه صرف‌نظر شود. به‌منظور تعیین آثار P-Δ می‌توان از روش تقریبی ارائه‌شده در پیوست (۷) این آیین‌نامه نیز استفاده نمود.

۳-۱۶-۱-۱ مقدار شاخص پایداری، θ_i، در هر طبقه و در هر امتداد سازه، بر اساس رابطه (۳-۲۸) محاسبه می‌شود. این شاخص نباید از $\theta_{\max}$، مطابق رابطه (۳-۲۹) بیشتر باشد؛ در غیر این صورت، احتمال ناپایداری سازه وجود داشته و لازم است در طراحی آن تجدیدنظر شود.

$$\theta_i = \frac{P_i . \Delta_{eui}}{V_i . h_i} \qquad (۲۸-۳)$$

$$\theta_{\max} = \frac{0.5}{\beta . C_d} \le 0.25 \qquad (۲۹-۳)$$

در روابط فوق:

P_i : کل بار قائم طراحی از بالاترین طبقه تا طبقه موردنظر (مطابق پیوست ۷)؛

h_i : ارتفاع طبقهٔ i؛

Δ_{eui} : تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقهٔ i حاصل از تحلیل خطی مرتبه اول؛

V_i : برش طبقهٔ i؛

C_d : ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سازه مطابق جدول (۳-۱)؛

β : نسبت برش طبقه به مقاومت جانبی طبقه. مقدار این ضریب را می‌توان بصورت محافظه‌کارانه برابر با ۱٫۰ در نظر گرفت. همچنین مقدار این ضریب نباید کوچکتر از $1.25/\Omega_o$ در نظر گرفته شود.

۳-۱۶-۲ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده

در سازه‌هایی که تراز پایه بالاتر از تراز روی شالوده است، سختی و مقاومت جانبی طبقاتی که پایین‌تر از تراز پایه هستند نباید از سختی و مقاومت جانبی طبقهٔ روی تراز پایه کمتر باشد. در این سازه‌ها لازم است ضوابط بند ۳-۱۶-۳ در خصوص مقاومت اعضایی که در زیر تراز پایه قرار دارند و تحمل‌کنندهٔ بار آن دسته از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای هستند که تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کنند و همچنین ضوابط بند ۳-۱۱-۳ در خصوص نحوهٔ تعیین نیروی جانبی طراحی برای سازهٔ واقع‌شده در زیر تراز پایه رعایت شود.

۳-۱۶-۳ افزایش نیروی جانبی زلزله در اعضای خاص

۳-۱۶-۳-۱ در مواردی که سازه، دارای نامنظمی در پلان از نوع "نامنظمی جابجایی خارج از صفحه" یا نامنظمی در ارتفاع از نوع "نامنظمی قطع داخل صفحهٔ عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای" بوده و دیوار، مهاربند یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، اعضای سازه‌ای که بارهای حاصل از اعضای منقطع را تحمل می‌کنند باید برای ترکیب‌های بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته طراحی شوند. همچنین اتصالات اعضای ادامه نیافته به سازهٔ نگهدارنده باید قادر به تحمل بارهای انتقالی از این اعضا نیز باشند.

۳-۱۶-۳-۲ در ساختمان‌هایی که در یک امتداد از دو سیستم مقاوم لرزه‌ای مختلف در ارتفاع استفاده شده و مطابق بند ۳-۱۱-۲-۲ دارای شرایط لازم برای انجام روش تحلیل دو مرحله‌ای هستند، درصورتی‌که سازهٔ فوقانی دارای دیوار، مهاربند یا ستونی باشد که بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای این سازه بوده، لیکن در فصل مشترک دو سازهٔ فوقانی و

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

تحتانی قطع شده و در سازهٔ تحتانی ادامه نیافته‌اند، اعضای سازهٔ تحتانی که بارهای حاصل از اعضای منقطع را تحمل می‌کنند باید برای ترکیب‌های بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته طراحی شوند.

۳-۱۶-۴ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله نیستند

کلیه اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند یا جزئی از سیستم مقاوم لرزه‌ای در نظر گرفته نمی‌شوند، ولی از طریق دیافراگم کف‌ها با سیستم مقاوم لرزه‌ای مرتبط هستند، باید دارای سطحی از شکل‌پذیری بر اساس ضوابط مبحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان بوده و قادر به تحمل نیروهای ناشی از بارهای ثقلی و آثار P -Δ با فرض وقوع تغییرمکان جانبی نسبی غیر خطی طرح طبقه، مطابق بند ۳-۱۲-۲ باشند. در طراحی این اجزا آثار نیروی قائم ناشی از زلزله نیز مطابق بند ۳-۹-۵-۲ در نظر گرفته شود.

۳-۱۶-۵ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزلهٔ طرح، برابر با مجموع حاصل‌ضرب نیروی جانبی هر تراز، در ارتفاع آن تراز نسبت به تراز زیر شالودهٔ ساختمان است. لنگر مقاوم در برابر واژگونی برای هر امتداد ساختمان از مجموع حاصل‌ضرب بارهای ثقلی در فاصله افقی آن‌ها از لبهٔ محیطی شالودهٔ ساختمان، که لنگر مقاوم کوچکتری تأمین می‌کند، حاصل می‌گردد. در محاسبه لنگر مقاوم، بار ثقلی تعادل، شامل وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان که برای تعیین نیروی جانبی به‌کار رفته است و نیز وزن شالوده و خاک روی آن است. سازه و شالوده ساختمان باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که توانایی تحمل اثر لنگر واژگونی را داشته باشند.

۳-۱۷ کنترل سازه برای نیروی زلزلهٔ سطح بهره‌برداری

۳-۱۷-۱ ساختمان‌های "با اهمیت خیلی زیاد و زیاد" یا بلندتر از ۵۰ متر یا بیشتر از ۱۵ طبقه، باید برای زلزلهٔ سطح بهره‌برداری کنترل شوند تا قابلیت بهره‌برداری از آن‌ها بعد از

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

وقوع این زلزله باقی بماند. برای این منظور، مشخصات سازهٔ این ساختمان‌ها باید چنان باشد که تحت اثر ترکیب بارها در سطح بهره‌برداری، الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف- در سازه‌های فولادی، تلاش‌های ایجادشده در اعضا، در طراحی به روش مقاومت مجاز نباید از مقاومت اسمی آن‌ها بدون اعمال ضرایب اطمینان و در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت نباید از مقاومت اسمی آن‌ها بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، تجاوز نماید.

ب- در سازه‌های بتن‌آرمه، تلاش‌های ایجاد شده در اعضا نباید از مقاومت نهایی اسمی آنها بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت تجاوز کند. ضرایب اصلاح سختی اعضا باید معادل ۱٫۴ برابر ضرایب ترک‌خوردگی آن‌ها (و حداکثر برابر با ۱/۰) که مطابق ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود در نظر گرفته شود.

پ- طراحی سایر سازه‌ها تحت این نیروی زلزله باید مطابق آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های مربوطه صورت گیرد.

۳-۱۷-۲ در زلزلهٔ سطح بهره‌برداری، تغییرمکان جانبی نسبی بهره‌برداری در هر طبقه که از تحلیل خطی سازه، تحت اثر نیروی زلزلهٔ مذکور تعیین می‌شود نباید از ۰٫۰۰۵ ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت باید برای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین هر طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان، مدنظر قرار گیرد. در مواردی که نوع و نحوهٔ به‌کارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه‌ای با رعایت مفاد فصل ۴ و پیوست (۶) این آیین‌نامه به‌گونه‌ای باشد که این قطعات بتوانند تغییر مکان جانبی نسبی بیشتری را تحمل نمایند، می‌توان این محدودیت را تا ۰٫۰۰۸ ارتفاع طبقه افزایش داد.

۳-۱۷-۳ مشخصات حرکت زمین در زلزلهٔ سطح بهره‌برداری باید بر اساس مشخصات زلزلهٔ طرح و کاهش مقادیر شتاب طیفی به میزان یک‌ششم تعیین شود. در مقابل، ضریب رفتار (R_u) در محاسبهٔ نیروهای جانبی زلزله برابر با یک منظور می‌گردد. بدین ترتیب، برش پایهٔ استاتیکی در این سطح زلزله از رابطه (۳-۳۰) محاسبه می‌شود.

$$V_{ser} = \frac{1}{6} S_a . I_e . W \qquad (۳۰-۳)$$

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

پارامتر S_a و ضرایب I_e وW در بند ۳-۹-۱-۱ معرفی شده‌اند.

تبصره: در محاسبه S_a برای سازه‌های بتن‌آرمه، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه باید بر مبنای سختی اصلاح‌شدهٔ اعضا مطابق با بند ۳-۱۷-۱-ب، تعیین شود.

درصورت انجام مطالعات ویژه ساختگاه، مشخصات حرکت زمین می‌تواند از طریق طیف ویژهٔ ساختگاه برای زلزلهٔ سطح بهره‌برداری منطبق با تعاریف فصل ۲ این آیین‌نامه تعیین گردیده و در کنترل سازه، مورد استفاده قرار گیرد.

۳-۱۸ روش ساده‌شدهٔ تحلیل و طراحی

۳-۱۸-۱ تحلیل و طراحی سازهٔ برخی از ساختمان‌ها در برابر زلزله را می‌توان با استفاده از روش ساده‌شده انجام داد. موارد کاربرد این روش و جزئیات آن در بندهای زیر بیان شده است. در کاربرد این روش باید الزامات ژئوتکنیکی و نیز ضوابط کلی و پیکربندی سازه‌ای طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، به شرح مندرج در فصل ششم و بندهای ۳-۱ و ۳-۲ این آیین‌نامه، مدنظر قرار گیرد؛ لیکن رعایت ضوابط این بند، جایگزین ضوابط سایر بندهای این فصل می‌شود.

۳-۱۸-۲ روش ساده‌شدهٔ تحلیل را صرفاً در مورد ساختمان‌هایی می‌توان به کار برد که تمامی شرایط زیر را دارا باشند:

الف- ساختمان دارای کاربری مسکونی، اداری یا تجاری بوده و بر روی زمین‌های نوع I، II یا III واقع شده باشد.

ب- ساختمان در گروه طراحی لرزه‌ای ۳ نباشد.

پ- ارتفاع ساختمان از تراز پایه، از ۳ طبقه و ۱۰٫۵ متر بیشتر نباشد و نسبت طول به عرض آن در پلان از ۳ تجاوز ننماید.

ت- سیستم سازه‌ای، یکی از سیستم‌های دیوارهای باربر یا قاب ساختمانی، مطابق با ردیف‌های "الف" و "ب" جدول ۳-۱ باشد.

ث- تغییر سیستم سازه‌ای در ارتفاع بالاتر از تراز پایه وجود نداشته باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

ج- دیافراگم‌های سازه از نوع دال بتنی یک‌طرفه یا دوطرفه و یا تیرچه‌های فولادی یا بتنی به همراه دال بتنی باشد و مجموع سطوح بازشو در هر دیافراگم از ۲۰٪ سطح کل دیافراگم تجاوز نکند. بام ساختمان از این شرط مستثنی بوده و می‌تواند از نوع سبک یا شیب‌دار باشد.

برای سازه‌های با دیافراگم‌های بتنی درجا، میزان پیش‌آمدگی‌هایی که به‌صورت طره اجرا می‌شوند، از خط خارجی دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید رابطه (۳-۳۱) را برآورده نماید:

$$a \le d/3 \qquad (۳۱-۳)$$

در رابطه فوق:

a : فاصله دورترین لبهٔ دیافراگم تا نزدیک‌ترین خط عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، در امتداد عمود بر نیروهای موردنظر؛

d : عمق دیافراگم که عبارت است از بُعد دیافراگم در امتداد موازی با نیروهای موردنظر، در خط عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای نزدیک به آن لبه.

برای سازه‌های با سایر انواع دیافراگم‌های مندرج در بند "ج"، میزان پیش‌آمدگی‌هایی که به‌صورت طره اجرا می‌شوند، از خط خارجی دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید رابطه (۳-۳۲) را برآورده نماید:

$$a \le d/5 \qquad (۳۲-۳)$$

چ- سیستم مقاوم لرزه‌ای شامل دیوارهای برشی یا دهانه‌های مهاربندی‌شده در هر امتداد ساختمان، حداقل در دو محور وجود داشته و هر یک از این محورها در یک سمت مرکز جرم ساختمان قرار گرفته باشد. ضمناً امتداد محورهای مذکور با محورهای اصلی متعامد ساختمان، بیشتر از ۱۵ درجه زاویه نداشته باشد. منظور از محورهای اصلی، امتدادهایی هستند که اغلب عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای ساختمان در آن امتدادها قرار گرفته‌اند.

ح- در هر طبقه، فاصله بین مرکز جرم طبقه و مرکز سطح دیافراگم در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۱۵ درصد بعد ساختمان در آن امتداد، بیشتر نباشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

خ- ساختمان، دارای نامنظمی در پلان از نوع "هندسی" و "جابجایی خارج صفحه" موضوع بندهای ۳-۳-۱-الف و ت، و نامنظمی در ارتفاع از نوع "هندسی" و "قطع داخل صفحهٔ عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای" موضوع بندهای ۳-۳-۲-الف و پ نباشد.

د- مقاومت جانبی هر طبقه، کم‌تر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد.

۳-۱۸-۳ در روش ساده‌شدهٔ تحلیل، نیروی جانبی ناشی از زلزله در هر یک از امتدادهای متعامد ساختمان محاسبه گشته و مدل سازه با فرض رفتار خطی، به روش استاتیکی معادل، تحلیل می‌شود.

۳-۱۸-۳-۱ برش پایه

برش پایه، V_u، از رابطه (۳-۱) محاسبه می‌شود؛ با این تفاوت که در این روش، ضریب زلزله، C، از رابطه (۳-۳۳) به‌دست می‌آید.

$$C = \frac{S_{DS}.F}{(R_u / I_e)} \qquad (۳۳-۳)$$

پارامتر S_{DS}، مطابق بند ۲-۴ تعیین می‌شود و ضرایب I_e و R_u، در بند ۳-۹-۱-۱ معرفی شده‌اند. همچنین F، ضریبی است که برای ساختمان‌های ۱ الی ۳ طبقه به ترتیب برابر ۱٫۰، ۱٫۱ و ۱٫۲ در نظر گرفته می‌شود.

۳-۱۸-۳-۲ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

برش پایه، V_u، که بر اساس بند ۳-۱۸-۳-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه (۳-۳۴) در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد.

$$F_i = \frac{W_i}{W} V_u \qquad (۳۴-۳)$$

در رابطه فوق، W_i بخشی از وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان است که متعلق به طبقهٔ i می‌باشد. W، مجموع وزن مؤثر لرزه‌ای طبقات ساختمان، در بالای تراز پایه است.

۳-۱۸-۳-۳ توزیع برش طبقه در پلان ساختمان و آثار پیچش

نیروهای جانبی تعیین شده برای هر طبقه مطابق بند ۳-۱۸-۳-۲، در محل مرکز جرم طبقه به آن اعمال و سازه تحلیل می‌شود. در این حالت، برش ایجادشده در طبقات به

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

تناسب سختی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای توزیع می‌گردد. همچنین آثار ناشی از پیچش ذاتی ایجادشده به علت برون‌مرکزی مراکز جرم و سختی نیز همراه با برش طبقه در توزیع بار لحاظ می‌گردد. در این روش تحلیل، نیازی به در نظر گرفتن اثر پیچش اتفاقی نیست. در مورد بام ساختمان‌هایی که از نوع سبک یا شیب‌دار هستند نیروی جانبی باید با توجه به توزیع جرم در سقف، به سازه اعمال شود و توزیع آن بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای با توجه به صلبیت نسبی دیافراگم انجام شود.

۳-۱۸-۴ کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در روش ساده‌شدهٔ تحلیل، ضروری نیست. چنانچه محاسبه این تغییرمکان به‌منظور کنترل اجزای غیر سازه‌ای، تعیین عرض درز انقطاع یا استفاده‌های محاسباتی دیگر موردنیاز باشد، مقدار تغییرمکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح را می‌توان ۰٫۰۱ ارتفاع طبقه در نظر گرفت که البته درصورت استفاده از ضوابط بند ۳-۱۲ می‌توان مقدار محاسباتی را برای منظور فوق لحاظ نمود.

۳-۱۸-۵ در مواردی که استفاده از ضریب اضافه مقاومت (Ω_o) برای کنترل اجزایی از سازه مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی ضروری باشد، این ضریب در روش ساده‌شده، برابر با ۲٫۵ فرض می‌شود.

۳-۱۸-۶ در این روش، تحلیل سازه با فرض تکیه‌گاه‌های صلب انجام می‌شود. ضمناً ساختمان باید در برابر واژگونی، مطابق ضوابط بند ۳-۱۶-۵ محاسبه شود.

۳-۱۸-۷ در این روش، اثر نیروی قائم ناشی از زلزله بر سازه باید بر اساس ضوابط بند ۳-۹-۵ در طراحی سازه و اجزای آن در نظر گرفته شود.

۳-۱۸-۸ در این روش، نیروهای جانبی و قائم ناشی از زلزله باید مطابق بند ۳-۱۹-۱ و ۳-۱۹-۲ با یکدیگر و با سایر بارهای وارد بر ساختمان ترکیب شده و مبنای طراحی سازه قرار گیرند. برای طراحی پی، باید ضوابط بند ۳-۱۹-۴ رعایت شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۳-۱۹ ترکیب نیروی زلزله با سایر بارها

برای طراحی سازهٔ ساختمان‌ها، نیروهای زلزله که بر اساس ضوابط بندهای مختلف این فصل محاسبه می‌شوند باید مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان با سایر بارهای وارد بر ساختمان ترکیب شوند.

۳-۱۹-۱ ترکیب بارهای شامل آثار بارهای زلزلهٔ طرح

بار زلزلهٔ طرح، E، شامل نیروهای جانبی، E_h، ناشی از اثر مؤلفه‌های افقی شتاب زلزله در ساختمان و نیروی قائم، E_v، ناشی از اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان، مطابق روابط (۳-۳۵) و (۳-۳۶) می‌باشد.

مقادیر نیروهای جانبی E_h باید بر اساس یکی از روش‌های تحلیل خطی (استاتیکی معادل، دینامیکی طیفی، دینامیکی تاریخچه زمانی یا روش ساده شده تحلیل) تعیین و در طراحی کلیه ساختمان‌ها در نظر گرفته شوند. مقدار نیروی قائم E_v بر اساس ضوابط بند ۳-۹-۵ محاسبه می‌شود. در نظر گرفتن نیروی F_{vut} در طراحی کل سازه ساختمان الزامی است، لیکن در نظر گرفتن نیروی F_{vuc} فقط در برخی از عناصر، مطابق ضوابط بند ۳-۹-۵-۲ ضروری است.

بنابراین در طراحی کل سازه ساختمان، بار زلزله طرح، E، برای ترکیب با سایر بارها، حسب مورد از روابط (۳-۳۵) و (۳-۳۶) به‌دست می‌آید.

$$E = E_h + E_v \qquad (۳-۳۵)$$

$$E = E_h - E_v \qquad (۳-۳۶)$$

در طراحی عناصر مذکور در بند ۳-۹-۵-۲، نیروی قائم زلزلهٔ محاسبه‌شده بر اساس ضوابط آن بند صرفاً با بارهای ثقلی ترکیب شده و نیازی به ترکیب این نیرو با اثر نیروهای جانبی نیست.

۳-۱۹-۲ ترکیب بارهای شامل آثار بارهای تشدیدیافتهٔ زلزلهٔ طرح

در مواردی که بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، استفاده از نیروی تشدیدیافتهٔ زلزلهٔ طرح برای طراحی برخی از اعضای سازه ضروری است، نیروهای جانبی ناشی از آثار مؤلفه‌های

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

افقی زلزله طرح، E_h، باید در ضریب اضافه مقاومت، Ω_o، ضرب شوند؛ لیکن نیروی قائم ناشی از زلزله، E_v، مشمول اعمال ضریب اضافه مقاومت نمی‌باشد.
در این حالت‌ها، بار زلزله طرح، E، برای ترکیب با سایر بارها از روابط (۳-۳۷) و (۳-۳۸) تعیین می‌گردد.

$$E = \Omega_o E_h + E_v \qquad (۳۷-۳)$$

$$E = \Omega_o E_h - E_v \qquad (۳۸-۳)$$

در حالت‌هایی که مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی، برای برخی از اعضای سازه، طراحی بر اساس ظرفیت، تجویز شده باشد، لازم نیست اثر $\Omega_o E_h$ حاصل از روابط (۳-۳۷) و (۳-۳۸) در این اعضا از مقدار متناظر با نیروی زلزلهٔ محدودشده بر اساس ظرفیت، E_{cl}، بزرگتر در نظر گرفته شود. در این حالت‌ها، نیروی زلزلهٔ محدودشده بر اساس ظرفیت E_{cl}، حداکثر نیرویی است که توسط آیین نامه های طراحی تعیین شده، یا بر اساس تحلیل پلاستیک، می‌تواند در عضو ایجاد شود.

۳-۱۹-۳ ترکیب بارهای شامل آثار بار زلزلهٔ سطح بهره‌برداری

در ساختمان‌هایی که بر اساس ضوابط بند ۳-۱۷ باید اثر زلزلهٔ سطح بهره‌برداری بر سازهٔ ساختمان کنترل شود، بار زلزلهٔ سطح بهره‌برداری محاسبه‌شده مطابق ضوابط این بند، E_{ser} باید بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان با سایر بارهای وارد بر ساختمان ترکیب گردد.

۳-۱۹-۴ ترکیب بارها برای طراحی پی

طراحی پی ساختمان باید بر اساس ترکیب بارهای زلزلهٔ طرح با سایر بارهای وارد بر ساختمان انجام شود؛ لیکن در محاسبه تلاشها در فصل مشترک خاک و سازه پی، در نظر گرفتن نیروی قائم، E_v، ناشی از اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در جهت رو به بالا ضروری نیست.

نسخه ارسال ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

فصل چهارم

ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای

۴-۱ کلیات

۴-۱-۱ تعریف

اجزاء غیرسازه‌ای که مشمول ضوابط این فصل می باشند، اجزایی هستند که به سازه اصلی ساختمان متکی‌اند و در تحمل بارهای ثقلی و جانبی سازه اصلی مشارکتی برای آنها در نظر گرفته نمی‌شود یا در خارج ساختمان هستند ولی توسط اجزاء مکانیکی یا الکتریکی به صورت دائمی به سازه ساختمان متصلند. اجزاء معماری مانند دیوارها، نماها و سقف‌های کاذب و نیز تأسیسات مکانیکی و برقی همراه با نگهدارنده‌ها و ادوات اتصال آنها جزو این گروه محسوب می‌شوند.

۴-۱-۲ محدوده کاربرد

ضوابط این فصل کلیه اجزاء غیرسازه‌ای، بجز موارد عنوان شده در زیر را شامل می‌شود:

۱- مبلمان به جز قفسه های انبار، براساس موارد اشاره شده در قسمت کابینت و قفسه‌های جدول (۴-۱)؛

۲- تجهیزات موقت یا اجزاء قابل جابجایی که در حین استفاده معمول، از نقطه‌ای به نقطه دیگر ساختمان جابجا می‌شوند؛

۳- جزء مکانیکی و برقی متصل به سازه که وزن آن کمتر از ۱۰ کیلوگرم می‌باشد یا خطوط تاسیساتی که در گروه با اهمیت جزء $I_p = ۱/۰$ موضوع بند ۴-۱-۴ قرار داشته و وزن آنها کمتر از ۱۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد؛

۴- جزء مکانیکی و برقی متصل به سازه در گروه طراحی لرزه ای ۱ که براساس تعاریف بند ۴-۱-۴ از ضریب اهمیت جزء برابر با $I_p = ۱/۰$ برخوردار باشد؛

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۵- جزء مکانیکی و برقی متصل به سازه در گروه های طراحی لرزه ای ۲ و ۳ در صورتی که جزء در گروه با اهمیت جزء I_p =۱٫۰ موضوع بند ۴-۱-۴ قرار داشته باشد و وزن آن کمتر از ۲۰۰ کیلوگرم، ارتفاع آن از کف طبقه کمتر از ۱٫۲ متر و اتصالات بین جزء و ملحقات آن انعطاف‌پذیر باشد.

۴-۱-۳ گروه طراحی لرزه ای

اجزاء غیرسازه‌ای هر سازه در گروه طراحی لرزه‌ای مشابه با گروه طراحی لرزه‌ای آن سازه قرار می گیرند. سامانه خروج اضطراری سازه نیز همان گروه طراحی لرزه ای سازه را دارا خواهد بود.

۴-۱-۴ ضریب اهمیت جزء

اجزاء غیرسازه‌ای برحسب میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها، به دو گروه تقسیم و در تعیین نیروی جانبی زلزله برای هر یک ضریب اهمیت جزء، I_p، متفاوتی به کار می رود. این ضریب برای اجزاء زیر برابر با ۱٫۴ و برای سایر اجزاء برابر با ۱٫۰ می‌باشد:

الف- جزء در داخل و یا متصل به سازه با اهمیت خیلی زیاد بوده و حفظ آن برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه سازه لازم باشد؛

ب- محتوای جزء مواد خطرزا با امکان ایجاد مسمومیت زیاد و یا انفجار باشد؛

پ- خدمت‌رسانی جزء برای تامین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم باشد، مانند سیستم اطفاء حریق و پلکان فرار.

۴-۱-۵ کاربرد ضوابط اجزاء غیرسازه‌ای در سازه‌های غیرساختمانی

سازه‌های غیرساختمانی که متکی به سازه‌های دیگر باشند، باید مطابق ضوابط فصل پنجم این آئین نامه طراحی شوند. چنانچه مطابق ضوابط فصل پنجم، رعایت ضوابط فصل چهارم برای تعیین مقادیر نیروی زلزله مناسب ضروری دانسته شود و مقادیر C_{AR} و R_{po} نیز در جدول (۴-۱) یا (۴-۲) ارائه نشده باشند، می‌توان مقدار ضریب C_{AR}/R_{po} در رابطه (۴-۱) را برابر با $2{,}5/R_u$ در نظر گرفت، که در آن R_u بر اساس ضوابط فصل پنجم تعیین می‌شود.

۴-۱-۶ اجزاء غیر سازه‌ای با وزن بیشتر از ۲۰ درصد وزن موثر لرزه‌ای سازه

در اجزاء غیر سازه‌ای با وزن (وزن اجزاء غیر سازه‌ای و سازه نگهدارنده آن) بیشتر از ۲۰ درصد وزن موثر لرزه‌ای سازه، نیروی زلزله باید براساس تحلیل یک مدل سازه‌ای متشکل از جزء غیر سازه‌ای و سازه نگهدارنده آن تعیین شود. جزء غیر سازه‌ای و سازه نگهدارنده آن باید برای نیروها و تغییر مکانهایی که حسب مورد مطابق ضوابط فصل سوم یا پنجم تعیین می‌شوند، طراحی شوند. در این حالت، مقدار R_u در مدل سازه‌ای مرکب برابر با حداقل مقدار بین دو مقدار $0/4(C_{AR}/R_{po})$ جزء غیر سازه‌ای و R_u سازه نگهدارنده آن می‌باشد.

۴-۲ نیازهای لرزه ای اجزاء غیر سازه‌ای

نیازهای لرزه‌ای اجزاء غیر سازه‌ای شامل نیروهای جانبی و قائم و تغییر مکانهای ایجاد شده ناشی از زلزله می‌باشند.

۴-۲-۱ نیروی طراحی جانبی زلزله

نیروی جانبی زلزله باید در ترکیب با بارهای بهره برداری جزء و در راستایی اعمال شود که بیشترین پاسخ را ایجاد می‌کند. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان در اعمال نیروی جانبی، از ترکیب بار ۱۰۰ درصد نیروی معادل جانبی در یک راستا و ۳۰ درصد بار جانبی در راستای متعامد و چرخش ۹۰ درجه‌ای راستای نیروها در این ترکیب بار استفاده نمود. در محاسبه نیروی جانبی، ضریب نامعینی ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۴-۱) محاسبه شده و بر مرکز جرم جزء اثر داده می‌شود. توزیع این نیرو بین بخش‌های مختلف جزء به نسبت جرم آنهاست.

$$F_p = 0.4 S_{DS} W_p I_p \left(\frac{H_f}{R_\mu}\right)\left(\frac{C_{AR}}{R_{po}}\right) \qquad (۱-۴)$$

در این رابطه:

F_p= نیروی جانبی زلزله

S_{DS}= ضریب شتاب طیفی زلزله طرح در زمان تناوبهای کوتاه، طبق بند ۲-۴

I_p= ضریب اهمیت جزء، طبق بند ۴-۱-۴

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

W_p= وزن بهره برداری جزء غیرسازه‌ای همراه با محتویات و ملحقات آن در زمان بهره برداری

H_f= ضریب بزرگنمایی نیرو که تابعی است از ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه، طبق بند ۴-۲-۱-۱

R_μ= ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری، طبق بند ۴-۲-۱-۲

C_{AR}= ضریب تشدید برای تبدیل حداکثر شتاب پایه یا طبقه به شتاب حداکثر جزء، طبق بند ۴-۲-۱-۳

R_{po}= ضریب مقاومت جزء، طبق بند ۴-۲-۱-۴

مقدار F_p در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$F_{p(min)} = 0.3 S_{DS} I_p W_p \qquad (۴-۲)$$

همچنین مقدار F_p لزومی ندارد بیشتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$F_{p(min)} = 1.6 S_{DS} I_p W_p \qquad (۴-۳)$$

۴-۲-۱-۱ ضریب بزرگنمایی نیرو در ارتفاع

ضریب بزرگنمایی نیرو در ارتفاع، H_f، طبق رابطه (۴-۴) تعیین می‌شود. به عنوان روش جایگزین در مواردی که زمان تناوب تجربی سازه ساختمان و یا سازه غیر ساختمانی نگهدارنده عضو غیرسازه‌ای نامشخص باشد، می‌توان از رابطه (۴-۵) استفاده نمود. برای اجزاء غیرسازه‌ای که در تراز پایه یا پایین‌تر از آن هستند مقدار H_f برابر با ۱٫۰ می‌باشد.

$$H_f = 1 + a_1 \left(\frac{z}{h}\right) + a_2 \left(\frac{z}{h}\right)^{10} \qquad (۴-۴)$$

$$H_f = 1 + 2.5 \left(\frac{z}{h}\right) \qquad (۴-۵)$$

که در آن:

$$a_1 = \frac{1}{T_a} \leq 2.5$$

$$a_2 = [1 - (0.4/T_a)^2] > 0$$

h= ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

z= ارتفاع محل اتصال جزء غیر سازه‌ای نسبت به تراز پایه. برای جزئی که روی تراز پایه یا زیر آن قرار دارد، z=0 منظور می‌شود. مقدار z لازم نیست بیشتر از h در نظر گرفته شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

در اجزاء غیرسازه ای که در دو تراز مختلف به سازه متصل یا مهار شده اند، مقدار z متوسط ارتفاع محلهای اتصال در نظر گرفته می شود.

T_a= زمان تناوب تجربی سازه نگهدارنده جزء غیرسازه‌ای است. در سازه‌های با ترکیبی از سیستمهای مقاوم در برابر زلزله، کمترین مقدار T_a مورد استفاده قرار می‌گیرد. زمان تناوب تجربی سازه‌های ساختمانی طبق بند ۳-۹-۲ تعیین می‌شود. برای سازه‌های غیرساختمانی می توان T_a را براساس تحلیل سازه غیرساختمانی طبق بند ۵-۲-۳ یا براساس زمان تناوب تجربی سازه غیرساختمانی مشابه ساختمانها طبق بند ۳-۹-۲ تعیین نمود.

۴-۲-۱-۲ ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری سازه

برای اجزاء غیرسازه‌ای متکی بر سازه‌های ساختمانی یا غیرساختمانی، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری سازه نگهدارنده، R_μ، طبق رابطه (۴-۶) تعیین می‌شود.

$$R_\mu = (1.1R_u/\Omega_0)^{0.5} \geq 1.3 \qquad (۴-۶)$$

که در آن

R_u= ضریب رفتار سازه طبق جدول (۳-۱) یا (۵-۱) و یا (۵-۲)

Ω_0= ضریب اضافه مقاومت برای سازه نگهدارنده طبق جدول (۳-۱) یا (۵-۱) و یا (۵-۲) می‌باشند.

برای اجزاء غیرسازه‌ای که در تراز پایه یا پایین‌تر از آن هستند می‌توان مقدار R_μ را برابر با ۱٫۰ در نظر گرفت. در صورتی که سیستم مقاوم در برابر بار جانبی سازه، مشخص نباشد یا در جدول (۳-۱) برای سازه های ساختمانی و جداول (۵-۱) و (۵-۲) برای سازه‌های غیرساختمانی تعریف نشده باشد، می توان مقدار R_μ را برابر با ۱٫۳ در نظر گرفت.

در سازه‌های با ترکیب سیستمهای مقاوم در برابر زلزله در راستاهای مختلف و یا ترکیب سیستمهای سازه‌ای مختلف در ارتفاع، مقدار ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری سازه براساس سیستم سازه ای که کمترین مقدار R_μ را نتیجه دهد محاسبه می‌شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۴-۲-۱-۳ ضریب تشدید

برای هر جزء غیرسازه ای بر حسب آن که در تراز پایه یا پایین‌تر از آن است و یا بالاتر از تراز پایه سازه قرار دارد، یک ضریب تشدید، C_{AR}، تعریف می‌شود. برای اجزاء معماری این ضریب طبق جدول (۴-۱) و برای اجزاء مکانیکی و برقی طبق جدول (۴-۲) تعیین می‌شود. ضریب تشدید اجزاء مکانیکی و برقی متصل به یک سازه یا سکوی نگهدارنده جزء نباید از ضریب تشدید سازه یا سکوی نگهدارنده جزء کمتر در نظر گرفته شود.

ضریب تشدید سازه یا سکوی نگهدارنده جزء براساس مقادیر داده شده در جدول (۴-۲) تعیین می شود. وزن جزء برقی یا مکانیکی متصل به سکو یا سازه نگهدارنده باید در وزن بهره برداری سکو یا سازه نگهدارنده جزء، W_p، لحاظ شود. ضرایب تشدید خطوط انتقال شامل لوله ها، داکت ها و کانال های کابل برق باید براساس جدول (۴-۲) تعیین شود.

۴-۲-۱-۴ ضریب مقاومت جزء

ضریب مقاومت جزء، R_{po}، طبق جداول (۴-۱) و (۴-۲) تعیین می‌شود.

۴-۲-۱-۵ روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

در روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، در صورتیکه مشخصات دینامیکی جزء غیرسازه ای بصورت صریح در مدل سازه ای منظور نشده باشد، نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۴-۷) محاسبه می شود.

$$F_P = I_P W_P a_i \left(\frac{C_{AR}}{R_{po}}\right) \qquad (۴-۷)$$

در این رابطه:

a_i= شتاب حداکثر در تراز "i" است. تراز i ترازی است که جزء غیرسازه‌ای در آن واقع است.

مقدار a_i از تحلیل سازه به روش تاریخچه زمانی غیرخطی مطابق پیوست (۲) این آیین‌نامه در تراز i بدست می آید. ضابطه حداقل و حداکثر مقدار برای F_p که در روابط (۴-۲) و (۴-۳) آمده است در این بخش نیز باید رعایت شود.

نسخه ارسال ۲۰۲۴ برای نظرخواهی عمومی

۴-۲-۲ اثر نیروی قائم زلزله

۴-۲-۲-۱ اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله اجزاء غیرسازه ای شامل ملحقات و تکیه گاههای آنها براساس رابطه (۴-۸) تعیین می‌شود.

$$F_{PV} = 0.2\ \mathrm{S_{DS}} I_P W_P \qquad (۴-۸)$$

اثر مولفه قائم همراه اثر مولفه افقی زلزله به صورت رو به بالا و رو به پایین در ترکیب بارهای لرزه ای براساس رابطه (۴-۹) لحاظ می شود.

$$\mathrm{F} = F_P \pm F_{PV} \qquad (۴-۹)$$

۴-۲-۲-۲ برای طراحی اجزاء غیر سازه ای زیر علاوه بر اعمال بند ۴-۲-۲-۱، باید یکبار هم به طور جداگانه اثر نیروی قائم زلزله از طریق رابطه (۴-۱۰) محاسبه و صرفاً در ترکیب با اثر وزن بهره برداری در نظر گرفته شود.

الف- نمای خارجی ساختمان

ب- اجزای غیر سازه ای واقع بر روی طره ها

ج- دیوار های شیب دار

ج- اجزای غیر سازه ای آویزان از سقف

$$F_{PV} = 0.65\ \mathrm{S_{DS}} I_P W_P \qquad (۴-۱۰)$$

۴-۲-۳ بارهای غیرلرزه‌ای

هرگاه مقدار بار غیرلرزه ای جانبی وارد بر روی جزء غیرسازه ای از $\mathrm{F_p}$ تجاوز کند، آن بار مبنای طراحی قرار خواهد گرفت. در هر حال، جزئیات اجرایی و محدودیتهای تعیین شده در این فصل باید رعایت شود.

۴-۲-۴ تغییر مکان جانبی

اجزاء غیرسازه‌ای که در دو یا چند نقطه به سازه متکی هستند، باید قادر به پذیرش تغییر مکان‌های نسبی بین این نقاط، $\mathrm{D_{pI}}$، باشند.

$$\mathrm{D_{pI}} = \mathrm{D_p I_e} \qquad (۴-۱۱)$$

$\mathrm{I_e}$ ضریب اهمیت سازه است و تغییر مکان نسبی، $\mathrm{D_p}$، بین دو نقطه A وB با استفاده از ضوابط زیر تعیین می‌شود:

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

الف- دو نقطه بر روی یک سازه قرار دارند:

$$D_p = \delta_{xA} - \delta_{yA} \quad (۱۲-۴)$$

در مواردی که از روش تحلیل دینامیکی خطی برای تعیین اثر زلزله در سازه استفاده می‌شود، مقدار D_p باید برای هر مود محاسبه و نتایج به صورت آماری ترکیب گردند. مقدار D_p لزومی ندارد بیشتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$D_p = \frac{(h_x - h_y)\Delta_{aA}}{h_{sx}} \quad (۱۳-۴)$$

ب- دو نقطه بر روی دو سازه قرار دارند:

$$D_p = |\delta_{xA}| + |\delta_{yB}| \quad (۱۴-۴)$$

مقدار D_P از این رابطه لازم نیست بیشتر از مقدار رابطه (۴-۱۳) در نظر گرفته شود:

$$D_p = \frac{h_x \Delta_{aA}}{h_{sx}} + \frac{h_y \Delta_{aB}}{h_{sx}} \quad (۱۵-۴)$$

که در آن:

D_p= تغییر مکان نسبی جانبی زلزله که جزء باید برای پذیرش آن طراحی شود.

δ_{xA}= تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز X سازه A

δ_{yA}= تغییرمکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز Y سازه A

δ_{yB}= تغییرمکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز Y سازه B

مقادیرδ از رابطه (۳-۲۰) بعلاوه مقدار حاصل از تغییر مکان دیافراگم براثر نیروهای طراحی مطابق با بند ۳-۱۳ بدست می آید.

h_x= ارتفاع تراز x (مربوط به اتصال بالایی) از تراز پایه

h_y= ارتفاع تراز y (مربوط به اتصال پایینی) از تراز پایه

Δ_{aA}= تغیرمکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای سازه A

Δ_{aB}= تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای سازه B

h_{sx}= ارتفاع طبقه به‌کار رفته در تعریف تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۴-۲-۵ اجزای غیر سازه ای در سازه های خاص

در سازه‌هایی که مطابق ضوابط بند ۳-۸ این آیین نامه بررسی عملکرد اجزای سازه‌ای با استفاده از روشهای غیرخطی ضروری است، در مورد اجزای غیرسازه‌ای باید به ترتیب زیر عمل نمود:

۴-۲-۵-۱ تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه

الف- نیرو

در صورت تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه، نیروی افقی وارد بر اجزای غیرسازه‌ای باید براساس رابطه (۴-۱) و نیروی قائم براساس روابط (۴-۸) و (۴-۱۰) محاسبه شود.

ب- جابجایی

در صورت تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه، جابجایی‌های غیر خطی طبقات در روابط (۱۲-۴) و (۴-۱۴) باید مستقیما از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه استخراج شود.

۴-۲-۵-۲ تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه

الف- نیرو

در صورت تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه، نیروی افقی وارده بر اجزای غیرسازه‌ای باید براساس رابطه (۴-۷) و نیروی قائم براساس روابط (۴-۸) و (۴-۱۰) محاسبه شود.

ب- جابجایی

در صورت تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه، جابجایی‌های غیرخطی طبقات در روابط (۱۲-۴) و (۴-۱۴) باید مستقیما از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه استخراج شود.

۴-۲-۶ زمان تناوب جزء

در صورتیکه بتوان جزء غیرسازه‌ای، تکیه گاه‌ها و اتصال آن به سازه را در یک مدل ساده جرم و فنر یک درجه آزاد مدل کرد، زمان تناوب اصلی جزء غیرسازه ای (شامل تکیه گاه‌ها و اتصالات آن به سازه)، T_p، از رابطه (۴-۱۶) تعیین می شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

$$T_p = 2\pi\sqrt{\frac{W_p}{K_p g}} \qquad (۱۶-۴)$$

که در آن، T_p زمان تناوب اصلی جزء غیرسازه ای، W_p وزن جزء غیرسازه ای (شامل جزء و ملحقات آن در زمان فعالیت جزء)، g شتاب ثقلی و K_p سختی مرکب شامل اثرات جزء، تکیه گاهها و اتصالات آنهاست که بر حسب نیرو بر واحد تغییرشکل و در مرکز ثقل جزء تعیین شده است.

