جمهوری اسلامی ایران

وزارت نفت

آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای

تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت

(ویرایش ۳)

معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری

نشریه شماره ۰۳۸

۱۳۹۵

به نام آفریدگار

آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت

(ویرایش سوم)

وزارت نفت
معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری
۱۳۹۵

آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت (نشریه شماره ۰۳۸)- ویرایش سوم
تهیه‌کننده: معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری وزارت نفت
ناشر: معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری وزارت نفت
چاپ اول: ۱۰۰۰ نسخه، ۱۳۹۵
قیمت: ۲۰۰،۰۰۰ ریال

همه حقوق برای ناشر محفوظ است.
ذکر تمام یا قسمتی از این اثر تنها با ذکر نام ناشر مجاز است.

بسمه تعالی

جمهوری اسلامی ایران
وزارت نفت

وزیر

شماره: ۲/۲_۱۸۴۴۲۱
تاریخ: ۱۳۹۵/۴/۲۷
پیوست:

مدیران عامل محترم شرکت‌های اصلی و فرعی

معاونان محترم وزیر

موضوع: ابلاغ آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تاسیسات و سازه‌های صنعت نفت- ویرایش ۳

باسلام‌واحترام- به استناد بند «الف» از ماده (۳) قانون وظایف و اختیارات وزارت نفت، در راستای صیانت از تاسیسات و تجهیزات صنعت نفت و عمل به الزامات اقتصاد مقاومتی و حفظ محیط زیست و توسعه پایدار و به منظور یکسان‌سازی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و تاسیسات و انطباق آن با شرایط پهنه‌بندی خطر لرزه‌ای کشور، به پیوست «آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تاسیسات و سازه‌های صنعت نفت- ویرایش ۳»، برای استفاده در طراحی تاسیسات جدید و طرح‌های توسعه‌ای ابلاغ می‌گردد.

رعایت کامل مفاد این آیین‌نامه بدون جایگزینی بخشی از مفاد آن در سایر آیین‌نامه‌ها و بالعکس، از طرف مجریان طرح‌ها، مشاوران، پیمانکاران، سازندگان و عوامل دیگر الزامی است. چنانچه آیین‌نامه در مواردی فاقد ضوابط طراحی باشد، استفاده از سایر آیین‌نامه‌های معتبر درصورت عدم تناقض با مفاد این آیین‌نامه مجاز می‌باشد.

نسخه الکترونیکی آیین‌نامه از طریق تارنمای معاونت امور مهندسی به آدرس dea.mop.ir قابل دسترسی و دریافت می‌باشد.

بیژن زنگنه

بنام خدا

پیشگفتار

با توجه به موقعیت پهنه‌بندی خطر لرزه‌ای ایران و احتمال وقوع خسارت جبران‌ناپذیر انسانی، اقتصادی، زیست محیطی و امنیتی ناشی از زلزله در تاسیسات صنعت نفت، معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری وزارت نفت در سال‌های گذشته، با هدف افزایش ایمنی و کاهش خطرپذیری مجموعه‌ی صنعت نفت و ایجاد وحدت رویه و استاندارد سازی در طراحی لرزه‌ای تاسیسات و تجهیزات صنعت نفت، اقدام به تدوین نشریه‌ی شماره‌ی ۰۳۸ با عنوان «آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت» نموده است.

به منظور اخذ نظرات و تعیین چالش‌ها، نشریه‌ی ۰۳۸ برای اولین بار در سال ۱۳۸۶ به شرکت‌های اصلی و تابعه وزارت نفت و جامعه مهندسین مشاور کشور بصورت توصیه‌ای و غیر لازم‌الاجرا ارائه شد و با توجه به بازخورد مناسب آن و دریافت نظرات و پیشنهادهای متعدد از مراجع یاد شده و همچنین روزآمد شدن آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های بین‌المللی و سایر مراجع مورد استفاده، بازنگری آیین‌نامه در دستور کار قرار گرفت. در این راستا، ویرایش دوم نشریه پس از اصلاحات لازم در سال ۱۳۸۹ به صورت لازم الاجرا و با شرط رعایت کامل مفاد آن بدون جایگزینی بخشی از مفاد آن در سایر آیین‌نامه‌ها و بالعکس، از سوی معاونت ابلاغ گردید. همچنین این نشریه در آخرین ویرایش استاندارد ملی ۲۸۰۰ که اختصاص به ضوابط بارگذاری لرزه‌ای ساختمان‌ها دارد، برای سازه‌های ویژه صنعت نفت مورد معرفی و تأیید قرار گرفت.