۴-۳ مهار و ملحقات اجزاء غیرسازه‌ای

اجزاء غیرسازه‌ای و تکیه‌گاه‌های آنها باید به‌گونه‌ای به سازه مهار شوند که بتوانند نیروهای جزء غیرسازه‌ای را به سازه منتقل کنند و تغییرشکل‌های ایجاد شده در آنها را پذیرا باشند. قطعات موجود در مسیر انتقال بار در این اجزاء باید دارای مقاومت و سختی کافی باشند. همچنین، محل اتصال به سازه باید توانایی تحمل اثر موضعی بارها را داشته باشد. استفاده از اتصالات جوشی یا پیچی و نظایر آنها مجاز است ولی استفاده از مقاومت اصطکاکی ناشی از بارهای ثقلی مجاز نیست.

۴-۳-۱ طراحی اتصالات

طراحی اتصالات باید براساس نیروها و جابجایی های وارد بر عضو غیرسازه ای براساس بند ۴-۲ انجام شود. در ترکیبات بار مورد استفاده برای طراحی اتصالات باید از ضریب اضافه مقاومت Ω_{0p} جزء غیر سازه ای که در جداول (۴-۱) و (۴-۲) ارائه شده است به جای ضریب Ω_0 در روابط ترکیب بار استفاده نمود.

۴-۳-۲ مهار اتصالات

مهار این اتصالات در اعضای فولادی، بتن آرمه و مصالح بنایی باید به گونه ای طراحی شود که تکیه گاه یا عضو غیر سازه ای که مهار به آن متصل است قبل از رسیدن مهار به مقاومت طراحی به تسلیم رسیده باشد یا مهار باید برای ترکیبات بار طراحی با فرض ضریب اضافه مقاومت Ω_{0p} ارائه شده در جداول (۴-۱) و (۴-۲) طراحی شود.

نسخه اولیه ۲ برای نظرخواهی عمومی

۴-۴ اجزاء غیر سازه ای معماری

۴-۴-۱ کلیات

رعایت ضوابط این بند برای کلیه اجزاء معماری، نگهدارنده ها، اتصالات و ملحقات آنها الزامی است. ضوابط طرح و اجرای این اجزا و مهار آنها در پیوست (۶) این آیین‌نامه ارائه شده است.

استثناء: اگر جزء غیرسازه‌ای با زنجیر یا وسیله دیگری به سازه آویزان باشد و شرایط زیر را دارا باشد، رعایت ضوابط این بند الزامی نمی باشد:

الف- وسیله نگهدارنده جزء قادر به تحمل ۱٫۴ برابر وزن بهره برداری و بار جانبی ناشی از ۱٫۴ برابر وزن بهره برداری به صورت همزمان باشد. بارجانبی باید در جهتی اعمال گردد که بیشترین نیرو ها را به وسیله نگهدارنده اعمال کند؛

ب- اندرکنش لرزه ای این جزء با سایر اجزاء غیر سازه ای و سازه در نظر گرفته شده باشد؛

ج- امکان حرکت اتصال جزء در صفحه افقی به اندازه ۳۶۰ درجه (در تمام جهات) وجود داشته باشد؛

د- امکان ایجاد آتش سوزی پس از زلزله توسط جزء غیر سازه ای آویزان وجود نداشته باشد.

۴-۴-۲ نیرو و تغییر مکان

کلیه اجزاء غیرسازه‌ای معماری باید برای نیروهای ذکر شده در بند ۴-۲ طراحی شوند. اجزاء غیرسازه‌ای که می‌توانند باعث آسیب جانی شوند از جمله دیوارهای خارجی، دیوارهای داخلی (تیغه‌ها)، نماهای شیشه ای و انواع نماهای سنگین باید جابجایی‌های نسبی ذکر شده در بند ۴-۲ را پذیرا باشند. اجزاء غیرسازه‌ای قرار گرفته بر روی اعضای طره باید برای جابجایی‌های ناشی از چرخش تکیه گاهشان طراحی شوند.

۴-۴-۳ خمش خارج از صفحه

جابجایی و خمش خارج از صفحه اجزای غیر سازه ای معماری بخصوص پانلها، دیوارها و نماها باید براساس بارهای بند ۴-۲ محاسبه شده و نباید از ظرفیت قطعه غیرسازه ای بیشتر باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۴-۴-۴ اجزاء دیوار غیرسازه ای خارجی و اتصالات آن

اجزاء و پانلهای دیوار غیرسازه ای خارجی که به سازه اتصال داشته و یا آن را در بر می‌گیرد، باید قادر به پذیرش جابجایی‌های نسبی ناشی از زلزله باشند. این دیوارها باید به وسیله اتصال و اتکا مستقیم و یا اتصالات مکانیکی و ادوات اتصال به سازه متکی باشند. ضوابط اجرای این دیوارها و اتصالات آن در پیوست (۶) این آیین نامه آمده است.

۴-۴-۵ دیوار غیرسازه ای داخلی

دیوار داخلی با ارتفاع بیش از ۱٫۸ متر یا چفت شده به سقف ساختمان باید از لحاظ جانبی مهار شود. مهار جانبی دیوار باید مستقل از مهار جانبی سقف باشد.

جدول ۴-۱ ضرایب لرزه‌ای اجزاء معماری

اعضا و اجزاء معماری	C_{AR}		R_{po}	Ω_{op}
	نگهداری شده توسط سازه در تراز پایه یا پایین تر از آن	نگهداری شده توسط سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه		
دیوار غیر سازه ای خارجی				
دیوار غیر سازه ای و اتصال آن	۱	۱	۱٫۵	۲
ادوات اتصال	۲٫۲	۲٫۸	۱٫۵	۱
دیوار غیرسازه ای داخلی				
دیوارهای با قاب سبک با ارتفاع کوچکتر یا مساوی ۲٫۸۰ متر	۱	۱	۱٫۵	۲
دیوارهای با قاب سبک با ارتفاع بزرگ تر از ۲٫۸۰ متر	۱٫۴	۱٫۴	۱٫۵	۲
دیوار بنایی مسلح	۱	۱	۱٫۵	۲
سایر دیوارها	۲٫۲	۲٫۸	۱٫۵	۱٫۵
اجزاء طره ای (مهارنشده یا مهارشده به سازه در محلی پایین تر از مرکزثقل)				
جان پناه ها و دیوارهای غیرسازه‌ای طره‌ای داخلی	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵

نسخه اسفند ۴۰۰ در خواهی عمومی

اعضا و اجزاء معماری	C_{AR}		R_{po}	Ω_{op}
	نگهداری شده توسط سازه در تراز پایه یا پایین تر از آن	**نگهداری شده توسط سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه**		
دودکش هایی که به صورت جانبی به وسیله قاب سازه ای مهار شده اند	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
اجزاء طره ای (مهار شده به عضو سازه ای در بالای مرکز ثقل)				
جان پناه	۱	۱	۱٫۵	۲
دودکش	۱	۱	۱٫۵	۲
پوشش نما				
اجزاء با انعطاف پذیری محدود (متوسط) و متعلقات (اتصالات)	۱	۱	۱٫۵	۲
اجزاء با انعطاف پذیری کم و متعلقات (اتصالات)	۱	۱	۱٫۵	۲
خرپشته (به جز حالتی که سازه آن بخشی از سازه اصلی باشد)				
سیستم های مقاوم باربر لرزه ای با ضریب رفتار Ru بزرگ تر یا مساوی ۶	کاربرد ندارد	۱٫۴	۲	۲
سیستم های مقاوم باربر لرزه ای با ضریب رفتار Ru بزرگتر یا مساوی ۴ و کوچکتر از ۶	کاربرد ندارد	۲٫۲	۲	۱٫۷۵
سیستم های مقاوم باربر لرزه ای با ضریب رفتار Ru کوچکتر از ۴	کاربرد ندارد	۲٫۸	۲	۱٫۵
سایر سیستم ها	کاربرد ندارد	۲٫۸	۱٫۵	۱٫۵
سقف ها ی کاذب				
همه انواع آن	۱	۱	۱٫۵	۲
قفسه				
قفسه شامل محتوای آن با ارتفاع بیش از ۱.۸ متر که توسط کف نگه داشته شود	۱	۱	۱٫۵	۲
قفسه بندی کتاب خانه که به وسیله کف نگه داشته شده است ، ذخیره کتاب و قفسه های کتاب با ارتفاع بیش از۱.۸ متر شامل محتوای آنها	۱	۱	۱٫۵	۲

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

اعضا و اجزاء معماری	C_{AR}		R_{po}	Ω_{op}
	نگهداری شده توسط سازه در تراز پایه یا پایین تر از آن	**نگهداری شده توسط سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه**		
تجهیزات آزمایشگاه	۱	۱	۱٫۵	۲
کف های کاذب				
انواع کف کاذب	۲٫۲	۲٫۸	۱٫۵	۱٫۵
تزیینات معماری	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
نشان ها و تابلوها	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
سایر اجزاء صلب	۱	۱	۱٫۵	۲
سایر اجزاء انعطاف پذیر				
اجزاء با انعطاف پذیری زیاد و ضمائم	۱٫۴	۱٫۴	۱٫۵	۲
اجزاء با انعطاف پذیری محدود (متوسط) و ضمائم	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
مصالح با انعطاف پذیری کم و ضمائم	۲٫۲	۲٫۸	۱٫۵	۱٫۵
راه فرار (خروج اضطراری) که جزئی از سیستم باربر لرزه ای ساختمان نباشد.	۱	۱	۱٫۵	۲
بست ها و اتصال دهنده های پله و شیب راهه اضطراری	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵

۴-۴-۶ نمای خارجی

نمای خارجی باید طبق جزییات اجرایی ارائه شده در پیوست (۶) این آیین‌نامه اجرا شود. نمای خارجی به دو دسته نماهای چسبانده شده و مهار شده تقسیم می گردد.

- نمای چسبانده شده باید با اتصالات مکانیکی یا مهارهای پشت بندی که قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای افقی محاسبه شده در بند ۴-۲ می باشند، به دیوار مهار شود و روی مقاومت چسبندگی ملات برای تحمل نیروهای مزبور حساب نشود.

- نمای مهار شده به دو صورت نمای پرده ای و دیوار نما اجرا می شود و قاب یا سازه نگهدارنده آن، بسته به نوع نما، به اعضای سازه ای یا دیوار پشت نما مهار می شود. اتصالات

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

این نما باید براساس بند ۴-۲ برای تحمل بارهای ثقلی ناشی از وزن نما به همراه بارهای لرزه ای ناشی از شتاب افقی داخل و خارج صفحه زلزله و شتاب قائم زلزله طراحی شود.

۴-۴-۷ نما و دیواره شیشه‌ای

نماهای شیشه‌ای باید طبق جزییات اجرایی ارائه شده در پیوست (۶) این آیین‌نامه اجرا شوند. شیشه در نما، ویترین و دیواره داخلی و قاب نگهدارنده آنها باید قادر به تحمل جابجایی‌های نسبی مطابق رابطه زیر باشد:

$$\Delta_{fallout} \geq \max\left(1.25D_{pI} \text{ و } 13\ mm\right) \qquad (۱۷-۴)$$

در این رابطه

D_{pI}: تغییرمکان نسبی لرزه‌ای مطابق بند ۴-۲-۴؛

$\Delta_{fallout}$: تغییرمکان نسبی لرزه‌ای که موجب بیرون افتادن شیشه از قاب نگهدارنده خود می‌شود و باید توسط روش تحلیلی به دست آمده باشد.

اگر یکی از شرایط زیر در نماهای شیشه ای وجود داشته باشد نیازی به کنترل رابطه فوق نمی باشد:

الف- نمای شیشه‌ای دارای فاصله کافی از قاب نگهدارنده خود باشد؛ به طوری که در تغییرمکان نسبی لرزه‌ای که نما باید براساس آن طراحی شود، تماس فیزیکی بین شیشه و قاب رخ ندهد. این فاصله از رابطهٔ زیر به دست می‌آید:

$$D_{clear} \geq 1.25D_{pI} \qquad (۱۸-۴)$$

برای پانلهای مستطیل شکل داخل دیوار، می توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$D_{clear} \geq 2\,c_1\left(1+\frac{h_p c_2}{b_p c_1}\right) \qquad (۱۹-۴)$$

که در آن:

h_p : ارتفاع شیشه

b_p : عرض شیشه

c_1 : فاصله بین لبه‌های قائم شیشه و قاب

c_2 : فاصله بین لبه‌های افقی شیشه و قاب؛

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

ب- نمای شیشه ای کاملاً حرارت دیده باشد و در ساختمان های با اهمیت کم، متوسط و زیاد در ارتفاع کمتر یا مساوی ۳ متر از سطح پیاده رو قرار گیرد؛
ج- نمای شیشه ای متشکل از شیشه آنیل یا آبدیده لمینیت شده با ضخامت حداقل ۰/۷۵ میلیمتر باشد و به صورت مکانیکی در نمای شیشه ای پرده ای مهار شده باشد.

۴-۴-۷ سقف کاذب

وزن لرزه‌ای سقف کاذب، شامل وزن تمام اجزاء متصل به آن از جمله چراغ های سقفی کارگذاشته شده در آن، نباید از ۲۰ کیلوگرم بر مترمربع کمتر در نظر گرفته شود. نیروی جانبی لرزه‌ای وارد بر سقف کاذب، F_p، باید توسط اتصالات سقف کاذب به سازه منتقل شود.
برای سقف‌های کاذب با مساحت کمتر از ۱۵ مترمربع که توسط دیوارها به صورت جانبی در سازه مهار شده‌اند، ارائه جزئیات لرزه‌ای لازم نیست. در سایر موارد، می توان از جزئیات لرزه‌ای پیوست (۶) این آیین‌نامه استفاده کرد.

۴-۴-۸ جان پناه

جان پناه ها باید براساس مشخصات لرزه ای تعیین شده در جدول (۴-۱) طراحی شوند.

۴-۴-۹ اتاقکهای سبک پشت بام

چنانچه اتاقکهای سبک پشت بام در سیستم اصلی ساختمان مدل نشده باشند، باید برای نیروهای محاسبه شده در بند ۴-۲ طراحی شود.

۴-۴-۱۰ شیب راهه و پله خروج اضطراری

پله ها به دو گروه پله هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می باشد و پله های فرار که جزئی از سازه اصلی ساختمان نمی باشند تقسیم می شوند.
پله هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می باشند باید براساس ضوابط بند ۳-۷-۳ طراحی شوند.
در صورتیکه راه پله و سایر قسمتهای خروج اضطراری بخشی از سازه نباشند نیز، این اجزا در هر حال باید برای تحمل تغییر مکانهای تعیین شده در بند ۴-۲-۴ (با لحاظ کردن

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

تغییر مکان دیافراگم) طراحی شوند. تغییر مکان باید در تمام جهات افقی محتمل دانسته شود. از اتصالات و تکیه گاههای لغزشی با ظرفیت حداقل $1.5\ D_{pl}$ و حداقل ۲۵ میلیمتر می توان در این مورد استفاده کرد.

۴-۴-۱۱ کف دسترسی

در طراحی کفهای دسترسی غیرسازه‌ای، وزن لرزه ای در برگیرنده وزن کف، تمام تجهیزات متصل به آن و یک چهارم قطعات غیرمتصل بر روی آن خواهد بود و احتمال واژگونی و لغزش کف بر روی پایه های خود باید در نظر گرفته شود.

۴-۵ اجزاء غیرسازه ای مکانیکی و برقی

۴-۵-۱ کلیات

اجزاء غیرسازه ای مکانیکی و برقی و تکیه گاههای آنها باید الزامات این بند را برآورده نمایند. ضرایب مورد نیاز برای محاسبه نیروهای وارد بر این اجزاء در جدول (۴-۲) ارائه شده است.

همچنین، اتصالات و تکیه گاههای این اجزاء باید ضوابط بند ۴-۵-۷ را رعایت نمایند. در مورد اجزاء غیرسازه‌ای ضروری که عملکرد آنها برای بهره برداری از ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد پس از زلزله لازم است، باید حفظ کارایی و خدمت رسانی جزء در طول زلزله براساس ضوابط بند ۴-۵-۱-۲ تایید شود.

استثناء: قطعات الحاقی سبک، علائم منور و پنکه های سقفی فاقد لوله کشی و یا کانال که توسط زنجیر و یا نظایر آن از سازه آویزان هستند، مشروط بر آنکه تمامی معیارهای زیر را برآورده سازند، لازم نیست که الزامات نیروی زلزله و تغییر مکان نسبی را برآورده نمایند:

۱- در طراحی این اجزاء ۱٫۴ برابر بار وزن در حال بهره برداری آن جزء به سمت پایین و معادل آن در امتداد افق بطور همزمان در نظر گرفته شده باشد. بار افقی باید در جهتی اعمال گردد که حداکثر تنش ها و تغییر مکان ها را ایجاد کند؛

۲- اثرات اندرکنش زلزله طبق بند ۴-۵-۱-۳ در نظر گرفته شده باشد؛

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۳- اتصال جزء به سازه اجازه حرکت ۳۶۰ درجه ای در صفحه افق را به آن بدهد.
در جائیکه طراحی دقیق‌تر اجزاء مکانیکی و برقی برای اثرات زلزله مورد نیاز باشد، باید اثرات دینامیکی وارد بر جزء، محتویات آن، و در صورت لزوم، بر تکیه گاه و اتصالات آن مورد توجه قرار گیرد. در چنین حالاتی اندرکنش بین جزء و سازه نگهدارنده آن، شامل دیگر اجزاء مکانیکی و برقی، نیز باید مورد توجه قرار گیرد.

۴-۵-۱-۱ تائیدیه لرزه ای

تجهیزات مکانیکی و برقی فعال که لازم است پس از زلزله طرح قابل استفاده باقی بمانند باید به عنوان تجهیزات دارای قابلیت استفاده بی وقفه تایید شوند. بدین منظور قطعات فعال یا اجزای تولید انرژی باید منحصراً براساس تست میز لرزان یا داده‌های تجربی مطابق با بند ۴-۵-۱-۲ مورد تایید قرار بگیرند؛ مگر اینکه بتوان نشان داد که عضو ذاتاً در مقایسه با تجهیزات تایید شده لرزه‌ای مشابه سخت تر و قویتر است.
عملکرد لرزه‌ای مهار نگهدارنده اجزای مکانیکی و برقی که حاوی یا نگهدارنده مواد خطرناک هستند و ضریب اهمیت آنها بزرگتر از ۱٫۰ است، پس از زلزله طرح، باید با یکی از روش های زیر تائید شود:
- تحلیل
- تست میز لرزان مصوب و تایید شده مطابق با بند ۴-۵-۱-۲
- داده های تجربی مطابق با بند ۴-۵-۱-۲

۴-۵-۱-۲ الزامات تائیدیه ویژه

۴-۵-۱-۲-۱ روش تحلیلی: تایید کفایت لرزه ای اجزاء غیرسازه ای از طریق تحلیل تنها باید به اجزاء غیر فعال محدود شود و براساس تقاضای لرزه ای با در نظر گرفتن $\frac{C_{AR}}{R_{P0}}$ برابر با ۲٫۵ صورت پذیرد. مقدار R_μ برای اجزاء واقع در بالای سطح مبنا (تراز متوسط زمین اطراف ساختمان) باید برابر با ۱٫۳ در نظر گرفته شود. اگر دوره تناوب جزء تحت بررسی، T_p، کمتر و یا مساوی با ۰٫۰۶ ثانیه باشد، می توان $\frac{C_{AR}}{R_{P0}}$ را برابر با ۱٫۰ در نظرگرفت. در طراحی و ارزیابی اجزاء، تکیه گاه های آنها و اجزاء متصل به آن ها باید انعطاف پذیری و مقاومت اجزاء مدنظر قرار گیرد.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۴-۵-۱-۲-۲ میز لرزان: تجهیزات به شرطی از لحاظ الزامات ارزیابی و طراحی قابل قبول تلقی می شوند که ظرفیت لرزه ای تایید شده آنها در آزمایش برابر یا بزرگ تر از تقاضای لرزه ای که مطابق با بند ۴-۲ تعیین شده است، باشد. به منظور مقایسه با نتایج آزمایش، لازم نیست تقاضای لرزه ای بدست آمده از بند ۴-۲ بیشتر از $۳/۲W_pI_p$ در نظر گرفته شود. ضوابط نحوه انجام آزمایش و معیار پذیرش ان در نشریه ض-۹۹۱ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی ارائه شده است.

۴-۵-۱-۲-۳ روش تجربی: استفاده از داده های تجربی به عنوان یک روش قابل قبول برای تعیین ظرفیت اجزاء و اعضا، تکیه گاه های آن ها و اجزاء متصل و الحاقی به آن ها مجاز می باشد. کفایت لرزه ای با استفاده از داده های تجربی باید توسط مرجع دارای صلاحیت تعیین شود. تجهیز در صورتی از لحاظ الزامات ارزیابی و طراحی قابل قبول تلقی می شود که ظرفیت های لرزه ای اثبات شده آن براساس زلزله های قبلی برابر یا بزرگ تر از تقاضای لرزه ای که مطابق با بند ۴-۲ تعیین شده است باشد.

۴-۵-۱-۳ اثرات خسارت غیرمستقیم (تبعی):

ارتباط متقابل اجزاء، تکیه گاه های آن ها و اثرات آن ها روی یکدیگر باید به نحوی در نظر گرفته شود که خرابی یک جزء اصلی یا فرعی معماری، مکانیکی یا برقی باعث خسارت و آسیب به جزء اصلی مکانیکی یا برقی نشود. فواصل لازم برای انشعابات و آبفشان‌های سیستم اطفا حریق، در مواردی که با استناد بر تحلیل یا آزمایش مشخص نشده باشد، نباید کمتر از ۷۵ میلیمتر باشد. در آبفشان هایی که با استفاده از لوله انعطاف پذیر نصب شده اند، نیازی به رعایت این فاصله نیست.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

جدول ۴-۲ ضرایب لرزه‌ای تجهیزات مکانیکی و برقی

اعضا و اجزاء مکانیکی و برقی	C_{AR}		R_{p0}	Ω_{0p}
	متکی به سازه در تراز پایه یا پائین تر از آن	متکی بر سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه		
هواسازها، فن ها ، هواکش ها ، واحدهای تهویه مطبوع، گرمکن ها، جعبه های تقسیم هوا و سایر اجزاء مکانیکی که از ورق های فلزی ساخته شده اند.	۱٫۴	۱٫۴	۲	۲
دستگاه های رطوبت ساز ، دیگ های بخار ، کوره ها ، تانکرها و مخازن تحت فشار اتمسفر ، چیلرها ، آبگرم کن ها، مبدل های حرارتی ،دستگاه های تبخیر کننده و خشک کننده، جداکننده های هوا، تجهیزات تولید یا پردازش و سایر اجزاء مکانیکی که از مواد با قابلیت تغییر شکل زیاد ساخته شده اند.	۱	۱	۱٫۵	۲
خنک کننده های هوا ، مبدل های حرارتی خنک شونده توسط هوا، دستگاه های متراکم کننده، کولر های گازی، رادیاتورها و سایر اجزاء مکانیکی که روی تکیه گاه هایی قرار گرفته اند که از ورق های فولادی ساخته شده اند.	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
موتورها، توربین ها ، پمپ ها ، کمپرسورها ، و مخازن تحت فشاری که روی تکیه گاه ها و پایه ها قرار ندارند و در محدوده کاربرد فصل ۵ نیستند.	۱	۱	۱٫۵	۲
مخازن تحت فشاری که روی پایه و تکیه گاه قرار دارند و در محدوده کاربرد فصل ۵ نیستند.	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
اجزاء آسانسورها ، پله های برقی و بالابرها	۱	۱	۱٫۵	۲
ژنراتورها، باتری ها ، دستگاه های تبدیل برق مستقیم به متناوب، موتورها، مبدل ها و سایر اجزاء مکانیکی که از مواد با شکل پذیری زیاد ساخته شده اند.	۱	۱	۱٫۵	۲
مراکز کنترل موتور، تابلوهای برق ، کلیدهای اتصال ، محفظه های ابزار دقیق و سایر اجزایی که از ورق های فلزی ساخته شده اند.	۱٫۴	۱٫۴	۲	۲

نسخه ارسالی ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

اعضا و اجزاء مکانیکی و برقی	C_{AR}		R_{p0}	Ω_{0p}
	متکی به سازه در تراز پایه یا پائین تر از آن	متکی بر سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه		
تجهیزات مخابراتی ، کامپیوترها و سیستم های کنترل و ابزار دقیق	۱	۱	۱٫۵	۲
دودکش ها، برج های برقی و خنک کننده نصب شده روی بام که به طور جانبی در پایین مرکز جرمشان مهار شده اند.	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
دودکش ها، برج های برقی و خنک کننده نصب شده روی بام که به طور جانبی در بالای مرکز جرمشان مهار شده اند.	۱	۱	۱٫۵	۲
لوازم و اجزاء روشنایی نصب شده (غیرآویزان)	۱	۱	۱٫۵	۲
سایر اجزاء مکانیکی و برقی	۱	۱	۱٫۵	۲
نوار نقاله های خط تولید یا فرآیند (غیر آدم رو)	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
سیستم ها و اجزاء متکی بر جداسازهای لرزه ای [1]				
سیستم و اجزاء جداسازی شده با استفاده از المان های نئوپرن و کف های جداسازی شده با نئوپرن با قطعات نگهدارنده الاستومری مجزا یا توکار	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۳	۱٫۷۵
سیستم ها و اجزاء جداسازی شده با فنر و کف های جداسازی شده از ارتعاش و لرزش که با قطعات نگهدارنده الاستومری مجزا یا توکار مهار شده اند .	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۳	۱٫۷۵
اجزاء و سیستم های جداسازی شده داخلی	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۳	۱٫۷۵
تجهیزات معلق جداسازی شده از ارتعاش از جمله تجهیزات لوله و کانال خطی و اجزاء معلق جداسازی شده داخلی .	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۳	۱٫۷۵
سازه های تکیه گاهی و سکوهای نگهدارنده تجهیزات				

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

اعضا و اجزاء مکانیکی و برقی	C_{AR}		R_{p0}	Ω_{0p}
	متکی به سازه در تراز پایه یا پائین تر از آن	متکی بر سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه		
هر سازه تکیه گاهی و سکویی که $\frac{T_p}{T_a}$ آن کمتر از 0.2 یا $T_p \leq 0.06$ sec باشد.	کاربرد ندارد	۱	۱٫۵	۲
سیستم های مقاوم باربر لرزه ای با $R_u > 3$	۱٫۴	۱٫۴	۱٫۵	۲
سیستم های مقاوم باربر لرزه ای با $R_u \leq 3$	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
سایر سیستم ها	۲٫۲	۲٫۸	۱٫۵	۱٫۵
تکیه گاه های سیستم های توزیع				
مهارهای صرفا کششی و کابلی	۱	۱	۱٫۵	۲
مهارهای فولادی سرد نورد شده	۱	۱	۱٫۵	۲
مهارهای فولادی گرم نورد شده	۱	۱	۱٫۵	۲
سایر مهارهای صلب	۱	۱	۱٫۵	۲
میله های خمشی دارای مقاومت جانبی	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
تکیه گاه های طره ای قائم مانند قطعات T شکل و قاب های خمشی که متکی روی طبقه یا بام هستند.	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
سیستم های توزیع				
سیستم لوله کشی یا مجرا گذاری که شامل اجزاء و المان های خطی ساخته شده از مواد با شکل پذیری زیاد باشد و اتصالات آن ها با جوشکاری یا لحیم کاری صورت گرفته باشد.	۱	۱	۲	۲
سیستم لوله کشی یا مجرا گذاری که شامل اجزاء و المان های خطی ساخته شده از مواد با شکل پذیری	۱٫۸	۲٫۲	۲	۱٫۷۵

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

اعضا و اجزاء مکانیکی و برقی	C_{AR}		R_{p0}	Ω_{0p}
	متکی به سازه در تراز پایه یا پائین تر از آن	متکی بر سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه		
زیاد یا متوسط باشد و اتصالات آن ها با استفاده از رزوه، چسب، کوپلینگ فشاری یا کوپلینگ شیاری صورت گرفته است .				
لوله کشی یا مجرا گذاری ساخته شده از مواد با شکل پذیری کم مثل چدن ، شیشه و پلاستیک های شکننده (خشک)	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
کانال های شامل اجزاء و المان های خطی ساخته شده از مواد با شکل پذیری زیاد با اتصالات ساخته شده از جوش یا لحیم .	۱	۱	۲	۲
کانال های شامل اجزاء و المان های خطی ساخته شده از مواد با شکل پذیری زیاد یا متوسط با اتصالاتی غیر از اتصالات ساخته شده از جوش یا لحیم.	۱	۱	۱٫۵	۲
کانال های شامل اجزاء و المان های خطی ساخته شده از مواد با شکل پذیری کم مثل چدن ، شیشه و پلاستیک شکننده (خشک)	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
مجرا و لوله کشی برق، سینی های کابل و لوله هایی که سیم یا کابل برق را از آن عبور می دهند.	۱	۱	۱٫۵	۲
باس داکت	۱	۱	۱٫۵	۲
لوله کشی فاضلاب	۱	۱	۱٫۵	۲
سیستم انتقال هوای فشرده (لوله پنوماتیک)	۱	۱	۱٫۵	۲

(۱) اجزاء نصب شده بر روی جداسازهای ارتعاشی باید در هر امتداد افقی یک ضربه گیر داشته باشند. اگر فاصله خالص (شکاف هوا – فضای خالی) بین قاب تکیه گاهی جزء و ضربه گیر بزرگ تر از ۶ میلی متر باشد نیروی طراحی باید برابر $2F_p$ در نظر گرفته شود. اگر فاصله اسمی مشخص شده در اسناد و مدارک ساخت بیش تر از ۶ میلی متر نباشد می توان نیروی طراحی را برابر با F_p در نظر گرفت .

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۴-۵-۲ اجزاء مکانیکی

اجزاء مکانیکی با ضریب اهمیت بزرگتر از ۱٫۰ باید برای نیروها و تغییر مکانهای زلزله، که در بند ۴-۲ تعیین شده است، طراحی شوند. علاوه بر آن، این اجزاء باید الزامات زیر را نیز برآورده نمایند.

- برای جلوگیری از برخورد اجزاء سازه ای یا غیرسازه ای در زلزله به اجزاء غیر سازه ای که از مصالح غیر شکل پذیر ساخته شده اند یا انعطاف پذیری مصالح آنها بدلیل شرایط بهره برداری (مانند کار در دمای کم) کاهش می یابد، باید پیش بینی های لازم اعمال گردد.

- احتمال اعمال بارهای اضافی بر جزء مکانیکی از طریق خطوط بهره برداری (لوله، کانال، کابل) و یا ابزار و وسایل متصل به جزء مورد نظر، ناشی از جابجائی نسبی بین جزء مکانیکی و تکیه گاه آن یا خطوط متصل به آن، باید ارزیابی شود.

- در محل هایی که اجزاء لوله کشی و یا کانال کشی سیستم تهویه مطبوع به سازه هائی متصل هستند که می توانند نسبت به یکدیگر جابجائی نسبی داشته باشند و در سازه های جداسازی شده، که این اجزاء از فصل مشترک ثابت و جداسازی شده عبور می‌کنند، اجزاء باید برای پذیرش جابجائی نسبی ناشی از زلزله تعیین شده در بند ۴-۲-۴ طراحی شوند.

۴-۵-۲-۱ اجزاء سیستم تهویه مطبوع

اجزاء سیستم تهویه مطبوع که در آنها ضوابط مبحث چهاردهم مقررات ملی ساختمان رعایت می شود، مشروط بر آنکه تمامی الزامات زیر را برآورده سازند، واجد شرایط تایید لرزه ای طبق بند ۴-۵-۱-۱ می باشند:

الف- اجزاء متحرک (فعال) یا تولیدکننده انرژی از طریق آزمایش بر روی میز لرزان یا اطلاعات تجربی زلزله های قبلی مورد تأیید قرار گرفته باشند؛

ب- نیروی افقی زلزله طرح (F_p) منظور شده در کنترل اجزاء غیرمتحرک، توسط تحلیل و براساس روش مندرج در بند ۴-۲ با در نظر گرفتن $\frac{C_{AR}}{R_{P0}}$ برابر با ۲٫۵ تعیین شده باشد. مقدار R_μ باید برای اجزایی که در بالای سطح مبنا (تراز متوسط زمین در اطراف سازه) قرار دارند برابر با ۱٫۳ منظور شود.

نسخه ارسال شده ۱۴۰۳/۱۲/۲۵ برای نظرخواهی عمومی

استثناء: اگر دوره تناوب جزء (T_p) کمتر و یا مساوی ۰٫۰۶ ثانیه باشد، می توان نسبت $\frac{C_{AR}}{R_{P0}}$ را برابر با ۱٫۰ منظور کرد؛

ج- ظرفیت المان های غیر متحرک (غیرفعال) در کنترل لرزه ای با استفاده از تحلیل براساس ضوابط مندرج در این آئین‌نامه و مباحث مقررات ملی ساختمان تعیین شده باشد؛

د- کفایت سرویس دهی در طول و پس از زلزله در زلزله هایی معادل زلزله طرح یا بزرگتر از آن و در شرایطی که به نحو مناسبی به کف مهار شده اند، اثبات شده باشد.

۴-۵-۲-۲ خطوط توزیع: انواع سیستم کانال هوا و تهویه

این خطوط باید برای نیروها و جابجایی‌های نسبی ارائه شده در بند ۴-۲ طراحی شوند. طراحی برای نیروها و جابجایی های لرزه ای در کانال هایی که برای انتقال گازهای سمی و گازهای قابل اشتعال یا کنترل میزان دود استفاده نمی‌شوند الزامی نمی باشد. برای خطوط با ضریب اهمیت ۱٫۰ دارای اتصال انعطاف پذیر و یا انواع دیگر اتصال که تحمل جابجایی نسبی بین کانال و دستگاه را داشته باشند، در صورت اتصال مستقل کانال به سازه و وجود تمام شرایط یکی از سطر های جدول (۴-۳)، طراحی لرزه‌ای الزامی نمی‌باشد.

جدول ۴-۳ شرایط کانال‌های تهویه که در صورت تامین تمام الزامات هر سطر نیاز به طراحی لرزه ای نمی باشد

گروه آویز گهواره ای با حداقل قطر آویز میله ای (mm)	حداکثر طول میله (mm)	حداکثر وزن انتقال یافته به هر آویز میله ای (kg)
۱۰	۳۰۰	۵۰
۱۲	۳۰۰	۱۰۰
۱۲	۶۰۰	۵۰
۱۰ یا ۱۲ [۱]	۳۰۰	۲۵

(۱) در این حالت میله آویز به صورت تک می باشد

همچنین در شرایطی که مقطع کانال تهویه مطبوع حداکثر ۶۰۰۰ سانتی مترمربع و وزن آن کمتر از ۳۰ کیلوگرم بر متر باشد و تمهیدات لازم برای محافظت و ممانعت از برخورد کانالها به یکدیگر و به سایر قطعات اطراف پیش بینی شده و کانالها به سازه متصل باشند، طراحی برای نیروی لرزه ای و جابجایی نسبی ضروری نمی باشد.

۴-۵-۲-۳ خطوط توزیع: سیستمهای لوله‌کشی و لوله گذاری

لوله ها و نگهدارنده‌های آن باید برای نیروی لرزه‌ای و جابجایی نسبی بند ۴-۲ طراحی شوند. تنش مجاز در ترکیبات بار دارای بارهای لرزه ای برای انواع مختلف لوله ها در جدول (۴-۴) ارائه شده است. مقادیر تنش مجاز براساس درصدی از مقاومت تسلیم مشخصه حداقل ماده یا مقاومت کرانه پایین آن (σ_{yl}) بیان شده است.

جدول۴-۴ مقدار تنش مجاز انواع مختلف سیستم لوله کشی و اتصالات آنها

نوع لوله	حداکثر تنش مجاز طراحی براساس مقاومت تسلیم مشخصه حداقل
مواد شکل‌پذیر مانند فولاد، آلومینیم و مس	$0.9\sigma_{yl}$
اتصالهای رزوه شده در سیستم لوله‌کشی از مواد شکل‌پذیر	$0.7\sigma_{yl}$
لوله‌کشی از مواد غیر شکل‌پذیر مانند چدن و سرامیک	$0.1\sigma_{yl}$
اتصالهای رزوه شده در سیستم لوله‌کشی از مواد غیرشکل‌پذیر	$0.08\sigma_{yl}$

لوله هایی که فاقد جزییات لازم برای تحمل جابجایی های نسبی در محل اتصال به سایر قطعات هستند، باید با اتصالات دارای انعطاف پذیری کافی برای جلوگیری از خرابی اتصالات بین لوله و آن قطعه مهار شوند.

تجهیزات نصب شده برخط مانند شیرها، مخازن، پمپ ها و زانویی ها یا انشعابات که با اتصال صلب به لوله متصل هستند، باید در طراحی مهار جانبی لوله به عنوان جزیی از آن در نظر گرفته شود. اگر تجهیزات به دلیل وزن زیاد بطور مستقل مهار شود، ولی سیستم لوله متصل به آن مهار نشود، باید از اتصالات با انعطاف پذیری کافی برای تحمل جابجایی نسبی بین تجهیزات و لوله استفاده شود.

طراحی برای نیروها و جابجایی های لرزه ای در شرایطی که از اتصالات انعطاف پذیر، حلقه انبساط و یا تمهیدات دیگر برای پذیرش جابجایی نسبی استفاده شود و همچنین، سیستم

لوله بطور مستقل به سازه اتصال یابد و تمام شرایط یکی از سطرهای جدول (۴-۵) برقرار باشد، الزامی نمی باشد.

جدول ۴-۵ شرایط سیستمهای لوله کشی و اتصالات آنها که در صورت تامین تمام الزامات هر سطر نیاز به طراحی لرزه ای نمی باشد

گروه آویز گهواره ای با حداقل قطر آویز میله ای (mm)	حداکثر طول میله (mm)	حداکثر وزن انتقال یافته به هر آویز میله ای (kg)	ضریب اهمیت سیستم لوله کشی
۱۰	۳۰۰	۵۰	۱/۰
۱۲	۳۰۰	۱۰۰	۱/۰
۱۲	۶۰۰	۵۰	۱/۰
۱۰ [۱]	۳۰۰	۲۵	تمام ضرایب

(۱) این حالت مختص سیستم لوله کشی هوای فشرده بوده و میله آویز می تواند تک باشد.

در شرایطی که سیستم لوله کشی با ضرایب اهمیت مختلف، بوسیله میله آویز تک با قطر ۱۰ یا ۱۲ میلیمتر نگهداری شود و طول هر نگهدارنده در مسیر لوله از نقطه تکیه گاهی لوله تا محل اتصال به سازه نگهدارنده برابر یا کمتر از ۳۰۰ میلی متر و وزن کل وارد به هر نگهدارنده ۲۵ کیلوگرم یا کمتر باشد، به شرط رعایت محدودیتهای زیر، طراحی لرزه‌ای الزامی نمی باشد.

الف- در سازه های با گروه طراحی لرزه ای ۱ با ضریب اهمیت جزء بیشتر از ۱/۰، حداکثر قطر اسمی لوله ۵۰ میلیمتر

ب- در سازه های با گروه طراحی لرزه ای ۲ و بالاتر با ضریب اهمیت جزء بیشتر از ۱/۰، حداکثر قطر اسمی لوله ۲۵ میلیمتر

ج- در سازه های با گروه طراحی لرزه ای ۳ و بالاتر با ضریب اهمیت جزء ۱/۰، حداکثر قطر اسمی لوله ۸۰ میلیمتر

۴-۵-۲-۴ سیستم لوله کشی آبفشان خودکار مقابله با حریق

سیستم لوله کشی آبفشان خودکار مقابله با حریق، نگهدارنده های لوله ها و مهارهای آن که براساس مبحث سوم مقررات ملی ساختمان طراحی شده اند باید برای نیروهای جانبی

پیش نویس اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

و جابجایی نسبی بند ۴-۲ طراحی شوند. استثناهای ذکر شده در بند ۴-۵-۳-۳ در مورد عدم نیاز به طراحی لرزه ای خطوط شامل سیستم لوله کشی آبفشان خودکار اطفا حریق نمی شود. فضای کافی برای حرکت آویز آبفشان و سایر تجهیزات باید فراهم شود. رعایت ضوابط بند ۴-۵-۱-۳ به منظور جلوگیری از خسارات تبعی در مورد آبفشان های خودکار مقابله با حریق الزامی است.

۴-۵-۲-۵ بویلرها و مخازن تحت فشار

بویلرها و مخازن تحت فشار که براساس ضوابط مخازن تحت فشار طراحی شده اند باید برای نیروهای جانبی و جابجایی های نسبی محاسبه شده در بند ۴-۲ این آیین نامه طراحی شوند. حداکثر تنش مجاز در کنترل و طراحی برای بارهای لرزه ای می تواند به اندازه ۱٫۲ برابر تنش مجاز بارهای دائمی در نظر گرفته شود. بویلرها و مخازن تحت فشار با ضریب اهمیت جزء ۱٫۴ باید ضوابط بند ۴-۵-۶ را نیز تامین کنند.

۴-۵-۲-۶ ضوابط طراحی آسانسور و پله متحرک

سیستم های سازه‌ای پله متحرک، آسانسور، نقاله و تکیه‌گاه تجهیزات آسانسور و دستگاه کنترل و اتصال آن باید برای تحمل نیرو ها و جابجایی های نسبی این فصل طراحی شوند. همچنین سیستم لوله کشی مربوط به اجزاء این سیستم ها در تمام حالات باید برای این نیروها و جابجایی ها طراحی شود. تعبیه ورق محافظ در بالا و پایین اتاقک و وزنه تعادل الزامی است.

آسانسورهای با سرعت ۴۵ متر بر دقیقه یا بیشتر از آن باید مجهز به سوئیچ و حسگر زلزله باشند و سرعت آسانسور در شرایط قبل، حین و بعد از زلزله به طور دقیق کنترل شود.