به همت و تلاش جمعی از استادان برجسته مهندسی زلزله کشور و کارشناسان ارشد وزارت نفت، ویرایش سوم نشریه ۰۳۸ با استاندارد و آیین‌نامه‌های به روز ملی و بین‌المللی

انطباق بهتری یافت و با اضافه شدن فصل سازه با میراگر، پیوست‌های ملاحظات تراز پایه و روندنمای طراحی سازه‌های غیرساختمانی و اجزای غیرسازه‌ای و همچنین تغییرات و اصلاحات بعضاً عمده در دیگر فصول آن، غنای بیشتری یافته است. مجموعه حاضر، ویرایش سوم «آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت» می‌باشد، که پس از جمع آوری بازخوردها و نظرات، نهایی شده و در اختیار جامعه مهندسی صنعت نفت گذاشته شده است.

در پایان، لازم است از اساتید دانشگاه، اعضای کارگروه اصلی و سایر کارکنان اداره کل سیاستگذاری مهندسی و استانداردها، که در تهیه و تدوین ویرایش سوم «آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت» کمک نموده‌اند، تشکر و قدردانی گردد. همچنین با تشکر از همکاری تمام کارشناسان، متخصصان، مدیران، مهندسین مشاور و سایر دست‌اندرکاران صنعت نفت؛ امید است همچون گذشته با اظهار نظرهای سازنده ما را در ارتقای «آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت» یاری نمایند.

معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری بدینوسیله از ارسال نظرات جامعه مهندسان مشاور و همچنین از شرکت‌های تابعه وزارت نفت که با ارسال نظر و پیشنهاد باعث غنای بهتر آیین‌نامه شدند، تشکر می‌نماید. همچنین این معاونت از زحمات آقایان مهندس محمدرضا ابوطالب، مهندس احمد غلامعلیان و دکتر سید رامین اسعد سجادی در خصوص حمایت ویژه در تدوین و انتشار این نشریه تشکر می‌نماید.

محمدرضا مقدم

معاون مهندسی، پژوهش و فناوری

تابستان ۱۳۹۵

اعضای کارگروه بازنگری و تهیه متن نهایی ویرایش سوم آیین‌نامه به ترتیب حروف الفبا:

مهندس امید افشاریان‌زاده	وزارت نفت
دکتر مهدی بناءزاده	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
دکتر بهرخ حسینی هاشمی	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
دکتر فرامرز خوشنودیان	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
دکتر عبدالرضا سروقد مقدم	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
دکتر مهران سیدرزاقی	دانشگاه آزاد اسلامی - واحد قزوین
مهندس علی طاهری (دبیر کارگروه)	وزارت نفت
دکتر آرمین عظیمی‌نژاد	دانشگاه آزاد اسلامی - واحد علوم و تحقیقات
دکتر محمدتقی کاظمی	دانشگاه صنعتی شریف
مهندس محمدرضا منشوری	وزارت نفت
دکتر احمد نیکنام (رییس کارگروه)	دانشگاه علم و صنعت ایران

اعضای کارگروه بازنگری و تهیه متن نهایی ویرایش دوم آیین‌نامه به ترتیب حروف الفبا:

- دکتر سامان باقری	دانشگاه تبریز
- دکتر فرهاد بهنام‌فر	دانشگاه صنعتی اصفهان
- دکتر بهرخ حسینی هاشمی	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
- دکتر فرامرز خوشنودیان	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
- دکتر عبدالرضا سروقد مقدم	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
- دکتر مهران سیدرزاقی	دانشگاه آزاد اسلامی - واحد قزوین
- مهندس علی طاهری	وزارت نفت
- دکتر محمدتقی کاظمی	دانشگاه صنعتی شریف
- مهندس محمدرضا منشوری (دبیر کارگروه)	وزارت نفت
- دکتر احمد نیکنام (رییس کارگروه)	دانشگاه علم و صنعت ایران