در صورت نصب حسگر زلزله بر روی ستونهای کنار آسانسور در تراز پایه، باید آسانسور در شرایطی که در بازه فرکانسی ۱ تا ۱۰ هرتز شتاب قائم بیشتر از ۰٫۱۵g باشد، متوقف شود.

در صورت نصب حسگر زلزله در جایی غیر از ستونهای کناری، معیار شتاب قائم بیشتر از ۰٫۲g برای نصب حسگر در تراز پایه یا نزدیک به آن و معیار شتاب قائم بیشتر از ۰٫۵g برای نصب حسگر در تراز بالاتری از تراز پایه مدنظر قرار می گیرد. طراحی لرزه ای آسانسور باید براساس ضوابط نشریه ض-۹۹۱ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی انجام پذیرد.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۴-۵-۳ اجزاء و تاسیسات برقی

کلیه اجزاء برقی با ضریب اهمیت بزرگتر از ۱٫۰ باید برای نیروها و جابجائی نسبی تعیین شده در بند ۴-۲ طراحی شوند و علاوه برآن الزامات زیر را برآورده کنند:

۱- اقدامات لازم برای جلوگیری از برخورد دو جزء به یکدیگر در اثر زلزله بعمل آید.

۲- بار بهره برداری وارده ناشی از قطعات و وسایل متصل به جزء یا خطوط (کابلها، سیم ها) که به سازه های مجزا متصل اند، در نظر گرفته شود.

۳- باطریهای مستقر بر روی قفسه بندی با تسمه پیچیده شده در دورشان مهار شوند تا اطمینان حاصل شود که در هنگام زلزله نخواهند افتاد. جداکننده هائی بین مهار و قاب باطری قرار داده شود که از صدمه دیدن جداره باطری جلوگیری شود. قفسه بندی باید ظرفیت کافی برای تحمل نیروی جانبی وارده براساس بند ۴-۲ را داشته باشد.

٤- کویل‌های داخلی ترانسفورماتورهای نوع خشک بصورت مستقیم به زیرسازه نگهدارنده شان در داخل محفظه ترانسفورماتور متصل شوند.

٥- پنل‌های کنترل، تجهیزات کامپیوتری و دیگر اقلام با اجزاء لغزنده باید مجهز به مکانیزم قفل شونده باشند تا از محل خود خارج نشوند.

٦- طراحی کابینت تابلوهای برق باید با رعایت مبحث سیزدهم مقررات ملی ساختمان انجام پذیرد. بریده شدن صفحه تحتانی کابینت در هنگام نصب، مقاومت کابینت را بطور قابل ملاحظه ای کاهش می دهد که باید اثرات آن مورد ارزیابی قرار گیرد.

۷- اتصالات قطعات بیرونی اضافی با وزن بیشتر از ۴۵ کیلوگرم، اگر توسط سازنده لحاظ نشده باشد، باید بصورت جداگانه مورد ارزیابی قرار گیرد.

۸- اگر لوله/غلاف، سینی کابل یا سایر اجزاء توزیع برق به قطعات سازه ایی متصل باشند که جابجائی نسبی نسبت به یکدیگر داشته باشند یا در سازه های دارای درز انقطاع، از درز انقطاع عبور کنند، اجزاء باید برای پذیرش جابجائی نسبی ناشی از زلزله تعیین شده در بند ۴-۲-۴ طراحی شوند.

همچنین، اجزاء غیرسازه ای برقی باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

- لوله/غلاف، سینی کابل و داکت های طراحی شده برای عبور سیم/کابل باید الزامات بند ۴-۵-۳-۱ را برآورده نمایند.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

- خطوط (کابلها، سیمها) بهره برداری و خدماتی باید الزامات بند ۴-۵-۵ را برآورده نمایند.

۴-۵-۳-۱ خطوط توزیع:لوله /غلاف، سینی کابل، و داکت های عبور برق

لوله/غلاف، سینی کابل و داکت های طراحی شده برای عبور سیم/کابل باید برای نیروها و جابجایی نسبی بند ۴-۲ طراحی شوند. لوله/غلاف بزرگتر از ۶۵ میلیمتر متصل به پانل، کابینت، و یا سایر تجهیزات تحت اثر جابجایی نسبی، D_{pI} ، باید دارای اتصالات انعطاف پذیر باشند. در غیر اینصورت باید برای نیروها و جابجایی های لرزه ای این فصل طراحی شوند.

رعایت الزامات نیرویی و جابجایی نسبی برای خطوط با ضریب اهمیت ۱٫۰ با اتصال انعطاف پذیر و یا با جزییات دیگری که تحمل جابجایی نسبی بین خط و تجهیزات را داشته باشد، در صورت اتصال مستقل داکت یا سینی کابل به سازه و رعایت شرایط جدول ۴-۶، الزامی نیست. همچنین، برای مجاری با قطر اسمی کمتر از ۶۵ میلیمتر، بدون توجه به ضریب اهمیت، طراحی برای نیرو و جابجایی نسبی ضروری نمی باشد.

تبصره: طراحی برای جابجایی نسبی بند ۴-۲-۴ برای خطوط با ضریب اهمیت بیش از ۱٫۰ در محل عبور از درز انقطاع لرزه ای، برای تمام اندازه های خط ضروری است.

جدول ۴-۶ شرایط سیستمهای توزیع که در صورت تامین تمام الزامات هر سطر آن نیاز به طراحی لرزه ای نمی باشد

گروه آویز گهواره ای با حداقل قطر آویز میله ای (mm)	حداکثر طول میله (mm)	حداکثر وزن انتقال یافته به هر آویز میله ای (kg)
۱۰	۳۰۰	۵۰
۱۲	۳۰۰	۱۰۰
۱۲	۶۰۰	۵۰
۱۰ [۱]	۳۰۰	۲۵

(۱) در این حالت میله آویز به صورت تک می باشد

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۴-۵-۳-۲ پانلهای خورشیدی روی بام

پانلهای خورشیدی پشت بام و ملحقات آنها باید برای نیروها و جابجایی های نسبی این فصل طراحی شوند. در بام تخت ساختمانهای کمتر از شش طبقه با اهمیت زیاد و کمتر، بجای اتصال پانل به سازه می توان از وزنه های مناسب برای مقابله با واژگونی و لغزش استفاده کرد مشروط بر اینکه ارتفاع مرکز جرم آن از تراز بام از ۱٫۰ متر و از یک سوم کوچکترین بعد اتکا پانل بیشتر نباشد و دیگر ضوابط طراحی مراجع معتبر در مورد آرایش و نصب آنها رعایت شود.

۴-۵-۴ خطوط توزیع-قاب میله ای آویز نگهدارنده چند سیستم مختلف

در مواردی که سیستمهای مختلف خطوط توزیع توسط قاب میله ای آویز مشترک نگهداری می شود، از محدود کننده ترین شرایط مبتنی بر الزامات هر یک از سیستمها برای طراحی خط توزیع، با لحاظ وزن کل، باید استفاده شود.

۴-۵-۵ خطوط ارائه خدمات

در محل درز انقطاع لرزه ای ساختمان برای عبور خطوط ارائه خدمات، باید انعطاف پذیری لازم برای تحمل جابجایی نسبی دو طرف درز پیش بینی شود. در طراحی لرزه‌ای ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد که سرویس دهی آنها پس از زلزله مورد نیاز است، احتمال قطع خطوط شهری از قبیل آب، برق و گاز باید مورد بررسی قرار گیرد و لازم است به خطوط زیرزمینی و نحوه ورود آنها از زمین به ساختمان توجه ویژه‌ای مبذول شود. برای سازه های بر روی زمین نوع IV و نرم تر (ضعیف تر) و همچنین در گروه خطر لرزه‌ای ۳ با هر نوع زمین، لازم است به خطوط زیرزمینی و نحوه ورود آنها از زمین به ساختمان توجه ویژه‌ای مبذول شود.

۴-۵-۶ سایر اجزاء مکانیکی و برقی

سایر اجزاء مکانیکی و برقی، از جمله سیستم‌های نقاله باید موارد زیر را برآورده نمایند.

۱- اجزاء، نگهدارنده‌های آنها و ادوات اتصال باید ضوابط این فصل را برآورده نمایند.

۲- مقاومت طراحی اجزاء مکانیکی حاوی مواد خطرناک با ضریب اهمیت ۱٫۴ و مخازن تحت فشار، برای نیروهای زلزله در ترکیب با سایر بارهای بهره برداری و اثرات محیطی،

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

براساس روش تنش مجاز، باید با توجه به خواص مصالح ذکر شده در جدول ۴-۷ تعیین شود.

جدول۴-۷ مقدار تنش مجاز اجزاء مکانیکی حاوی مواد خطرناک و مخازن تحت فشار

نوع لوله	حداکثر تنش مجاز طراحی براساس مقاومت تسلیم مشخصه حداقل
اجزاء مکانیکی ازمواد شکل‌پذیر مانند فولاد، آلومینیم و مس	$0.9\sigma_{yl}$
اتصالهای رزوه شده در سیستم لوله‌کشی از مواد شکل‌پذیر	$0.7\sigma_{yl}$
اجزاء مکانیکی از مواد غیر شکل‌پذیر مانند چدن و سرامیک	$0.1\sigma_{yl}$
اتصالهای رزوه شده در سیستم لوله‌کشی از مواد غیرشکل‌پذیر	$0.08\sigma_{yl}$

۴-۵-۷ تکیه‌گاه‌ها و سازه‌های تکیه‌گاهی

۴-۵-۷-۱ تکیه گاه

تکیه گاه تمام اجزاء مکانیکی و برقی (شامل اجزاء با $I_p=1.0$) و قطعاتی که اجزاء بوسیله آنها به تکیه گاه متصل می شوند، شامل اعضای سازه ای، مهاربند، قاب، کفشک، پایه، پایه زین شکل، فنر، کابل، تسمه و المانهای آهنگری شده و یا ریخته گری شده، به عنوان بخشی از جزء مکانیکی و یا برقی در نظر گرفته می شوند.

این تکیه گاه ها و قطعاتی که جزء بوسیله آنها به تکیه گاه متصل می شود (بجز در موارد یکپارچه مثل ریخته گری /آهنگری شده) باید برای نیروها و تغییر مکانهای نسبی تعیین شده در بند ۴-۲ طراحی شوند. به علاوه سختی تکیه گاه باید به گونه ای منظور شود که جزء، امکان حرکت مورد انتظار تحت بار زلزله وارده را داشته باشد.

تبصره: اگر ضریب اهمیت جزء بیش از ۱/۰ باشد، محل اتصال تکیه گاه به بدنه جزء باید برای اثر نیروی وارده بر جداره جزء مورد ارزیابی قرار گیرد.

نسخه ارسالی ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۴-۵-۷-۲ سازه های تکیه گاهی و سکوهای تجهیزات

سکوهای تجهیزات و سازه های تکیه گاهی باید برای نیروی جانبی که براساس ضریب تشدید عضو متصل به آن ها محاسبه شده، طراحی شوند. سیستم باربر جانبی برای سکوهای تجهیزات و سازه های تکیه گاهی باید با یکی از موارد موجود در جدول (۳-۱) یا جداول (۵-۱) یا (۵-۲) مطابقت داشته باشد. در این شرایط، رعایت ضوابط مرتبط در فصل سوم یا پنجم الزامی است.

تبصره: سکوها یا سازه های تکیه گاهی تجهیزات که به یک سازه ساختمانی یا غیر ساختمانی متصل هستند را می توان با فرض $C_{AR} = 1$، $R_{p0} = 1.5$ و $\Omega_{0p} = 2.0$ طراحی نمود به شرطی که نسبت $\frac{T_p}{T_a} < 0.2$ و یا شرط $T_p \leq 0.06\ \text{sec}$ برقرار باشد و ضوابط فصل سوم یا پنجم نقض نشود. مقدار T_p باید با منظور کردن جرم و سختی برای سکو یا سازه تکیه گاهی و اجزاء و تجهیزاتی که توسط آنها نگهداری می شوند براساس روابط بند ۳-۹-۲ یا ۵-۲-۳ تعیین شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

فصل پنجم

ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیرساختمانی

۵-۱ کلیات

۵-۱-۱ سازه‌های غیرساختمانی به سازه‌هایی اطلاق می‌شوند که کاربری آنها مشابه ساختمان‌های متعارف و غیرمتعارف مورد اشاره در فصل سوم نیست و باید آثار ترکیبات بارگذاری، شامل بارهای ثقلی و جانبی را تحمل نمایند. سازه‌های صنعتی و سایر سازه‌هایی که در جداول (۵-۱) و (۵-۲) معرفی شده اند در این دسته بندی قرار می گیرند.

ضوابط این فصل، سازه های غیرساختمانی خالی از سکنه و ساختمانهایی که اصلی ترین هدف از احداث آنها دربرگرفتن تجهیزات و ماشین آلات بوده و افراد حاضر در آن ساختمانها به تعمیر، نگهداری و مراقبت از تجهیزات، ماشین آلات و یا فرآیند عملیاتی آنها مشغول هستند را شامل می شود. سازه های غیرساختمانی که در تراز پایه و یا پائین‌تر از آن قرار می گیرند و یا به سازه های دیگر اتکا می کنند باید برای حداقل نیروهای جانبی تعریف شده در این فصل تحلیل، طراحی و جزئیات بندی شوند.

۵-۱-۲ سازه‌های غیرساختمانی به لحاظ باربری جانبی به دو گروه تقسیم می‌شوند:

الف- سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها: به سازه‌هایی اطلاق می‌شوند که سیستم باربر آنها مشابه یکی از سیستم‌های سازه‌های ساختمانی مطابق فصل سوم است.

ب- سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها: به سازه‌هایی اطلاق می‌شوند که سیستم باربر لرزه ای آنها مطابق بند الف نباشد. این سازه‌ها به دو دسته متکی بر زمین و متکی بر سازه تکیه‌گاهی طبقه‌بندی می‌شوند.

گروه و دسته‌بندی سازه‌های غیرساختمانی و نمونه‌هایی از این سازه‌ها در پیوست شماره (۸) این آئین نامه و به ترتیب در شکلهای (پ۸-۱) و (پ۸-۲) ارائه شده‌اند.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۵-۱-۳ دستورالعملهای خاص

نظر به تنوع گسترده‌ای که سازه‌های غیرساختمانی در صنایع مختلف دارند، در برخی موارد دستورالعمل‌های ویژه ای مورد نیاز است. استفاده از این دستورالعملها به شرط آنکه مقدار نیروی زلزله طرح براساس ضوابط ارائه شده در این دستورالعملها از مقادیر محاسبه شده براساس این آئین نامه کمتر نباشد مجاز است. از جمله این دستورالعملها می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- نشریه شماره ۰۳۸ شرکت نفت، « آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت»
- نشریه شماره ۲۰۱-۶۲ شرکت برق، «استاندارد معیارهای طراحی و مهندسی دودکش نیروگاه های بخاری و سیکل ترکیبی»
- نشریه شماره ۳۰۸ سازمان برنامه و بودجه کل کشور، « راهنمای طراحی دیوار حائل»
- نشریه شماره ۱۲۳ سازمان برنامه و بودجه کل کشور، « ضوابط و معیارهای طرح و محاسبه مخازن آب زیرزمینی»
- نشریه شماره ۴۰۰ سازمان برنامه و بودجه کل کشور، «سازه های فضاکار»

۵-۲ کلیات ضوابط بارگذاری و تحلیل

۵-۲-۱ روش تحلیل

روش تحلیل برای سازه‌های غیرساختمانی که دارای سیستم سازه‌ای مشابه ساختمان‌ها هستند باید مشابه فصل سوم انتخاب گردد؛ مگر اینکه در این فصل روشهای دیگری ارائه شده باشند. سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه با ساختمان‌ها باید با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل مطابق بند ۳-۹، روش تحلیل دینامیکی خطی مطابق بند ۳-۱۰، روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی مطابق بند پ۲-۹ پیوست شماره (۲) این آئین نامه و یا روش توصیه شده در سند فنی مورد رجوع تحلیل شوند.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۵-۲-۲ ضریب اهمیت

ضریب اهمیت (I_e) و طبقه‌بندی سازه‌ها بر اساس گروه خطر لرزه‌ای برای سازه‌های غیرساختمانی بر مبنای خطر نسبی محتویات آن و عملکرد آن سازه خاص تعیین می‌گردد. مقدار این ضریب باید بیشترین مقدار به دست آمده از موارد زیر درنظر گرفته شود:

الف) مقدار قابل انتخاب از جدول (۱-۱)

ب) مقدار درخواست شده توسط مرجع فنی معرفی شده توسط کارفرما

پ) مقادیر توصیه شده در بندهای مرتبط با این فصل

۵-۲-۳ زمان تناوب طبیعی اصلی سازه ها

زمان تناوب طبیعی اصلی سازه‌های غیرساختمانی، براساس مشخصات سازه‌ای عناصر مقاوم در برابر بارهای جانبی و براساس تحلیل مناسبی مانند آنچه در فصل سوم معرفی شده است به دست می آید. استفاده از روابط تحلیلی ارائه شده در پیوست شماره (۸) برای تعیین زمان تناوب طبیعی اصلی (T) سازه غیرساختمانی مجاز می‌باشد. استفاده از روابط تجربی بند ۳-۹-۲ برای سازه های غیرساختمانی مجاز نیست.

۵-۲-۴ طیف‌های طراحی

در سازه های غیرساختمانی (غیرمشابه ساختمانها) با میرایی کمتر از ۵٪ باید اثر میرایی در طیف طراحی منظور شود.

مقادیر طیف های طراحی استاندارد بدست آمده بر مبنای میرایی ۵٪، برای میرائی‌های بین ۲ تا ۵ درصد به میزان ۱۰٪ و برای میرائی‌های کمتر از ۲٪ به میزان ۲۰٪ افزایش داده شود. در صورتیکه از طیف ویژه ساختگاه استفاده می شود باید مقدار میرایی در تعیین طیف ویژه ساختگاه منظور شود.

در سازه های غیرساختمانی (غیرمشابه ساختمانها) با میرایی بیشتر از ۵٪، باید ضوابط فصل هفتم در خصوص اعمال اثر میرایی در طیف طراحی منظور شود.

۵-۲-۵ وزن موثر لرزه ای (w)

وزن مؤثر لرزه‌ای در سازه های غیر ساختمانی شامل وزن‌های زیر است:

الف- بارهای مرده ناشی از وزن اجزای سازه و تجهیزات صنعتی

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

ب- ۴۰ درصد بار زنده متعارف کف‌ها بر مبنای نقشه های صنعتی
پ- وزن محتویات در زمان بهره برداری
- در سیلوهای حاوی مواد دانه‌ای می‌توان ۸۰ درصد وزن این مواد را در محاسبه w منظور نمود.
- چنانچه در شرایط استثنایی وزن یا حجم محتویات تجهیزات صنعتی بنا به دلایل خاصی افزایش پیدا کند، وزن اضافی نباید در محاسبه w اثر داده شود.
- چنانچه میزان بارهای برف و یخ ۲۵ درصد یا بیشتر وزن w را شامل شود، باید ۲۰٪ بارهای برف یا یخ در وزن موثر لرزه ای منظور شود.

۵-۲-۶ مقادیر حداقل نیروی زلزله

طراحی سازه‌های غیر ساختمانی که دارای ضوابط خاص و مدون طراحی در مدارک فنی مرجع هستند باید ضوابط مزبور و ضوابط خاص عنوان شده در این فصل را اقناع نماید. در هرصورت، سازه‌های غیرساختمانی باید ضمن مراعات ضوابط بندهای ۵-۳ تا ۵-۷ این فصل، حداقل نیروهای جانبی لرزه‌ای در بندهای زیر را تحمل کنند:

۵-۲-۶-۱ برای سازه های غیرساختمانی مشابه ساختمانها، حداقل برش پایه براساس بند ۳-۹-۱-۲ تعیین می شود.

۵-۲-۶-۲ برای سازه‌های غیرساختمانی که در جدول (۵-۲) برای آنها مقدار R_u معرفی شده است، حداقل برش پایه براساس بند ۳-۹-۱-۲ تعیین می شود و حداقل مقدار C_s از رابطه (۵-۱) به دست می آید:

$$C_{min}=0.044S_{DS}I_e \geq ۰/۰۳ \qquad (۱-۵)$$

برای سازه‌های غیرساختمانی که در پهنه‌های با $S_1 \geq 0.6g$ قرار میگیرند، حداقل مقدار مشخص شده در رابطه (۳-۵) باید با رابطه زیر جایگزین شود:

$$C_{min} = 0.8S_1/\left(\frac{R_u}{I_e}\right) \qquad (۲-۵)$$

در مخازن زمینی یا هوایی ضوابط مربوط به حداقل برش پایه لازم نیست به جرم مایع مواج (convective mass) داخل آن مخازن اعمال شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۵-۲-۶-۳ برای انواع خاص سازه های غیرساختمانی مشابه ساختمانها که مدارک مرجع مرتبط مبانی ویژه‌ای برای محاسبه نیروی جانبی زلزله توصیه می نمایند، به شرط رعایت ضوابط زیر، استفاده از مبانی مدارک مرجع بلامانع است:

الف- پارامترهای مربوط به حرکت زمین کمتر از مقادیر عنوان شده در فصل دوم این آیین‌نامه نباشند.

ب- نیروی جانبی محاسبه شده، کمتر از ۸۰ درصد مقدار نیروی جانبی مطابق ضوابط این آیین‌نامه، بدون درنظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، و کمتر از ۷۰ درصد مقدار نیروی جانبی مطابق ضوابط این آیین‌نامه، با درنظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه نباشد.

ج) طراحی بر مبنای بند ۳-۱۵-۲ با در نظر گرفتن اثر میرائی پی (شامل خاک و سازه فونداسیون)، ناشی از اندرکنش خاک- سازه مجاز می‌باشد. اما برش پایه کاهش یافته نباید کمتر از ۷۰ درصد نیروی جانبی محاسبه شده براساس روابط این آئین نامه در نظر گرفته شود.

۵-۲-۶-۴ برای سازه‌های غیرساختمانی حاوی مایعات، گازها و مواد جامد دانه‌ای که مطابق شرایط تعریف شده در بند ۵-۵ در پای خود بر زمین متکی شده‌اند، حداقل نیروی طراحی زلزله نباید از مقادیر مورد نیاز مدارک فنی مخصوص این نوع سازه‌ها کمتر در نظر گرفته شود.

۵-۲-۷ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

توزیع نیروهای زلزله در ارتفاع، در سازه‌های غیرساختمانی مشمول این فصل، براساس روش تحلیل مورد استفاده انجام می شود.

۵-۲-۸ پیچش

در صورتی که موقعیت جرم‌های سازه‌ای، هر نوع محتویات، و هر نوع اجزای سازه‌ای یا غیرسازه‌ای (مثل لوله‌ها، پله‌ها و ....) که در جرم یا سختی سازه موثر هستند، در تحلیل منظور شده باشد، نیازی به لحاظ کردن پیچش اتفاقی بند ۳-۹-۴-۳ برای سازه‌های زیر نخواهد بود:

الف) سازه‌های غیرساختمانی صلب

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

ب) سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان ها که ضریب رفتار آنها (R_u) کمتر یا مساوی ۳/۵ است.

پ) سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان ها که ضریب رفتار (R_u) آنها کمتر یا مساوی ۳/۵ است به شرط آنکه:

پ-۱) فاصله محاسبه شده برای مرکز سختی هر دیافراگم از مرکز جرم آن از ۵ درصد بعد عمود بر راستای اثر نیروی زلزله تجاوز نکند ، یا :

پ-۲) سازه، فاقد نامنظمی پیچشی زیاد و شدید در پلان بوده و در هر یک از دو راستای اصلی دارای دو خط مقاوم در برابر نیروهای جانبی باشد. حداقل یکی از این خطوط مقاوم باید فاصله‌ای بیش از ۲۰ درصد ابعاد پلان در آن راستا از مرکز جرم داشته باشد.

سازه‌هایی که بر مبنای این بند طراحی می‌شوند باید با استفاده از مدل سه بعدی و براساس بند ۳-۷ (مدلسازی سازه ای) تحلیل شوند.

۵-۲-۹ ترکیبات بارگذاری

اثرات ناشی از بارهای ثقلی و نیروهای زلزله، باید براساس ترکیب بارهای آئین نامه طراحی و در انطباق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شوند.

۵-۲-۱۰ حساسیت به حرکات قائم زمین

در سازه های غیرساختمانی حساس به حرکات قائم زمین مانند مخازن، سازه‌های آویزان و سازه‌های با طره افقی، برای تعیین حرکت لرزه‌ای قائم زمین که در طراحی به کارگرفته می‌شود، باید از طیف معرفی شده در بند ۲-۵-۲ استفاده شود. برای این سازه‌ها نیروهای طراحی اعضا و اتصالات باید براساس روش تحلیل طیفی مطابق بند ۳-۱۰-۱ یا روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی مطابق بند ۳-۱۰-۲ و یا بند پ۲-۹ پیوست شماره (۲) تعیین گردند.

تبصره: به عنوان روش جایگزین، استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل معرفی شده در بندهای ۳-۹-۵ و ۵-۲ برای تعیین نیروی طراحی لرزه‌ای به همراه مولفه قائم حرکت زمین مجاز می‌باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

الف) حرکت قائم زمین معرفی شده در این بند باید برای مخازن به کار گرفته شود. برای سازه‌های آویزان و سازه‌های غیر ساختمانی دارای طره افقی، شتاب طیفی پاسخ سازه در راستای قائم (S_{av})، باید برابر با بیشترین مقدار طیف پاسخ تعیین شده در بند ۲-۵-۲ در نظر گرفته شود. به عنوان یک روش جایگزین برای تعیین مقدار S_{av}، می توان مقدار زمان تناوب قائم سازه (T_v) که از یک تحلیل قابل قبول به دست می‌آید را در روابط بند ۲-۵-۲ به کار گرفت.

ب) اثرات افقی لرزه‌ای باید با اثرات قائم، با به کارگیری ضوابط راستای بارگذاری که برای سازه‌های آویزان یا طره ای افقی مشخص شده اند، ترکیب گردد. ضریب رفتار R_u برای سازه در حرکات قائم زمین ۱/۰ می باشد؛ به جز در موارد استثنا شده، مثل تعیین نیروهای هیدرودینامیکی حلقوی در اثر مولفه قائم زمین لرزه در طراحی مخازن استوانه‌ای و مواردیکه در ضوابط بند ۵-۴-۵ شرح داده شده اند.

۵-۲-۱۱ راستای نیروی زلزله

برای کنترل مقاومت، راستای اثر نیروهای لرزه‌ای به کار رفته در تحلیل اعضاء سازه‌ای باید چنان باشد که بحرانی ترین اثرات را ایجاد نماید. با منظور نمودن راستاهای تعریف شده در بندهای الف-۱ والف-۲ ، می‌توان الزام فوق را اقناع شده دانست.

الف—۱) ۱۰۰ درصد نیروی افقی هر راستا بعلاوه ۳۰ درصد نیروی افقی راستای متعامد آن و ۳۰ درصد نیروی راستای قائم

الف-۲) ۱۰۰ درصد نیروی راستای قائم بعلاوه ۳۰ درصد نیروی افقی دو راستای متعامد

ب- برای کنترل پایداری و واژگونی و لغزش سازه، راستاهای نیروهای زلزله باید چنان در نظر گرفته شوند که بحرانی ترین اثرات را ایجاد نمایند. سازه و شالوده آن برای لغزش و واژگونی با منظور نمودن ۱۰۰ درصد نیروی افقی هر راستا بعلاوه ۳۰ درصد نیروی افقی راستای متعامد آن و ۳۰ درصد نیروی راستای قائم کنترل می شود.

۵-۲-۱۲ تغییر مکانهای جانبی نسبی

تغییر مکانهای افقی نسبی، تغییر شکل‌های قائم، و فاصله بین دو سازه بر مبنای نیروهای لرزه‌ای حاصل از طراحی محاسبه می‌شوند.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای مطالعه عمومی

۵-۲-۱۲-۱ در سازه‌های غیرساختمانی، رعایت محدودیت تغییر مکان جانبی نسبی (drift limit) موضوع بند ۳-۱۲ چنانچه اثر نامطلوبی بر پایداری و عملکرد کل سازه و نیز الحاقات و محتویات آنها (نظیر لوله ها یا مسیرهای عبور) نگذارد یا محدودیتی توسط مشاور صنعتی مقرر نشده باشد، ضرورتی ندارد.

۵-۲-۱۳ اثرات P- Δ

در سازه های غیرساختمانی مشابه ساختمانها اثرات P- Δ باید براساس ضوابط بند ۳-۱۶-۱ منظور شوند. در سازه های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمانها، اثرات P- Δ بر روی نیروهای طراحی و تغییر مکانهای نسبی باید در طراحی سازه منظور شوند. مقادیر جابجایی Δ در سازه های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمانها، باید براساس تغییر مکان‌های به دست آمده از تحلیل الاستیکی که با ضریب C_d/I_e افزایش یافته اند تعیین گردد. مقادیر C_d براساس جدول (۵-۲) تعیین می شوند.

۵-۲-۱۴ الزامات خاص

الزامات خاص لرزه ای مربوط به استفاده از مصالح که در فصل اول مطرح شده، باید در مورد سازه‌های غیرساختمانی مورد لحاظ قرار گیرد، مگر آنکه در این فصل مشخصاً به موارد استثناء اشاره شده باشد.

۵-۲-۱۵ مهارها

میل مهارهای متصل کننده سازه غیرساختمانی به بتن باید بر اساس ضوابط زیر طراحی شوند:

۵-۲-۱۵-۱ در مورد مهارها در بتن که مطابق فصل ۱۸ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی می‌گردند، یکی از ملاحظات زیر باید در طراحی آنها لحاظ شود:

- مقاومت مهار باید بیشتر از مقاومت جاری شدن اجزائی که توسط مهار به سازه متصل می‌شوند، باشد
- مهار باید برای تحمل ترکیبات بار مطابق بند ۳-۱۹-۲ و ضریب اضافه مقاومت Ω_0 مندرج در جداول (۵-۱) و (۵-۲) طراحی شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۵-۲-۱۵-۲ مهارهای نصبی در بتن باید الزامات لرزه‌ای بند ۹-۱۸ از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان را تامین کنند.

۵-۲-۱۶ وضعیت ساختگاه

استقرار پی سازه‌های غیرساختمانی بر روی زمینهایی که در معرض ناپایداری ناشی از زلزله هستند، باید با ضوابط بند ۶-۳ سازگار باشد. برای منظور کردن اثرات اندرکنش خاک و سازه، رعایت ضوابط بند ۳-۱۵-۲ الزامی است.

۵-۳ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

۵-۳-۱ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها باید علاوه بر الزامات بند ۵-۲، ملاحظات این بند را نیز برآورده نماید.

۵-۳-۲ محدودیت ارتفاع و ضرایب رفتار، اضافه مقاومت و بزرگنمایی

محدودیت ارتفاع و ضرایب رفتار، اضافه مقاومت و بزرگنمایی تغییر مکان جانبی (H_m، R_u، Ω_0، C_d) سازه های غیرساختمانی مشابه ساختمانها با استفاده از جدول (۵-۱) تعیین می‌شوند.

۵-۳-۳ سازه های خاص

۵-۳-۳-۱ سازه های تکیه گاهی لوله‌ها (پایپ رکها)

سازه‌های تکیه‌گاهی لوله‌ها (پایپ رکها) که تکیه گاه آنها در پای سازه قرار دارد، باید علاوه بر ضوابط بند ۵-۲ برای برآورده شدن ضوابط نیروئی بند ۳-۹ یا ۳-۱۰-۱ طراحی شوند. تغییر مکان‌های سازه و امکان بالقوه این نوع سازه‌ها برای اثر اندرکنشی (ضربه زدن لوله‌ها و سازه به یکدیگر در هنگام زلزله) باید با در نظر گرفتن تغییر مکان‌های تشدیدیافته مطابق رابطه زیر بررسی شوند:

$$\delta_S = \frac{C_d \delta_{se}}{I} \qquad (۳-۵)$$

C_d= ضریب تشدید تغییر مکان که از جدول (۵-۱) به دست می‌آید.

δ_{se} = تغییر مکان‌های الاستیک محاسبه شده در اثر نیروهای زلزله طراحی مطابق این آیین‌نامه

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

I_e= ضریب اهمیت مطابق بند ۵-۲-۲
اصطکاک ناشی از بارهای ثقلی نباید به عنوان تأمین کننده مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای به حساب آورده شود.

۵-۳-۳-۲ برج‌های سازه‌ای تکیه گاه مخازن و ظروف (بونکرها)

در تحلیل و طراحی برج‌های سازه‌ای نگهدارنده مخازن و ظروف (بونکرها) که با آنها یکپارچه نیستند، باید ضوابط بند ۵-۶ نیز مراعات شود. به علاوه، ملاحظات خاص زیر نیز باید مورد توجه قرار گیرند:
الف) در توزیع برش پایه مخازن یا ظروف (بونکرها) به سازه تکیه‌گاهی باید به سختی نسبی مخزن و اجزای سازه مقاوم توجه داشت.
ب) وقتی که مخازن یا ظروف (بونکرها) روی یک شبکه متقاطع از تیرها نشسته باشند، عکس‌العمل قائم محاسبه شده ناشی از وزن و لنگر واژگونی باید حداقل ۲۰ درصد افزایش داده شود تا اثر تکیه‌گاه غیریکنواخت منظور شود. شبکه تیرها و اتصال مخازن یا ظروف (بونکرها) به آنها باید برای این نیروی افزایش یافته طراحی شوند.
پ) تغییر مکان‌های لرزه‌ای مخازن یا ظروف (بونکرها)، باید با ملاحظه تغییر شکل‌های سازه تکیه‌گاهی، محاسبه و در تعیین اثرات P-Δ یا بررسی امکان ضربه زدن مخازن یا ظروف (بونکرها) و پایه به یکدیگر به کار گرفته شوند. محاسبات P-Δ بر مبنای تغییرشکل‌های الاستیک تشدید یافته با ضریب $\frac{Cd}{I}$ انجام می‌گردد. مقادیر C_d در جدول (۵-۲) معرفی شده اند. مخازن و ظروفی (بونکرهایی) که با پایه‌های خود ترکیب شده و تشکیل سازه یکپارچه‌ای داده‌اند، باید بر اساس ضوابط بند ۵-۴-۵ طراحی شوند.

۵-۳-۳-۳ قابهای صنعتی (سوله ها)

برای سوله های صنعتی با سیستم قاب خمشی فولادی معمولی و یا قاب ساختمانی ساده با مهاربندی هم محور معمولی، اجازه داده می‌شود که ارتفاع متوسط ساختمان تا ۲۵ متر افزایش داده شود، به شرط اینکه بار مرده سقف (شامل لاپه‌ها، پوشش و مهاربندی‌ها) کمتر از یک کیلونیوتن بر متر مربع و بار مرده دیوارهای پیرامونی بالاتر از تراز ۱۰ متر، از مقدار یک کیلونیوتن بر متر مربع کمتر باشد.

نسخه پیش‌نویس ۲۰ برای نظرخواهی عمومی

جدول ۵-۱ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان ها

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی		R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)		
						SDC-I	SDC-II	SDC-III
سیستم قاب ساختمانی ساده	مهاربندی همگرای ویژه فولادی		۵/۵	۲	۵	بدون محدودیت	۵۰	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی		۳/۵	۲	۳/۵	بدون محدودیت	۱۵ [۱]	۱۵ [۱]
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی با افزایش ارتفاع مجاز		۲/۵	۲	۲/۵	بدون محدودیت	۵۰	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع) [۲]		۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
سیستم قاب خمشی [۴]	فولادی	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
		متوسط	۵	۳	۴	بدون محدودیت	۱۵	۱۵
		متوسط با اجازهٔ افزایش ارتفاع	۳	۲/۵	۳	بدون محدودیت	۵۰	۵۰
		متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
		معمولی	۳/۵	۳	۳	بدون محدودیت	۱۵ [۳]	۱۵ [۳]
		معمولی با اجازهٔ افزایش ارتفاع	۲/۵	۲	۲/۵	بدون محدودیت	۳۰	۳۰
		معمولی (بدون محدودیت ارتفاع)	۱/۵	۱/۵	۱/۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
	بتن‌آرمه	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
		متوسط	۵	۳	۴/۵	بدون محدودیت	۱۵	۱۵
		متوسط با اجازهٔ افزایش ارتفاع	۳	۲	۲/۵	بدون محدودیت	۳۰	۳۰
		متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۱	۱	۱	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
		معمولی (با محدودیت ارتفاع)	۳	۳	۲/۵	۱۵	غیرمجاز	غیرمجاز
		معمولی با اجازهٔ افزایش ارتفاع	۱	۱	۱	بدون محدودیت	۱۵	۱۵
قفسه‌های خود ایستای فولادی			۴	۲	۳/۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت

[۱] برای سازه نگهدارنده لوله‌ها "پایپ رک‌ها" تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر مجاز است.

[۲] برای مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع) الزامی به رعایت ضوابط لرزه‌ای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نیست.

[۳] برای "پایپ رک‌ها" تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر مجاز است. در صورتی که اتصالات خمشی که در محل انجام می‌شوند، از نوع پیچی با اتصالات گیردار فلنجی باشند، ارتفاع "پایپ رک‌ها" می‌تواند ۳۰ متر باشد.

[۴] تغییر در ارتفاع مجاز قابهای خمشی متوسط و معمولی، با کاهش ضریب رفتار سازه غیرساختمانی طبق ردیفهای متناظر جدول و افزایش بارهای طراحی امکان پذیر است.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۵-۴ ضوابط عمومی برای سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه با ساختمان‌ها

سازه‌های غیرساختمانی که سیستم‌های باربر قائم و افقی آنها شبیه ساختمان‌ها نیستند، باید براساس ضوابط این فصل، اصلاحات مندرج در این بند و مدارک فنی مورد ارجاع این نوع سازه‌ها طراحی شوند. بارها با رعایت نحوه توزیع آنها نباید از مقادیری که در این آئین‌نامه مشخص شده اند کمتر باشند.

ضریب نامعینی این سازه‌ها (ρ) برابر ۱٫۰ در نظر گرفته می شود.

۵-۴-۱ دیوارهای نگهبان خاک

ملاحظات این بند باید در مورد تمام دیوارهای نگهبان خاک در کلیه گروه های طراحی لرزه ای به کار گرفته شود. افزایش نیروهای جانبی خاک ناشی از زلزله باید بر طبق فصل ششم این آئین نامه محاسبه شود.

گروه‌بندی خطر لرزه‌ای براساس نزدیکی دیوار نگهبان خاک به سازه‌ها یا ساختمان‌های مجاور تعیین می‌گردد. اگر خرابی سازه نگهبان خاک، ساختمان یا سازه مجاور را تحت تأثیر قرار دهد خطر لرزه‌ای آن دیوار نگهبان نباید از خطر لرزه‌ای ساختمان یا سازه مجاور کمتر در نظر گرفته شود.

۵-۴-۲ دودکش‌ها

دودکش‌ها از مصالح بتنی، فولادی یا بنایی، با یا بدون جداره نسوز داخلی تشکیل میشوند. دودکش‌های بتنی، دودکش‌های فولادی و جداره های نسوز آنها، باید برای مقابله با نیروهای زلزله، که از تحلیل براساس مدارک فنی مورد ارجاع به دست آمده اند، طراحی شوند.

۵-۴-۳ سیستم‌های پشتیبان نگهداری سیالات

سیستم‌های پشتیبان نگهداری سیالات مانند خاکریزها و دیوارهای نگهدارنده مواد نفتی و شیرابه‌ها باید از ضوابط مربوط به استانداردهای مخازن زمینی و دستورالعمل‌های دستگاه‌های مسئول در طراحی تبعیت نمایند.

نسخه اعلام شده برای نظرخواهی عمومی

این سازه‌ها باید برای تحمل اثرات زلزله بیشینه مورد نظر در حالت خالی و اثرات زلزله مبنای طرح در حالت پُر با در نظر گرفتن ترکیب بارهای تعریف شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان طراحی شوند. در صورتیکه تحلیل خطر زلزله براساس ضوابط فصل دوم این آئین نامه نشان دهد که ساختگاه ممکن است با پس لرزه‌هایی به بزرگی زلزله بیشینه مورد نظر مواجه شود، سیستم‌های پشتیبان نگهداری سیالات باید برای تحمل اثرات این زلزله در حالت پُر براساس ترکیب بارهای مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان طراحی شوند.

۵-۴-۴ دیوارها و نرده‌های طره‌ای متکی بر زمین (دیوارهای محوطه)

۵-۴-۴-۱ دیوارها و نرده‌های طره ای متکی بر زمین (دیوارهای محوطه) به ارتفاع بیش از ۱٫۸ متر باید ضوابط این بند را ارضا نمایند. این قطعات باید برای تحمل نیروهای زلزله مطابق این بند و با توجه به ضرایب لرزه‌ای معرفی شده در جدول (۵-۲) تحلیل و طراحی شوند.

۵-۴-۴-۲ برای محاسبه زمان تناوب در امتداد خارج از صفحه دیوار براساس بند ۵-۲-۳، لازم است مشخصات هندسی مصالح و توزیع جرم دیوار به صورت مناسبی در نظر گرفته شود. در مورد دیوارهای محوطه با مصالح بنائی، می توان از ضوابط مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان بهره گرفت.

۵-۴-۴-۳ در گروه های طراحی لرزه‌ای ۲ و ۳ استفاده از بتن غیرمسلح، دیوارها و نرده‌های بنایی غیرمسلح و یا ساخته شده از پانل‌های غیرمسلح بتنی حجیم شده با هوا و اتوکلاوشده (AAC) مجاز نمی‌باشد.