کارشناسان و متخصصین همکار در زیرکارگروه‌های ویرایش دوم به ترتیب حروف الفبا:

- مهندس مهدی اژدری	شرکت ملی مناطق نفتخیز جنوب
- مهندس علی اصولی	مهندسین مشاور
- دکتر مهدی بناء زاده	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
- مهندس شهرام ایرانفر	مهندسین مشاور

- مهندس احمد بنی‌اسد	مهندسین مشاور
- مهندس بهزاد پیله‌چیان لنگرودی	مهندسین مشاور
- مهندس سیدمحمدمهدی تنکابنی‌پور	شرکت مهندسی و توسعه گاز ایران
- مهندس محمودرضا ثابتی	مهندسین مشاور
- مهندس محمدرضا جهانبخش	مهندسین مشاور
- مهندس علی حبیبی	مهندسین مشاور
- مهندس نیما حسین تهرانی	مهندسین مشاور
- مهندس محمد حق‌نویس	مهندسین مشاور
- مهندس حمیدرضا خاشعی	معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست‌جمهوری
- مهندس مسعود دشتی خویدک	مهندسین مشاور
- مهندس صلاح‌الدین ذوالفقاری	مهندسین مشاور
- مهندس ایرج رحیمی منجزی	شرکت ملی مناطق نفتخیز جنوب
- مهندس خدیجه رستمی	مهندسین مشاور
- مهندس نسرین رفعت‌نیا	مهندسین مشاور
- مهندس علی‌محمد رئوف	مهندسین مشاور
- دکتر سیدمهدی زهرایی	دانشگاه تهران
- دکتر محمود زهره‌ای	مهندسین مشاور
- مهندس فرامرز ساحل‌گزین	شرکت مهندسی و توسعه گاز ایران
- مهندس محمدرضا سرافرازی	شرکت مدیریت توسعه صنایع پتروشیمی
- مهندس روژین سیدنژادیان	مهندسین مشاور
- مهندس سیدمحمدجواد سیدی	شرکت ملی مهندسی و ساختمان نفت ایران
- مهندس کوروش شیرانی	مهندسین مشاور
- مهندس فرهاد صادقیان	شرکت مدیریت توسعه صنایع پتروشیمی
- مهندس علی صبوحی	مهندسین مشاور
- مهندس غلامرضا ظریفی	مهندسین مشاور
- مهندس پرویز عبادی	مهندسین مشاور
- مهندس شایا عزیزی	مهندسین مشاور
- دکتر آرمین عظیمی‌نژاد	دانشگاه آزاد اسلامی - واحد علوم و تحقیقات
- مهندس پوریا علوی	مهندسین مشاور
- دکتر عرفان علوی	مهندسین مشاور
- مهندس محمدامین فولادی طرقی	مهندسین مشاور
- مهندس بهزاد قولفایی‌زاده	مهندسین مشاور
- دکتر حسین کاظم	شرکت ملی مهندسی و ساختمان نفت ایران
- مهندس ناصر کامجو	مهندسین مشاور
- مهندس علی کشاورزی	مهندسین مشاور
- مهندس احسان کیانفر	مهندسین مشاور
- مهندس علی مرعشی	مهندسین مشاور
- دکتر عمادالدین مرعشی	مهندسین مشاور

- دکتر علیرضا مصیبی	مهندسین مشاور
- مهندس شبنم منتظر	مهندسین مشاور
- دکتر کیارش ناصراسدی	دانشگاه زنجان
- مهندس میرلقمان نورآذر	شرکت نفت مناطق مرکزی ایران
- مهندس جمشید واحدیان	مهندسین مشاور
- مهندس کتایون همایون	مهندسین مشاور

اعضای کارگروه بازنگری و تهیه متن نهایی ویرایش اول آیین‌نامه به ترتیب حروف الفبا:

- مهندس سامان باقری (دبیر کارگروه)	وزارت نفت
- دکتر بهرخ حسینی هاشمی	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
- دکتر فرامرز خوشنودیان	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
- دکتر عبدالرضا سروقد مقدم	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
- مهندس علی طاهری	وزارت نفت
- دکتر محمدتقی کاظمی	دانشگاه صنعتی شریف
- مهندس محمدرضا منشوری	وزارت نفت
- دکتر احمد نیکنام (رییس کارگروه)	دانشگاه علم و صنعت ایران
- مهندس دارا نیک‌نهاد	وزارت نفت

در انتها لازم است از حمایت وزیر محترم جناب آقای مهندس بیژن زنگنه و مسوولین محترم معاونت امور مهندسی در ادوار گذشته و معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری در تدوین و انتشار این نشریه تشکر و قدردانی گردد.

فهرست مطالب

فصل اول: کلیات ۱۱
۱-۱ هدف ۱۲
۱-۲ گستره ۱۲
۱-۳ مبانی طراحی ۱۲
۱-۴ ساختار آیین‌نامه ۱۲
۱-۵ سیستم آحاد ۱۳
۱-۶ علائم و اختصارات ۱۳
فصل دوم: بارگذاری ۳۳
۲-۱ ملاحظات کلی ۳۴
۲-۲ ترکیب بار ۳۴
۲-۲-۱ ترکیب‌های بارگذاری در روش تنش مجاز ۳۴
۲-۲-۲ ترکیب‌های بارگذاری ضریب‌دار در روش مقاومت ۳۶
۲-۲-۳ اثر بار ناشی از مولفه‌های زلزله در ترکیب‌های بارگذاری ۳۷
۲-۲-۴ ترکیب بار شامل ضریب اضافه مقاومت ۳۸
۲-۲-۵ اثر رو به بالای زلزله در طره‌های افقی ۴۰
۲-۳ حوادث غیر مترقبه ۴۰
۲-۳-۱ حدود کاربرد ۴۰
۲-۳-۲ ترکیب بار ۴۰
۲-۳-۳ ملزومات پایداری ۴۰
فصل سوم: تحلیل خطر ۴۱
۳-۱ ملاحظات کلی ۴۲
۳-۲ گستره ۴۲
۳-۳ تعاریف ۴۲
۳-۴ سطوح خطر زلزله ۴۳
۳-۴-۱ سطح خطر اول ۴۳
۳-۴-۲ سطح خطر دوم ۴۴
۳-۴-۳ سطح خطر سوم ۴۴
۳-۵ انتخاب رابطه‌ی تخمین مشخصات حرکت زمین ۴۴
۳-۶ رهیافت تحلیل خطر ۴۵

۳-۶-۱ کلیات ۴۵
۳-۶-۲ تحلیل خطر احتمالاتی ۴۵
۳-۶-۳ تحلیل خطر تعینی ۴۷
۳-۷ طیف طرح شتاب ۴۸
۳-۷-۱ طیف طرح ۴۸
۳-۸ طیف شتاب ریسک محور ۵۰
فصل چهارم: روش‌های تحلیل ۵۱
۴-۱ ملاحظات کلی ۵۲
۴-۲ گروه‌بندی سازه‌ها از نظر پیکربندی ۵۲
۴-۳ ضریب اهمیت و گروه‌بندی سازه‌ها از نظر کاربری و خطرزایی ۵۲
۴-۴ سیستم‌های سازه‌ای و ضرایب لرزه‌ای ۵۷
۴-۴-۱ سیستم‌های یکنواخت در ارتفاع ۵۷
۴-۴-۲ روش تحلیل دو بخشی ۵۸
۴-۵ گروه طراحی لرزه‌ای ۵۸
۴-۶ ضریب افزونگی ρ ۶۲
۴-۷ اعمال نیروی زلزله ۶۳
۴-۸ روش بارجانبی معادل ۶۴
۴-۸-۱ ملاحظات کلی ۶۴
۴-۸-۲ تعیین برش پایه ۶۵
۴-۸-۳ تعیین زمان تناوب اصلی ۶۶
۴-۸-۴ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ۶۷
۴-۸-۵ برش طبقه ۶۷
۴-۹ روش تحلیل طیفی ۶۸
۴-۹-۱ ملاحظات کلی ۶۸
۴-۹-۲ زمان‌های تناوب طبیعی و تعداد مودها ۶۸
۴-۹-۳ برش پایه‌ی مودی ۶۸
۴-۹-۴ نیروهای جانبی مودی ۶۹
۴-۹-۵ جابجایی ناشی از هر مود نوسانی ۶۹
۴-۹-۶ ترکیب مودها ۶۹
۴-۹-۷ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها ۷۰
۴-۱۰ تحلیل تاریخچه زمانی ۷۰
۴-۱۰-۱ ملاحظات کلی ۷۰
۴-۱۰-۲ تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی ۷۰
۴-۱۰-۳ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ۷۲
۴-۱۱ دیافراگم و اجزای آن ۷۲
۴-۱۱-۱ طراحی دیافراگم ۷۳
۴-۱۱-۲ طراحی اجزای جمع‌کننده‌ی نیرو ۷۴
۴-۱۱-۳ افزایش نیرو به دلیل نامنظمی سازه ۷۵