۵-۴-۵ مخازن و ظروف هوائی حاوی سیالات

این بند مربوط به مخازن و ظروف ذخیره مایعات می‌باشد که در ارتفاع قرار داشته و بدنه مخزن به همراه برج نگهدارنده آن به عنوان سیستم یکپارچه سازه‌ای در مقابل بارهای جانبی عمل می‌کند. این مخازن می توانند بر اساس ضوابط ارائه شده در مراجع معتبر یا ضوابط بند ۵-۵ طراحی گردند. مخازن و ظروفی که بر روی سازه های دیگر مستقر هستند

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای طرح‌های عمومی

و جزء یکپارچه از سیستم باربر لرزه ای نیستند، به عنوان تجهیزات مکانیکی مد نظر بوده و طراحی لرزه‌ای آنها بر اساس نکات مندرج در بند ۵-۶ انجام می‌شود.

۵-۴-۵-۱ به منظور طراحی برجهای نگهدارنده مخازن، پایه های تکی، مهارهای مخزن و پی آن در مقابل واژگونی ناشی از بارهای لرزه‌ای، می‌توان وزن موثر سیال را برابر با وزن کل سیال داخل مخزن و به صورت جرم صلب در نظر گرفت که نیروی جانبی در محل مرکز جرم آن اعمال می شود. اما در صورتی که شرایط زیر وجود داشته باشند، می‌توان اثرات اندرکنشی سیال وجداره مخزن را در تعیین مقدار زمان تناوبهای موثر و محل مرکز جرم سیستم اعمال کرد:

۱. اگر زمان تناوب ارتعاش بخش مواج سیال، از سه برابر زمان تناوب طبیعی مجموعه بدنه مخزن به همراه بخش سخت سیال و سازه نگهدارنده آن بیشتر باشد.
۲. اگر سهم دقیق سیال مواج (مقدار جرم و محل اثر سیال مواج) برای اشکال خاص مخازن، بر اساس تحلیل و یا بر اساس آزمایشات دقیق تعیین شده باشد. این روابط تحلیلی معمولا برای شکلهای متداول استوانه ای و مستطیلی در مراجع معتبر مشخص شده اند. اما برای شکلهای خاص مخازن، لازم است که بر اساس تحلیل و یا بر اساس آزمایش، سهم دقیق جرم سیال مواج در پاسخ دینامیکی مخزن مشخص گردد.

برای بدست آوردن پارامترهای فیزیکی و هندسی مربوط به نوسان بخش مواج و سخت سیال درون مخزن و توزیع نیروهای هیدرودینامیک بر جداره مخزن، می توان از روابط مندرج در نشریه ۱۲۳ مخازن و یا سایر مراجع معتبر استفاده نمود. همچنین، اثرات ناشی از اندرکنش سازه با خاک را می‌توان براساس ضوابط فصل ششم این آئین نامه و بند ۳-۱۵-۲ در تعیین دوره تناوب مجموعه مخزن و سازه نگهدارنده، اعمال کرد. هنگامی که اثرات اندرکنشی مخزن با سیال به شکل جرمهای مواج و سخت در نظر گرفته می شود و یا پدیده اندرکنش سازه با خاک در نظر گرفته می‌شود، نباید برش پایه و لنگر واژگونی بدست آمده کوچکتر از ۷۰ درصد حالتی باشد که این اثرات لحاظ نشده باشند.

۵-۴-۵-۲ تغییر مکان جانبی مخازن مستقر در ارتفاع باید به صورت زیر در طراحی لرزه ای آنها لحاظ شود:

نسخه اولیه ویرایش برای نظرخواهی عمومی

۱. تغییر مکان محاسبه شده در طراحی الاستیک، باید با ضریب $\frac{C_d}{I_e}$ افزایش یابد و در برآورد اثر P-Δ در طراحی سازه نگهدارنده مخزن اعمال گردد.
۲. کف مخزن باید بدون چرخش و بدون تغییرشکل درون صفحه ای در نظر گرفته شود.
۳. تغییر مکانهای ناشی از خمش و نیروی محوری (کششی یا فشاری)، هر دو باید در محاسبه تغییر مکان مخازن هوایی منظور شود. در مورد مخازن مستقر بر ستون-پایه (pedestal)، در صورتی که نسبت ارتفاع به قطر پایه نگهدارنده از ۵ کمتر باشد، تغییر شکلهای برشی ستون-پایه هم باید در محاسبه‌ی تغییر مکانها لحاظ گردند.
٤. بار مرده ناشی از تجهیزات مستقر بر سقف یا بر روی محل استقرار مخزن باید در تحلیل لحاظ گردد.
٥. در صورتی که ناشاغولی ناشی از ساخت از مقادیر مجاز ارائه شده در مراجع معتبر کمتر باشد، لازم نیست که این ناشاغولی در تحلیل P-Δ منظورگردد.

۵-۴-۵-۳ سازه‌هایی نظیر برجهای نگهدارنده تک پایه فلزی یا ظروف مستقر بر پایه‌ی دامنی شکل فلزی یا هر گونه مخزن هوایی مستقر بر پایه‌های تکی که در آنها بخش پوسته‌ای بدنه سازه تحت اثر بارهای قابل توجهی قرار دارد، ممکن است در اثر بارهای لرزه‌ای دچار کمانش موضعی یا کلی شوند. در صورتی که تحلیلهای لرزه‌ای نشان دهد که مود حاکم خرابی در این سازه‌ها، وقوع کمانش است، موارد زیر باید در طراحی لرزه‌ای آنها مد نظر قرار گیرد. همچنین رعایت موارد زیر برای سازه‌هایی که در مناطق با زمین نوع IV دسته بندی می‌گردد نیز الزامی است:

۱. ضریب زلزله (بر اساس نکات مندرج در بند ۳-۹-۱-۱) با در نظر گرفتن مقدار واحد برای $\frac{R_u}{I_e}$ تعیین می‌گردد. اثرات اندرکنش خاک – سازه و سیال- سازه لازم است در برآورد پاسخ سازه در نظر گرفته شود، اما لازم نیست اثرات ترکیبی همزمان مولفه قائم و مولفه های افقی عمود بر هم در نظر گرفته شود. پی ها لازم نیست برای نسبت $\frac{R_u}{I_e}$ برابر با مقدار واحد طراحی شوند.
۲. مقاومت سازه باید حداکثر برابر با مقاومت بحرانی کمانش عضو (بدون اعمال ضریب اطمینان) در نظر گرفته شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۵-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان ها متکی بر زمین

۵-۵-۱ این دسته از سازه ها دارای مشخصاتی مطابق جدول (۵-۲) می‌باشند. در صورتیکه زمان تناوب آنها کمتر یا مساوی ۰٫۰۶ ثانیه باشد، سازه صلب محسوب می شود.

۵-۵-۲ نیروی جانبی ناشی از زلزله در حالت صلب از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$V_u = 0.3\, S_{DS} I_e W \qquad (۴-۵)$$

توزیع این نیرو در ارتفاع سازه طبق ضوابط بند ۳-۹-۳ صورت می‌گیرد.

۵-۵-۳ در سازه‌های غیرصلب و مخازن هوائی، در صورتیکه زمان تناوب اصلی سازه بیشتر از ۰٫۵ ثانیه باشد، استفاده از یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی برای تعیین نیروی جانبی ناشی از زلزله الزامی است. در سایر سازه‌ها می‌توان از روش‌های تحلیل استاتیکی استفاده نمود.

تبصره: در تحلیل استاتیکی، نیروی برش پایه از رابطه (۳-۱) به دست می‌آید و سایر پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۵-۲) تعیین می‌گردند.

۵-۵-۴ سکوی بتنی

سکوی بتنی، سازه‌ای‌ست متشکل از تاوه تخت که روی ستونهای بتنی می‌نشیند. از این سازه به منظور حمل بار و کنترل ارتعاشات قابل توجه برخی دستگاه‌های دورانی، ظروف و مخازن استفاده می‌شود. به طور معمول، ارتفاع این سازه بین ۷ تا ۱۵ متر از روی پی گسترده آن است. این سازه‌ها در ۴ دسته بندی تعریف شده اند.

دسته (۱)- در صورت مراعات سه شرط زیر، ضریب رفتار سازه را میتوان ۱٫۵ انتخاب کرد.

الف- ظرفیت خمشی هریک از ستونها کمتر از دو سوم ظرفیت خمشی تاوه فوقانی و شالوده ستون باشد.

ب - ضخامت تاوه فوقانی بیشتر از ۹۰۰ میلیمتر باشد.

پ – طراحی تاوه و ستونهای بتنی بر اساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و بدون مراعات ضوابط فصل بیستم انجام شده باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

دسته (۲)- در صورتیکه سکوی بتنی حداقل ۶ ستون داشته باشد و شرایط الف و ب دسته (۱) نیز مراعات شده و طراحی ستونها بر اساس بند ۹-۲۰-۳-۲ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان صورت گیرد، ضریب رفتار سازه را میتوان ۲ منظور نمود.

دسته (۳)- ضریب رفتار سکوی بتنی این دسته را میتوان ۲٫۵ انتخاب کرد، مشروط بر آنکه ضوابط طراحی بر مبنای سازه های با شکل پذیری کم (معمولی) انجام شود. چنانچه درصد فولاد ستونها از ۲٪ تجاوز نکند، بند ۹-۲۰-۳-۳ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در محل اتصال تاوه به ستون باید کنترل شود. چنانچه درصد فولاد ستون بیش از ۲٪ و ظرفیت خمشی ستون بیشتر از ظرفیت خمشی تاوه باشد، برش در گره اتصال (V_u) باید بر اساس لنگر تعادلی حاصل از ظرفیت حد جاری شدن فولاد وجه کششی ستون در تاوه محاسبه و کنترل شود. در این حالت نیازی به ارضاء شرایط الف تا پ در دسته (۱) نیست.

دسته (۴)- در صورت مراعات ضوابط شکل پذیری متوسط (بند ۹-۲۰-۵ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان) میتوان ضریب رفتار سکوی بتنی را ۴ اختیار نمود. در این صورت، نیازی به مراعات شرایط الف تا پ دسته (۱) نمی‌باشد.

جدول ۵-۲ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان ها

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)		
					SDC-I	SDC-II	SDC-III
بونکر، مخزن، ظرف یا کندوی هوایی (*)	برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲٫۵	بدون محدودیت	۵۰	۳۰
	برروی پایه‌های مهاربندی‌نشده یا مهاربندی‌شده نامتقارن	۲	۲	۲٫۵	بدون محدودیت	۳۰	۲۰
ظرف افقی جوش‌شده	با پایه زین‌شکل فولادی	۳	۲	۲٫۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
دودکش و سیلوی بتنی درجا با دیواره پیوسته تا روی پی		۳	۲	۳	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)		
					SDC-I	SDC-II	SDC-III
تمام سازه‌های دیگر بتنی یا فولادی طره‌ای با جرم گسترده غیر از آنهایی که در این جدول ذکر شده‌اند، شامل دودکش‌ها، سیلوها و ظروف قائم بر روی ستون-پایه منفرد یا متکی بر جداره تا روی زمین- جوش‌شده فولادی، بتن‌آرمه یا بتن پیش‌تنیده		۳	۲	۲٫۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
برج‌های خرپایی طره‌ای یا مهارشده توسط کابل- دودکش‌های مهارشده توسط کابل		۳	۲	۲٫۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
برج‌های خنک‌کن	بتن آرمه یا فولادی	۳٫۵	۲	۳	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
برج‌های مخابراتی	قابی یا خرپای فولادی یا بتنی	۳	۱٫۵	۳	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
	دیرک- فولادی یا بتنی	۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
سازه‌های خاص تفریحی و بناهای یادبود		۲٫۵	۲٫۵	۲٫۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است		۲	۲	۲	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
تابلوها و علائم		۳٫۵	۲	۳	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
سازه بتن مسلح سکوی بتنی – دسته (۱)		۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	بدون محدودیت	۲۰	۲۰
سازه بتن مسلح سکوی بتنی – دسته (۲)		۲٫۰	۲	۲	بدون محدودیت	۲۰	۲۰
سازه بتن مسلح سکوی بتنی – دسته (۳)		۲٫۵	۲	۲	بدون محدودیت	۲۰	۲۰
سازه بتن مسلح سکوی بتنی – دسته (۴)		۴	۲	۲٫۵	بدون محدودیت	۲۰	۲۰
دیوارهای محوطه		۲٫۵	۲	۲	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
سایر سازه‌ها غیر از موارد فوق		۲٫۰	۲٫۰	۲٫۰	بدون محدودیت	۲۰	۲۰

(*) در شرایطی که ارتفاع سازه های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمانها از محدوده مندرج در ردیفهای متناظر جدول تجاوز نماید، سازه غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان باید براساس پارامترهای لرزه ای ردیف سایر سازه ها طراحی شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۵-۶ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها متکی بر سازه‌های دیگر

در مواقعی که سازه‌های غیرساختمانی اشاره شده در جدول (۵-۲) متکی به سازه دیگری بوده و جزء اعضای اصلی سیستم باربر لرزه‌ای نباشد، یکی از روشهای زیر باید مدنظر قرار گیرد:

۵-۶-۱ سازه غیرساختمانی با وزنی کمتر از ۲۰٪ وزن کل

در شرایطی که وزن سازه غیرساختمانی کمتر از ۲۰٪ مجموع وزن لرزه‌ای سازه نگهدارنده و سازه غیرساختمانی باشد، نیروهای جانبی زلزله سازه غیرساختمانی باید مطابق ضوابط فصل چهارم تعیین شوند. در این شرایط C_{AR} و R_{po} براساس جدول (۴-۲) تعیین می شوند و طراحی سازه نگهدارنده باید بسته به مورد با ضوابط فصل سوم یا بند ۵-۳ سازه های غیرساختمانی مشابه ساختمانها تعیین شود. در این روابط وزن سازه غیرساختمانی باید در محاسبه وزن موثر لرزه ای، W، منظور شود.

استثناء:

(الف) در شرایطی که نسبت زمان تناوب اصلی سازه غیرساختمانی به زمان تناوب اصلی سازه نگهدارنده (با در نظر گرفتن وزن سرجمع سازه غیرساختمانی) بزرگتر از ۲ باشد، سازه نگهدارنده بسته به مورد می تواند براساس ضوابط فصل سوم این آئین نامه یا بند ۵-۳ طراحی شود. در این حالت سازه غیرساختمانی متصل به پایه صلب مدل می شود.

(ب) در شرایطی که نسبت زمان تناوب اصلی سازه غیرساختمانی به زمان تناوب اصلی سازه نگهدارنده (با در نظر گرفتن وزن سرجمع سازه غیرساختمانی) کمتر از ۰٫۵ باشد، سازه نگهدارنده بسته به مورد می تواند براساس ضوابط فصل سوم این آئین نامه یا بند ۵-۳ و با منظور کردن وزن سازه غیرساختمانی در محاسبه وزن موثر لرزه ای، W، طراحی شود.

۵-۶-۲ سازه غیرساختمانی با وزنی مساوی یا بیشتر از ۲۰٪ وزن کل

در شرایطی که وزن سازه غیرساختمانی مساوی یا بیشتر از ۲۰٪ مجموع وزن لرزه‌ای سازه نگهدارنده و سازه غیرساختمانی باشد، مدل تحلیلی شامل ترکیب هر دو سازه باید برای

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

تعیین نیروهای جانبی زلزله منظور شود. سازه ترکیبی، باید براساس ضوابط بند ۵-۳ و با در نظر گرفتن ضریب رفتار R سیستم ترکیبی معادل حداقل مقدار ضریب رفتار سازه نگهدارنده و ضریب رفتار سازه غیرساختمانی طراحی شود. سازه غیرساختمانی و ملحقات آن نیز باید براساس نیروهای حاصل از تحلیل سازه ترکیبی طراحی شوند.

استثناء:

(الف) در شرایطی که نسبت زمان تناوب اصلی سازه غیرساختمانی به زمان تناوب اصلی سازه نگهدارنده (با در نظر گرفتن وزن سرجمع سازه غیرساختمانی) بزرگتر از ۲ باشد، سازه نگهدارنده بسته به مورد می تواند براساس ضوابط فصل سوم این آئین نامه یا بند ۵-۳ طراحی شود. در این حالت سازه غیرساختمانی متصل به پایه صلب مدل می شود.

(ب) در شرایطی که نسبت زمان تناوب اصلی سازه غیرساختمانی به زمان تناوب اصلی سازه نگهدارنده (با در نظر گرفتن وزن سرجمع سازه غیرساختمانی) کمتر از ۰٫۵ باشد، سازه نگهدارنده بسته به مورد می تواند براساس ضوابط فصل سوم این آئین نامه یا بند ۵-۳ و با منظور کردن وزن سازه غیرساختمانی در محاسبه وزن موثر لرزه ای، W، طراحی شود. در این شرایط ضوابط بند ۵-۶-۱ باید رعایت شود.

نسخه ارسالی ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

فصل ششم

الزامات ژئوتکنیکی

۶-۱ کلیات

در این فصل، الزامات مربوط به شناسایی های ژئوتکنیکی زمین، ناپایداری های زمین ناشی از زلزله، اثرات ساختگاه بر ارتعاشات زمین، اثر زلزله در انتخاب، طراحی و اجرای پی های سطحی و عمیق، سازه های نگهبان و سازه های زیرزمینی شهری و اندر کنش دینامیکی خاک و این سازه ها ارایه می گردد.

۶-۲ شناسائی های ژئوتکنیکی زمین

۶-۲-۱ مراحل شناسایی ژئوتکنیکی

برای شناسایی شرایط زیرسطحی و خصوصیات لایه های زمین، نیاز به انجام اقدامات زیر می باشد:

- جمع آوری و بررسی اطلاعات و مدارک موجود
- مطالعات اکتشافی ژئوتکنیک (عملیات حفاری، نمونه برداری، آزمونهای صحرایی و آزمایشگاهی)
- خدمات مهندسی ژئوتکنیک (بررسی و تجزیه و تحلیل نتایج و ارائه گزارش مطالعات ژئوتکنیک)

این مطالعات می تواند مطابق مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان برای ساختمانهای با سطح اشغال و یا درجه اهمیت مختلف متفاوت باشد. برای طراحی ساختمانها در برابر زلزله ممکن است به مطالعات تکمیلی ژئوتکنیکی بر اساس بند ۶-۲-۲ نیاز باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۶-۲-۲ مطالعات ژئوتکنیکی تکمیلی

۶-۲-۲-۱ با توجه به نتایج مطالعات ژئوتکنیکی انجام شده، اهمیت ساختمان، شرایط ساختگاه، گروه طراحی لرزه ای و همچنین ملاحظات فنی، اقتصادی و اجرایی طرح، ممکن است انجام مطالعات تکمیلی به شرح زیر و بر اساس استانداردهای ملی و یا معتبر بین المللی، ضروری باشد:

- آزمونهای ژئوفیزیکی به منظور تعیین سرعت امواج برشی و فشاری و یا اندازه گیری مقاومت الکتریکی زمین
- آزمونهای دینامیکی آزمایشگاهی بر روی نمونه های نماینده به منظور تعیین مدول برشی، میرایی و سایر پارامترهای دینامیکی لایه های زیرسطحی، و
- ارائه خدمات مهندسی ژئوتکنیک در مرحله طراحی (خدمات فاز دو)، و در مرحله اجرا و بهره برداری (خدمات فاز سه)..

۶-۲-۲-۲ در فرایند مطالعات ژئوتکنیکی تکمیلی، باید ارزیابی های تکمیلی مرتبط با رفتار لرزه ای ساختگاه هنگام رخداد زلزله از قبیل ارزیابی استعداد و وقوع روانگرایی، نشست و تغییر مکانهای سطحی بدلیل روانگرایی، گسیختگی، شکست جریانی وگسترش جانبی ناشی از روانگرایی، پایداری شیروانی ها، گسلش، و اندرکنش خاک و سازه صورت گیرد.

۶-۲-۲-۳ لازمست برای مقابله با مخاطرات ژئوتکنیک لرزه ای احتمالی، همچون روانگرایی، گسترش جانبی، زمین لغزش، فرونشست، سنگریزش و یا گسلش، بر حسب مورد و نیاز، راهکارهای مناسبی برای کاهش این مخاطرات و بهسازی و مقاوم سازی زمین، بررسی و طراحی گردد.

۶-۳ ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله

ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله شامل روانگرایی، گسترش جانبی، ناپایداری شیروانیها، فرونشست و گسلش مطابق ضوابط بندهای (۶-۳-۱) تا (۶-۳-۴) می باشد.

۶-۳-۱ روانگرایی

کاهش مقاومت و یا سختی برشی خاک به دلیل افزایش فشار آب حفره ای ناشی از زلزله در خاک های ماسه ای اشباع که باعث ایجاد شرایطی نزدیک به تنش موثر صفر و یا ایجاد

نسخه ارسال ۲۰۲۴ برای نظرخواهی عمومی

تغییرشکل های دائمی قابل ملاحظه در خاک گردد، با عنوان روانگرایی شناخته می‌شود. روانگرایی عمدتاً محدود به خاک های دانه‌ای مانند ماسه‌ها و همچنین لای های غیرپلاستیک می شود. شن های سست نیز می توانند روانگرا شوند.

۶-۳-۱-۱ زمین های مستعد روانگرایی

هرگاه مستنداتی نشان دهد که زمینی قبلاً دچار روانگرایی شده است، احتمال وقوع مجدد آن در زلزله های آینده نیز باید بررسی شود. نخستین تخمین از استعداد روانگرایی میتواند بر مبنای منحنی دانه بندی خاک صورت گیرد.

۶-۳-۱-۱-۱ چنانچه زمینی دارای همه شرایط زیر باشد زمین مورد نظر مستعد روانگرایی بوده و ارزیابی و بررسی وقوع روانگرایی بر اساس بند ۶-۳-۱-۲ الزامی است:

الف- نمودار دانه بندی خاک بر اساس نمودارهای بخش روانگرایی پیوست (۹) این آئین‌نامه در محدوده"مستعد روانگرایی" قرار گیرد،

ب- عمق سطح آب زیرزمینی از سطح زمین یا تراز کف پی (برحسب مورد) ۱۰ متر یا کمتر باشد.

تبصره: لایه های خاک در زیر سطح آب زیرزمینی باید اشباع در نظر گرفته شوند. برای تعیین عمق آب زیر زمینی، میانگین فصلی سطح آب زیرزمینی مبنای تشخیص می باشد ولی بصورت محافظه کارانه میتوان بالاترین سطح فصلی آب زیرزمینی را در ارزیابی روانگرایی در نظر گرفت.

ج- هیچ یک از شرایط مندرج در بند ۶-۳-۱-۱-۲ حاکم نباشد.

۶-۳-۱-۱-۲ در حالاتی که لایه خاک دارای یکی از شرایط زیر باشد بررسی وقوع روانگرایی ضروری نمی باشد:

الف- ماسه دارای بیش از ۲۰ درصد رس با دامنه خمیری بزرگتر از ۲۰ (PI>20)؛

ب- ماسه دارای بیش از ۳۵ درصد لای و تعداد ضربات آزمایش نفوذ استاندارد اصلاح شده $(N_1)_{60}$ بزرگتر از ۲۰؛

ج- ماسه تمیز با تعداد ضربات نفوذ استاندارد اصلاح شده برای اثر سربار در عمق مورد نظر $(N_1)_{60}$ بزرگتر از ۳۰، یا مقاومت نوک آزمایش نفوذ مخروط نرمال شده و اصلاح شده

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

برای اثر سربار در عمق مورد نظر $(q_{c1})_N$ بیشتراز ۱۵۰، یا سرعت موج برشی اصلاح شده برای اثر سربار در عمق مورد نظر (V_{s1}) بیشتر از ۲۰۰ متر برثانیه؛

د- عمق لایه مستعد روانگرایی بیش از ۲۰ متر از سطح زمین یا از رقوم کف پی‌های سطحی، برحسب نوع پروژه، باشد. در این صورت فقط برای ساختمان های با پی سطحی می توان از ارزیابی وقوع روانگرایی صرف نظر کرد.

تبصره: در مورد پی های عمیق از نوع شمعهای اتکایی، باید بررسی تا عمق حد اقل ۶ متر زیر پایین‌ترین رقوم نوک شمع‌ها انجام شود. برای گروه شمع، عمق بررسی باید متناسب با عمق و فاصله قرارگیری شمعها تعیین گردد.

لازم به توضیح است:

- نحوه محاسبه $(N_1)_{60}$ از تعداد ضربات آزمایش استاندارد اندازه گیری شده در محل (N)، در پیوست (۹) این آئین‌نامه ارائه شده است.
- ماسه تمیز به ماسه ای گفته می شود که ۵٪ یا کمتر ریزدانه عبوری از الک شماره ۲۰۰ داشته باشد.
- تعاریف مربوط به هر یک از پارامترهای فوق الذکر و نحوه بدست آوردن آنها در بخش روانگرایی پیوست (۹) این آئین‌نامه ارائه شده است.

۶-۳-۱-۲ ارزیابی وقوع روانگرایی

چنانچه براساس بند ۶-۳-۱-۱ زمین مورد نظر مستعد روانگرایی باشد، ارزیابی وقوع روانگرایی برای لایه خاک الزامی است.

۶-۳-۱-۲-۱ رایج ترین روش ارزیابی وقوع روانگرایی، استفاده از روش های تجربی می‌باشد. این روش ها ارزیابی وقوع روانگرایی را بر اساس تعداد ضربات SPT، مقاومت نوک CPT و یا سرعت موج برشی پیش بینی می کنند. حتی در صورت استفاده از آزمایشهای تناوبی بر روی نمونه های نماینده برای ارزیابی وقوع روانگرایی، توصیه می شود از روش های تجربی نیز استفاده شود.

۶-۳-۱-۲-۲ به منظور ارزیابی وقوع روانگرایی در هر عمق، لازم است مقادیر نسبت تنش برشی تناوبی ناشی از زلزله (CSR) و نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک موجود (CRR)

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

در عمق مورد نظر تعیین و ضریب اطمینان در برابر وقوع روانگرایی، F_1، بصورت زیر محاسبه شود:

$$F_1 = \frac{CRR}{CSR} \qquad (۱-۶)$$

نحوه بدست آوردن مقادیر نسبت تنش برشی تناوبی ناشی از زلزله (CSR) و نسبت مقاومت تناوبی لایه های خاک (CRR) و روابط مرتبط با هرکدام در بخش روانگرایی پیوست (۹) این آئین‌نامه آمده است.

۶-۳-۱-۲-۳ نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک (CRR) عموماً با استفاده از نتایج آزمایش های نفوذ استاندارد محاسبه و تعیین می گردد. در مواردی که به دقت بیشتری برای ارزیابی روانگرایی نیاز است می توان از آزمایش نفوذ مخروط استفاده کرد. در این روش نیز نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک (CRR) با استفاده از نتایج مقاومت نوک اندازه گیری شده در محل (q_c) بدست می آید. در برخی از موارد می توان از اندازه گیری سرعت موج برشی خاک برای ارزیابی استعداد روانگرایی خاک مورد نظر نیز استفاده کرد. در این روش نیز نسبت مقاومت تناوبی خاک (CRR) با استفاده از سرعت موج برشی محاسبه می گردد.

۶-۳-۱-۲-۴ در تعیین مقدار (CRR) بایستی اصلاحات لازم برای بزرگای زلزله، شیب زمین، درصد ریزدانه و سایر موارد انجام شود. چگونگی بدست آوردن نسبت مقاومت تناوبی خاک (CRR) و اصلاحات لازم برای هریک از حالات فوق باید بر اساس مفاد مندرج در بخش روانگرایی پیوست (۹) این آئین‌نامه انجام شود.

۶-۳-۱-۲-۵ چنانچه ضریب اطمینان (F_1) بدست آمده از رابطه (۶-۱) کمتر از ۱٫۰ باشد، روانگرایی در لایه مورد نظر زمین بوقوع می پیوندد. در صورتیکه ضخامت لایه روانگرا به حد کافی زیاد باشد و در زمینهای مسطح مطابق بند ۶-۳-۱-۳ دارای اثرات سطحی ناشی ازروانگرایی، ممکن است پی و سازه متکی برآن ناپایدار شود و در زمینهای شیبدار ممکن است موجب گسترش جانبی گردد.

۶-۳-۱-۲-۶ اگر قضاوت در مورد امکان وقوع روانگرایی خاک از طریق نتایج آزمون نفوذ استاندارد بدلیل اینکه ضریب اطمینان نزدیک ۱٫۰ است مورد تردید باشد، لازم است برای

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

ساختمانهای با اهمیت بسیار زیاد، وقوع روانگرایی با استفاده از روشهای دقیق تر مانند آنالیز پاسخ لرزه ای و انجام آزمونهای تناوبی بر روی نمونه های دست نخورده (تا حد امکان) و یا بازسازی شده معرف، تحلیل و بررسی شود. شایان ذکر است که حالات ارتعاشات نامنظم و مقادیر واقعی تنشهای ناشی از زلزله در پاسخ لرزه ای و نتایج آزمونهای تناوبی موثر بوده و توجه به آنها در این روش ضروری می باشد.

۶-۳-۱-۲-۷ برای بررسی امکان وقوع روانگرایی خاک های با مقدار زیاد ریز دانه (بیش از ۳۵ درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰ یا ۰٫۰۷۴ میلی متر) که دارای عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده کمتراز ۲۰ (یا سایر پارامترهای مقاومتی معادل) باشند، باید اصلاحات لازم روی عدد نفوذ استاندارد انجام شود. برای ارزیابی تاثیر ریزدانه بر مقاومت در برابر روانگرایی انجام آزمایش سه محوری تناوبی و توجه به نتایج آنها توصیه می شود.

۶-۳-۱-۲-۸ برای ارزیابی اولیه استعداد روانگرایی در خاکهای شنی میتوان از اشکال مندرج دربخش روانگرایی پیوست (۹) این آئین‌نامه استفاده نمود، لیکن تعیین دقیق استعداد روانگرایی این خاکها مستلزم انجام مطالعات آزمایشگاهی دقیق روی نمونه های معرف و اطلاع از میزان کرنش برشی لازم برای وقوع روانگرایی درشرایط محلی آنها می‌باشد.

۶-۳-۱-۳ تعیین پتانسیل بروز اثرات سطحی ناشی از وقوع روانگرایی درزمینهای مسطح

چنانچه نتیجه ارزیابی روانگرایی برای ساختگاه مورد مطالعه نشانگر وجود لایه های مستعد روانگرایی باشد، ارزیابی پتانسیل بروز اثرات سطحی ناشی ازروانگرایی الزامی است. روشهای محاسباتی مختلفی برای پیش بینی میزان خرابی در سطح زمین موجود است که یکی از آن ها استفاد از شاخص پتانسیل بروز اثرات سطحی روانگرایی (P_L) میباشد.

۶-۳-۱-۳-۱ شاخص پتانسیل بروز اثرات سطحی روانگرایی (P_L)، با توجه به نتایج حاصل از تحلیل گمانه ها و ضرایب اطمینان روانگرایی (F_l)، مطابق بخش روانگرایی پیوست (۹) این آئین‌نامه محاسبه می شود.

۶-۳-۱-۳-۲ چنانچه شاخص پتانسیل بروز اثرات سطحی روانگرایی، P_L، بزرگتر از ۱٫۰ شود، بروز اثرات سطحی روانگرایی منتفی است و در صورتیکه کمتر از ۱٫۰ شود، اثرات سطحی در اثر روانگرایی از قبیل جوشش ماسه، نشست، ترک خوردگی، تغییرمکانهای

نسخه ارسالی ۲ برای نظرخواهی عمومی

نامتقارن، کاهش ظرفیت باربری و نظایر آن ممکن بوده و لازم است مطابق راهکارهای موجود در بخشهای بعدی و مطالب مندرج در بخش روانگرایی پیوست (۹) این آئین‌نامه نوع و مقادیر آنها مورد ارزیابی و محاسبه قرار گیرد.

۶-۳-۱-۴ گسترش جانبی

۶-۳-۱-۴-۱ گسترش جانبی از عوارض مهم روانگرایی است که می‌تواند به سازه‌های مدفون، خطوط لوله، شمع‌ها، شریانهای حیاتی و سایر تاسیسات زیرزمینی و رو زمینی آسیب برساند. گسترش جانبی در زمینهای مستعد روانگرایی که دارای شیب ملایم بوده یا دارای یک وجه آزاد نظیر زمینهای منتهی به کانالهای زهکش، نهرها و رودخانه ها یا سواحل دریا باشند، احتمال وقوع دارد و می‌تواند موجب جابجایی‌های بزرگ در زمین شود. برای ارزیابی استعداد و مقدار جابجائی ناشی از گسترش جانبی می توان از یکی از سه رویکرد تحلیلی، تجربی یا عددی استفاده نمود.

۶-۳-۱-۴-۲ طراحی لرزه‌ای پی های عمیق برای مقاومت در برابر گسترش جانبی باید به‌گونه‌ای انجام شود که جابجایی افقی در بالای پی و یا تنش‌های ناشی از آن از مقادیر مجاز مربوط به هر سازه فراتر نرود. علاوه بر طراحی مقاوم پی عمیق ساختمان، این طراحی باید به‌گونه‌ای باشد که کل ساختمان نیز ایمن باشد. برای این منظور طراحی لرزه‌ای سازه و پی مربوطه باید در سه حالت زیر انجام شود و نتایجی که بحرانی ترین حالت را ایجاد میکند، در طراحی پی و سازه اعمال شود:

الف: حالتی که فرض می‌شود گسترش جانبی اتفاق خواهد افتاد

ب: حالتی که فرض می‌شود تنها روانگرایی اتفاق خواهد افتاد

ج: حالتی که فرض می‌شود هیچ‌کدام از حالات روانگرایی و گسترش جانبی اتفاق نخواهد افتاد. در این صورت بایستی در طراحی‌ها از طیف حاصل از مطالعات ویژه ساختگاه بدون در نظر گرفتن وقوع روانگرایی استفاده نمود.

۶-۳-۱-۴-۳ در حالاتی که اثر گسترش جانبی، در طراحی پی‌های سطحی و عمیق در نظر گرفته می‌شود، برای مطالعه عملکرد لرزه‌ای پی، اثر آن باید به‌صورت یک فشار افقی منظور گردد. بدیهی است که در این حالت نیازی به اضافه نمودن نیروی اینرسی دینامیکی افقی زلزله ناشی از وزن سازه به نیروهای افقی ناشی از گسترش جانبی برای طراحی

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

بخش‌های زیرزمینی سازه نیست. در این صورت می توان نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی وارد بر پی عمیق را بشرح مذکور در بخش گسترش جانبی پیوست (۹) این آئین‌نامه در نظر گرفت.

۶-۳-۱-۵ روش‌های کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی

برای کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی می‌توان سه راهکار را در نظر گرفت: الف) تمهیدات سازه‌ای، ب) تمهیدات ژئوتکنیکی و پ) تغییر محل ساختگاه.
برای معرفی و برخی جزئیات این تمهیدات به بخش مربوطه در پیوست (۹) این آئین‌نامه رجوع شود.

۶-۳-۲ ناپایداری شیروانیها

ناپایداری شیروانیها یکی از متداولترین پدیده های مخرب ژئوتکنیکی درمناطق دارای شیبهای طبیعی و مصنوعی دراغلب زلزله های بزرگ است. این پدیده بسته به هندسه، مورفولوژی، شرایط اقلیمی و خصوصیات ژئوتکنیکی شیبها و شدت زلزله ممکن است در انواع، ابعاد و تعداد مختلفی رخ دهد. شیروانیهایی که در شرایط استاتیکی پایداری متوسط تا ضعیفی دارند آسیب پذیرترین شیروانیها درزمان زلزله خواهندبود.

۶-۳-۲-۱ ملاحظات کلی وعوامل ناپایداری شیروانیها

برای شناخت عوامل موثر در ناپایداری شیروانیها و جلوگیری از رخداد این پدیده بر اثر وقوع زلزله توجه به نکات و موارد زیر الزامی است.

۶-۳-۲-۱-۱ به منظور هر نوع دخل وتصرف در عوارض موجود زمین و شیبهای طبیعی از قبیل خاکبرداری، خاکریزی، احداث بنا در بالا، پایین و یا روی دامنه شیروانی، بررسی و تعیین ظرفیت باربری پی سازه و ارزیابی پایداری موضعی وکلی شیب و سازه های پیرامونی در شرایط مختلف درطول زمان بهره برداری به ویژه هنگام وقوع زلزله الزامی است.

۶-۳-۲-۱-۲ در صورت احداث ساختمان در ساختگاههای شیب دار، بررسی های میدانی و صحرایی و توجه به شواهد و موارد زیر در خصوص تعیین نواحی لغزشی و دارای پتانسیل احتمالی ناپایداری الزامی است:

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

وجود زمین ریخت شناسی (ژئومورفولوژی) لغزشی، زمین لغزشهای قدیمی، ترکهای کششی رخداده در زمین، برآمدگیها و بالاآمدگیهای غیرمتعارف، گودال های جابجاشده، آبراهه ها، کانالها و مسیلهای جابجاشده، پی های ترک خورده و تغییرمکان یافته، دیوارها یا پیاده روهای تغییرشکل یافته، درختها، تیرها و یا دکلهای کج شده، جویبارها، چشمه ها و نشت غیرمتعارف آب، برکه ها و نواحی باتلاقی غیرمنتظره، اختلاف در پوشش گیاهی و نظایر آن.

۶-۳-۲-۱-۳ برای انتخاب نهایی و قطعی ساختگاه شیب دار، شیروانی باید از پایداری استاتیکی و لرزه ای برخوردار باشد.

۶-۳-۲-۱-۴ به منظور انجام تحلیل پایداری استاتیکی و لرزه ای شیروانیها، علاوه بر ضرورت انتخاب روش مناسب و صحیح، دستیابی به مشخصات ژئوتکنیکی مصالح شیروانی از روشهای مختلف - از جمله جمع آوری اطلاعات زمین شناسی، انجام آزمونهای صحرایی و آزمایشگاهی بر روی نمونه های اخذ شده ازگمانه های اکتشافی، و بهره گیری از سایر مدارک و شواهد میدانی، همچنانکه در بند ۶-۲ ذکر شد - الزامی است.

۶-۳-۲-۱-۵ چنانچه در مطالعات میدانی و بررسیهای صحرایی پروژه های مهم واقع بر شیروانیهای دارای موارد مشکوک به ناپایداری و رخداد لغزش های قبلی، فرصت و زمان کافی برای ارزیابی رفتار ساختگاه های واقع بر این شیروانیها وجود داشته باشد، پایش شیروانی با استفاده از روشهای مختلفی همچون علامت گذاری سطحی، فتوگرامتری، نصب انحراف سنج، درزسنج، دوران سنج، پیزومتر و نیز حفرچاههای بازدید برای کنترل منظم و مستمر نحوه تغییرات جابجایی و فشارهای آب حفره ای در ساختگاه، به توصیه و با نظارت متخصصان مجرب ژئوتکنیک ضروری خواهد بود.

۶-۳-۲-۲ روشهای ارزیابی پایداری لرزه ای شیروانیها

ارزیابی پایداری لرزه ای شیروانیها از روشهای مختلفی همچون روش شبه استاتیکی، روش بلوک لغزشی نیومارک و روشهای دینامیکی کامل با بهره گیری از تحلیل های عددی و استفاده از مدل های رفتاری پیشرفته قابل انجام است.

۶-۳-۲-۲-۱ روش شبه استاتیکی رایج ترین روشهای ارزیابی لرزه ای شیروانیها می‌باشد. استفاده از این روش حتی درصورت ضرورت انجام تحلیلهای دینامیکی کامل و دقیق،

بدلیل سهولت و سرعت، توصیه میگردد. در این روش با اضافه کردن نیروهای اینرسی لرزه ای به گوه لغزشی به شرح زیر، ضریب اطمینان شیروانی در مقابل پایداری محاسبه می‌گردد.

$$F_H = K_h W_s \quad (۲-۶)$$

$$K_h = 0.33 PGA_S / g \leq 0.2 \quad (۳-۶)$$

در رابطه فوق F_H نیروی افقی ناشی اززلزله، K_h ضریب شتاب افقی زلزله، W_s وزن گوه لغزشی و PGA_S شتاب بیشینه افقی زلزله درسطح زمین است که اثر نوع زمین ساختگاه در آن نهفته است و از رابطه (۲-۱-پ) فصل دوم بدست می آید و g شتاب ثقل زمین است.

۶-۳-۲-۲-۲ در روش شبه استاتیکی از مولفه قائم زلزله به جز در شرایط خاص نظیر زلزله های میدان نزدیک میتوان صرفنظر نمود.

۶-۳-۲-۲-۳ داشتن ضریب اطمینان شبه استاتیکی حداقل ۱٫۱ برای پایداری شیروانیها براساس مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان برای حصول اطمینان از پایداری عملکرد ساختمانهایی که در مجاورت یا روی شیروانیها ساخته میشوند الزامی است.

۶-۳-۲-۲-۴ برای ساختمانهای بلند و ساختمانهای با اهمیت زیاد و خیلی زیاد که در مجاورت یا روی شیب ساخته می شوند توصیه می شود که علاوه بر رعایت حداقل ضریب اطمینان شبه استاتیکی ۱٫۱، آنالیزهای دقیقتر ارزیابی پایداری شیروانی مبتنی بر تنش-تغییرشکل نیز انجام شود تا از قابل قبول بودن تغییر شکل های محتمل، با توجه به مخاطرات قابل پذیرش برای سازه مورد نظر اطمینان حاصل گردد.