۴-۱۲ دیوار سازه‌ای ۷۵
۴-۱۲-۱ طراحی در برابر نیروهای خارج از صفحه ۷۵
۴-۱۲-۲ مهار دیوار به دیافراگم و نیروهای وارد بر آن ۷۶
۴-۱۳ پیچش طبقه ۷۶
۴-۱۳-۱ پیچش تصادفی ۷۶
۴-۱۳-۲ ضریب بزرگنمایی دینامیکی پیچش ۷۷
۴-۱۴ جابجایی طبقات ۷۷
۴-۱۴-۱ جابجایی جانبی طرح و جابجایی نسبی طرح طبقه ۷۸
۴-۱۴-۲ کنترل جابجایی افقی طبقات ۷۹
۴-۱۴-۳ درز انقطاع ۸۰
۴-۱۵ آثار مرتبه دوم (پی- دلتا) ۸۰
۴-۱۶ واژگونی ۸۱
۴-۱۷ موقعیت تراز پایه ۸۱
فصل پنجم: اندرکنش سازه- خاک و ملاحظات ژئوتکنیکی ۸۳
بخش اول: اندرکنش سازه - خاک ۸۴
۵-۱ ملاحظات کلی ۸۴
۵-۲ روش مستقیم ۸۴
۵-۲-۱ کلیات ۸۴
۵-۲-۲ تعیین مدول برشی موثر خاک ۸۵
۵-۲-۳ سختی پی سطحی ۸۶
۵-۲-۴ سختی پی عمیق ۹۱
۵-۲-۵ نسبت میرایی معادل ۹۲
۵-۲-۶ ضرایب میرایی ۹۳
۵-۳ روش زیرسازه ۹۴
۵-۳-۱ کلیات ۹۴
۵-۳-۲ تحلیل بار جانبی معادل ۹۵
بخش دوم: ملاحظات ژئوتکنیکی ۹۶
۵-۴ دامنه‌ی کاربرد ۹۶
۵-۵ شناسایی خاک محل ۹۶
۵-۵-۱ اطلاعات لازم برای خاک تکیه‌گاهی سازه ۹۷
۵-۵-۲ مخاطرات لرزه‌ای ساختگاه ۹۷
۵-۶ فشار خاک ناشی از زلزله بر دیوار حایل ۹۹
فصل ششم: ساختمان ضروری ۱۰۱
۶-۱ ملاحظات کلی ۱۰۲
۶-۱-۱ گستره ۱۰۲
۶-۱-۲ انواع ساختمان ضروری ۱۰۲
۶-۱-۳ زلزله‌ی طرح ۱۰۲
۶-۱-۴ زلزله‌ی بهره‌برداری ۱۰۲

۶-۱-۵ مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی ۱۰۲
۶-۱-۶ ضریب اهمیت ۱۰۳
۶-۱-۷ مطالعات مکانیک خاک ۱۰۳
۶-۱-۸ گروه‌بندی ساختمان برحسب شکل ۱۰۳
۶-۱-۹ سیستم‌های سازه‌ای ۱۰۳
۶-۲ تحلیل و طراحی برای زلزله‌ی طرح ۱۰۳
۶-۲-۱ روش‌های تحلیل ۱۰۳
۶-۳ زلزله‌ی بهره‌برداری ۱۰۳
۶-۳-۱ کنترل مقاومت ۱۰۳
۶-۳-۲ کنترل تغییرمکان جانبی نسبی ۱۰۴
۶-۴ تجهیزات و اجزای غیر سازه‌ای ۱۰۴
فصل هفتم: سازه‌های غیرساختمانی ۱۰۵
۷-۱ ملاحظات کلی ۱۰۶
۷-۱-۱ تعریف ۱۰۶
۷-۱-۲ طراحی لرزه‌ای ۱۰۶
۷-۱-۳ تحلیل سازه و انتخاب روش ۱۰۷
۷-۲ سازه‌ی غیرساختمانی دارای سازه‌ی نگهدارنده ۱۰۷
۷-۲-۱ طراحی لرزه‌ای سازه‌ی نگهدارنده ۱۰۸
۷-۲-۲ پارامترهای طراحی لرزه‌ای ۱۱۰
۷-۲-۳ ضوابط طراحی لرزه‌ای جزء صنعتی و اتصالات آن ۱۱۵
۷-۳ سازه‌ی غیرساختمانی با جزء صنعتی متکی بر زمین ۱۱۶
۷-۳-۱ ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌ی غیرساختمانی غیرصلب با جزء صنعتی متکی بر زمین ۱۱۶
۷-۳-۲ ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌ی غیرساختمانی صلب با جزء صنعتی متکی بر زمین ۱۱۶
فصل هشتم: اجزای غیر سازه‌ای ۱۱۷
۸-۱ کلیات ۱۱۸
۸-۱-۱ گستره ۱۱۸
۸-۱-۲ ضریب اهمیت اجزای غیر سازه‌ای ۱۱۹
۸-۱-۳ ضوابط اختصاصی سازنده ۱۱۹
۸-۱-۴ گواهی ویژه برای اجزای غیرسازه‌ای خاص ۱۱۹
۸-۱-۵ خرابی متوالی ۱۱۹
۸-۱-۶ تعیین ظرفیت بر اساس آزمایش یا مشاهدات تجربی ۱۲۰
۸-۲ جابجایی نسبی ۱۲۰
۸-۳ روش‌های تحلیل ۱۲۱
۸-۳-۱ روش بار جانبی معادل ۱۲۱
۸-۳-۲ روش اندرکنشی ساده شده ۱۲۵
۸-۳-۳ روش طیف طبقه ۱۲۹
۸-۴ مهار اجزای غیرسازه‌ای ۱۲۹
۸-۴-۱ نیروی طراحی اتصالات ۱۳۰

۸-۴-۲ مهار به بتن ۱۳۰
۸-۵ ضوابط خاص اجزای معماری ۱۳۳
۸-۵-۱ کلیات ۱۳۳
۸-۵-۲ تغییرشکل قائم ۱۳۳
۸-۵-۳ دیوار غیرسازه‌ای خارجی و اتصالات آن ۱۳۳
۸-۵-۴ خمش خارج از صفحه ۱۳۴
۸-۵-۵ سقف کاذب ۱۳۴
۸-۵-۶ کف کاذب ۱۳۵
۸-۵-۷ تیغه‌ی جداکننده ۱۳۵
۸-۵-۸ نما و دیوار شیشه‌ای ۱۳۶
۸-۶ ضوابط خاص تجهیزات مکانیکی و برقی ۱۳۷
۸-۶-۱ کلیات ۱۳۷
۸-۶-۲ تجهیزات مکانیکی ۱۳۷
۸-۶-۳ تجهیزات برقی ۱۳۸
۸-۶-۴ تکیه‌گاه تجهیزات ۱۳۸
۸-۶-۵ خطوط خدماتی ۱۴۰
۸-۶-۶ کانال‌ها ۱۴۱
۸-۶-۷ لوله‌ها ۱۴۱
۸-۶-۸ بالابرها و پله‌های برقی ۱۴۲
۸-۶-۹ سایر تجهیزات برقی و مکانیکی ۱۴۳
فصل نهم: جداساز لرزه‌ای ۱۴۵
۹-۱ ملاحظات کلی ۱۴۶
۹-۱-۱ تغییرات در خواص مواد ۱۴۶
۹-۱-۲ تعاریف ۱۴۶
۹-۲ ملاحظات کلی طراحی ۱۴۷
۹-۲-۱ ضریب اهمیت ۱۴۷
۹-۲-۲ طبقه‌بندی سازه بر حسب شکل ۱۴۷
۹-۳ حرکت زمین ۱۴۷
۹-۳-۱ طیف ویژه‌ی ساختگاه ۱۴۷
۹-۳-۲ شتابنگاشت ۱۴۸
۹-۴ انتخاب روش تحلیل ۱۴۸
۹-۴-۱ حدود کاربرد روش بار جانبی معادل ۱۴۸
۹-۴-۲ حدود کاربرد تحلیل طیفی ۱۴۸
۹-۴-۳ حدود کاربرد تحلیل تاریخچه زمانی ۱۴۹
۹-۵ روش بار جانبی معادل ۱۴۹
۹-۵-۱ مشخصات سیستم جداساز ۱۴۹
۹-۵-۲ تغییرمکان جانبی ۱۴۹
۹-۵-۳ تغییرمکان جانبی کل ۱۵۱