۶-۳-۲-۲-۵ چنانچه درروش تحلیل شبه استاتیکی ضریب اطمینان شیروانی کمتر از ۱٫۰ بدست آید، شیروانی ناپایدار بوده و دچار لغزش و جابجایی خواهد شد که برای شرایطی که ساختمان در مجاورت یا روی شیروانی ساخته شود مجاز نمی باشد. در صورتیکه شیروانی به اندازه کافی از ساختمان فاصله داشته باشد که تغییر مکان شیروانی بر ایمنی و عملکرد ساختمان تاثیری نداشته باشد، می توان از روشهای مبتنی بر تغییر مکان یا تغییرشکل نیز استفاده نمود. قضاوت درخصوص میزان تغییرمکان ماندگار مجاز که عملکرد قابل قبول شیروانی را به دنبال داشته باشد تابع حساسیت و اهمیت پروژه بوده و بایستی توسط مشاوران و متخصصان مجرب و ذیصلاح ژئوتکنیک بررسی شود. مقدار این جابجائیها

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

تابع خصوصیات و شرایط مصالح شیروانی و مشخصات زلزله بوده و ممکن است از مقادیر کم تا قابل ملاحظه تغییر کند. برای محاسبه و تعیین تغییرمکان ماندگار شیروانیهای مذکور می توان از روشهای تحلیل دینامیکی کامل و یا روشهای ساده تر نظیر روش بلوک لغزشی نیومارک استفاده نمود.

۶-۳-۲-۳ مقاوم سازی شیروانیها

چنانچه ضریب اطمینان شیروانی در برابر پایداری قابل قبول نباشد، لازم است شیروانی با بهره‌گیری از راهکارهای مناسب - از قبیل اجرای شبکه های زهکش، احداث سازه های پایدارکننده و یا روشهای بهسازی و تقویت خاک - پایدارسازی شود.

۶-۳-۳ فرونشست وفروچاله

فرونشست زمین در اثر زلزله می تواند به شکلها و علت های مختلف اتفاق بیافتد. مناطق وسیعی از زمین می تواند در اثر وقوع زلزله بدلیل تغییر وضعیت امتداد گسل مسبب زلزله بطور قابل توجهی نشست نماید. این پدیده می تواند در اثر متراکم شدن رسوبات کم تراکم بر اثر ارتعاشات زلزله نیز حادث شود. همچنین در یک منطقه وسیع متشکل از خاکهای ماسه ای اشباع نیز ممکن است در خلال و پس از زلزله، فرونشست ناشی از روانگرایی اتفاق بیفتد. علاوه برآن ممکن است سقف فضاهای زیر زمینی موجود در نزدیکی سطح زمین بر اثر زلزله بصورت موضعی تخریب شده و موجب فروریزش موضعی خاک بالای این فضاها تا سطح زمین و ایجاد فروچاله ناشی از آن گردد.

۶-۳-۳-۱ آثار و پیامدهای فرونشست و فرو چاله ناشی از زلزله

پیامد اولیه فرونشست و فروچاله ناشی از زلزله در یک ساختگاه، پایین رفتن سطح زمین و بروز ناهمواری در آن است. در صورتی که ساختگاه مورد نظر بر روی گشودگی‌های زیرزمینی بزرگ نظیر غارهای کارستیک، مغارهای نیروگاه‌ها و ایستگاه‌های مترو، معادن و تونل‌هایی با دهانه بزرگ قرار داشته باشد، احتمال فرو ریزش سقف این فضاهای زیرزمینی بر اثر زلزله وجود دارد و موجب وقوع فروچاله در زمین و آسیب رسیدن به سازه خواهد شد. در صورت وجود چنین بازشدگی‌های زیرزمینی در زیر سازه باید مطالعات خاص برای اطمینان از ایمنی سازه انجام شود و در صورت لزوم، تمهیدات لازم برای جلوگیری از

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

آسیب‌دیدن سازه ناشی از فرونشست و فروچاله در نظر گرفته شود. حفرات زیر سطحی که امکان ناپایداری آنها در اثر زلزله وجود دارد، می‌توانند با یکی از موارد زیر مرتبط باشند:

- قنات‌ها
- حفرات و فضاهای زیرزمینی شامل ایستگاه‌های مترو، تونل‌های کم‌عمق، معادن زیرزمینی، چاه‌ها و کوره‌های فاضلاب و نظایر آنها
- حفرات و غارهای زیرزمینی طبیعی
- حفرات به‌وجود آمده ناشی از آب‌شستگی دانه‌های خاک بر اثر ترکیدگی لوله‌های آب، نفوذ آب‌های سطحی و نظایر آن

۶-۳-۳-۲ بررسی پتانسیل فرو نشست و شناسایی حفرات زیرسطحی

برای ارزیابی پتانسیل فرو نشست و فروچاله در اثر زلزله می توان از روشهایی نظیر بررسی عکسهای هوایی، وضعیت گسلهای مجاور ساختگاه و اندازه گیریهای تغییرات ارتفاعی سطح زمین در قبل و پس از وقوع زلزله بهره گرفت. فرونشست ناشی از روانگرایی را میتوان با استفاده از مطالب بخش روانگرایی پیوست (۹) این آئین‌نامه محاسبه نمود.

برای شناسایی حفرات زیرسطحی می‌توان از روش‌های شناسایی مختلف از جمله حفر گمانه و یا روش‌های ژئوفیزیکی استفاده کرد. شناسایی قنات‌های فعال و تونل‌های تأسیسات شهری باید بر اساس مدارک موجود انجام گیرد. تعیین نوع خاک و عمق قرارگیری و قطر حفره زیرسطحی به منظور بررسی پایداری آن الزامی است.

۶-۳-۴ گسلش

۶-۳-۴-۱ جابجایی ناشی از گسلش در سطح زمین می‌تواند موجب آسیب به ساختمانها، سازه‌ها، تاسیسات و شریانهای حیاتی گردد. محدوده در برگیرنده احتمال گسلش سطحی پهنه گسلی نامیده می‌شود. نقشه پهنه های گسلی و میزان خطر آنها در هر منطقه توسط شورایعالی معماری و شهرسازی ابلاغ می شود. رعایت الزامات این بند در پهنه های گسلی الزامی می باشد.

تبصره: در صورت عدم وجود نقشه‌های معتبر پهنه‌های گسلی و در مواردی که با انجام فرآیند مطالعاتی مورد تائید مرجع ذیصلاح، وجود یک پهنه گسلش سطحی تشخیص داده شود، لازم است الزامات این بند رعایت شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۶-۳-۴-۲ پهنه های گسلی از نظر میزان خطر گسلش سطحی بر اساس جدول (۶-۱) و با توجه به میزان جابجایی گسل در چهار سطح خطر کم، متوسط، زیاد و یا بسیار زیاد طبقه‌بندی می‌شوند. میزان خطر پهنه گسلی متوسط تا بسیار زیاد، خطر عمده تلقی می‌شود. در تعیین خطر گسلش براساس جدول مذکور مقادیر حداکثر جابجایی گسلش (D) و میزان جابجایی گسل طرح (d) مورد استفاده قرار می گیرد. مقادیر این دو مولفه در نقشه پهنه های گسلی ارائه می شود؛ اگرچه در شرایطی که اطلاعات کافی از میزان جابجایی گسل در دسترس نباشد، مقدار حداکثر جابجایی گسل (D) براساس روابط ولز و کوپر اسمیت (۱۹۹۴) و برحسب طول گسلش تعیین و مقدار جابجایی گسل طرح (d) نیز با استفاده از روش های احتمالاتی محاسبه می شود. در شرایطی که اطلاعات لازم برای اعمال روشهای احتمالاتی در دسترس نباشد، مقدار جابجایی گسل طرح (پارامتر d) می تواند معادل دو-سوم مقدار حداکثر جابجایی گسل منظور شود.

جدول ۶-۱ طبقه‌بندی میزان خطر پهنه‌های گسلی

حداکثر جابجایی گسل	کمتر از یک متر		بین یک متر و دو متر		بیشتر از دو متر
جابجایی گسل طرح	کمتر از نیم متر	نیم متر و بیشتر	کمتر از یک متر	یک متر و بیشتر	به هر میزان
میزان خطر پهنه گسلی	کم	متوسط	متوسط	زیاد	بسیار زیاد

۶-۳-۴-۳ کاربری زمین‌های شهری در پهنه های گسلی حتی‌الامکان باید به نحوی در نظر گرفته شود که محدوده‌های مرتبط با پهنه های گسلی با خطر زیاد و بسیار زیاد به کاربری‌های کم خطر و یا کم تراکم نظیر فضای سبز، معابر، فضاهای ورزشی و تفریحی غیرمسقف یا سازه های سبک یک طبقه اختصاص یابد.

۶-۳-۴-۴ احداث ساختمانهای با اهمیت بسیار زیاد و زیاد در پهنه های گسلی با خطر بسیار زیاد و زیاد ممنوع است. ملاحظات مرتبط با احداث سایر ساختمانها در پهنه‌های گسلی براساس میزان اهمیت ساختمان و میزان خطر پهنه گسلی براساس آخرین ضوابط ابلاغی شورایعالی معماری و شهرسازی و با اعمال تمهیدات ویژه و عادی تعیین می شود.

۶-۳-۴-۵ در خصوص سازه ها و تاسیسات غیر ساختمانی که در ردیف ساختمانهای با اهمیت بسیار زیاد و زیاد قرار می گیرند و احداث آنها در پهنه‌های گسلی اجتناب ناپذیر است، لازم است مطالعات مربوطه انجام و اعمال تمهیدات ویژه برای اطمینان از عملکرد این مستحدثات مدنظر قرار گیرد.

۶-۳-۴-۶ ملاحظات عمومی طراحی برای ساختمانهای واقع در پهنه های گسلی و کلیه اجزاء آنها باید ضوابط ارائه شده در این آئین‌نامه را برآورده نماید. علاوه بر این، توجه به موارد زیر ضروری است:

- در طراحی اجزاء و قطعات سازه ای علاوه بر تلاش های ایجاد شده در اثر ارتعاشات سازه ناشی از زلزله که در فصول مختلف این آئین‌نامه به آنها پرداخته شده است، لازم است تلاش های ایجاد شده به واسطه جابجائی های زمین در اثر گسلش و نیز آثار P-Delta حاصل از آن منظور گردد.
- پی ساختمان باید از نوع گسترده (Mat Foundation) با ضخامت و مقاومت کافی بوده و کف آن در یک تراز اجرا شود. در طراحی پی گسترده می توان در صورت نیاز، دیوارها و ستون ها و سقف سازه ای طبقه تحتانی را به عنوان جزئی از پی لحاظ کرد. در صورت نیاز به پی شمعی، کلاهک شمع ها بایستی مشخصاتی حداقل نظیر مشخصات یک پی گسترده که در بالا به آن اشاره شده داشته باشد.
- اتصالات شریان های حیاتی به ویژه برق و گاز به ساختمان برای تحمل نیروها و تغییر مکان های ناشی از گسلش طراحی شوند.

۶-۳-۴-۷ تمهیدات عادی و ویژه مورد نیاز در طراحی برای ساختمانهای واقع در پهنه های گسلی و کلیه اجزاء آنها باید مطابق آخرین ضوابط ابلاغ شده توسط وزارت راه و شهر سازی رعایت شود. در این خصوص، استفاده از آخرین ویرایش «دستورالعمل ساخت و ساز در پهنه‌های گسلی» منتشر شده توسط مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهر سازی، بعنوان راهنمای طراحی مناسب می باشد.

۶-۴ تاثیر شرایط ساختگاهی بر مشخصات زلزله طراحی

تاثیر شرایط ساختگاهی بر مشخصات زلزله طراحی را می‌توان به چهار بخش تقسیم نمود:

- تاثیر لایه‌های رسوبی سطحی بر روی لایه‌های سخت رسوبی یا سنگی

نسخه ارسالی ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

- تاثیر توپوگرافی سطحی
- تاثیر توپوگرافی عمقی (سنگ بستر) یا دره پنهان
- تاثیر ناشی از وجود فضاهای زیرزمینی

این اثرات از اهمیت زیادی برخوردار بوده و باید در تعیین پارامترها، طیف پاسخ و تاریخچه زمانی حرکت زمین (زلزله طرح) در نظر گرفته شوند.

۶-۴-۱ تاثیر لایه‌های رسوبی سطحی

۶-۴-۱-۱ مهمترین نمود اثر ساختگاه به‌صورت تأثیر لایه‌های سطحی رسوبی بر پارامترهای حرکتی زلزله عبوری از این لایه‌ها است. این تاثیر در تهیه طیف طراحی اثر انکار ناپذیر داشته و تاثیر آن در طیف طراحی ارائه شده در فصل دوم برای انواع زمین های مشخص شده در جدول (۲-۶) منعکس شده است.

۶-۴-۱-۲ مطالعات لازم برای تهیه طیف ویژه ساختگاه و مواردی که میتوان از طیف های استاندارد استفاده نمود و نیز الزامات استفاده از طیف ویژه ساختگاه در فصل دوم به تفصیل بیان شده است و بر اساس نیاز مورد استفاده قرار می گیرد

۶-۴-۲ تاثیر توپوگرافی سطحی

یکی دیگر از مصادیق مهم اثر ساختگاه تاثیر توپوگرافی سطحی زمین بر پارامترهای حرکت زمین است و چنانچه سازه مورد طراحی بر روی بلندی یا در دامنه یک شیب قرار داشته باشد باید به این موضوع توجه ویژه مبذول شود. چنانچه ارتفاع شیب بیش از ۳۰ متر باشد و زاویه شیب دامنه نیز بیش از ۱۵ درجه بوده و سازه در یک سوم فوقانی شیب قرار داشته باشد حرکت زمین دچار بزرگنمایی می‌شود و ضرایب پیشنهادی که در ادامه بیان می‌شود باید برای منظور کردن بزرگنمایی مورد استفاده قرار گیرند. استفاده از نرم‌افزارهای مناسب که تأثیر توپوگرافی را مدل می‌کنند نیز در صورت در دست داشتن پارامترهای لازم توصیه می‌شود.

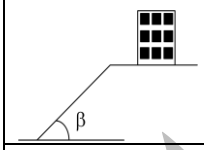
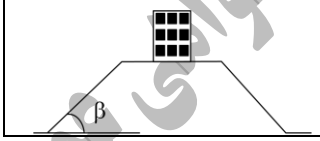
۶-۴-۲-۱ بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی سطحی

۶-۴-۲-۱-۱ افزایش نیروی طراحی لرزه‌ای در بررسی پایداری شیب‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر شیب‌ها یا نزدیک آنها باید از طریق ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی (S_T) برای

شیب‌های با ارتفاع بیش از ۳۰ متر و با زاویهٔ میانگین بیش از ۱۵ درجه صورت گیرد. در تحلیل پایداری شیروانی‌ها ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در مقدار K_h مندرج در بند ۶-۳-۴-۲-۱ ضرب می‌گردد. حداقل مقادیر ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در پایداری شیروانی‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر یا نزدیک شیب‌ها در جدول (۶-۲) ارائه شده است. این ضریب بزرگ‌نمایی فقط در ثلث فوقانی ارتفاع شیب‌ها اعمال می‌گردد. این مقادیر بصورت خطی از مقدار ۱٫۰ در دو سوم ارتفاع شروع شده و در قله شیب به مقدار حداکثر خود میرسد.

۶-۴-۲-۱-۲ در مواردی که در این آئین‌نامه مطالعات ویژه شرایط ساختگاهی الزامی است، اثر توپوگرافی نیز باید به‌صورت تحلیلی و دقیق‌تر بررسی شود. در این شرایط، در صورت وجود پارامترهای لازم، استفاده از نرم‌افزارهای مناسبی که تأثیر توپوگرافی را مدلسازی کنند توصیه می‌شود.

جدول ۶-۲ ضرایب بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی سطحی

S_T	میانگین زاویه شیب (β)	شکل شیب
≥۱٫۲	>۱۵	
≥۱٫۲	۱۵ تا ۳۰	
≥۱٫۴	>۳۰	

S_T: ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی

β: میانگین زاویه شیب بر حسب درجه

۶-۴-۲-۱-۳ در سازه‌های با اهمیت خیلی زیاد واقع بر سطوح شیبدار استفاده از تحلیل دینامیکی دو یا سه بعدی متناسب با در نظر گرفتن اثرات همزمان توپوگرافی و لایه‌های رسوبی توصیه می‌شود.

نسخه ارسالی ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۶-۴-۳ تاثیر توپوگرافی عمقی (سنگ بستر) یا دره پنهان

توپوگرافی سنگ بستر لرزه‌ای می‌تواند بر پارامترهای حرکت زمین تأثیر بگذارد. دره‌های تنگ پرشده از نهشته‌های نرم خاکی و نیز گوشه یا لبه دره پنهان، نمونه‌های شاخصی از توجه به وجود اثرات توپوگرافی عمقی است. همچنین اثرات ساختگاه بر ارتعاشات زلزله که به سطح زمین و یا به سازه های واقع بر سطح یا نزدیکی سطح زمین می‌رسد، می تواند بر مشخصات زلزله یعنی دامنه شتاب، محتوای فرکانسی و مدت دوام زلزله تاثیر گذار باشد.

چنانچه سازه های در دست طراحی در نقاطی با مشخصات فوق قرار داشته باشند و برای آنها تهیه طیف ویژه ساختگاه الزامی باشد، لازم است تحلیل دینامیکی اثرات ساختگاه برای این مناطق انجام شود. برای تحلیل دینامیکی اثرات ساختگاهی به کارگیری تحلیل‌های یک بعدی مجاز نبوده و ضروری است از تحلیل‌های دو یا سه بعدی با در نظر گرفتن اثرات همزمان توپوگرافی دره پنهان و لایه‌های رسوبی استفاده شود.

۶-۴-۴ اثرات ناشی از وجود فضاهای زیرزمینی

در صورتی که در نزدیکی و زیر تراز پی سازه های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد، سازه زیرزمینی با ابعاد بزرگ مانند تونل و ایستگاه های مترو در نزدیکی سطح زمین قرار داشته باشد، لازم است اثر ناشی از وجود فضای زیر زمینی بر شتاب طراحی زمین در تراز پی سازه، مورد بررسی قرار گیرد.

۶-۵ طراحی لرزه ای پی ساختمانها

پی ساختمانها شامل دو بخش سازه پی و زمین پی می باشد و به پی های سطحی، عمیق و نیمه عمیق تقسیم می شود. پی باید به نحوی طراحی شود که بتواند نیروها و تغییر مکانهای اعمالی ناشی از زلزله طرح را تحمل کند. در تعیین مشخصات خاک و طراحی پی، باید ویژگیهای لرزه ای بارهای اعمالی و اثرات آن بر مشخصات دینامیکی خاک در نظر گرفته شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۶-۵-۱ طراحی لرزه ای پی های سطحی

۶-۵-۱-۱ برای تعیین ظرفیت باربری و طراحی لرزه ای پی های سطحی، هر یک از روش‌های تنش مجاز و یا حالات حدی و عملکردی، مطابق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، می تواند مورد استفاده قرار گیرد. در این راستا، لازم است روش مورد استفاده در تعیین ظرفیت باربری برای کل اجزاء پی، یکسان باشد.

۶-۵-۱-۲ از مهمترین نکات در طراحی لرزه ای پی های سطحی، تاثیر خروج از مرکزیت بارها و یا شرایط بارگذاری مورب (مایل) ناشی از بارهای زلزله از طرف سازه فوقانی می‌باشد. به منظور در نظر گرفتن اثر نیروهای ناشی از زلزله و خروج از مرکزیت بارها بر ظرفیت باربری پی های سطحی، رعایت موارد ذکر شده در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان الزامی است.

۶-۵-۱-۳ علاوه بر کنترل ظرفیت باربری مجاز پی (کنترل معیار گسیختگی و نشست)، لازم است ابعاد هندسی پی ها با حاشیه اطمینان مناسب، طوری طراحی شوند که پی دچار لغزش، واژگونی و گسیختگی نشود. ضرایب اطمینان در طراحی پی های سطحی به روش تنش مجاز و یا روش حالات حدی، برای شرایط بارهای زلزله (گذرا) و بارهای دائمی (استاتیک) باید مطابق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شوند.

۶-۵-۱-۴ ظرفیت باربری پی در برابر لغزش، برابر با جمع مقاومت جانبی کف سازه پی و حداکثر تا یک دوم فشار جانبی مقاوم دیواره خاک مجاور پی که در طول عمر مفید ساختمان ماندگار باشد، منظور می شود.

۶-۵-۱-۵ احتمال کاهش مقاومت برشی و سختی خاک زیر پی در اثر بارهای لرزه ای (از جمله در خاک های رسی حساس و خاک های دانه ای اشباع)، باید مورد نظر قرار گیرد. در خاک هایی که در اثر بارهای لرزه ای، دچار کاهش مقاومت و سختی نمی شوند، می‌توان از مشخصات مقاومتی و شکل پذیری لایه های خاک در شرایط استاتیکی استفاده نمود. همچنین در محاسبات لرزه ای و دینامیکی، لازم است مقادیر مدول ارتجاعی و مدول برشی و ضریب میرایی مورد استفاده، بر اساس سطوح کرنش متناسب با بارگذاری مورد نظر به کار برده شوند.

۶-۵-۱-۶ ملاحظات مربوط به پدیده هایی مانند روانگرایی، گسترش جانبی و زمین لغزش و آثار و پیامدهای ناشی از آنها در طراحی و اجرای پی های سطحی، لازم است بر حسب

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

مورد مطابق با بند های مندرج در این فصل و پیوست (۹) این آئین‌نامه در نظرگرفته شوند.

۶-۵-۱-۷ در طراحی لرزه ای پی ساختمانها علاوه بر نشست های ناشی از بارهای دائمی، لازم است بر حسب مورد و شرایط و مشخصات ژئوتکنیکی ساختگاه، نشست های ناشی از بارهای لرزه ای در اثر رخداد پدیده هایی مانند روانگرایی و تحرک سیکلی در خاک های دانه ای اشباع، تراکم قابل توجه در نهشته های دانه ای سست و متخلخل خشک یا غیر اشباع، کاهش حجم ناگهانی و زیاد در خاک های فروریزشی و یا دستی، شل شدگی تناوبی خاکهای رسی اشباع حساس، حرکات گهواره ای پی و تراکم ناشی از آن در خاک پی با استفاده از راهکارهای های مناسب مورد بررسی و ارزیابی قرارگیرد. شایان ذکر است که نشست و نیز کاهش ظرفیت باربری ناشی از روانگرایی در پی های سطحی در بندهای ۶-۵-۱-۱۰ و ۶-۵-۱-۱۱ و نیز بخش نشست ناشی از روانگرایی پیوست (۹) این آئین‌نامه آمده است. شایان ذکر است که برای بارهای گذرا و کوتاه مدت مانند زلزله، نشست های تحکیمی در نظر گرفته نمی‌شود. روشهای طراحی و همچنین سهم و ترکیب بارهای دائمی و لرزه‌ای و مقادیر مجاز نشست و تغییرشکل های پی با توجه به جنس خاک، نوع و شکل پی و همچنین عملکرد و کاربری ساختمان یا سازه مورد نظر، مطابق با ضوابط مباحث ششم و هفتم مقررات ملی ساختمان تعیین می شود.

۶-۵-۱-۸ به منظور جلوگیری از بروز تغییر مکانهای نسبی ناشی از بارهای زلزله در پی‌های منفردی که در یک سطح افقی قرار می‌گیرند، لازم است از کلافهایی که در دو جهت متقاطع به هم متصل می‌شوند، استفاده شود. این کلافها باید دارای مقاومت و سختی مناسب در برابر نیروهای افقی مورد نظر بوده و مطابق با موارد ذکر شده در مباحث هفتم و نهم مقررات ملی ساختمان طراحی شوند.

۶-۵-۱-۹ در طراحی اجزاء سازه ای پی، باید ضوابط طراحی لرزه ای مندرج در مباحث هشتم، نهم و دهم مقررات ملی ساختمان بر حسب مورد رعایت گردد. همچنین برای بررسی اندرکنش خاک و سازه در مورد پی های سطحی باید ملاحظات ذکر شده در پیوست (۴) این آئین‌نامه رعایت گردد.

۶-۵-۱-۱۰ نشست ناشی از روانگرایی از عوارض مهمی است که بایستی به شرح زیر مورد توجه و محاسبه قرار گیرد:

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۶-۵-۱-۱۰-۱ برای بررسی نشست ناشی از روانگرایی ضروری است موارد زیر بررسی شود:

- تعیین موقعیت وضخامت لایه های مستعد و غیرمستعد روانگرایی برای بررسی امکان بروز اثرات سطحی روانگرایی
- تعیین میزان نشست زمین درشرایط میدان آزاد (بدون وجود ساختمان)
- محاسبه نشست پی های سطحی، درصورتی که مطابق بند ۶-۳-۱-۳ پتانسیل بروز اثرات سطحی روانگرایی وجود داشته باشد.

۶-۵-۱-۱۰-۲ محاسبه مقدار نشست زمین و نشست های ناشی از کرنش حجمی لایه های مختلف زمین با استفاده از نتایج آزمایشهای نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط یا با تعیین چگالی نسبی لایه ها مطابق روشهای بیان شده در بخش نشست ناشی از روانگرایی پیوست (۹) این آئین‌نامه انجام می شود.

۶-۵-۱-۱۰-۳ نشستهای تفاضلی ناشی از ناهمگنی زمین و یا توزیع غیریکنواخت بارهای قائم ساختمان نیز بایستی درنظرگرفته شوند. در این راستا و برای انجام بهسازی خاک ضروری است روش بهسازی در تمام محدوده پی ساختمان بطور یکسان اجرا شود و از هر اقدام منجر به بروز نشست های تفاضلی پرهیز شود.

۶-۵-۱-۱۱ کاهش ظرفیت باربری پی های سطحی ناشی ازروانگرایی باید به شرح زیر بررسی شود:

۶-۵-۱-۱۱-۱ ظرفیت باربری پی های سطحی در شرایط وقوع روانگرایی و امکان بروز سطحی آثار آن مطابق بند ۶-۳-۱-۳، می تواند بر اساس فرض مکانیزم پانچ یا برش سوراخ کننده در لایه غیرقابل روانگرا و یا توزیع تنش ناشی از بار پی ساختمان در لایه غیرروانگرای سطحی و در نظر گرفتن کاهش مقاومت برشی لایه روانگراشونده با تخمین میزان فشارآب حفره ای اضافی در آن لایه، ظرفیت باربری و ضریب اطمینان در برابر ناپایداری پی با استفاده از روابط متعارف برای پی های سطحی محاسبه شود.

۶-۵-۱-۱۱-۲ در شرایطی که لایه ماسه ای اشباع به روانگرایی اولیه نرسد و یا ضریب اطمینان روانگرایی برای لایه های زیرین پی بزرگتر از ۱٫۰ باشد، ظرفیت باربری باید با در نظر گرفتن کاهش مقاومت برشی ناشی از افزایش فشار آب حفره ای محاسبه شود. برای محاسبه ظرفیت باربری در این شرایط باید در رابطه ظرفیت باربری، وزن واحد حجم

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

غوطه‌ور کاهش یافته، $\gamma'(1-r_u)$، استفاده شود. r_u نسبت فشار آب حفره ای اضافی به تنش موثر قائم اولیه و γ' وزن واحد حجم غوطه ور خاک است.

۶-۵-۱-۱۲ در مکان‌های دارای استعداد روانگرایی و گسترش جانبی، استفاده از پی‌های تکی یا باسکولی (کلاف‌های لنگربر) مجاز نمی باشد. همچنین اگرچه استفاده از پی‌های گسترده می‌تواند از فروپاشی سازه متکی بر آن و تا حدودی از وقوع تلفات جانی جلوگیری کند، ولی ممکن است روانگرایی خاک پی موجب کج‌شدگی و واژگونی سازه شود و خسارات قابل توجهی را به سازه وارد نماید. در نتیجه برای کاهش خرابی ناشی از روانگرایی یا گسترش جانبی در پی سازه ها مؤثرترین روش استفاده از پی عمیق است.

۶-۵-۲ طراحی لرزه ای پی های عمیق ساختمانها

۶-۵-۲-۱ کلیات

۶-۵-۲-۱-۱ پی های عمیق در این آئین‌نامه عبارتند از شمع، کلاهک شمع و تیرهای اتصالی یا کلافها، که در مواقع تجاوز نشست از مقادیر نشست مجاز در پی های سطحی و یا کافی نبودن ظرفیت باربری لایه های فوقانی زمین برای انتقال بارهای وارده از طرف ساختمان به لایه های عمیق زمین، طراحی و اجرا می گردند. عملکرد این سیستم پیوسته دارای یک ترکیب زیر سازه است که در هنگام وقوع زلزله، ضمن اندر کنش با محیط خاکی اطراف خود دارای اندرکنش با روسازه نیز خواهد بود.

۶-۵-۲-۱-۲ طراحی سیستم پیوسته مطابق این آئین‌نامه و لحاظ کردن اندرکنش خاک با سازه از نوک شمع تا بالای سازه، می تواند علاوه بر کاهش نیروهای لرزه ای وارده بر اجزاء سازه، موجب عدم تغییر نابهنگام سختی در ارتفاع کل سیستم سازه شده و از خرابی موضعی در اجزاء سیستم جلوگیری کند.

۶-۵-۲-۱-۳ پی عمیق باید طوری طراحی و اجرا شود که علاوه بر ایستادگی در مقابل تغییر شکلهای ناشی از زلزله در زمین، در مقابل پاسخ روسازه به زلزله نیز مقاومت نماید. تغییر شکلهای ایجاد شده در پی عمیق ممکن است بر اثر اندرکنش با خاک اطراف آن (بدون حضور سازه) و یا تغییر شکلهای ایجاد شده بوسیله مقاومت جانبی شمع در برابر نیروهای لرزه ای سازه بوجود آیند، که به شکل ترکیبی در اندرکنش خاک – شمع (نظیر روش زیر سازه در محاسبات اندرکنش خاک و سازه) ظاهر می شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۶-۵-۲-۲ کلاهک شمع و تیرهای ارتباطی مابین شمع ها

۶-۵-۲-۲-۱ برای سازه های طراحی شده بر روی پی های عمیق، در صورت استفاده از تک شمع، در بالای هر شمع و در صورت استفاده از گروه شمع، در بالای گروه شمع یک کلاهک شمع طراحی و اجرا می شود. در صورت استفاده از تک شمع، اگر فاصله شمع ها مساوی یا کمتر از سه برابر قطر شمع ها باشد، برای جمع شمع های نزدیک به هم یک کلاهک همانند گروه شمع طراحی و اجرا می شود.

۶-۵-۲-۲-۲ در صورت اجرای کلاهک های مجزا برای شمع ها، تمامی کلاهک ها باید بوسیله تیرهای بتن مسلح بشکل منظم و بصورت گیردار به همدیگر متصل گردند. با توجه به تحلیل و طراحی این تیرها بصورت تیر عمیق، ضروری است برای جلوگیری از پیچش در ترازهای پایین و بالای تیرها، با اجرای دال سراسری، کلیه تیرها در صفحه افق به یکدیگر دوخته شوند. در صورتیکه تیرها در داخل سنگ و یا زمین خیلی سخت قرار گیرند، بطوری که تغییر شکل جانبی در اثر فشار و کشش از مقدار مجاز تجاوز نکند، می توان از اجرای دال پایین صرفنظر نمود. حداقل ارتفاع تیر عمیق اتصالی مابین کلاهک ها برابر ارتفاع کلاهک می باشد. توصیه می شود در انجام تحلیل و طراحی، سیستم یکپارچه سازه، کلاهک، تیرها و شمع ها مدل شده و طراحی شوند. نحوه آرایش میلگردهای اصلی، خاموتها و غیره در تیرهای عمیق مطابق بخش های مرتبط در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان خواهد بود.

۶-۵-۲-۳ گیردار کردن شمع به کلاهک شمع

۶-۵-۲-۳-۱ دو نوع اتصال صلب و مفصلی مابین شمع و کلاهک شمع طراحی و اجرا می شود، لیکن برای کنترل تنش ها و جابجایی ها در گروه طراحی لرزه ای ۳ و ۲ (جدول ۲-۶)، طراحی و اجرای اتصال گیردار الزامی است. در این صورت، اتصال مابین شمع و کلاهک باید کلیه تنش های حاصل از نیروهای محوری، برشی و لنگرهای وارده از طرف روسازه را تحمل نماید.

۶-۵-۲-۳-۲ طراحی و اجرای اتصال گیردار شمع به کلاهک شمع باید براساس کلیه بارهای ترکیبی شامل نیروهای محوری وارده به سرشمع، نیروهای برکنش، لنگرهای خمشی و پیچشی، بارهای افقی و لرزه ای انجام پذیرد. شمع باید در مقابل چرخش و

نسخه ارسال شده برای طرح های عمومی

نیروهای برکنش با گیردارکردن میلگردها در داخل کلاهک شمع مطابق بخش پی های عمیق پیوست (۹) این آئین‌نامه و یا مقررات ملی ساختمان، یا سایر مقررات بین المللی معتبر با رعایت موارد زیر طراحی و اجرا شود:

۱) در حالتی که شمع در شرایط برکنش قرار می گیرد میلگردهای طولی شمع متصل شده به کلاهک شمع باید تاب مقاومت در برابر نیروهای کششی را داشته باشند و علاوه برآن، شمع باید در زمان اعمال نیروهای زلزله، متناسب با روش تحلیل تنش مجاز یا حالت حدی، ضریب اطمینان کافی در مقابل بیرون کشیدگی (pullout) داشته باشد. در شمعهای قائم مقدار مقاومت بیرون کشیدگی شمع شامل اصطکاک جداره شمع با خاک اطراف به اضافه وزن شمع در نظر گرفته می شود.

۲) در شرایط وقوع چرخش در کلاهک شمع، اتصال گیردار میلگردهای شمع به کلاهک شمع باید برای مقاومت در برابر لنگرها، نیروهای محوری و نیروهای برشی حاصل از بارگذاری لرزه ای کفایت نماید.

۶-۵-۲-۴ اندرکنش شمع - خاک

لنگرها، برشها و تغییر شکلهای جانبی شمع ها باید با در نظر گرفتن اندرکنش بدنه شمع و خاک اطراف آن محاسبه شوند. در جایی که نسبت طول مدفون شمع به قطر شمع کوچکتر یا برابر ۶ باشد، می توان شمع را نسبت به خاک صلب فرض نمود و از اثرات اندرکنشی صرفنظر کرد.

۶-۵-۲-۵ اثر گروه شمع

در طراحی پی های عمیق، در صورتیکه بدلیل مقاومت کم لایه های زیرین زمین، تک شمع قادر به تامین ظرفیت باربری کافی نباشد و یا نشست آن بیش از مقادیر مجاز باشد، از گروه شمع استفاده می شود. اثر گروه شمع در محاسبات ظرفیت باربری قائم تنها زمانی بطور کامل در نظر گرفته می شود که فاصله مرکز تا مرکز شمع ها کمتر از ۳ برابر قطر شمع ها باشد. لیکن برای محاسبه ظرفیت باربری شمع در برابر بارهای جانبی نظیر زلزله، زمانی می توان با توجه به صلبیت کلاهک شمع مجموع شمع ها را بصورت گروه شمع کامل در جهت اعمال بار جانبی در نظر گرفت که فاصله مرکز تا مرکز شمع ها کمتر از ۸ برابر قطر شمع ها باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۶-۵-۲-۶ اثر روانگرایی

۶-۵-۲-۶-۱ پی های عمیق باید در مقابل وقوع پدیده روانگرایی طراحی شوند. در طراحی شمع برای بارهای قائم، باید اثر روانگرایی و اصطکاک منفی ناشی از آن در طراحی منظور شود. در طراحی شمع در اینگونه خاکها باید اثر اصطکاک شمع و لایه های خاک در بالای لایه روانگرا شده بشکل نیروهای موثر در جهت قائم و به سمت پایین (اصطکاک منفی) مدنظر قرار گیرد. بنابراین، از ظرفیت باربری شمع در پایین لایه روانگرا به اندازه اثر اصطکاک منفی حاصل از لایه های بالای لایه روانگرا کاسته می شود. این نیرو باید به عنوان نیروی حاصل از زلزله و با اعمال ضرایب مربوطه به آن در نظر گرفته شود.

۶-۵-۲-۶-۲ لازم است کاهش فشارهای مقاوم موجود در زمین و همچنین اصطکاک های مقاوم در مقابل دیوارها، سرشمع ها و تیرهای ارتباطی مابین کلاهک ها، در زمان روانگرایی و در طراحی شمع ها و کل سیستم برای مقابله با نیروهای جانبی لرزه ای مدنظر قرارگیرد. مقاومت جانبی شمع، فشارهای مقاوم و نیروهای اصطکاکی باید با مد نظر قراردادن حرکت جانبی سیستم مورد محاسبه قرار گیرند.

۶-۵-۲-۶-۳ تراکم و بهسازی زمین در سطح و ناحیه کلاهک ها می تواند رفتار لرزه ای سازه را در مکان‌هایی که وقوع روانگرایی در سطح زمین محتمل باشد بهبود بخشد. در هر صورت، طولی از شمع که در خاک روانگرا قرار می‌گیرد، فاقد مقاومت اصطکاکی است و چنانچه نوک شمع نیز در لایه روانگرا قرار گیرد، فاقد ظرفیت باربری نوک می‌باشد. برای طراحی طول شمع باید علاوه بر طول قرار گرفته در ناحیه قابل روانگرایی، در زمین غیرروانگرای زیرین طولی برابر ۱٫۵ متر در خاکهای سفت و ۳ متر در خاکهای نرم بدون افزودن مقاومت جداره زمین در نظر گرفته شود و طول گیرداری شمع در لایه غیرروانگرای زیرین باید از این عمق به پایین منظور شود. همچنین لازم است قطر شمع، مقاومت لازم در برابر کمانش در طول آزاد فوق الذکر را تأمین نماید.

۶-۵-۲-۷ اثر گسترش جانبی

برای طراحی پی های عمیق در برابر گسترش جانبی لازم است به بند ۶-۳-۲ و بخش گسترش جانبی پیوست (۹) این آئین‌نامه مراجعه شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۶-۵-۲-۸ ملاحظات مدلسازی و طراحی

توصیه می شود مدلسازی پی های عمیق براساس مدل کامل اندرکنش خاک و سازه شامل شمع ها، کلاهک شمع ها، تیرهای عمیق اتصالی مابین کلاهک شمعها و خود سازه انجام شود. برای ساختمانهایی که مدلسازی اندرکنش خاک و سازه مطابق بند ۳-۱۵-۲ الزامی است، این مدلسازی کامل نیز الزامی است. اندرکنش رفتار خطی یا غیرخطی لایه های زمین باید براساس پارامترهای مطالعات ژئوتکنیک و با در نظر گرفتن کلیه جرمهای موثر در رفتار سازه شامل سازه های نگهبان منفصل یا متصل به سازه، وگوه های خاک اطراف شناسایی شده و با یکی از روشهای پیشنهادی بندهای ۶-۵-۲-۹ و ۶-۵-۲-۱۰ و نرم افزارهای معتبر مورد محاسبه وتجزیه و تحلیل قرار گیرد.

۶-۵-۲-۹ معیارهای تحلیل خطی پی های عمیق در سیستم اندرکنش خاک-شمع-کلاهک-سازه

در مدلسازی خطی اندرکنش خاک، شمع، کلاهک و سازه می توان با استفاده از فنر های خطی افقی در طول بدنه شمع و اطراف کلاهک و تیرهای اتصالی و فنرهای قائم در نوک شمع، رفتار اندرکنش خاک و شمع را مدل کرد. محاسبه ضرایب این فنرها باید بر اساس آیین نامه ها و مقررات ملی ساختمان یا روشهای معتبر انجام شود.

۶-۵-۲-۱۰ معیارهای تحلیل غیرخطی پی های عمیق در سیستم اندرکنش خاک-شمع-کلاهک-سازه

در مدلسازی غیرخطی اندرکنش خاک، شمع، کلاهک و سازه می توان از روشهای متعدد مستقیم با مدلسازی اجزاء محدود و یا روشهای ساده شده تحلیلی نظیر استفاده از فنر و میراگر غیرخطی بصورت تیر بر روی تکیه گاه ارتجاعی وینکلر استفاده نمود. در این روش محیط پیوسته خاک به لایه های مجزا تقسیم شده و هر لایه با استفاده از یک سری فنر و میراگر معادل مدلسازی می شود. فنرهای مدل شده شامل سه فنر از نوع انتقالی است که دو فنر در راستای عمود برهم و بصورت افقی و یک فنر به صورت قائم است. همچنین متناظر با هر کدام از این فنرها، میراگرهایی به موازات آنها مدل می شود و بدین ترتیب سختی و میرایی هر لایه خاک بصورت مجزا درنظر گرفته می شود. میزان سختی و میرایی هر لایه به روش آزمایش های صحرایی و آزمایشگاهی ژئوتکنیکی تعیین می شود و این

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

فنرها و میراگرها با استفاده از نمودارهای رفتاری استخراج شده برای حالت افقی (p-y) ، حالت اصطکاکی قائم (t-z) و حالت اتکائی قائم (Q-Z)، تعریف می شوند.

۶-۵-۲-۱۱ جزئیات اجرایی لرزه ای شمع

جزئیات طراحی و اجرایی لرزه ای شمع، کلاهک، و تیرهای ارتباطی مابین آنها می تواند بر اساس مفاد مندرج در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و یا آنچه در بخش پی های عمیق پیوست (۹) این آئین‌نامه ارائه شده طراحی گردد.

۶-۶ طراحی لرزه ای دیوار های نگهبان خاک

۶-۶-۱ الزامات کلی

۶-۶-۱-۱ دیوارهای نگهبان خاک در ساختمانها و یا محوطه های مربوطه باید طوری طراحی و محاسبه گردند که چه در شرایط عادی و چه در شرایط زلزله، بدون آسیب عمده سازه ای، به سرویس دهی خود ادامه دهند.

۶-۶-۱-۲ در صورتی که جابجایی مجاز دیوار در شکلهای لغزش افقی و یا کج شدگی و یا ترکیبی از آنها بصورت ماندگار در طراحی دیوار نگهبان منظور شده باشد، نباید پس از وقوع زلزله و بروز جابجایی، به عملکرد یا سرویس دهی آن خللی وارد آید.