۹-۵-۴ نیروی جانبی ۱۵۲
۹-۵-۵ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ۱۵۳
۹-۵-۶ محدودیت تغییرمکان نسبی ۱۵۳
۹-۶ تحلیل دینامیکی ۱۵۳
۹-۶-۱ مدل‌سازی ۱۵۴
۹-۶-۲ روش‌های تحلیل دینامیکی ۱۵۴
۹-۶-۳ حداقل جابجایی جانبی و نیروهای طراحی ۱۵۵
۹-۷ سایر ضوابط طراحی ۱۵۷
۹-۷-۱ سیستم جداساز ۱۵۷
۹-۷-۲ سیستم سازه‌ای ۱۵۸
۹-۸ اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ۱۵۹
۹-۸-۱ اجزای روسازه ۱۵۹
۹-۸-۲ اجزای عبورکننده از فصل مشترک جداسازی ۱۵۹
۹-۸-۳ اجزای زیرسازه ۱۵۹
۹-۹ پی ۱۵۹
۹-۱۰ بازبینی طرح ۱۵۹
۹-۱۱ آزمایش ۱۶۰
۹-۱۱-۱ آزمایش روی نمونه‌ی واقعی ۱۶۰
۹-۱۱-۲ تعیین خصوصیات نیرو- جابجایی ۱۶۱
۹-۱۱-۳ کفایت نمونه‌ی آزمایش ۱۶۲
۹-۱۱-۴ خصوصیات طراحی سیستم جداساز ۱۶۲
فصل دهم: سازه با میراگر ۱۶۵
۱۰-۱ ملاحظات کلی ۱۶۶
۱۰-۱-۱ گستره ۱۶۶
۱۰-۱-۲ تعاریف ۱۶۶
۱۰-۲ الزامات عمومی طراحی ۱۶۶
۱۰-۲-۱ الزامات سیستم ۱۶۶
۱۰-۲-۲ حرکت زمین ۱۶۸
۱۰-۲-۳ انتخاب روش تحلیل ۱۶۹
۱۰-۲-۴ سیستم میراگر ۱۷۰
۱۰-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی ۱۷۱
۱۰-۳-۱ روش تاریخچه زمانی غیرخطی ۱۷۱
۱۰-۳-۲ روش استاتیکی غیرخطی ۱۷۲
۱۰-۴ روش طیفی ۱۷۲
۱۰-۴-۱ مدل‌سازی ۱۷۳
۱۰-۴-۲ سیستم مقاوم لرزه‌ای ۱۷۳
۱۰-۴-۳ سیستم میراگر ۱۷۶
۱۰-۵ روش بار جانبی معادل ۱۷۸