۶-۶-۱-۳ لازم است خاکریز پشت دیوار از مصالح دانه ای و با دانه بندی مناسب انتخاب و متراکم گردد بطوریکه بتواند با خاک و زمین اطراف، شرایط نسبتاً همگنی را بوجود آورد. همچنین ضروری است کلیه تمهیدات لازم برای هدایت و زهکشی موثر آب از پشت دیوار پیش بینی شود. در صورت عدم تعبیه زهکش مناسب و یا به دلیل محدودیت های طرح اگر به ناچار در پشت و یا مقابل دیوار نگهبان آب وجود داشته باشد، باید اثر هیدرواستاتیک و هیدرودینامیک آب در طراحی دیوار نگهبان منظور گردد.

۶-۶-۱-۴ قبل از احداث دیوار نگهبان باید از مقاوم بودن پی دیوار در برابر ناپایداری های ژئوتکنیکی در اثر وقوع زلزله اطمینان حاصل نمود و در صورت وجود، نسبت به تثبیت و یا بهسازی آن اقدام کرد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۶-۶-۲ معیارها و مبانی تحلیل و طراحی

۶-۶-۲-۱ برای تحلیل و طراحی دیوارهای نگهبان زیرزمین و یا اطراف ساختمان ها، می‌توان از روش های شبه استاتیکی با انتخاب ضرایب زلزله مناسب و یا از مدل سازی عددی توسط نرم افزارهای معتبر و صحت سنجی شده، استفاده نمود.

۶-۶-۲-۲ ضرایب فشار جانبی لرزه ای خاک وارد بر دیوار نگهبان مجاور سازه ها با توجه به نحوه اتصال و تغییر شکل پذیری سازه ها، باید بصورت یکی از حالات زیر تعیین گردد:

الف- دیوار نگهبان کاملاً متصل به سازه و بدون قابلیت جابجایی.

ب- دیوار نگهبان کاملاً مجزا از سازه و با قابلیت جابجایی برای فعال شدن فشار محرک خاک پشت دیوار.

ج- بخشی از دیوارهای اطراف ساختمان در زیر تراز پایه بصورت متصل به سازه و بخشی از آنها مجزا و با قابلیت جابجایی.

شرایط (ج) معمولاً در زمین های شیبدار و یا ساختمان هایی که وجوه مقابل آن نمی‌توانند در زیر تراز پایه به طور متقابل و متعادل قرار گیرند، پیش می آید. در این صورت لازم است بخش پایین تر از تراز پایه براساس بند (الف) و بخش فوقانی آن در صورت مجزا بودن از سازه مطابق بند (ب) فوق طراحی گردد. در صورتی که بنا به عللی، بخش فوقانی - که نمی تواند اصطکاک کافی خاک با دیوارهای جانبی داشته و با دیوار مقابل خود در ساختمان فشار متقابل و متعادل داشته باشد - کاملاً متصل به سازه ساخته شود، فشار خاک وارد بر این قسمت از دیوار در حالت وقوع زلزله باید بسته به شرایط، مطابق بندهای زیر محاسبه گردد.

۶-۶-۳ معیارهای تحلیل و طراحی دیوارهای نگهبان مجزا از سازه ساختمان

۶-۶-۳-۱ در این آئین‌نامه تحلیل لرزه ای دیوار نگهبان مجزا با روشهای ساده شبه استاتیکی و توزیع خطی فشار خاک پشت دیوار انجام می شود.

۶-۶-۳-۲ برای تحلیل شبه استاتیکی، لازم است خود سازه نگهبان (شامل وزن سازه دیوار و پی آن)، گوه گسیختگی پشت دیوار و سربارهای بالای دیوار و خاکریز پشت آن در محاسبه فشار محرک و همچنین عمق مدفون پی یا دیوار در محاسبه فشارهای مقاوم در

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

طراحی ها مدنظر قرار گرفته و اثر نیروی زلزله بر هریک از بخش های فوق در تعادل عمومی در نظر گرفته شود.

۶-۶-۳-۳ برای بوجود آمدن فشار محرک در پشت دیوار و برای فعال شدن فشار خاک پشت آن در حین وقوع زلزله، باید به مقدار کافی حرکت در سازه رخ دهد. لازم است در دیوارهای حایل وزنی، امکان جابجایی لغزشی و در دیوارهایی که بر مبنای خمش طراحی می گردند، امکان جابجایی چرخشی (دوران) در حین وقوع زلزله برای تشکیل گوه لغزش وجود داشته باشد.

۶-۶-۳-۴ برای تشخیص میزان و حالت های مختلف حرکتی دیوار نسبت به خاک پشت آن در حالت محرک، مقاوم و یا حالت سکون، باید از مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان و برای محاسبه فشار محرک و مقاوم لرزه ای از روابط مندرج در پیوست (۹) این آئین‌نامه استفاده شود.

۶-۶-۴ معیارهای تحلیل و طراحی دیوارنگهبان متصل به سازه ساختمان

ساختمانهایی که یک یا چند طبقه زیر زمین دارند و دارای دیوارهای نگهبان خاک متصل به سازه ساختمان می باشند، لازم است بندهای زیر در تحلیل و طراحی آنها برای زمان وقوع زمین لرزه رعایت شود.

۶-۶-۴-۱ معیارهای تحلیل و طراحی دیوارهای نگهبان پایین تر از تراز پایه

۶-۶-۴-۱-۱ در شرایطی که دیوارهای اطراف ساختمان بعنوان سازه نگهبان خاک متصل به سازه طراحی می گردند، در صورتیکه بخش مدفون ساختمان و دیوارهای نگهبان متصل به طبقات زیر زمین در مفروضات تحلیل ها مطابق شرایط مندرج در بند ۳-۹-۱-۳ این آئین‌نامه، در سطحی پایین تر از تراز پایه در نظر گرفته شود، فشار خاک وارده بر دیوارها برابر فشار خاک در حالت سکون می باشد. بدیهی است در طراحی سازه توزیع فشار خاک وارد به سازه بصورت خطی مد نظر قرار می گیرد.

۶-۶-۴-۱-۲ در صورتیکه ارتفاع دیوار نگهبان در این حالت از ۲۰ متر تجاوز کند باید تحلیل کامل اندرکنشی مطابق بند ۶-۶-۵ انجام گیرد.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۶-۶-۴-۲ محاسبه بارهای وارده بر دیوارهای نگهبان متصل به ساختمان در بالای تراز پایه و با ارتفاع حداکثر ۲۰ متر

۶-۶-۴-۲-۱ در تحلیل شبه استاتیک دیوارهای نگهبان خاک کاملاً متصل به سازه و در تراز بالای تراز پایه در صورتیکه ارتفاع آن حداکثر ۲۰ متر باشد و دیوارهای متقابل زیرزمین تحت بار دینامیکی زلزله واقع شود، با توجه به حرکت و جابجایی سازه نسبت به زمین اطراف ساختمان و فشار متقابل سازه و خاک بدلیل حرکت تناوبی زلزله، ممکن است فشار خاک از یک جهت محرک بوده و از جهت دیگر به سمت فشار مقاوم میل کند که مقدار آن میتواند بیش از فشار خاک در حال سکون باشد.

۶-۶-۴-۲-۲ برای طراحی اینگونه دیوارهای نگهبان، فشار شبه استاتیکی باید با استفاده از روش مندرج در بخش دیوار نگهبان پیوست (۹) این آئین‌نامه محاسبه شود.

۶-۶-۴-۲-۳ برای محاسبه فشار شبه استاتیک خاک مطابق روابط مونونوبه-اکابه، ارائه شده در بخش دیوارنگهبان پیوست (۹) این آئین‌نامه، لازم است ضرایب افقی (K_h) و قائم (K_v) اثر زلزله در نظر گرفته شود.

۶-۶-۴-۲-۴ احتمال کاهش پارامترهای مقاومتی خاک برای شرایط بارگذاری لرزه ای نیز باید مد نظر قرار گیرد و برای خاک هایی که مقاومت خود را تحت بارهای زلزله از دست نمی دهند، می توان از پارامترهای مقاومتی استاتیکی در طراحی لرزه ای استفاده نمود.

۶-۶-۵ محاسبه بارهای وارده بر دیوارهای نگهبان متصل به ساختمان در بالای تراز پایه و با ارتفاع بیشتر از ۲۰ متر

در صورتیکه ارتفاع بخش مدفون ساختمان و دیوارهای نگهبان متصل به طبقات زیر زمین بیش از ۲۰ متر بوده و در بالای تراز پایه قرار داشته باشد، باید سازه اصلی بهمراه سازه نگهبان با در نظر گرفتن اندرکنش خاک، پی، سازه و دیوار با اعمال زلزله در سطح پی مورد تحلیل قرار گیرد. در این صورت باید به موارد زیرتوجه نمود:

۶-۶-۵-۱ نوع خاک اطراف ساختمان باید بخوبی شناسایی و در سیستم کامل اندرکنش برای در نظر گرفتن رفتار خطی (ساده شده با فنر) و یا رفتار غیرخطی(فنر –میراگر و یا در صورت چسبنده بودن خاک، فنر-میراگر-جزء جداکننده) و یا ترجیحاً با استفاده از مدلهای اجزاء محدود یکپارچه سازه ساختمان و خاک زیر پی و اطراف دیوار نگهبان

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

ساختمان مدل گردد. بنابراین ضروری است علاوه بر انجام کامل آزمایشهای محلی و آزمایشگاهی خاک پی ساختمان، زمین اطراف ساختمان نیز بطور کامل مورد بررسی قرار گیرد. در صورتیکه خاک متراکم شده پشت دیوار عرض کافی برای مدل عددی داشته باشد، میتوان از پارامتر های آن با توجه به نتایج آزمایشگاهی منطبق بر شرایط خاکریزی محلی استفاده نمود.

۶-۶-۵-۲ اثر اینرسی حاصل از جرمهای خاک، سازه و کلیه بارهای وزنی دیگر که در فرآیند تحلیل اندرکنش مشارکت می کنند باید در نظر گرفته شود.

۶-۶-۵-۳ در صورت وجود آب در پشت و در مقابل دیوارهای زیرزمین، در انجام تحلیل لرزه ای باید اثر هیدرودینامیک آب حاصل از اثر زلزله به سطوح دیوارها اعمال گردد.

۶-۶-۶ محاسبه بارهای وارده بر دیوارهای نگهبان ساختمان در زمینهای شیبدار و یا حالتهای خاص

در زمین‌های شیب‌دار و یا ساختمان‌هایی که وجوه مقابل آن نمی‌توانند بطور کامل بصورت متقابل و متعادل قرار گیرند و دیوارهای جانبی با خاک پشت آنها اصطکاک کافی ندارند، بخش پایین‌تر از تراز پایه براساس بند ۶-۶-۴-۱ و بخش فوقانی آن در صورت مجزا بودن از ساختمان مطابق بند ۶-۶-۳ طراحی می‌گردند. درصورتی‌که بنا به عللی بخش فوقانی که نمی‌تواند با دیوار مقابل خود در ساختمان فشار متقابل داشته باشد و بصورت کاملاً متصل به سازه ساختمان ساخته شود، فشار خاک وارده بر این قسمت از دیوار در حالت وقوع زلزله، اگر دیوار مقابل آن بالاتر از سطح زمین باشد مطابق بند ۶-۶-۳ و اگر دیوار مقابل آن زیر سطح زمین بوده و متصل به سازه باشد ولی شرایط مندرج در بند ۶-۶-۴-۱ را نداشته باشد، مطابق بند ۶-۶-۴-۲ یا ۶-۶-۵ محاسبه می شود.

۶-۶-۷ ضرایب عکس العمل خطی و غیر خطی خاک پشت دیوارها در جهت افقی

در انجام تحلیل ها به روش استفاده از اجزاء فنرهای خطی و یا اجزاء میراگر مدل های غیر خطی، روش برآورد ضرایب عکس العمل خاک بر روی دیوارها همانند روشهای ارائه شده در بخش دیوار نگهبان پیوست (۹) این آئین‌نامه می باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

۶-۶-۸ فشار آب وارد بر دیوار نگهبان ساختمان در شرایط استاتیکی و زلزله

۶-۶-۸-۱ باید حتی المقدور از وارد شدن فشار آب بر دیوار نگهبان ساختمان از طرق مختلف از جمله زهکشی جلوگیری شود.

۶-۶-۸-۲ در صورت وقوع فشار آب وارد بر دیوار نگهبان ساختمان، باید برای محاسبه فشارهای هیدرواستاتیکی و هیدرودینامیکی، نوع خاک، میزان نفوذپذیری و وضعیت زهکشی یا جریان آب در پشت دیوار، در نظر گرفته شود.

۶-۶-۸-۳ در تعیین فشار طراحی آب، باید سطح آب آزاد و یا سطح آب زیرزمینی در نظر گرفته شوند و در شرایطی که تراز آب متغیر باشد، باید بالاترین تراز ممکن در محاسبات فشار آب منظور شود.

۶-۶-۸-۴ کل فشار آب وارد بر دیوار نگهبان، برابر مجموع فشار هیدرواستاتیک و هیدرودینامیک آب، وارد بر واحد طول دیوار می‌باشد. نحوه محاسبه فشار آب وارد بر دیوار در بخش دیوار نگهبان پیوست (۹) این آئین‌نامه آمده است.

۶-۷ طراحی لرزه ای سازه های زیرزمینی شهری

با توجه به گسترش فضاهای زیرزمینی در شهرهای مختلف زلزله خیز کشور، بارگذاری و طراحی لرزه ای سازه های زیرزمینی شهری که بصورت کند و پوش و یا پوش و کند ساخته می شوند، باید مد نظر قرار گیرد.

۶-۸ اندرکنش لرزه ای خاک و سازه

اندرکنش لرزه ای خاک و سازه برای سازه های متکی بر پی های سطحی در پیوست (۴) و برای سازه های متکی بر پی های عمیق در پیوست (۹) و بند ۶-۵-۲ این آئین‌نامه، و اندرکنش خاک و سازه های نگهبان در بند ۶-۶ و بند دیوار نگهبان پیوست (۱۰) این آئین‌نامه ارائه شده است.

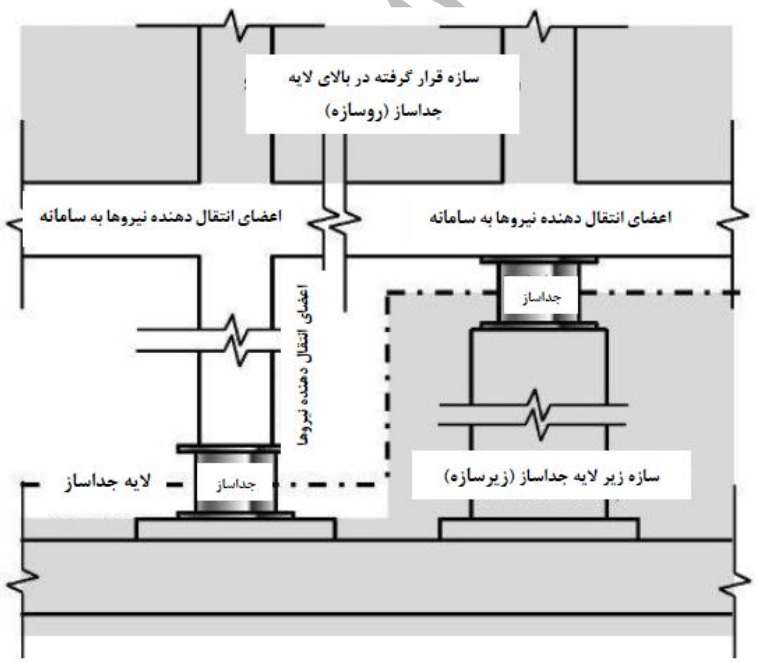
نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

فصل هفتم

ضوابط طراحی لرزه ای سازه های دارای سامانه جداساز و میراگر

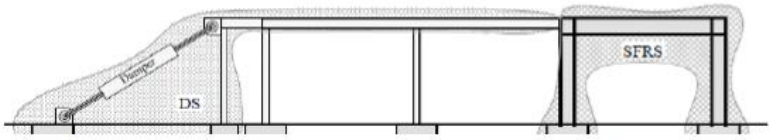
۷-۱ کلیات

سازه های دارای سامانه جداساز لرزه ای و میراگر و اجزاء آنها باید مطابق با ضوابط این فصل و سایر الزامات مرتبط با این آئین‌نامه طراحی و ساخته شوند. برخی تعاریف مورد استفاده در این فصل در بخش تعاریف این آئین‌نامه ارائه شده است. نمونه هایی از سامانه های جداساز و میراگر در شکلهای (۷-۱) و (۷-۲) نمایش داده شده اند.

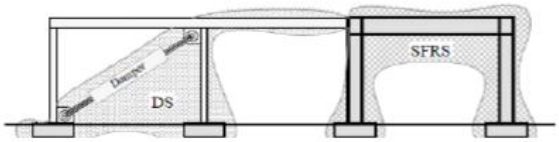


شکل ۷-۱ سامانه جداساز شامل جداسازهای سازه، اعضای انتقال دهنده نیروها به اجزای سامانه و اتصالات موجود برای انتقال این نیروها به دیگر اعضای سازه ای

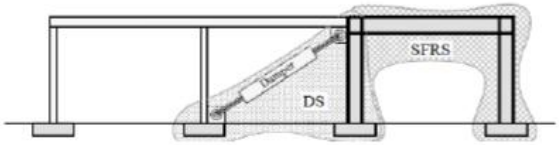
نسخه اسفند ۱۴۰۳



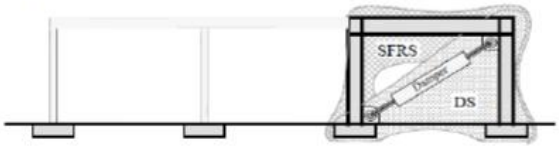
سامانه میراگر (DS) قرار گرفته در خارج از سیستم باربر لرزه ای سازه ای (SFRS)



سامانه میراگر در داخل سیستم سازه ای بدون عضو مشترک با سیستم باربر لرزه ای



سامانه میراگر در داخل سیستم سازه ای با برخی اعضا مشترک با سیستم باربر لرزه ای سازه



تمامی اعضای سامانه میراگر با سیستم باربر لرزه ای سازه مشترک میباشند

شکل ۷-۲ سامانه میراگر و حالات قرارگیری آن در ارتباط با بخش باربر لرزه ای سازه

۷-۱-۱ ملاحظات طراحی، کنترل کیفیت و بازرسی

راه های دسترسی به کلیه اجزا سامانه جداساز و دستگاههای میراگر برای بازرسی، تعمیر و یا جایگزینی آنها باید تأمین شود. قبل از بهره برداری از سازه جداسازی شده، یک طراح دارای صلاحیت رسمی باید بصورت حضوری بازرسی‌های نهایی را از ناحیه جداسازی شده و اعضایی که از لایه جداساز عبور می‌کنند انجام دهد. این بازرسی‌ها باید موید حرکت آزادانه و بدون قید و بند سازه تا جابجایی بیشینه کل بوده و اعضای عبوری از لایه جداساز توانائی تحمل تغییر مکانهای نسبی تا حد جابجایی بیشینه کل را دارا باشند. در طراحی میراگرها باید مقادیر نیرو و جابجائی ناشی از بار ثقلی، اثرات ناشی از شرایط محیطی و تغییر مشخصات میراگر در طول زمان در نظر گرفته شوند. همچنین اتصالات میراگر باید قابلیت لازم برای تحمل همزمان مقادیر جابجایی طولی، جانبی و قائم سامانه میراگر را

داشته باشند. برنامه آزمایش‌های مورد نیاز برای کنترل کیفیت جداسازها و عملکرد میراگرهای مورد استفاده باید توسط یک مهندس طراح دارای صلاحیت و نیز مسئول طراحی این سامانه ها با در نظرگرفتن الزامات مربوط به آزمایشهای جداسازها و میراگرهای تولیدی مندرج در پیوست (۱۰) این آئین‌نامه ارائه گردد. برنامه مدون پایش، بازرسی و نگهداری لایه جداساز، و نیز میراگرها و تغییر، تعمیر یا بهسازی آنها نیز باید توسط مهندس طراح ارائه شود.

۷-۱-۲ معیارهای حرکت زمین

طیف پاسخ لرزه ای ارائه شده برای زلزله بیشینه مورد نظر در فصل دوم این آئین‌نامه برای طراحی سازه های مجهز به جداساز و یا میراگرمورد استفاده قرار می گیرد. همچنین در صورت نیاز، استفاده از طیف ویژه ساختگاه برای زلزله بیشینه مورد نظر که بر طبق مفاد فصل دوم این آئین‌نامه تهیه شود مجاز است. برای مناطقی با خاکهای نوع V ، و VI بر طبق این آئین‌نامه، انجام تحلیل پاسخ ساختگاه (طبق بند ۲-۸-۴) ضروری است. همینطور، تعیین بازه های زمان تناوبی و روشهای مقیاس سازی شتابنگاشتهای زلزله بر طبق ضوابط قید شده در بند ۲-۱۰ از فصل دوم این آئین‌نامه انجام می پذیرد.
برای مناطقی واقع در محدوده ۵ کیلومتری از گسل فعال که وجود آن در برآورد خطر منطقه تعیین کننده باشد، باید انتخاب شتابنگاشتها با در نظر گرفتن وجود پالس سرعت در زلزله های نزدیک گسل بوده و با اعمال مولفه های عمود بر گسل و موازی گسل به سازه در امتدادهای مختلف نسبت به تعیین پاسخ بحرانی سازه اقدام شود.

۷-۱-۳ مشخصه های سامانه های جداساز و میراگر

۷-۱-۳-۱ اجزای سامانه ها و مشخصه های اسمی آنها

کلیه اجزای سامانه جداساز باید بر اساس نوع و اندازه جداسازها (از جمله برای میراگر بکار گرفته شده در صورتی که این میراگر جزئی از سامانه جداساز باشد) و نیز کلیه اجزا سامانه میراگر بر اساس نوع و اندازه میراگرها طبقه بندی و گروه بندی شوند. مشخصه های اسمی دستگاه جداساز باید بر اساس میانگین بدست آمده از حداقل سه چرخه آزمایش بر روی نمونه های معرف (*Prototype*) آن (مطابق بند پ۱۰-۲-۳ از پیوست ۱۰ این آئین‌نامه)

تعیین شده باشند. مشخصه های اسمی طراحی برای میراگرها باید با استفاده از اطلاعات نمونه های معرف آزمایش شده مختص به همان پروژه و یا از اطلاعات مربوط به آزمایش نمونه های قبلی دستگاه‌هایی با نوع و اندازه مشابه تعیین شوند. آزمایش نمونه های معرف طبق پیوست (۱۰) این آئین‌نامه انجام می شود.

۷-۱-۳-۲ محدوده تغییرمشخصه های اجزای سامانه های جداساز و میراگر

مشخصه های حدی هر یک از اجزای سامانه جداساز با توجه به مواردی بشرح زیر تعیین می شوند:

۱- بر اساس آزمایش برروی ۲ نمونه معرف از هر نوع و اندازه از جداسازهای مورد استفاده، طبق بند ۲ از بند پ۱۰-۲-۳ در پیوست (۱۰) این آئین‌نامه شامل بررسی تغییرات در مشخصه های دستگاه جداساز ناشی از تغییر در میزان بار قائم نمونه، نرخ بارگذاری، اثرات سرعت انجام آزمایش، تغییرات دما ناشی از رفتار چرخه ای، تاریخچه بارگذاری، زوال چرخه ای و سایر عوامل موثر در تغییرات مشاهده شده در آزمایش.

۲- بازه مجاز تغییرات درمشخصه های دستگاه جداسازکه توسط سازنده ی آن (طبق بند پ۱۰-۲-۱۰ از پیوست ۱۰ این آئین‌نامه) ارائه می شود.

۳- تغییر مشخصه های جداساز ناشی از اثرات گذر زمان و عوامل محیطی شامل خزش، کهنگی، آلودگی، دمای محیط بهره برداری و مدت زمان قرار گرفتن در آن دما و همچنین فرسودگی در طول عمر سازه

آزمایش ۲ نمونه معرف میراگرها نیز طی مراحلی مشابه، طبق بند پ۱۰-۳-۱ از پیوست (۱۰) این آئین‌نامه انجام می شود.

۷-۱-۳-۳ ضرایب اصلاح مشخصه ها

برای درنظر گرفتن تمامی تغییرات گفته شده در مشخصه های اسمی جداسازها (بند ۷-۱-۳-۲)، نسبت به تعیین مقادیر حداکثر و حداقل ضرایب اصلاح مشخصه های مختلف جداسازها (λ_i) اقدام می شود. اگر نتایج آزمون های تعیین کیفیت که توسط سازنده جداسازها مطابق بند پ۱۰-۲ از پیوست (۱۰) این آئین‌نامه انجام شده، توسط طراح تایید شود، ضرایب اصلاح مشخصه ها باید برای هر گروه از جداسازها بر اساس همین نتایج تعیین شود. در غیر این صورت مقادیر λ_{max} و λ_{min} از روابط (۷-۱) و (۷-۲) تعیین

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

خواهند شد. این ضرائب برای اصلاح مشخصه های اسمی طراحی جداسازها، باید در بر گیرنده حلقه های هیسترزیس آنها در بازه تغییر مکانی $\pm 0.5D_M$ تا حداکثر $\pm D_M$ باشند. برای هر گروه از جداسازها، میتوان حداکثر و حداقل ضرایب اصلاح مشخصه ها، λ_{max} و λ_{min} را از روابط (۷-۱) و (۷-۲) تعیین نمود.

$$\lambda_{max} = \left(1 + \left(0.75 \times \left(\lambda_{(ae,max)} - 1\right)\right)\right) \times \lambda_{(test,max)} \times \lambda_{(spec,max)} \geq 1.8 \qquad (۷-۱)$$

$$\lambda_{min} = \left(1 - \left(0.75 \times \left(1 - \lambda_{(ae,min)}\right)\right)\right) \times \lambda_{(test,min)} \times \lambda_{(spec,min)} \leq 0.6 \qquad (۷-۲)$$

در این روابط :

$\lambda_{(ae,max)}$ و $\lambda_{(ae,min)}$ ضرایب اصلاح مشخصه ها برای محاسبه مقادیر حداکثر و حداقل مشخصه های مورد نظر جداساز هستند که به منظور در نظر گرفتن اثر زمان و شرایط محیطی مورد استفاده قرار میگیرند.

$\lambda_{(test,max)}$ و $\lambda_{(test,min)}$ ضرایب اصلاح مشخصه ها برای محاسبه مقادیر حداکثر و حداقل مشخصه مورد نظر جداساز هستند که به منظور در نظر گرفتن گرم شدن، نرخ بارگذاری و زوال چرخه ای مورد استفاده قرار میگیرند.

$\lambda_{(spec,max)}$ و $\lambda_{(spec,min)}$ ضرایب اصلاح مشخصه ها برای محاسبه مقادیر حداکثر و حداقل مشخصه مورد نظر جداساز هستندکه به منظور در نظر گرفتن اثر بازه مجاز تغییرات ناشی از روش ساخت در میانگین مشخصه جداساز های همسان مورد استفاده قرار میگیرند.

بطریقی مشابه، مشخصات مورد نیاز تحلیل و طراحی حداکثر و حداقل در میراگرها از حاصلضرب مشخصه های طراحی اسمی درمقادیر حداکثر و حداقل ضرایب اصلاحی (λ_{max} و λ_{min}) برای هر پارامتر مدل سازی تعیین می گردد. نحوه محاسبه λ_{max} و λ_{min} و تعریف سایر پارامترها مشابه با تعاریف ارایه شده برای جداسازها با حدود $\lambda_{max} \geq ۱/۲$ و $\lambda_{min} \leq ۰/۸۵$ خواهد بود.

۷-۱-۳-۴ مدلهای رفتاری کرانه های بالا و پایین سامانه های جداساز و میراگرها:

دو مدل ریاضی از رفتار هیسترتیک نیرو-تغییر مکان باید با استفاده از مقادیر کرانه های بالا و پایین مشخصه های هر یک از اجزای سامانه جداساز تهیه شود. این مدلها برای جداسازهایی با رفتار هیسترتیک باید با استفاده از مقادیر کرانه بالا یا پایین مشخصه های دستگاه جداساز که توسط ضرایب اصلاح مندرج در بند ۷-۱-۳-۳ محاسبه شده اند،

بدست آید. تعیین مدل رفتاری کرانه های بالا و پایین نیرو-تغییر مکان برای اجزای سامانه جداساز که از نوع تجهیزات ویسکوز باشند، باید طبق الزامات طراحی میراگرها در بند ۷-۳ انجام شود. در روندی مشابه برای میراگرها، مقادیر حداکثر ضرایب سرعت، سختی، مقاومت و استهلاک انرژی باید با یکدیگر برای حالت تحلیل و طراحی حداکثر و مقادیر حداقل ضرایب سرعت، سختی، مقاومت و استهلاک انرژی باید با یکدیگر برای حالت تحلیل و طراحی حداقل در نظر گرفته شوند.

۷-۱-۴ کنترل طراحی سامانه های جداساز و میراگر

طراحی سامانه های جداساز و میراگر و برنامه آزمایشهای مربوطه باید توسط یک یا چند متخصص که حداقل یکی از آنها مهندس طراح این نوع سیستمها باشد، بررسی شود. در بررسی طراحی سامانه های جداساز موارد زیر باید بعنوان حداقل در نظر گرفته شوند:

۱- معیارهای طراحی پروژه شامل طیف ویژه ساختگاه و تاریخچه حرکات زمین آن؛

۲- طراحی اولیه شامل انتخاب تجهیزات، تعیین تغییر مکان حداکثر و تغییر مکان حداکثر کل و نیروهای جانبی برای جداسازها، و طراحی اولیه سیستم باربر لرزه ای و انتخاب تجهیزات برای میراگرها؛

۳- مرور داده های کیفی و آزمایشگاهی و ضرایب اصلاح مشخصات مربوط به سازنده تجهیزات انتخاب شده؛

۴- برنامه آزمایش نمونه های معرف (*Prototype*) و محصول *(Production)* جداسازها و میراگرها طبق پیوست (۱۰) این آئین‌نامه؛

۵- طراحی نهایی کل سیستم سازه ای و تمام تحلیلهای مورد نیاز شامل مدل سازی جداسازها و میراگرها برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی در صورت انجام این نوع تحلیل.

۷-۲ ضوابط طراحی لرزه ای ساختمانهای دارای جداساز

در این نوع سازه ها ضریب اهمیت I برای کلیه گروه های ساختمانی ۱٫۰ درنظر گرفته میشود. اگر روسازه دارای نامنظمی پیچشی در پلان و یا دارای نامنظمی در ارتفاع باشد، سازۀ جداسازی شده نامنظم محسوب میگردد. ضریب نامعینی ρ برای سازۀ مستقر بر روی لایه جداساز طبق بند ۳-۵ از فصل سوم این آئین‌نامه تعیین می شود.

نسخه اصلاح شده ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۷-۲-۱ سامانه جداساز

سازه جداسازی شده باید بتواند در تمامی ترازهای بالای لایه جداساز در برابر بار باد طراحی مقاومت نماید. در لایه جداساز باید قید حرکتی مناسب برای محدود نمودن تغییر مکان نسبی سامانه جداساز ناشی از باد به میزانی برابر با تغییر مکان نسبی سایر طبقات روسازه مطابق با بند ۷-۲-۶-۶ تعبیه شود. مقاومت سامانه جداساز در برابر حریق باید حداقل به میزانی برابر با مقاومت ستونها، دیوارها و یا سایر اعضای باربر ثقلی در مواجهه با حریق مجاور آن باشد. سامانه جداساز نباید دارای قید تغییر مکانی برای محدود نمودن تغییر مکان حداکثر ناشی از زلزله بیشینه مورد نظر به کمتر از تغییر مکان حداکثر کل D_{TM} باشد. هر عضوی از سامانه جداساز باید به نحوی طراحی شود که بتواند تحت اثر بار طراحی قائم در تغییر مکان افقی برابر با تغییر مکان حداکثر کل پایدار باقی بماند. بار طراحی قائم باید با استفاده از رابطه (۷-۳) برای بیشینه بار قائم و رابطه (۷-۴) برای کمینه بار قائم محاسبه شود. ضریب ایمنی برای واژگونی سازه در سطح لایه جداساز برای تمامی ترکیبهای بارهای ثقلی و لرزه‌ای نباید از ۱٫۰ کمتر شود. نیروی لرزه‌ای برای کنترل واژگونی باید براساس زلزله بیشینه مورد نظر و نیروی قائمی برابر با وزن لرزه ای موثر سازه بالای لایه جداساز (تعریف شده در فصل سوم این آئین‌نامه) در نظر گرفته شود. برکنش موضعی هیچ یک از اعضای سازه جداسازی شده مجاز نمی‌باشد.

۷-۲-۲ سیستم سازه ای

دیافراگمی افقی و یا ترکیبی از سایر اعضای سازه‌ای باید در لایه جداساز برای ایجاد پیوستگی تغییر مکانی دربالای این لایه طراحی شود. حداقل فاصله آزاد بین سازه جداسازی شده و دیوارهای حائل و یا پیرامونی اطراف و یا سایر موانع ثابت نباید از مقدار تغییر مکان حداکثر کل کمتر باشد. استفاده از قاب‌های فولادی معمولی با مهاربند همگرا به عنوان سیستم مقاوم جانبی در سازه های جداسازی شده که در گروه های طراحی لرزه ای ۲ و ۳ قرار دارند، تا ارتفاع ۵۰ متر به شرط تامین ضوابط زیر مجاز است:

۱- مقدار R_I تعریف شده در بند ۷-۲-۶-۴ برابر ۱٫۰ فرض شود؛

۲- تغییر مکان حداکثر کل D_{TM} در رابطه (۷-۱۱) با ضریب ۱٫۲ افزایش یابد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

اعضای سازه‌ای و اجزای غیرسازه‌ای یا بخش‌هایی از آنها که در زیر لایه جداساز قرار دارند باید مطابق با الزامات فصول سوم و چهارم این آئین‌نامه طراحی و اجرا گردند. همینطور، طراحی اتصالات خمشی اعضای سازه که زیر تراز کف قرار دارند باید با رعایت الزامات طراحی قاب‌های خمشی معمولی باشند.

اعضای یک سازه جداسازی شده، اجزای غیرسازه‌ای دائمی و ملحقات آن‌ها و همچنین ملحقات تجهیزات دائمی متصل به سازه باید به نحوی طراحی شوند که نیروها و تغییر مکان‌های لرزه‌ای تعیین شده در این فصل را با توجه به الزامات مرتبط به آنها در فصل چهارم این آئین‌نامه تحمل نمایند. اعضای سازه‌ای جداسازی شده و اجزای غیرسازه‌ای و یا بخش‌هایی از آنها که از لایه جداساز عبور می کنند باید به نحوی طراحی شوند که تغییر مکان حداکثر کل را تحمل نموده و با هرگونه تغییر مکان پسماند دائمی این لایه در درازمدت سازگار باشند.

۷-۲-۳ اثرات بار لرزه ای و ترکیب بارها

تمامی اعضای سازه های جداسازی شده منجمله اعضائی که بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای نیستند باید با استفاده از ترکیبات بار لرزه‌ای مندرج در بند ۳-۱۹ از فصل سوم این آئین‌نامه با جایگزینی S_{DS} با $^2/_3\, S_{MS}$ طراحی شوند. طراحی سامانه جداساز و یا آزمایش هر گروه از جداسازها باید با اعمال نیروی لرزه‌ای افقی Q_E ناشی از زلزله بیشینه مورد نظر و ترکیب بارهای قائم زیر انجام شود:

۱- بار قائم میانگین: بار نظیر ۱٫۰ برابر بار مرده به‌علاوه ۰٫۵ برابر بار زنده.

۲- بار قائم حداکثر و حداقل: به ترتیب با استفاده ازترکیب بارهای (۷-۳) و (۷-۴):

$$1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S \qquad (۷\text{-}۳)$$

$$0.9D - E_v + E_h \qquad (۷\text{-}۴)$$

که در آنها اثرات بار قائم لرزه ای از رابطه (۷-۵) تعیین شده است:

$$E_v = 0.12 S_{MS} D \qquad (۷\text{-}۵)$$

۷-۲-۴ مشخصه های سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر D_M

سختی موثر سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر، k_M، باید با استفاده از رفتار نیرو-تغییر مکان در هر دو کرانه بالا و پایین دستگاه های جداساز مطابق رابطه (۷-۶) محاسبه شود.

$$k_M = \frac{\sum|F_M^+| + \sum|F_M^-|}{2D_M} \quad (۷-۶)$$

نسبت میرایی موثر سامانه جداساز درتغییر مکان حداکثر، β_M، باید با استفاده از رفتار نیرو-تغییر مکان در هر دو کرانه بالا و پایین جداساز ها مطابق رابطه (۷-۷) محاسبه گردد.

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_M {D_M}^2} \quad (۷-۷)$$

در این روابط: $\sum E_M$ کل انرژی تلف شده در سامانه جداساز طی یک چرخه پاسخ در تغییر مکان D_M، $\sum|F_M^+|$ مجموع قدر مطلق مقادیر نیرو در تمام جداسازها در تغییر مکان D_M، و $\sum|F_M^-|$ مجموع قدرمطلق مقادیر نیرو در تمام جداسازها در تغییر مکان $-D_M$ است.

تحلیل سازه جداسازی شده باید برای مشخصه های کرانه بالا و پایین سامانه جداساز به صورت جداگانه انجام پذیرفته و پاسخ حاکم برای هر پارامتر در طراحی مورد استفاده قرار داده شود. تحلیل سازه باید با در نظر گرفتن موارد زیر انجام پذیرد:

۱- در روش استاتیکی معادل و همچنین برای تعیین حداقل نیروها و تغییر مکانها در روشهای تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی، متغیرهایی که در ادامه عنوان می شوند باید به صورت مستقل برای مشخصه های کرانه بالا و کرانه پایین سامانه جداساز محاسبه شوند. k_M و β_M مطابق این بند، D_M مطابق بند ۷-۲-۶-۱ ، T_M مطابق بند ۷-۲-۶-۲ ، D_{TM} مطابق بند ۷-۲-۶-۳ ، V_b مطابق بند ۷-۲-۶-۴-۱ و V_s و V_{st} مطابق بند ۷-۲-۶-۴-۲.

۲- محدودیت های مربوط به V_s که در بند ۷-۲-۶-۴-۳ آورده شده، باید به صورت مستقل برای مشخصه های کرانه بالا و کرانه پایین سامانه جداساز ارزیابی شوند و نامطلوب ترین حالت در طراحی مد نظر قرار داده شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۳- در روش تحلیل استاتیکی معادل و نیز برای تعیین حداقل نیروهای برش طبقات در روش تحلیل دینامیکی طیفی، توزیع نیروی افقی زمین لرزه در ارتفاع سازه (تعریف شده در بند ۷-۲-۶-۵) باید به صورت جداگانه برای مشخصه های کرانه بالا و کرانه پایین سامانه جداساز تعیین شود. برای این منظور لازم است محاسبه F_1 و F_x و C_{vx} و k به صورت مستقل برای هر یک از کرانه ها با استفاده از روابط (۷-۱۶)، (۷-۱۷)، (۷-۱۸) و (۷-۱۹) انجام پذیرد.

۷-۲-۵ انتخاب روش تحلیل

سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای به جز سازه‌هایی که در بند ۷-۲-۵-۱ تعریف شده‌اند، باید با استفاده از روش‌های تحلیل دینامیکی مندرج در بند ۷-۲-۷ طراحی شوند. در صورت استفاده از میراگرهای ویسکوز در سازه های جداسازی شده، استفاده از روش تحلیل تاریخچه زمانی الزامی است.

۷-۲-۵-۱ شرایط استفاده از روش استاتیکی معادل

استفاده از روش استاتیکی معادل برای طراحی سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای که شرایط زیر را دارا باشند مجاز می‌باشد. این شرائط باید بر اساس کرانه های بالا و پائین مشخصه‌های سامانه جداساز به طور جداگانه ارزیابی شده و موارد حاکم برای پارامترهای طراحی تعیین شوند.

۱- قرارگیری سازه بر روی خاکهای تیپ I و II و III این آئین‌نامه

۲- محدود بودن دوره تناوب طبیعی موثر سازه جداسازی شده در تغییر مکان حداکثر به کمتر از ۴ ثانیه

۳- محدود بودن ارتفاع سازه به ۴ طبقه یا ۲۰ متر از تراز کف

۴- محدود بودن نسبت میرایی موثر سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر به کمتر از ٪۳۰

۵- محدود بودن دوره تناوب موثر روسازه با فرض پایه ثابت به یک سوم دوره تناوب موثر سازه جداسازی شده، T_M.

۶- عدم وجود نامنظمی در پلان و ارتفاع تعریف شده در ابتدای بند ۷-۲

۷- وجود شرایط زیر در سامانه جداساز :

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

الف: سختی موثر سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر D_M بیش از یک سوم سختی موثر آن در تغییر مکان $0.2D_M$ باشد.
ب: سامانه جداساز باید برای هر دو کرانه بالا و پایین مشخصه های لایه جداساز بتواند در تغییر مکان حداکثر نیروی بازگرداننده‌ای به اندازه حداقل W ۰/۰۲۵ بیشتر از نیروی متناظر آن در ۵۰٪ تغییر مکان حداکثر ایجاد نماید.
ج: عدم ایجاد مانع در تغییر مکان سامانه جداساز تا تغییر مکان حداکثر کل D_{TM}

۷-۲-۵-۲ شرایط استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی

کاربرد روش تحلیل دینامیکی طیفی تنها در صورتی مجاز است که سازه، ساختگاه و سامانه جداسازی واجد شرایط مندرج در موارد ۱، ۲، ۳، ۴ و ۶ از بند ۷-۲-۵-۱ باشند.

۷-۲-۵-۳ شرایط استفاده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

کاربرد روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی برای طراحی هر سازه دارای جداسازی لرزه‌ای مجاز است و در مورد کلیه سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای که فاقد شرایط بند ۷-۲-۵-۲ باشند، الزامی است.

۷-۲-۶ روش تحلیل استاتیکی معادل

تعیین تغییر مکانها و نیروهای طراحی در سازه های جداسازی شده در این روش وابسته به خصوصیات تغییر شکلی سامانه جداساز خواهد بود. این خصوصیات تغییرشکلی میبایست شامل محدودیت های تغییر مکانی که ممکن است برای مقابله با اثرات باد بر روی سازه در این سامانه در نظر گرفته می شوند نیز شود. خصوصیات تغییر شکلی گفته شده بر مبنای انجام آزمایشات بر روی نمونه های اجزای سامانه جداساز (طبق پیوست ۱۰ این آئین‌نامه) تعیین و با توجه به محدوده عدم قطعیت مقادیر این مشخصه ها (طبق بند ۷-۱-۴-۳) برای طراحی بکار گرفته میشوند. تحلیل سامانه جداساز و سازه با استفاده از مشخصه های کرانه بالا و کرانه پایین سامانه جداساز بصورت جداگانه انجام و مقادیر حاکم برای پارامترهای طراحی تعیین میشوند.

۷-۲-۶-۱ تغییر مکان حداکثر D_M :

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

سامانه جداساز باید بنحوی طراحی و ساخته شود که حداقل قادر به تحمل تغییر مکان حداکثر با در نظر گرفتن مشخصه های کرانه بالا و کرانه پایین گفته شده در بحرانی ترین جهت افقی باشد. این تغییر مکان از رابطه (۷-۸) محاسبه می شود:

$$D_M = \frac{gS_{M1}T_M}{4\pi^2 B_M} \qquad (۷-۸)$$

در این رابطه g شتاب ثقلی، T_M دوره تناوب موثر برای سازه جداسازی شده در تغییر مکان حداکثر D_M است. B_M ضریب عددی تعیین شده توسط رابطه (۷-۹) برای نسبت میرائی موثر سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر، β_M، میباشد.

$$B_M = \frac{4.6}{6.2 - L_n 100\beta_M} \leq 2.0 \qquad (۷-۹)$$

۷-۲-۶-۲ دوره تناوب موثر در تغییر مکان حداکثر D_M

دوره تناوب موثر سامانه جداساز T_M در تغییر مکان حداکثر از رابطه (۷-۱۰) و با استفاده از کرانه های بالا و پایین مشخصه های سامانه جداساز تعیین میگردد.

$$T_M = 2\pi\sqrt{\frac{W}{k_M\ g}} \qquad (۷-۱۰)$$

در رابطه فوق W وزن موثر لرزه ای سازه در بالای لایه جداساز است که بر مبنای بار مرده و قسمتی از بار زنده مطابق ضوابط فصل سوم این آئین‌نامه تعیین می شود. سختی موثر سامانه جداساز k_M در تغییر مکان حداکثر D_M نیز با استفاده از رابطه (۷-۶) قابل محاسبه است.

۷-۲-۶-۳ تغییر مکان حداکثر کل D_{TM}

تغییر مکان حداکثر کل شامل تغییر مکانهای اضافی اعضا سامانه جداساز ناشی از لنگرهای پیچشی ذاتی و تصادفی است که با استفاده از توزیع مکانی سختی جانبی سامانه جداساز و بحرانی ترین مکان قرارگیری مرکز جرم سازه به لحاظ ایجاد بیشترین لنگر قابل تعیین میباشد. تغییر مکان D_{TM} برای هر یک از اعضای سامانه جداساز کمتر از مقادیر تعیین شده توسط رابطه (۷-۱۱) نخواهد بود.

$$D_{TM} = D_M\left[1 + \frac{y}{P_T^2}\frac{12e}{b^2 + d^2}\right] \qquad (۷-۱۱)$$

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

در این رابطه D_M تغییر مکان حداکثر مرکز سختی سامانه جداساز در جهت مورد نظر و y فاصله بین مرکز هر عضو سامانه جداساز از مرکز سختی سامانه در امتداد عمود بر جهت بار لرزه ای است. e مجموع خروج از مرکزیت ذاتی بین مرکز جرم سازه در بالای لایه جداساز و مرکز سختی سامانه جداساز در پلان و خروج از مرکزیت اتفاقی به میزان ۵٪ بعد بلندتر ساختمان در جهت عمود بر راستای نیروی وارده است. در این رابطه b کوتاهترین بعد ساختمان و d بلندترین بعد آن در جهت عمود بر جهت b در پلان و P_T نسبت دوره تناوب موثر انتقالی به دوره تناوب موثر پیچشی ساختمان جداسازی شده است که از طریق تحلیل دینامیکی محاسبه میشود. برای محاسبه P_T میتوان از رابطه (۷-۱۲) نیز استفاده نمود.

$$P_T = \frac{1}{r_l}\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(x_i^2 + y_i^2)}{N}} \qquad (۷-۱۲)$$

در این رابطه x_i و y_i فواصل افقی جداساز iام از مرکز جرم سازه در جهات محورهای مختصات سامانه جداساز بوده و N تعداد جداسازها می باشد. همچنین شعاع ژیراسیون سامانه جداساز r_l برای پلان های مربع مستطیل $r_l = \sqrt{(b^2 + d^2)/12}$ می باشد.

۷-۲-۶-۴ نیروهای جانبی برای طراحی سازه

۷-۲-۶-۴-۱ سامانه جداساز و اعضا سازه ای واقع در زیر تراز کف: سامانه جداساز و تمامی اعضا سازه ای زیرین آن (شامل پی سازه) باید برای تحمل نیروی جانبی حداقل V_b مطابق رابطه (۷-۱۳) با در نظر گرفتن تمامی ضوابط طراحی سازه های معمولی و نیز با در نظر گیری کرانه های بالا و پائین مشخصه های رفتاری سامانه جداساز طراحی گردند.

$$V_b = k_M D_M \qquad (۷-۱۳)$$

نیروی V_b نباید از حداکثر نیروی سامانه جداساز در هر تغییر مکان ازجمله تغییر مکان حداکثر D_M کمتر در نظر گرفته شود. لنگر اعمالی ناشی از بار لرزه ای جانبی V_b به اعضا سامانه جداساز، پی و اعضا سازه ای پایین تر از تراز کف بایستی با توجه به توزیع بار لرزه‌ای در ارتفاع سازه مطابق بند ۷-۲-۶-۵ تعیین شود با این تفاوت که از بار لرزه ای کاهش نیافته V_{st} بجای V_s در روابط مربوطه استفاده میگردد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۷-۲-۶-۴-۲ نیروی طراحی در بالای تراز کف: سازه قرارگرفته در بالای تراز کف باید با استفاده از کلیه ضوابط طراحی سازه های معمولی تحت بار برشی حداقل V_s مطابق رابطه (۷-۱۴) با در نظر گرفتن کرانه های بالا و پائین مشخصه های رفتاری سامانه جداساز طراحی گردد.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_I} \qquad (۷-۱۴)$$

در این رابطه R_I ضریب رفتار سازه های جداسازی شده در جهت مورد بررسی است که برابر با سه هشتم مقدار آن در سازه های جداسازی نشده فرض میشود. حد بالای این ضریب ۲ و حد پائین آن ۱/۰ است. در رابطه (۷- ۱۴) ، V_{st} بار لرزه ای کاهش نیافته در بالای تراز کف است که از رابطه (۷-۱۵) بدست می آید.

$$V_{st} = V_b \left(\frac{W_s}{W}\right)^{(1-2.5\beta_M)} \qquad (۷-۱۵)$$

بار لرزه ای بدست آمده با استفاده از کرانه های بالا و پائین مشخصه های رفتاری سامانه جداساز محاسبه میشود. W_s وزن موثر لرزه ای سازه فوقانی بدون در نظر گرفتن وزن موثر لرزه ای طبقه تراز کف است. چنانچه سطح تحتانی تراز کف از سطح فوقانی جداسازها بطور متوسط ۰/۹۰ متر بالاتر باشد، W_s با وزن موثر سازه فوقانی W برابر فرض میشود. چنانچه رفتار هیسترسیس سامانه جداساز با تغییرات ناگهانی در مقادیر نیرو- تغییر مکان همراه باشد، $3.5\beta_M$ جایگزین $2.5\beta_M$ این رابطه میگردد.

۷-۲-۶-۴-۳ محدودیت در حداقل بار طراحی V_s : V_s نباید از مقادیر زیر کمتر در نظر گرفته شود:

۱- برش پایه بدست آمده برای سازه با پای گیر دار و وزن موثر لرزه ای W_s و با کرانه بالای دوره تناوب سامانه جداساز T_M؛

۲- برش پایه طراحی برای بار باد (با در نظر گرفتن ضریب بار)؛

۳- حد اقل بار طراحی لرزه ای V_s محاسبه شده از رابطه (۷-۱۴) که در آن بیشترین مقدار برای V_b یا از طریق استفاده از کرانه بالای مشخصه های رفتاری و یا یکی از حالات زیر تعیین گردد:

الف - ۱/۵ برابر مقدار اسمی نیروی حد تسلیم در سامانه جداساز غیر خطی

ب- ظرفیت نهایی سیستم مهار اثر باد در سامانه جداساز

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

پ- مقدار نیروی اصطکاک جهت آغاز لغزش در سامانه جداساز لغزشی
ت- مقدار نیرو در تغییر مکان صفر سامانه جداساز لغزشی پس از تکمیل یک چرخه دینامیکی لغزش در تغییر مکان D_M

۷-۲-۶-۵ توزیع بار لرزه ای در ارتفاع ساختمان

برش طراحی سازه فوقانی V_s بایستی با توجه به محدوده بالا و پائین مشخصه های رفتاری سامانه جداساز محاسبه و در ارتفاع سازه در تراز کف و بالاتر از آن با استفاده از روابط زیر تقسیم گردد.

$$F_1 = \frac{V_b - V_{st}}{R_I} \quad (۱۶-۷)$$

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (۱۷-۷)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=2}^{n} w_i h_i^k} \quad (۱۸-۷)$$

$$k = 14\beta_M T_{fb} \quad (۱۹-۷)$$

در اینجا F_1: نیروی طراحی درترازکف، F_x: نیروی طراحی درتراز سایرطبقات $(x > 1)$، C_{vx}: ضریب وزنی برش پایه V_s: برای طبقه xام ، w_i و w_x : قسمتی از وزن موثر لرزه ای سازه W_s که در طبقه iام و یا xام متمرکز شده، و h_i و h_x: نیز ارتفاع طبقات iام وxام نسبت به تراز کف می باشند. همینطور، T_{fb}: دوره تناوب سازه مستقر بر روی سامانه جداساز میباشد که با فرض پایه ثابت محاسبه شده است.

۷-۲-۶-۶ تغییر مکان نسبی مجاز طبقات:

حداکثر تغییر مکان نسبی مجاز برای تمامی ارتفاع ساختمان نباید بیشتر از $0.015h_{sx}$ در نظر گرفته شود. در این رابطه h_{sx} ارتفاع طبقه در زیر تراز xام است. مقدار تغییر مکان نسبی بایستی بر مبنای ضوابط موجود در فصل سوم و با استفاده از روابط (۷-۲۰) و (۷-۲۱) محاسبه شود.

$$\Delta_x = \delta_x - \delta_{x-1} \le 0.015\left(h_{sx} - h_{s(x-1)}\right) \quad (۲۰-۷)$$

$$\delta_x = R_I \delta_{xe} \quad (۲۱-۷)$$

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

که در این روابط Δ_x تغییر مکان نسبی طبقه xام ، δ_x و δ_{x-1} تغییر مکان طبقات در تراز های x و $x-1$ و δ_{xe} تغییر مکان طبقات در تحلیل خطی با فرض تقسیم بار لرزه ای در ارتفاع مطابق بند ۷-۲-۶-۵ است.

۷-۲-۷ روش های تحلیل دینامیکی

۷-۲-۷-۱ مدل سازی:

مدل‌های عددی سازه جداسازی شده شامل سامانه جداساز لرزه‌ای، سیستم باربر جانبی و سایر اعضای سازه‌ای باید با رعایت ضوابط فصل ۳ و الزامات بندهای ۷-۲-۷-۱-۱و ۷-۲-۷-۱-۲ تهیه شده باشند.

۷-۲-۷-۱-۱ سامانه جداساز: سامانه جداساز باید با استفاده از مشخصه های رفتاری که مطابق بند ۷-۱-۳ به دست آمده‌اند مدل شود. مقادیر تغییر مکان و نیرو باید جداگانه برای مقادیر کرانه بالا و کرانه پایین مشخصات سامانه جداساز به نحوی که در بند ۷-۱-۳-۴ تعریف شده محاسبه شوند. سامانه جداساز باید با منظور کردن جزییات کافی برای در نظرگیری موارد زیر مدل‌سازی شود:

۱- نحوه توزیع دستگاه های جداساز در پلان

۲- انتقال در هر دو امتداد افقی و نیز پیچش سازه در بالای لایه جداسازی با توجه به نامطلوب‌ترین موقعیت جرم خارج از مرکز

۳- نیروهای واژگونی و برکنش در هر یک از جداسازها

۴- اثر بار قائم و بارگذاری در دو امتداد، و در صورت لزوم نرخ بارگذاری، در صورتی که مشخصات نیرو-تغییر مکان سامانه جداساز به این مشخصه ها وابسته باشد.

تغییر مکان حداکثر کل، D_{TM}، در سامانه جداساز باید با استفاده از یک مدل از سازه جداسازی شده که شامل مشخصات نیرو و تغییرشکل اعضای غیرخطی سامانه جداساز و سیستم باربر لرزه‌ای است، محاسبه شود.

۷-۲-۷-۱-۲ سازه جداسازی شده: به شرط اینکه کلیه‌ی اعضای سیستم باربر لرزه‌ای در روسازه در حالت عمدتا ارتجاعی باقی بمانند، محاسبه حداکثر تغییر مکان نسبی هر طبقه و نیروهای طراحی و تغییر مکانها در اعضای باربرجانبی با استفاده از یک مدل ارتجاعی خطی مجاز است. سیستم‌های باربر لرزه‌ای با اعضای عمدتا ارتجاعی، شامل و نه محدود

نسخه ارسالی ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

به سیستم‌های سازه‌ای منظم که برای ۱۰۰٪ نیروی جانبی V_s مطابق بندهای ۷-۲-۶-۴-۲ و ۷-۲-۶-۴-۳ طراحی شده اند، هستند. تحلیل سامانه جداساز و سازه باید به طور جداگانه برای مقادیر کرانه بالا و کرانه پایین مشخصات انجام گرفته ومقادیر غالب طراحی برای پارامتر های پاسخ مورد نظرتعیین شود.

۷-۲-۷-۲ روش تحلیل دینامیکی طیفی

تحلیل طیفی باید طبق بند ۳-۱۰-۱ این آئین‌نامه انجام شود. برای اینکار باید از یک نسبت میرایی برای مود اصلی در امتداد مورد نظر که برابر با نسبت میرایی موثر سامانه جداسازی، و یا ۳۰٪ میرایی بحرانی، هر کدام کمتر باشد، استفاده شود. میرایی مودهای بالاتر باید مشابه مقادیر متناظر در روسازه با فرض پایه ثابت انتخاب شوند. تحلیل طیفی برای تعیین جابجایی بیشینه کل باید به طور همزمان اثر ۱۰۰٪ شدت زلزله در امتداد بحرانی و ۳۰٪ در جهت متعامد افقی را شامل گردد. بیشینه جابجایی سامانه جداسازی باید با جمع برداری مقادیر جابجایی در دو امتداد متعامد به دست آید.

۷-۲-۷-۳ روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

تحلیلهای تاریخچه زمانی باید با استفاده از مجموعه‌ای از زوج شتابنگاشت‌ها انجام گیرد که مطابق با بند ۷-۱-۲ انتخاب و به تراز زلزله بیشینه مورد نظر مقیاس شده‌اند. این تحلیلها برای محاسبه نیروهای جانبی و تغییر مکانها در سازه‌ی جداسازی شده، حداکثر تغییر مکان کل سامانه جداسازی، نیروها درجداسازها و اتصالات جداسازها و نیز در قاب‌بندی به کار رفته در بالا و پایین لایه جداساز برای مقاومت در برابر اثرات ناشی از $P\text{-}\Delta$ انجام میشود. هر زوج از شتابنگاشت‌ها باید به طور همزمان و با در نظر گرفتن نامطلوب‌ترین خروج از مرکزیت برای جرم به مدل اعمال گردند. حداکثر تغییر مکان سامانه جداساز باید از جمع برداری مقادیر تغییر مکانها در دو امتداد متعامد در هر گام زمانی محاسبه شود. پارامترهای مورد استفاده برای طراحی از میانگین نتایج تحلیلهای تاریخچه زمانی تحت اثر زلزله های مختلف به دست می‌آیند. برای ساختگاه‌های نزدیک گسل مفاد بند ۷-۱-۲ باید مورد توجه قرار گیرد. همچنین خروج از مرکزیت اتفاقی شامل تغییر مکان مرکز جرم از محل محاسبه شده به اندازه ۵٪ ± بعد دیافراگم باید به طور جداگانه در هر یک از دو امتداد متعامد در محاسبات منظور گردد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۷-۲-۷-۴ حداقل تغییر مکانها و نیروهای جانبی

۷-۲-۷-۴-۱ سامانه جداساز و اعضای سازه‌ای زیر تراز کف: سامانه جداساز، شالوده و اعضای زیر تراز کف باید بر مبنای ضوابط طراحی سازه بدون جداساز و نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی بدون هرگونه کاهش طراحی شوند، اما نیروی جانبی طرح نباید کمتر از ۹۰ درصد V_b حاصل از رابطه (۷-۱۳) در نظر گرفته شود. حداکثر تغییر مکان کل سامانه جداساز نباید کمتر از ۸۰ درصد مقدار D_{TM} معرفی شده در بند ۷-۲-۶-۳ در نظر گرفته شود به جز اینکه D'_M را مطابق رابطه (۷-۲۲) می‌توان به جای D_M به کار برد.

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1+(T/T_M)^2}} \qquad (۷-۲۲)$$

در این رابطه، D_M تغییر مکان حداکثر (بر حسب میلیمتر) در مرکز سختی سامانه جداساز در امتداد در دست بررسی مطابق رابطه (۷-۸)، T دوره تناوب ارتجاعی ساختمان بالای لایه جداساز با فرض پایه ثابت به نحو تعیین شده در فصل سوم این آئین‌نامه، منجمله با استفاده از ضریب C_u در صورتیکه از روابط تقریبی برای محاسبه دوره تناوب اصلی استفاده شود، و T_M دوره تناوب موثر سازه دارای جداساز لرزه‌ای در تغییر مکان D_M در امتداد مورد نظر طبق رابطه (۷-۱۰) میباشد.

۷-۲-۷-۴ -۲ اعضای سازه‌ای روی تراز کف: اعضای سازه‌ای روی تراز کف باید با استفاده از ضوابط مربوط به طراحی سازه فاقد جداساز لرزه‌ای و نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی که مطابق بند ۷-۲-۶-۴-۲ با ضریب R_I کاهش یافته طراحی شوند. در روش تحلیل طیفی، نیروی برش طراحی در هیچ طبقه ای نباید از برش طبقه بدست آمده توسط نیروهای حاصله از رابطه (۷-۱۷) که در آن نیروی برش پایه V_b از تحلیل طیفی در جهت مورد نظر بدست آمده است، کمتر باشد. برای تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌های منظم، مقدار V_b نباید کمتر از ۸۰٪ مقدار تعیین شده در بند ۷-۲-۶-۴-۱ و مقدار V_s نباید کمتر از ۱۰۰٪ حدود تعریف شده توسط بند ۷-۲-۶-۴-۳ باشد. برای تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌های نامنظم، مقدار V_b نباید کمتر از ۱۰۰٪ مقدار تعیین شده در بند ۷-۲-۶-۴-۱و مقدار V_s نباید کمتر از ۱۰۰٪ محدودیت‌های تعریف شده توسط بند ۷-۲-۶-۴-۳ باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۷-۲-۷-۴-۳ مقیاس‌سازی نتایج: اگر نیروهای جانبی حاصل از روش تحلیل طیفی یا تحلیل تاریخچه زمانی از مقادیر حداقل مندرج در بندهای ۷-۲-۷-۴-۱ و ۷-۲-۷-۴-۲ کمتر باشند، کلیه پارامترهای طراحی باید به تناسب افزایش یابند.

۷-۲-۷-۴-۴ حدود تغییر مکان نسبی طبقات: حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه ناشی از نیروهای جانبی منجمله تغییر مکان ناشی از تغییر شکل قائم سامانه جداساز شامل حدودی بشرح زیر خواهد بود:

۱- در روش تحلیل طیفی، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات در رو سازه نباید از مقدار $۰/۰۱۵h_{sx}$ فراتر رود.

۲- در روش تحلیل تاریخچه زمانی که با استفاده از رفتار غیرخطی اعضای باربر جانبی انجام میشود، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات در رو سازه نباید از مقدار $۰/۰۲۰h_{sx}$ بیشتر شود. تغییر مکان نسبی طبقه طبق فصل سوم این آئین‌نامه که در آن Cd برای ساختمانهای جداسازی شده برابر با مقدار R_I طبق بند ۷-۲-۶-۴-۲ در نظر گرفته شده، محاسبه میگردد. در صورتی که تغییر مکان نسبی طبقه از $\frac{0.01}{R_I}$ فراتر رود، لازم است اثرات ثانویه ناشی از حداکثر تغییر مکان جانبی سازه روی سامانه جداساز در ترکیب با نیروهای ثقلی بررسی شود.

۷-۳ ضوابط طراحی لرزه ای ساختمانهای دارای سامانه میراگر

۷-۳-۱ سیستم باربر لرزه ای

سازه‌های مجهز به سامانه میراگر باید در هر امتداد، دارای یکی از انواع سیستم باربر لرزه ای معرفی شده در فصل سوم این آئین‌نامه بوده و مقاومت مورد نیاز در مقابل نیروهای معرفی شده در این بند را تامین و ضوابط تغییر مکان نسبی مجاز را برآورده سازد. در طراحی سیستم باربر لرزه ای گفته شده در هر جهت، باید ضوابط بند ۷-۳-۶ (در روش استاتیکی معادل)، ضوابط بند ۷-۳-۵ (در روش تحلیل طیفی)، ضوابط بند ۷-۳-۴ (در روش تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی)، و شرط حداقل نیروی برش پایه مربوط به این بند در نظر گرفته شوند.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

برش پایه طراحی سیستم باربر لرزه ای نباید از V_{min} کمتر در نظر گرفته شود. V_{min} بزرگ ترین مقدار محاسبه شده از روابط (۷-۲۳) و (۷-۲۴) میباشد.

$$V_{min} = \frac{V_u}{B_{v+I}} \quad (۲۳-۷)$$

$$V_{min} = 0.75V_u \quad (۲۴-۷)$$

در این روابط، V_u برش پایه سازه در امتداد مورد نظر است که با استفاده از روش استاتیکی معادل (طبق فصل سوم این آئین‌نامه) بدست می‌آید، و B_{v+I} ضریب عددی است که براساس نسبت میرایی موثر برابر با حاصل‌جمع نسبت میرایی ویسکوز در مد اصلی ارتعاش سازه در امتداد مورد نظر، β_{Vm} $(m=1)$ ، و نسبت میرایی ذاتی، β_I (در پریود سازه برابر با T_1)، از رابطه (۷-۷۰) تعیین میشود.

تبصره ۱: برش پایه طراحی سیستم باربر لرزه‌ای در صورتی که هر یک از شرایط زیر وجود داشته باشد، نباید کمتر از V_u در نظر گرفته شود:

الف- تعداد میراگر جهت مقابله با پیچش سازه در هر تراز طبقه کمتر از ۲ عدد باشد.

ب- سیستم باربر جانبی دارای نا منظمی پیچشی شدید در پلان یا نا منظمی در ارتفاع به لحاظ وجود طبقه خیلی نرم طبق تعاریف فصل سوم این آئین‌نامه باشد.

۷-۳-۲ سامانه میراگر

میراگرها و سایر اجزای مورد نیاز برای اتصال آنها به اعضای سازه ای باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که برای بارهای طراحی ناشی از زلزله بیشینه مورد نظر در حالت ارتجاعی باقی بمانند. سایر اعضای سامانه میراگر (نشان داده شده در شکل ۷-۲) میتوانند تحت زلزله بیشینه مورد نظر رفتار غیر ارتجاعی داشته باشند، در صورتی که با تحلیل یا آزمایش نشان داده شود که اینکار اثر منفی بر عملکرد سامانه میراگر نداشته باشد. در صورت استفاده از روش تحلیل طیفی (بند ۷-۳-۵) و یا روش استاتیکی معادل (بند ۷-۳-۶)، پاسخ غیرارتجاعی بر طبق بند ۷-۳-۵-۵-۶ محدود خواهد بود. اعضا نیرو-کنترل سامانه میراگر برای نیروهای لرزه ای تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر که به میزان ۲۰٪ افزایش یافته اند، طراحی خواهند شد. برای میراگرهایی که در لایه جداساز یک سازه جداسازی شده لرزه‌ای استفاده شده باشند، مقادیر جابجایی، سرعت و شتاب باید طبق ضوابط طراحی سازه های دارای جداساز لرزه ای تعیین شوند.

نسخه اولیه ۳ ارائه برای نظرخواهی عمومی

۷-۳-۳ انتخاب روش تحلیل

برای تحلیل و طراحی سازه های مجهز به سیستم میراگر در مقابل زلزله، از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی طبق بند ۷-۳-۴ استفاده میشود.

تبصره ۲ : در صورت تامین شرایط بند ۷-۳-۳-۱ می توان از روش تحلیل طیفی طبق بند ۷-۳-۵ و در صورت تامین شرایط بند ۷-۳-۳-۲ میتوان از روش استاتیکی معادل طبق بند ۷-۳-۶ استفاده نمود.

۷-۳-۳-۱ شرایط استفاده از روش تحلیل طیفی

برای انجام تحلیل طیفی می باید شرایط زیر برقرار باشد:

۱- در هر امتداد، سامانه میراگر دارای حداقل دو میراگر در هر طبقه به منظور مقابله با پیچش باشد.

۲- نسبت میرایی موثر کل مد اصلی سازه، β_{mD} $(m=1)$ در امتداد مورد نظر از ۳۵٪ نسبت میرایی بحرانی تجاوز نکند.

۷-۳-۳-۲ شرایط استفاده از روش استاتیکی معادل

در صورت داشتن تمام شرایط زیر میتوان از روش استاتیکی معادل ارائه شده در بند ۷-۳-۵ در طراحی سازه دارای سامانه میراگر استفاده نمود:

۱- در هر امتداد، سامانه میراگر دارای حداقل دو میراگر در هر طبقه به منظور مقابله با پیچش باشد.

۲- نسبت میرایی موثر کل مد اصلی سازه، β_{mD} $(m=1)$ در امتداد مورد نظر از ۳۵٪ نسبت میرایی بحرانی تجاوز نکند.

۳- سیستم مقاوم لرزه ای، نامنظمی در پلان از نوع نامنظمی پیچشی شدید یا بسیار شدید، یا نا منظمی در ارتفاع از نوع طبقه نرم یا بسیار نرم، یا نامنظمی جرمی یا هندسی نداشته باشد.

۴- کف ها از نوع دیافراگم صلب طبق مفاد فصل سوم این آئین‌نامه باشد.

۵- ارتفاع ساختمان از روی تراز پایه از ۳۰ متر بیشتر نشود.

استفاده از این روش برای سازه‌های مستقر بر روی جداساز لرزه‌ای مجاز نمی‌باشد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۷-۳-۳-۳ نامعینی در سامانه میراگر

اگر کمتر از چهار میراگر در هر طبقه از یک ساختمان و در هریک از امتداد های اصلی تأمین شده باشد یا کمتر از دو میراگر در هر طرف از مرکز سختی هر طبقه در هریک از امتدادهای اصلی قرار گرفته باشد، میراگرها باید قادر به تحمل تغییر مکانهایی برابر با ۱۳۰ درصد تغییر مکانهای حداکثر محاسبه شده در میراگرها تحت زلزله بیشینه مورد نظر (MCE_R) باشند. میراگرهای وابسته به‌سرعت نیز باید قادر به تحمل نیرو و تغییر مکان متناظر با سرعتی برابر با ۱۳۰ درصد سرعت حداکثر محاسبه شده برای آنها تحت زلزله بیشینه مورد نظر باشند.

۷-۳-۴ روش تاریخچه زمانی غیرخطی

باید مشخصات سختی و میرایی میراگرهای بکار رفته در مدلها براساس آزمایشهای پیوست (۱۰) این آئین‌نامه تعیین و تأیید شده باشد. در صورت لزوم، ویژگی‌های غیرخطی نیرو- سرعت- تغییر مکان میراگرها نیز باید بگونه‌ای مدل شود که وابستگی میراگر به فرکانس، دامنه و مدت بارگذاری لرزه‌ای مستقیما در نظر گرفته شود. در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید مدلسازی ریاضی سیستم باربر جانبی و سامانه میراگر مطابق ضوابط این قسمت انجام شود. این مدل باید رفتار هیسترتیک تمامی اعضا و اتصالاتی را که وارد محدوده رفتار غیرخطی می‌شوند با توجه به داده‌های آزمایشگاهی در نظر بگیرد. برون یابی داده‌های آزمایشگاهی برای دامنه هایی فراتر از دامنه تغییر مکان‌های آزمایش شده مجاز نمی باشد. چنانچه نتایج تحلیل‌ها نشان دهد که امکان افت در مقاومت یا سختی اعضا وجود دارد، مدل هیسترتیک باید دربرگیرنده این اثرات نیز باشد. نسبت میرایی ذاتی سازه را نباید بزرگتر از ۳٪ نسبت میرایی بحرانی در نظر گرفت، تحلیل باید در هر دو تراز زلزله طرح و زلزله بیشینه مورد نظر انجام شود. در تحلیل تحت زلزله طرح نیازی نیست اثرات خروج از مرکزیت اتفاقی در نظر گرفته شود. نتایج تحلیل تحت زلزله طرح برای طراحی سیستم باربر جانبی و نتایج تحلیل تحت زلزله بیشینه مورد نظر برای طراحی سامانه میراگر مورد استفاده قرار میگیرد. در تحلیل تحت زلزله بیشینه مورد نظر علاوه بر خروج از مرکزیت ذاتی، خروج از مرکزیت اتفاقی نیز باید به میزان ۵٪ بعد دیافراگم به طور جداگانه در هر یک از دو امتداد عمود بر هم و در تراز هر دیافراگم در نظر گرفته شود.

۷-۳-۴-۱ پارامترهای پاسخ

حداکثر مقادیر پارامترهای پاسخ باید برای هر زلزله بکار رفته در تحلیل تاریخچه زمانی محاسبه شود. پارامترهای پاسخ باید شامل نیروها، جابجایی‌ها و سرعت‌ها (در حالت میراگرهای وابسته به سرعت) در هر یک از میراگرها باشد. مقدار متوسط پارامترهای پاسخ حاصل از تحلیلها در تراز زلزله طرح یا زلزله بیشینه مورد نظر مورد استفاده قرار میگیرد.

۷-۳-۴-۲ شرایط بارگذاری لرزه ای و معیارهای پذیرش

در روش تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی باید سیستم باربر لرزه ای، سامانه میراگر، شرایط بارگذاری و معیارهای پذیرش برای پارامترهای پاسخ مورد نظر مطابق با ضوابط زیر باشند:

۷-۳-۴-۲-۱ سیستم باربر لرزه ای: تامین مقاومت مورد نیاز طبق ضوابط فصل سوم این آئین‌نامه با استفاده از هر دو مقدار زیر برای طراحی سیستم باربر جانبی سازه بدون وجود میراگر ضروری است:

۱- برش پایه V_{min} که در بند ۷-۳-۱ تعریف شده است.

۲- مقادیر پاسخ ناشی از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی تحت زلزله طرح.

تغییر مکان نسبی طبقات باید با استفاده از تحلیل مدل کامل، شامل سازه و سامانه میراگر، تحت زلزله بیشینه مورد نظر با ملاحظه خروج از مرکزیت اتفاقی تعیین شود. حداکثر تغییر مکان نسبی در زلزله بیشینه مورد نظر نباید بیشتر از هیچیک از مقادیر ۳٪ ، حاصل ضرب مقادیر مشخص شده در فصل سوم در $\frac{1.5\,R_u}{C_d}$ و یا 1.9، هر کدام کمتر است، باشد. C_d و R_u باید از فصل سوم این آئین‌نامه برای سیستم ساختمانی مورد نظر (بدون سیستم میراگر) استخراج شوند.

۷-۳-۴-۲-۲ سامانه میراگر: سامانه میراگر شامل میراگرها و تمامی اتصالات آنها به سازه، باید برای تحمل نیروها، تغییر مکان‌ها و سرعت‌های حاصل از نتایج تحلیل تحت زلزله بیشینه مورد نظر طراحی شود.

۷-۳-۴-۲-۳ ترکیب اثرات بارگذاری: ترکیب آثار ناشی از نیروهای ثقلی و لرزه‌ای وارده به سامانه میراگر باید برطبق ضوابط مندرج در بند ۳-۱۹ از فصل سوم این آئین‌نامه و با استفاده از نیروهای لرزه‌ای افقی، Q_E ، ناشی از تحلیل تحت زلزله بیشینه مورد نظر صورت گیرد. در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی می‌توان از ضریب ۲۵٪ برای بار زنده استفاده

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

نمود. ضریب نامعینی سازه، ρ، در تمام حالات باید برابر ۱/۰ در نظر گرفته شود. در طراحی سامانه میراگر نیازی به اعمال ضریب اضافه مقاومت موضوع بند ۳-۱۹-۲ از فصل سوم این آئین‌نامه نمی باشد.

۷-۳-۴-۲-۴ معیارهای پذیرش برای پارامترهای پاسخ: اجزاء سامانه میراگر باید براساس معیارهای طراحی این آئین‌نامه با لحاظ نمودن ضریب کاهش مقاومت $\phi=1$، برای تحمل نیروها، تغییر مکانها و سرعت‌های حاصل از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی تحت زلزله بیشینه مورد نظر ارزیابی شوند.

۷-۳-۵ روش تحلیل طیفی

در مواردی که استفاده از روش تحلیل طیفی برای طراحی سازه‌های دارای سیستم میراگر مجاز باشد، ضوابط این بخش و بندهای ۷-۳-۶-۴، و ۷-۳-۶-۵ اعمال خواهد شد.

۷-۳-۵-۱ مدلسازی

در مدلسازی ریاضی سیستم باربر لرزه ای و سامانه میراگر باید توزیع سه‌بعدی جرم، سختی و میرایی در سازه در نظر گرفته شود. این مدل و تحلیل آن باید الزامات بند ۳-۷-۱ را برای سیستم باربر لرزه ای و الزامات این بند را برای سامانه میراگر برآورده سازد. سختی و میرایی میراگرهای مورد استفاده در مدل باید براساس آزمایشهای تعیین شده برای آنها در پیوست (۱۰) این آئین‌نامه تعیین شود. سختی الاستیک اعضای سامانه میراگر به جز میراگرها باید به طور صریح مدل شوند. سختی میراگر ها بر اساس نوع آن به شرح زیر مدل میشود:

۱- میراگرهای وابسته به تغییر مکان: در این میراگرها باید سختی موثر به نحوی مدل شود که بیانگر نیروی میراگر در پاسخ تغییر مکان مورد نظر (به عنوان مثال تغییر مکان نسبی طراحی طبقه) باشد. همینطور، میتوان سختی میراگرهای اصطکاکی و یا جاری شونده را از تحلیل طیفی حذف نمود، به شرط آنکه نیروهای طراحی مربوط به میراگرهای وابسته به تغییر مکان، Q_{DSD}، به عنوان نیروی خارجی به مدل اعمال گردد (بند ۷-۳-۵-۵-۵).

۲- میراگرهای وابسته به سرعت: میراگرهای وابسته به سرعت که دارای مؤلفه سختی هستند (مثلا میراگر ویسکوالاستیک) باید با سختی موثر متناظر با دامنه و فرکانس مورد نظر مدل شوند.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۷-۳-۵-۲ سیستم باربر لرزه ای

۷-۳-۵-۲-۱ برش پایه لرزه ای: برش پایه لرزه‌ای سازه، V_u، در جهت مورد نظر باید از ترکیب مولفه‌های مودال، Vm، با قید (۷-۲۵) تعیین شود:

$$V_u \geq Vmin \qquad (۷-۲۵)$$

برش پایه لرزه‌ای سازه، V_u، باید با روش جذر مجموع مربعات *(SRSS)* یا روش ترکیب مربعی کامل، *CQC*، مولفه های مودال برش پایه، Vm، تعیین شود

۷-۳-۵-۲-۲ برش پایه مودال: برش پایه مودال مد m ام ارتعاش سازه، V_m، در جهت مورد نظر باید با توجه به رابطه (۷-۲۶) تعیین شود:

$$V_m = C_{sm}\,\overline{W_m} \qquad (۷-۲۶الف)$$

$$\overline{W}_m = \frac{(\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{im})^2}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{im}^2} \qquad (۷-۲۶ب)$$

در این روابط، C_{sm}: ضریب پاسخ لرزه‌ای مد m ام ارتعاش سازه در جهت مورد نظر که از بند ۷-۳-۵-۲-۴ *(m=1)* یا بند ۷-۳-۵-۲-۶ *(m>1)* تعیین میشود.

$\overline{W}_m$: وزن موثر لرزه‌ای مد m ام ارتعاش سازه

ϕ_{im} : دامنه تغییر مکان تراز i ام سازه در مود m ام ارتعاش درجهت مورد نظر، نرمال شده به واحد در تراز بام

۷-۳-۵-۲-۳ ضریب مشارکت مودی: ضریب مشارکت مودی مود m ام ارتعاش سازه، Γ_m، در جهت مورد نظر از رابطه (۷-۲۷) تعیین می شود:

$$\Gamma_m = \frac{\overline{w}_m}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{im}} \qquad (۷-۲۷)$$

۷-۳-۵-۲-۴ ضریب پاسخ لرزه‌ای مد اصلی: ضریب پاسخ لرزه‌ای مد اصلی*(m=1)*، C_{s1}، در جهت مورد نظر از روابط (۷-۲۸) و (۷-۲۹) تعیین میشود:

$$C_{s1} = \left(\frac{R}{C_d}\right)\frac{S_{Ds}}{\Omega_o B_{1D}} \qquad \text{برای } T_{1D} < T_s \qquad (۷-۲۸)$$

$$C_{s1} = \left(\frac{R}{C_d}\right)\frac{S_{D1}}{T_{1D}(\Omega_o B_{1D})} \qquad \text{برای } T_{1D} \geq T_s \qquad (۷-۲۹)$$

در این روابط، S_{DS} دامنه شتاب طیف طرح در محدوده دوره تناوبهای کوتاه، S_{D1} دامنه شتاب طیف طرح در دوره تناوب ۱/۰ ثانیه، T_{1D} دوره تناوب موثر مد اصلی در زلزله طرح، و B_{1D} ضریب عددی که از رابطه (۷-۷۰) برای نسبت میرایی موثر مد اصلی، *(m=1)* β_{mD}، و دوره تناوب سازه برابر T_{1D} محاسبه میشود. همینطور، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

جانبی C_d ، ضریب رفتار R_u ، و ضریب مقاومت افزون Ω_0 ، برای سیستم ساختمانی مورد نظر (بدون سیستم میراگر) از فصل سوم این آئین‌نامه استخراج میشوند.

۷-۳-۵-۲-۵ تعیین دوره تناوب موثر مود اصلی: دوره تناوب موثر مود اصلی (m=۱) در زلزله طرح T_{1D}، و در زلزله بیشینه مورد نظر، T_{1M}، براساس خصوصیات نیرو تغییر شکل سازه پس از تسلیم و یا برطبق روابط (۷-۳۰) و (۷-۳۱) تعیین میشوند:

$$T_{1D} = T_1\sqrt{\mu_D} \qquad (۷-۳۰)$$

$$T_{1M} = T_1\sqrt{\mu_M} \qquad (۷-۳۱)$$

۷-۳-۵-۲-۶ ضریب پاسخ لرزه‌ای مودهای بالاتر: ضریب پاسخ لرزه‌ای مودهای بالاتر ($m>1$) سازه، C_{sm} ، در جهت مورد نظر از روابط (۷-۳۲) و (۷-۳۳) تعیین می شود:

$$C_{sm} = \left(\frac{R}{C_d}\right)\frac{S_{D1}}{\Omega_o B_{mD}} \qquad \text{برای } T_m < T_s \qquad (۷-۳۲)$$

$$C_{sm} = \left(\frac{R}{C_d}\right)\frac{S_{D1}}{T_m(\Omega_o B_{mD})} \qquad \text{برای } T_m \geq T_s \qquad (۷-۳۳)$$

که در آن T_m دوره تناوب بر حسب ثانیه، درمد m ام ارتعاش سازه در جهت مورد نظر بوده و B_{mD}: ضریب عددی است که از رابطه (۷-۷۰) برای نسبت میرایی موثر و دوره تناوب سازه برابر T_m محاسبه میشود.

۷-۳-۵-۲-۷ نیروی جانبی طرح: نیروی جانبی طرح در تراز i ناشی از مود m ام ارتعاش سازه، F_{im} ، در جهت مورد نظر از رابطه (۷-۳۴) تعیین می شود:

$$F_{im} = w_i\phi_{im}\frac{\Gamma_m}{\bar{W}_m}V_m \qquad (۷-۳۴)$$

نیروهای طراحی اعضای باربر لرزه ای با استفاده از روشهای $SRSS$ یا CQC تعیین میشوند.

۷-۳-۵-۳ سامانه میراگر

نیروهای طراحی میراگرها و سایر اعضای سامانه میراگر باید براساس تغییر مکانهای طبقه، تغییر مکان نسبی طبقه و سرعت حرکت طبقه مطابق بند های بعدی تعیین شود. تغییر مکان و سرعت مورد استفاده برای تعیین بیشینه نیروها در میراگرها در هر طبقه باید با درنظر گرفتن زاویه قرارگیری هر میراگر نسبت به افق و همچنین اثر افزایش پاسخ ناشی از پیچش مفروض در طراحی سیستم لرزه بر جانبی تعیین شوند. تغییر مکانهای کف در تراز i ام، δ_{iD}، و δ_{iM}، تغییر مکانهای نسبی طبقه، Δ_D و Δ_M، سرعت‌های طبقه V_D و

نسخه اشنه ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

V_M باید برای هر دو تراز زلزله طرح و زلزله بیشینه مورد نظر با توجه به این بخش محاسبه شوند.

۷-۳-۵-۳-۱ تغییر مکان طبقه در زلزله طرح: تغییر مکان طبقه i در مود m ام در زلزله طرح، δ_{imD} در جهت مورد نظر باید مطابق رابطه (۷-۳۵) تعیین شود.

$$\delta_{imD} = D_{mD}\,\phi_{im} \qquad (۳۵-۷)$$

تغییر مکان کل طرح هر یک از طبقات سازه با استفاده از روش ترکیب *SRSS* یا *CQC* تغییر مکان های مودال ناشی از زلزله طرح محاسبه میشود.

۷-۳-۵-۳-۲ تغییر مکان بام در زلزله طرح: تغییر مکان های بام در مود اصلی *(m=1)* و مودهای بالاتر *(m>1)* ناشی از زلزله طرح، D_{1D} و D_{mD} ، در جهت مورد نظر از روابط (۷-۳۶) و (۷-۳۷) تعیین میشوند:

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{DS}T_{1D}^2}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{DS}T_1^2}{B_{1E}} \qquad \text{برای } m = 1،\ T_{1D} < T_s \qquad (۳۶-۷الف)$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{D1}T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{D1}T_1}{B_{1E}} \qquad \text{برای } m = 1،\ T_{1D} \geq T_s \qquad (۳۶-۷ب)$$

$$D_{mD} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_m\frac{S_{D1}T_m}{B_{mD}} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_m\frac{S_{DS}T_m^2}{B_{mD}} \qquad \text{برای } m > 1، \qquad (۳۷-۷)$$

۷-۳-۵-۳-۳ تغییر مکان نسبی طبقه ناشی از زلزله طرح: تغییر مکان نسبی طرح طبقه در مود اصلی، Δ_{1D} *(m=1)*، و در مودهای بالاتر Δ_{mD} *(m>1)* در جهت مورد نظر باید طبق بند ۳-۱۲ این آئین‌نامه با استفاده از تغییر مکان های مودال بام از بند ۷-۳-۵-۳-۲ محاسبه شود. تغییر مکان نسبی کل طراحی طبقه، ∇_D ، باید با استفاده از روش ترکیب *SRSS* و یا روش *CQC* تغییر مکان های نسبی مودال زلزله طرح محاسبه شود.

۷-۳-۵-۳-۴ سرعت طبقه ناشی از زلزله طرح: سرعت طبقه در زلزله طرح در مود اصلی ∇_{1D} *(m=1)* ، و مودهای بالاتر ارتعاش سازه، ∇_{mD} *(m>1)* در جهت مورد نظر از روابط (۷-۳۸) و (۷-۳۹) محاسبه میشوند:

$$\nabla_{1D} = 2\pi\frac{\Delta_{1D}}{T_{1D}} \qquad \text{برای } m = 1، \qquad (۳۸-۷)$$

$$\nabla_{MD} = 2\pi\frac{\Delta_{mD}}{T_m} \qquad \text{برای } m > 1، \qquad (۳۹-۷)$$

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

سرعت کل طرح طبقه، V_D با استفاده از روش ترکیب $SRSS$ و یا CQC سرعتهای مودال ناشی از زلزله طرح محاسبه میشود.

۷-۳-۵-۳-۵ پاسخ زلزله بیشینه مورد نظر: حداکثر تغییر مکان کل مودال در تراز iام، تغییر مکان نسبی طبقه و سرعت طبقه در زلزله بیشینه مورد نظر باید به ترتیب بر اساس بند های ۷-۳-۵-۳-۱، ۷-۳-۵-۳-۳ و ۷-۳-۵-۳-۴ و با جایگزینی تغییر مکان بام در زلزله طرح با تغییر مکان بام در زلزله بیشینه مورد نظر محاسبه شوند. تغییر مکان بام در زلزله بیشینه مورد نظر در جهت انتخابی باید براساس روابط (۷-۴۰) و (۷-۴۱) محاسبه شود.

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{MS}T_{1M}^2}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{MS}T_1^2}{B_{1E}} \qquad \text{برای } m = 1 \text{، } T_{1M} < T_S \qquad (۷-۴۰\text{الف})$$

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{M1}T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{M1}T_{1M}}{B_{1M}} \qquad \text{برای } m = 1 \text{، } T_{1M} \geq T_S \qquad (۷-۴۰\text{ب})$$

$$D_{mM} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_m \frac{S_{M1}T_m}{B_{mM}} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_m \frac{S_{MS}T_m^2}{B_{mM}} \qquad \text{برای } m > 1 \text{،} \qquad (۷-۴۱)$$

در این روابط، B_{mM} یک ضریب عددی است که از رابطه (۷-۷۰) برای نسبت میرایی موثر، βmM ، و دوره تناوب سازه برابر T_m محاسبه میشود.

۷-۳-۶ روش استاتیکی معادل

در مواردی که استفاده از روش استاتیکی معادل برای طراحی سازه‌ها با سیستم میراگر مجاز باشد، ضوابط این بخش اعمال خواهد شد.

۷-۳-۶-۱ مدل‌سازی:

اعضای سیستم باربر لرزه ای باید براساس ضوابط فصل سوم مدلسازی شوند. برای تحلیل، سازه باید با تکیه‌گاه گیردار مدل شود. اعضای سامانه میراگر باید به گونه ای مدلسازی شوند که امکان تعیین نیروهای طراحی انتقالی از دستگاه میراگر به سیستم باربر لرزه ای و نیز زمین فراهم گردد. سختی موثر میراگر وابسته به سرعت باید در مدلسازی لحاظ شود. اگر نسبت میرایی موثر با توجه به روش بند ۷-۳-۶-۴-۲ محاسبه شده و طبق ضوابط بندهای ۷-۳-۶-۲ و ۷-۳-۶-۳ برای اصلاح پاسخ استفاده شده باشد، نیازی به

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

مدلسازی میراگر به صورت مجزا نیست. سختی وخصوصیات میراگر استفاده شده در مدل باید براساس آزمایش میراگر مطابق با پیوست (۱۰) این آئین‌نامه بدست آید.

۷-۳-۶-۲ سیستم باربر لرزه ای

۷-۳-۶-۲-۱ برش پایه: برش پایه سیستم باربر لرزه ای، V، در امتداد مورد نظر باید با ترکیب` دو مولفه مدی V_1 و V_R طبق رابطه (۷-۴۲) تعیین شود.

$$V = \sqrt{V_1^2 + V_R^2} \geq V_{min} \qquad (۴۲-۷)$$

که در آن V_1 برش پایه طراحی لرزه‌ای در مد اصلی در امتداد مورد نظر است که طبق بند ۷-۳-۶-۲-۲ تعیین میشود. V_R برش پایه طراحی لرزه‌ای در مد باقی‌مانده در امتداد مورد نظر است، که طبق بند ۷-۳-۶-۲-۶ تعیین میگردد.

۷-۳-۶-۲-۲ برش پایه مد اصلی: برش پایه مد اصلی، V_1 ، از رابطه (۷-۴۳) تعیین می گردد.

$$V_1 = C_{s1}\overline{W}_1 \qquad (۴۳-۷)$$

C_{S1} ضریب پاسخ لرزه‌ای مد اصلی است که طبق بند ۷-۳-۶-۲-۴ تعیین میشود.

$\overline{W}_1$ وزن موثر لرزه‌ای مد اصلی که شامل بخشی از بار زنده برطبق ضوابط فصل سوم است، از رابطه (۷-۴۴) تعیین می شود:

$$\overline{W}_1 = \frac{(\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{i1})^2}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{i1}^2} \qquad (۴۴-۷)$$

w_i بخشی از کل وزن موثر لرزه‌ای W است که به تراز i ام اختصاص یافته و ϕ_{i1} دامنه شکل مد اصلی در این تراز طبق بند ۷-۳-۶-۲-۳ میباشد.

۷-۳-۶-۲-۳ مشخصات مد اصلی: دامنه شکل مد اصلی در تراز امi، ϕ_{i1} و ضریب مشارکت آن Γ_1 طبق روابط (۷-۴۵) و (۷-۴۶) تعیین میشوند.

$$\emptyset_{i1} = \frac{h_i}{h_n} \qquad (۴۵-۷)$$

$$\Gamma_1 = \frac{\overline{W}_1}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{i1}} \qquad (۴۶-۷)$$

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

در این رابطه، h_i ارتفاع از تراز پایه تا تراز i ام و h_n ارتفاع سازه از تراز پایه تا تراز بام میباشد. دوره تناوب اصلی T_1 با استفاده از تحلیل مودال و مشخصه های ارتجاعی سازه و یا رابطه (۴۷-۷) تعیین می شود.

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^{n} f_i \delta_i}} \qquad (۴۷-۷)$$

در این رابطه، f_i نیروی جانبی در تراز i ام است که با توجه به ضوابط فصل سوم این آئین‌نامه توزیع شده است و δ_i تغییرشکل ارتجاعی در تراز i ام سازه ناشی از نیروی جانبی اعمالی f_i میباشد.

۷-۳-۶-۲-۴ ضریب پاسخ لرزه‌ای مد اصلی: ضریب پاسخ لرزه‌ای مد اصلی،C_{S1}، باید از روابط (۴۸-۷) یا (۴۹-۷) تعیین شوند.

$$C_{s1} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right) \frac{S_{DS}}{\Omega_o B_{1D}} \qquad \text{برای } T_{1D} < T_s \qquad (۴۸-۷)$$

$$C_{S1} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right) \frac{S_{D1}}{T_{1D}(\Omega_o B_{1D})} \qquad \text{برای } T_{1D} \geq T_s \qquad (۴۹-۷)$$

در این روابط، S_{DS} دامنه شتاب طیف طرح در محدوده پریودهای کوتاه، S_{D1} دامنه شتاب طیف طرح در پریود یک ثانیه، T_{1D} دوره تناوب موثر مد اصلی در زلزله طرح، و B_{1D} ضریب عددی که از رابطه (۷۰-۷) برای نسبت میرایی موثر مد اصلی، β_{mD} $(m=1)$، و دوره تناوب سازه برابر T_{1D} محاسبه میشود. C_d ، R_u و Ω_0 برای سیستم ساختمانی مورد نظر (بدون سامانه میراگر) از فصل سوم این آئین‌نامه استخراج میشوند.

۷-۳-۶-۲-۵ دوره تناوب موثر مد اصلی: دوره تناوب موثر مد اصلی در زلزله طرح، T_{1D}، و در زلزله بیشینه موردنظر، T_{1M}، از روابط (۵۰-۷) یا (۵۱-۷) تعیین میشوند.

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D} \qquad (۵۰-۷)$$

$$T_{1M} = T_1 \sqrt{\mu_M} \qquad (۵۱-۷)$$

μ_D و μ_M به ترتیب شکل‌پذیری های موثر مورد نیاز ناشی از زلزله طرح و زلزله بیشینه موردنظر میباشند که براساس بند ۷-۳-۶-۴-۳ تعیین می شوند.

۷-۳-۶-۲-۶ برش پایه مد باقیمانده: برش پایه مد باقیمانده ،V_R، از رابطه (۵۲-۷) تعیین میگردد.

$$V_R = C_{SR} \overline{W}_R \qquad (۵۲-۷)$$

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

C_{SR} ضریب پاسخ لرزه‌ای مد باقی‌مانده که از رابطه (۷-۵۷) تعیین شده و $\bar{W}_R$ وزن موثر مدی مد باقیمانده سازه است که از رابطه (۷-۳۸) محاسبه می گردد.

۷-۳-۶-۲-۷ مشخصات مد باقیمانده: دامنه شکل مد باقیمانده در تراز iام، ϕ_{iR}، ضریب مشارکت آن Γ_R، وزن لرزه‌ای موثر مد باقیمانده $\bar{W}_R$ ، و دوره تناوب موثر مد باقیمانده T_R با استفاده از روابط (۷-۵۳) الی (۷-۵۶) تعیین میشوند.

$$\phi_{iR} = \frac{1-\Gamma_1 \phi_{i1}}{1-\Gamma_1} \quad (۷-۵۳)$$

$$\Gamma_R = 1 - \Gamma_1 \quad (۷-۵۴)$$

$$\bar{W}_R = W - \bar{W}_1 \quad (۷-۵۵)$$

$$T_R = 0.4T_1 \quad (۷-۵۶)$$

۷-۳-۶-۲-۸ ضریب پاسخ لرزه‌ای مد باقیمانده : ضریب پاسخ لرزه‌ای مد باقیمانده ، C_{SR}، از رابطه (۷-۵۷) تعیین میشود.

$$C_{SR} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right)\frac{S_{DS}}{\Omega_o B_R} \quad (۷-۵۷)$$

B_R ضریب عددی است که از رابطه (۷-۷۰) برای نسبت میرایی موثر مد باقیمانده β_R و دوره تناوب سازه برابر با T_R محاسبه میشود.

۷-۳-۶-۲-۹ نیروی جانبی طراحی: نیروی جانبی طراحی برای اجزاء سیستم باربر لرزه ای ناشی از پاسخ مد اصلی F_{i1} و پاسخ مد باقیمانده، F_{iR}، در تراز i ام سازه در جهت مورد نظر با استفاده از روابط (۷-۵۸) و (۷-۵۹) تعیین میگردند:

$$F_{i1} = w_i \, \phi_{i1} \frac{\Gamma_1}{\bar{W}_1} V_1 \quad (۷-۵۸)$$

$$F_{iR} = w_i \, \phi_{iR} \frac{\Gamma_R}{\bar{W}_R} V_R \quad (۷-۵۹)$$

نیروهای طراحی اعضای سیستم باربر لرزه ای، با استفاده از روش $SRSS$ نیروهای ناشی از مد اصلی و مد باقی‌مانده محاسبه میشوند.

۷-۳-۶-۳ سامانه میراگر

نیروهای طراحی در میراگرها و اجزاء دیگر سامانه میراگر براساس پارامترهای پاسخ تغییر مکان طبقه، تغییر مکان نسبی طبقه و سرعت نسبی طبقه تعیین میشوند. در تعیین نیروی

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

حداکثر هر میراگر باید زاویه قرارگیری میراگر نسبت به افق در نظر گرفته شده و اثر افزایش پاسخ ناشی از پیچش در طراحی سیستم باربر لرزه ای لحاظ گردد.

۷-۳-۶-۳-۱ تغییر مکان طبقات ناشی از زلزله طرح: تغییر مکان کل طرح در هر طبقه از سازه در امتداد مورد نظر باید از تغییر مکان طبقات ناشی از مد اصلی و مد باقیمانده با استفاده از روش *SRSS* تعیین شود. تغییر مکان طبقات ناشی از مد اصلی و مد باقیمانده مربوط به زلزله طرح، δ_{i1D} و δ_{iRD}، در مرکز سختی تراز i ام سازه در امتداد مورد نظر از روابط (۷-۶۰) و (۷-۶۱) تعیین میشوند:

$$\delta_{i1D} = D_{1D}\,\phi_{i1} \qquad (۶۰-۷)$$

$$\delta_{iRD} = D_{RD}\,\phi_{iR} \qquad (۶۱-۷)$$

D_{1D} و D_{RD} تغییر مکانهای طراحی مد اصلی و مد باقیمانده در مرکز سختی تراز بام سازه در امتداد مورد نظر میباشند.

۷-۳-۶-۳-۲ تغییر مکان بام ناشی از زلزله طرح: تغییر مکانهای مد اصلی و مد باقیمانده ناشی از زلزله طرح، D_{1D} ، D_{RD}، در مرکز سختی تراز بام سازه در امتداد مورد نظر با توجه به روابط (۷-۶۲) و (۷-۶۳) تعیین میگردند:

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_{1D}^2}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_1^2}{B_{1E}} \qquad T_{1D} < T_s \qquad (۶۲-۷الف)$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_1}{B_{1E}} \qquad T_{1D} \geq T_s \qquad (۶۲-۷ب)$$

$$D_{RD} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_R \frac{S_{D1} T_R}{B_R} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_R \frac{S_{DS} T_R^2}{B_R} \qquad (۶۳-۷)$$

۷-۳-۶-۳-۳ تغییر مکان نسبی طبقات در زلزله طرح : تغییر مکان نسبی طبقات در زلزله طرح از رابطه (۷-۶۴) محاسبه میشود.

$$\Delta_D = \sqrt{\Delta_{1D}^2 + \Delta_{RD}^2} \qquad (۶۴-۷)$$

Δ_{1D} و Δ_{RD} : به ترتیب تغییر مکانهای نسبی طرح طبقه ناشی از مد اصلی و مد باقیمانده ارتعاش سازه در امتداد مورد نظر میباشند. Δ_{1D} و Δ_{RD} از تفاضل تغییر مکان های بالا و پایین هر طبقه، طبق بند ۷-۳-۶-۳-۱ تعیین میشوند.

۷-۳-۶-۳-۴ سرعت نسبی طبقات در زلزله طرح : سرعت نسبی طرح طبقه، ∇_D ، در امتداد مورد نظر با استفاده از روابط (۷-۶۵) تا (۷-۶۷) محاسبه میشوند.

$$\nabla_D = \sqrt{\nabla_{1D}^2 + \nabla_{RD}^2} \qquad (۶۵-۷)$$

نسخه اسفند ۲، برای نظرخواهی عمومی

$$\nabla_{1D} = 2\pi\frac{\Delta_{1D}}{T_{1D}} \quad (۶۶-۷)$$

$$\nabla_{RD} = 2\pi\frac{\Delta_{RD}}{T_R} \quad (۶۷-۷)$$

∇_{1D} و ∇_{RD}: به ترتیب سرعت نسبی طرح طبقه ناشی از مد اصلی و مد باقیمانده ارتعاش سازه در امتداد مورد نظرمیباشند.

۷-۳-۶-۳-۵ پاسخ در زلزله بیشینه مورد نظر: تغییر مکان مودال کل مربوط به زلزله بیشینه مورد نظر در تراز i ام، تغییر مکان نسبی حداکثر طبقه، و سرعت نسبی حداکثر طبقه به ترتیب براساس روابط بندهای ۷-۳-۶-۳-۱، ۷-۳-۶-۳-۳ و ۷-۳-۶-۳-۴ با جایگذاری تغییر مکان حداکثر بام بجای تغییر مکان طرح بام تعیین می‌شوند. تغییر مکان حداکثر بام از روابط (۷-۶۸) و (۷-۶۹) تعیین میشوند.

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{MS}T_{1M}^2}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{MS}T_1^2}{B_{1E}} \qquad T_{1M} < T_s \quad (۶۸-۷\text{الف})$$

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{M1}T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{M1}T_1}{B_{1E}} \qquad T_{1M} \geq T_s \quad (۶۸-۷\text{ب})$$

$$D_{RM} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_R\frac{S_{M1}T_R}{B_R} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_R\frac{S_{MS}T_R^2}{B_R} \quad (۶۹-۷)$$

B_{1M}: ضریب عددی که طبق رابطه (۷-۷۰) برای نسبت میرایی موثر β_{mM} برای مد اول $(m=1)$ و دوره تناوب سازه T_{1M} محاسبه میشود.

۷-۳-۶-۴ اصلاح پاسخ سازه با وجود سامانه میراگر

مطابق ضوابط این بخش پاسخ سازه باید برای اثرات ناشی از سامانه میراگر اصلاح شود.

۷-۳-۶-۴-۱ ضریب عددی B: اگردوره تناوب سازه برابر و یا بزرگتر از T_0 (دوره تناوب آغاز ناحیه شتاب ثابت طیف طراحی) باشد، ضریب عددی B از رابطه (۷-۷۰) تعیین میشود. اگردوره تناوب سازه کمتر از T_0 باشد، این ضریب با درون یابی خطی بین مقدار ۱ در دوره تناوب صفر (برای همه نسبت میرایی های موثر) و مقدار آن در دوره تناوب T_0 که با استفاده از نسبت میرایی موثر سازه در مد اول، از رابطه (۷-۷۰) محاسبه میشود، تعیین خواهد شد.

$$B_{V+I}\,, B_{mM}\,, B_{mD}\,, B_R\,, B_D\,, B_{1E} = \frac{4}{5\cdot 6 - ln(100\beta)} \leq 4 \quad (۷۰-۷)$$

۷-۳-۶-۴-۲ نسبت میرایی موثرکل: نسبت میرایی موثرکل در تغییر مکان طرح، β_{mD}، و یا درتغییر مکان ناشی از زلزله بیشینه مورد نظر، β_{mM}، در مد m ام ارتعاش سازه (m مد

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

اول یا مد باقیمانده) در جهت مورد نظر باید با استفاده از روابط (۷-۷۱- الف) و (۷-۷۱-ب) محاسبه شوند.

$$\beta_{mD} = \beta_I + \beta_{Vm}\sqrt{\mu_D} + \beta_{HD} \quad (۷-۷۱الف)$$

$$\beta_{mM} = \beta_I + \beta_{Vm}\sqrt{\mu_M} + \beta_{HM} \quad (۷-۷۱ب)$$

β_{HD} وβ_{HM} : به ترتیب مولفه نسبت میرایی موثر سازه در امتداد مورد نظر ناشی از رفتار هیسترتیک پس از تسلیم سیستم باربر لرزه ای و اعضا سامانه میراگر در شکل‌پذیری موثر مورد نظر μ_D و μ_M میباشد.

B_I و β_{Vm} : به ترتیب مولفه نسبت میرایی موثر در سازه در امتداد مورد نظر ناشی از میرایی ذاتی اجزای سازه و در مد m ام (مد اصلی یا مد باقیمانده) ناشی از میرایی ویسکوز توسط سامانه در آستانه تغییر مکان تسلیم سیستم باربر لرزه‌ای هستند.

μ_D و μ_M : شکل‌پذیری موثر نیاز سیستم باربر لرزه‌ای در امتداد مورد نظر ناشی از زلزله طرح و زلزله بیشینه مورد نظر میباشند. شکل پذیری موثر نیاز در مد باقیمانده برابر با یک درنظر گرفته میشود.

۷-۳-۶-۴-۲-۱ نسبت میرایی ذاتی : نسبت میرایی ذاتی،β_I ، باید مبتنی بر نوع مصالح، پیکربندی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، رفتار سازه و اجزای غیرسازه‌ای با توجه به پاسخ دینامیکی سیستم باربر لرزه ای در آستانه تسلیم باشد. این مقدار نباید بیش از **۳٪** نسبت میرایی بحرانی برای مد اصلی و مد باقیمانده در نظر گرفته شود.

۷-۳-۶-۴-۲-۲ نسبت میرایی هیسترتیک : نسبت میرایی هیسترتیک سیستم باربر لرزه‌ای و اعضای سامانه میراگر باید براساس آزمایش یا تحلیل تعیین شده و یا با استفاده از روابط (۷-۷۲) و (۷-۷۳) محاسبه شوند:

$$\beta_{HD} = q_H(0.64 - \beta_I)(1 - \frac{1}{\mu_D}) \quad (۷-۷۲)$$

$$\beta_{HM} = q_H(0.64 - \beta_I)(1 - \frac{1}{\mu_M}) \quad (۷-۷۳)$$

q_H ضریب اصلاح حلقه هیسترزیس میباشد. در محاسبه میرایی هیسترتیک سیستم باربر لرزه ای و اعضای سامانه میراگر باید لاغر شدگی و عوامل دیگری که باعث کاهش مساحت حلقه هیسترزیس در حین چرخه های تکراری زلزله می‌شود، لحاظ گردد. بجز حالتی که تحلیل یا نتایج آزمایش مقادیر دیگری را تایید کند، کسری از مساحت حلقه هیسترزیس

تاریخ انتشار ۱۴۰۳/۱۲/۲۵

سیستم باربر لرزه‌ای برای طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد. بدین منظور ضریب اصلاح q_H از رابطه (۷-۷۴) محاسبه می‌شود:

$$0.50 \leq q_H = 0.67\frac{T_S}{T_1} \leq 1.0 \qquad (۷-۷۴)$$

میرایی هیسترتیک مد باقیمانده در امتداد مورد نظر صفر در نظر گرفته میشود.

۷-۳-۶-۴-۲-۳ نسبت میرایی ویسکوز: نسبت میرایی ویسکوز مد m ام، β_{Vm} (مد اول و مد باقیمانده)، باید با استفاده از روابط (۷-۷۵) و (۷-۷۶) محاسبه شود:

$$\beta_{Vm} = \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_m} \qquad (۷-۷۵)$$

$$W_m = \frac{1}{2}\sum_j F_{im}\delta_{im} \qquad (۷-۷۶)$$

W_{mj} کار انجام شده توسط وسیله میراگر j ام در یک چرخه کامل پاسخ دینامیکی متناظر با مد m ام در امتداد مورد نظر در جابجایی مودال δ_{im} ، W_m انرژی کرنشی حداکثر در مد m ام در امتداد مورد نظر در تغییر مکان مودال δ_{im} ، F_{im} نیروی اینرسی تراز i ام در مد m ام و δ_{im} تغییر مکان تراز iام در مد m ام در مرکز سختی سازه در امتداد مورد نظر میباشند. نسبت میرایی ویسکوز مودال (β_{vm}) مربوط به میراگرهای وابسته به تغییر مکان باید براساس دامنه پاسخی برابر با تغییر مکان تسلیم موثر سازه محاسبه شود. در محاسبه کار انجام شده توسط میراگرها باید جهت‌گیری و میزان مشارکت هر دستگاه میراگر با توجه به مد ارتعاشی مورد نظر لحاظ شود.

۷-۳-۶-۴-۳ نیاز شکل‌پذیری موثردر سیستم باربر لرزه ای: نیاز شکل‌پذیری موثر سیستم باربر لرزه ای ناشی از زلزله طرح ،μ_D، و شکل‌پذیری موثر ناشی از زلزله بیشینه مورد نظر، μ_M، با استفاده از روابط(۷-۷۷) تا (۷-۷۹) محاسبه میشوند.

$$\mu_D = \frac{D_{1D}}{D_Y} \geq 1 \qquad (۷-۷۷)$$

$$\mu_M = \frac{D_{1M}}{D_Y} \geq 1 \qquad (۷-۷۸)$$

$$D_Y = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\left(\frac{\Omega_o C_d}{R_u}\right)\Gamma_1 C_{S1} T_1^2 \qquad (۷-۷۹)$$

در این روابط ، D_Y تغییر مکان مرکز سختی تراز بام ساختمان در نقطه تسلیم موثر سیستم باربر لرزه ای است. شکل‌پذیری مورد نیاز طرح، μ_D، نباید از بیشینه مقدار شکل‌پذیری موثر مورد نیاز ، μ_{max} ، ارائه شده در بند ۷-۳-۶-۴-۴ بیشتر شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

۷-۳-۶-۴-۴ بیشینه نیاز شکل‌پذیری موثر برای تعیین ضریب اصلاح حلقه هیسترزیس، میرایی هیستریک و پارامترهای دیگر، بیشینه مقدار شکل‌پذیری موثر μ_{max}، از روابط (۷-۸۰) و (۷-۸۱) محاسبه میشود.

$$\mu_{max} = 0.5[(R_u/(\Omega_o I))2 + 1] \qquad T_{1D} \leq T_S \qquad (۷-۸۰)$$

$$\mu_{max} = R_u/(\Omega_o I) \qquad T_1 \geq T_S \qquad (۷-۸۱)$$

برای$T_1<T_S<T_{1D}$، مقدار μ_{max}، باید از درون‌یابی خطی بین مقادیر روابط (۷-۸۰) و (۷-۸۱) تعیین شود.

۷-۳-۶-۵ اعمال شبه استاتیکی نیروهای ناشی از میراگرها و معیارهای پذیرش در روشهای استاتیکی معادل و طیفی

نیروهای طراحی و تغییر مکانهای تعیین شده بر طبق روش تحلیل طیفی (بند ۷-۳-۵) یا روش استاتیکی معادل (بند ۷-۳-۶) ، با استفاده از ضوابط طراحی بر اساس مقاومت این آئین‌نامه و تحت اثر بارهای شبه استاتیکی ناشی از میراگرها کنترل خواهد شد. سیستم باربر لرزه ای، سامانه میراگر، شرایط بارگذاری شبه استاتیکی و معیارهای پذیرش طبق ضوابط این بند کنترل میشوند.

۷-۳-۶-۵-۱ سیستم باربر لرزه ای: سیستم باربر لرزه ای باید ضوابط فصل سوم این آئین‌نامه در ارتباط با برش پایه و همچنین نیروهای طراحی در بند ۷-۳-۶-۱ و ۷-۳-۶-۲ را برآورده سازند. تغییر مکان نسبی طراحی طبقه، Δ_D، بنحو تعیین شده در بند ۷-۳-۵-۳ (روش طیفی) یا بند ۷-۳-۶-۳ (روش استاتیکی معادل) نباید از R_u/C_d برابر تغییر مکان نسبی مجاز طبقه طبق ضوابط فصل سوم (بند ۳-۱۲) این آئین‌نامه با احتساب اثر پیچش بیشتر شود.

۷-۳-۶-۵-۲ سامانه میراگر: سامانه میراگر باید الزامات فصل سوم این آئین‌نامه را برای نیروهای لرزه‌ای طراحی و بارگذاری لرزه‌ای مشخص شده در بند ۷-۳-۶-۵-۳ تامین نماید.

۷-۳-۶-۵-۳ ترکیب اثرات بارگذاری: اثرات ناشی از بارهای ثقلی روی سامانه میراگر و اجزای آن باید با اثرات ناشی از مولفه افقی نیروی زلزله، Q_E (بند ۷-۳-۶-۵-۵)، بر طبق ضوابط فصل سوم این آئین‌نامه (بند ۳-۱۹) ترکیب شوند. ضریب نامعینی سازه، ρ ، در

نسخه اسفند ۱۴۰۲ برای نظرخواهی عمومی

همه موارد باید برابر ۱/۰ در نظر گرفته شود و نیازی به استفاده از بارگذاری لرزه ای تشدید یافته برای طراحی سامانه میراگر نمی‌باشد.

۷-۳-۶-۵-۴ نیروهای طراحی مودال سامانه میراگر: نیروهای طراحی مدهای اصلی و باقیمانده سامانه میراگر باید براساس نوع میراگر و تغییر مکان ها و سرعتهای طراحی مودال طبقه بنحو تعیین شده در بند ۷-۳-۵-۳ (روش تحلیل طیفی) و یا بند ۷-۳-۶-۳ (روش استاتیکی معادل) محاسبه شوند. در صورت لزوم، تغییر مکانها و سرعتهای طراحی مودال تعیین شده، باید برای رسیدن به تغییر مکانها و سرعتهای بدست آمده از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی (بند ۷-۳-۴) افزایش داده شوند. برای میراگرهای وابسته به تغییر مکان، نیروهای طراحی لرزه‌ای باید براساس حداکثر نیروی ایجاد شده در این میراگرها در تغییر مکان‌هایی تا تغییر مکان نسبی طراحی طبقه Δ_D باشد. برای میراگرهای وابسته به سرعت نیز نیروی طراحی لرزه‌ای در هر مد ارتعاشی باید براساس حداکثر نیروی میراگر در سرعت‌های ایجاد شده تا سرعت طراحی طبقه در مد مورد نظر تعیین گردد. در تغییر مکان‌ها و سرعت‌های مورد استفاده در تعیین نیروهای طراحی سیستم‌های میرایی در هر طبقه باید زاویه قرارگرفتن میراگر نسبت به افق و اثر افزایش پاسخ ناشی از حرکات پیچشی لحاظ شود.

۷-۳-۶-۵-۵ حالات بار لرزه‌ای و ترکیب پاسخ‌های مودال: نیروی طراحی لرزه‌ای، Q_E، در هر عضو سامانه میراگر برابر با حداکثر مقدار بدست آمده از سه حالت بارگذاری زیر می‌باشد:

۱- حالت حداکثر تغییر مکان نسبی : نیروی طراحی لرزه‌ای در حالت حداکثر تغییر مکان نسبی باید از رابطه (۷-۸۲) محاسبه شود.

$$Q_E = \Omega_o \sqrt{\sum_m (Q_{mSFRS})^2} \pm Q_{DSD} \qquad (۷-۸۲)$$

که در آن Q_{mSFRS} نیرو در عضوی از سامانه میراگر است که برابر با نیروی طراحی لرزه‌ای ایجاد شده در آن در مد m ام سازه در امتداد مورد نظر میباشد. همینطور، Q_{DSD} نیرو در عضوی از سامانه میراگر جهت مقابله با نیروهای طراحی لرزه ای وابسته به تغییر مکان دستگاههای میراگرمیباشد. نیروهای لرزه‌ای اعضای سامانه میراگر ،Q_{DSD} ، باید با اعمال نیروهای طراحی میراگرهای وابسته به تغییر مکان به سامانه میراگر به صورت نیروهای

شبه استاتیکی محاسبه شوند. این نیروها باید در هر دو جهت مثبت و منفی در حداکثر تغییر مکان سازه اعمال شوند.

۲- حالت حداکثر سرعت نسبی: نیروی طراحی لرزه‌ای در مرحله حداکثر سرعت نسبی باید از رابطه (۷-۸۳) محاسبه شود.

$$Q_E = \sqrt{\sum_m (Q_{mSDV})^2} \qquad (۷-۸۳)$$

که در آن Q_{mSDV} نیرو در عضوی از سامانه میراگر است که برای مقابله با نیروهای طراحی لرزه‌ای دستگاههای میراگر وابسته به سرعت در مد m ام ارتعاش سازه در امتداد مورد نظر منظور میشود. نیروهای طراحی لرزه‌ای مودال در اعضای سامانه میراگر، Q_{mSDV} ، باید با اعمال نیروهای طراحی مودال میراگر وابسته به سرعت بصورت نیروهای شبه استاتیکی به سامانه میراگر تغییرشکل نیافته، محاسبه شوند (سرعت نسبی از حاصل ضرب تغییر مکان نسبی دو انتهای میراگر در حالت حداکثر تغییر مکان نسبی در $\frac{2\pi}{T_m}$ بدست می آید). نیروی طراحی مودال محاسبه شده باید در راستایی سازگار با فرم تغییرشکل یافته سازه در مد مورد نظر اعمال شود. نیروهای مقاوم باید در تراز طبقه "i" از سامانه میراگر تغییر شکل نیافته بصورت همزمان با نیروهای طراحی دستگاه میراگر وابسته به سرعت به گونه‌ای اعمال شوند که تغییر مکان افقی در هر تراز از سازه برابر با صفر شود. در تراز هر طبقه نیروهای بازدارنده جانبی باید متناسب با موقعیت بوده و در تراز جرم آن طبقه اعمال گردند.

۳- حالت حداکثر شتاب: نیروهای طراحی در حالت حداکثر شتاب از جذر مجموع مربعات نیروهای حاصل از حالت حداکثر تغییر مکان نسبی با اعمال ضریب C_mFD و نیروهای حاصل از حداکثر سرعت با اعمال ضریب C_{mFV} طبق رابطه (۷-۸۴) محاسبه میشود:

$$Q_E = \sqrt{\sum_m \left(C_{mFD}\Omega_o Q_{mSFRS} + C_{mFV}Q_{mDSV}\right)^2} \pm Q_{DSD} \qquad (۷-۸۴)$$

ضرایب نیرو، C_mFD و C_mFV باید به ترتیب از جداول (۷-۱) و (۷-۲) و با استفاده از مقادیر میرایی موثری که با رعایت الزاماتی بشرح زیر تعیین می شوند، محاسبه گردند:

- برای پاسخ مد اصلی $(m=1)$ در جهت مورد نظر، ضرایب C_1FD و C_1FV باید بر اساس توان سرعت، α، که نیروی میراگر را به سرعت میراگر وابسته می‌کند، تعیین شوند.
- میرایی موثر مد اصلی باید برابر میرایی موثر کل مد اصلی منهای میرایی بخش هیسترتیک $(\beta_{1M}-\beta_{HM}$ یا $\beta_{1D}-\beta_{HD})$ در سطح پاسخ مورد نظر $(\mu=\mu_M$ یا $\mu=\mu_D)$ در

نظر گرفته شود. برای پاسخ مد های بالاتر ($m>1$) یا مدهای باقی‌مانده در جهت مورد نظر، ضرایبC_mFD و C_mFV باید بر اساس مقدار α برابر ۱ بدست آیند. میرایی مودال موثر باید برابر با میرایی موثر کل مد مورد نظر(β_{mM} یا β_{mD}) در نظر گرفته شود. برای تعیین ضریب $CmFD$، نیازشکل‌پذیری باید برابر نیاز شکل‌پذیری مد اصلی($\mu=\mu_M$ یا $\mu=\mu_D$) فرض شود.

جدول ۷-۱ ضرایب نیرو C_mFD[۱و۲]

$CmFD^{۳}=۱$	$\mu \leq ۱/۰$				
	$\alpha \geq ۱/۰$	$\alpha = ۰/۷۵$	$\alpha = ۰/۵$	$\alpha \leq ۰/۲۵$	میرایی موثر
$\mu \geq ۱/۰$	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	≤۰/۰۵
$\mu \geq ۱/۰$	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۱
$\mu \geq ۱/۱$	۰/۹۳	۰/۹۴	۰/۹۵	۱/۰۰	۰/۲
$\mu \geq ۱/۲$	۰/۸۶	۰/۸۸	۰/۹۲	۱/۰۰	۰/۳
$\mu \geq ۱/۳$	۰/۷۸	۰/۸۱	۰/۸۸	۱/۰۰	۰/۴
$\mu \geq ۱/۴$	۰/۷۱	۰/۷۳	۰/۸۴	۱/۰۰	۰/۵
$\mu \geq ۱/۶$	۰/۶۴	۰/۶۴	۰/۷۹	۱/۰۰	۰/۶
$\mu \geq ۱/۷$	۰/۵۸	۰/۵۵	۰/۷۵	۱/۰۰	۰/۷
$\mu \geq ۱/۹$	۰/۵۳	۰/۵۰	۰/۷۰	۱/۰۰	۰/۸
$\mu \geq ۲/۱$	۰/۵۰	۰/۵۰	۰/۶۶	۱/۰۰	۰/۹
$\mu \geq ۲/۲$	۰/۵۰	۰/۵۰	۰/۶۲	۱/۰۰	≥۱/۰

[۱] مقدار C_{mFD} برای سیستم های ویسکوالاستیک برابر ۱/۰ در نظر گرفته می شود، مگر نتایج تحلیل یا آزمایش مقادیر دیگری نشان دهند.

[۲] در مورد سایر ضرایب توان سرعت، α، و نیاز شکل پذیری، μ، می توان از درون یابی استفاده نمود.

[۳] برای نیاز شکل پذیری μ، بزرگتر از مقادیر ارائه شده در جدول ۷-۱، C_{mFD} برابر ۱/۰ در نظر گرفته شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

جدول ۷-۲ ضرایب نیرو جدول ۷-۱ ضرایب نیرو C_{mFV}[۱و۲]

میرایی موثر	$\alpha \leq$ ۰/۲۵	α = ۰/۵	α = ۰/۷۵	$\alpha \geq$ ۱/۰
≤۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۳۵	۰/۲۰	۰/۱۰
۰/۱	۱/۰۰	۰/۴۴	۰/۳۱	۰/۲۰
۰/۲	۱/۰۰	۰/۵۶	۰/۴۶	۰/۳۷
۰/۳	۱/۰۰	۰/۶۴	۰/۵۸	۰/۵۱
۰/۴	۱/۰۰	۰/۷۰	۰/۶۹	۰/۶۲
۰/۵	۱/۰۰	۰/۷۵	۰/۷۷	۰/۷۱
۰/۶	۱/۰۰	۰/۸۰	۰/۸۴	۰/۷۷
۰/۷	۱/۰۰	۰/۸۳	۰/۹۰	۰/۸۱
۰/۸	۱/۰۰	۰/۹۰	۰/۹۴	۰/۹۰
۰/۹	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰
≥۱/۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰

[۱] مقدار C_{mFV} برای سیستم های ویسکوالاستیک برابر ۱/۰ در نظر گرفته می شود، مگر نتایج تحلیل یا آزمایش مقادیر دیگری نشان دهند

[۲] در مورد سایر ضرایب توان سرعت، α، می توان از درون یابی استفاده نمود.

۷-۳-۵-۵-۶ حدود پاسخ غیرخطی: اعضای سامانه میراگر میتوانند تحت اثر بارهای طراحی رفتار غیر خطی داشته باشند اگر تحلیل یا آزمایش نشان دهد که:

۱-پاسخ غیرارتجاعی تاثیر نامطلوب بر کارکرد سامانه میراگر ندارد

۲-نیروهای اعضا محاسبه شده در بند ۷-۳-۵-۵-۵ با در نظر گرفتن Ω_0 برابر با ۱/۰ نباید از مقاومت مورد نیاز براساس ترکیب بارهای فصل سوم این آئین‌نامه بیشتر شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

پیوست (۱): نقشه های شتاب طیفی

پیوست (۲): روش‌های تحلیـــل غیـــر خطی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها

پیوست (۳): دیافراگمها

پیوست (۴): اندرکنش خاک و سازه

پیوست (۵): اثر میانقاب در تحلیل و طراحی ســـازه‌هـــای ســـاختمانی

پیوست (۶): طراحی لرزه ای اجزاء غیرسازه ای معماری

پیوست (۷): آثار $P\text{-}\Delta$

پیوست (۸): زمان تناوب اصلی نوسان سازه های غیرساختمانی

پیوست (۹): الزامات ژئوتکنیکی

پیوست (۱۰): دستورالعمل انجام آزمایش‌های مورد نیاز برای کنترل عملکرد جداساز ها و میراگرها

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

تاریخ انتشار ۱۴۰۳/۱۲/۲۵