۱۰-۵-۱ مدل‌سازی ۱۷۸
۱۰-۵-۲ سیستم مقاوم لرزه‌ای ۱۷۸
۱۰-۵-۳ سیستم میراگر ۱۸۱
۱۰-۶ اصلاح پاسخ دارای میرایی ۱۸۳
۱۰-۶-۱ ثابت میرایی ۱۸۴
۱۰-۶-۲ میرایی موثر ۱۸۴
۱۰-۶-۳ تقاضای شکل‌پذیری موثر ۱۸۶
۱۰-۶-۴ بیشینه تقاضای شکل‌پذیری موثر ۱۸۶
۱۰-۷ شرایط بار لرزه‌ای و معیارهای پذیرش ۱۸۷
۱۰-۷-۱ روش‌های غیرخطی ۱۸۷
۱۰-۷-۲ روش‌های طیفی و بار جانبی معادل ۱۸۸
۱۰-۸ بازنگری طراحی ۱۹۲
۱۰-۹ آزمایش‌ها ۱۹۲
۱۰-۹-۱ آزمایش‌ها بر روی نمونه ۱۹۲
۱۰-۹-۲ آزمایش محصول ۱۹۵
فصل یازدهم: دودکش ۱۹۷
۱۱-۱ ملاحظات کلی ۱۹۸
۱۱-۲ مدل‌سازی ۱۹۸
۱۱-۳ روش‌های تحلیل ۱۹۹
۱۱-۳-۱ روش استاتیکی معادل ۱۹۹
۱۱-۳-۲ تحلیل دینامیکی ۲۰۱
۱۱-۴ ضوابط طراحی ۲۰۲
۱۱-۴-۱ کنترل واژگونی ۲۰۲
۱۱-۴-۲ کنترل جابجایی ۲۰۲
۱۱-۴-۳ ترکیب‌های بارگذاری ۲۰۲
۱۱-۴-۴ ضوابط و جزییات طراحی ۲۰۳
فصل دوازدهم: مخزن ۲۰۵
۱۲-۱ ملاحظات کلی ۲۰۶
۱۲-۱-۱ حدود کاربرد ۲۰۶
۱۲-۱-۲ انواع مخزن ۲۰۶
۱۲-۱-۳ مطالعات ویژه‌ی ساختگاه ۲۰۶
۱۲-۱-۴ مطالعات مکانیک خاک ۲۰۶
۱۲-۲ ضوابط کلی تحلیل و طراحی لرزه‌ای مخزن ۲۰۷
۱۲-۲-۱ مدلسازی ۲۰۸
۱۲-۲-۲ مایع سخت و مایع مواج ۲۰۸
۱۲-۲-۳ آسیب‌های محتمل ناشی از زلزله ۲۰۸
۱۲-۲-۴ گروه‌بندی مخزن بر حسب کاربری و خطرزایی ۲۰۹
۱۲-۲-۵ ترکیب بارها ۲۱۰

۱۲-۳ روش بار جانبی معادل برای تحلیل مخازن زمینی ۲۱۰
۱۲-۳-۱ مبانی روش ۲۱۰
۱۲-۳-۲ زمان تناوب ۲۱۱
۱۲-۳-۳ جرم مایع سخت و مایع مواج ۲۱۲
۱۲-۳-۴ نیروهای طراحی و برش پایه‌ی مخزن ۲۱۲
۱۲-۳-۵ لنگر پای جداره ۲۱۳
۱۲-۳-۶ لنگر زیر کف ۲۱۴
۱۲-۳-۷ ضریب زلزله‌ی جرم سخت ۲۱۵
۱۲-۳-۸ ضریب زلزله‌ی جرم مواج ۲۱۵
۱۲-۳-۹ ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب بزرگنمایی جابجایی ۲۱۶
۱۲-۳-۱۰ اثر مولفه‌ی قائم زلزله ۲۱۶
۱۲-۳-۱۱ توزیع نیروی جانبی ۲۱۷
۱۲-۳-۱۲ فاصله‌ی آزاد از سطح مایع ۲۱۸
۱۲-۳-۱۳ نیروهای هیدرودینامیکی حلقوی در جداره‌ی مخزن ۲۱۹
۱۲-۳-۱۴ اندرکنش سازه - خاک ۲۲۰
۱۲-۴ طراحی لرزه‌ای مخزن فولادی استوانه‌ای زمینی ۲۲۰
۱۲-۴-۱ مقابله با واژگونی ۲۲۰
۱۲-۴-۲ حداکثر تنش فشاری قائم در جداره مخزن ۲۲۳
۱۲-۴-۳ تنش مجاز فشاری قائم جداره ۲۲۴
۱۲-۴-۴ تنش مجاز حلقوی ۲۲۴
۱۲-۴-۵ جزییات مهار مکانیکی مخزن ۲۲۵
۱۲-۴-۶ انتقال برش موضعی ۲۲۵
۱۲-۴-۷ انعطاف‌پذیری سامانه‌ی لوله‌کشی ۲۲۵
۱۲-۴-۸ اتصال مخزن به سازه‌های مجاور ۲۲۷
۱۲-۴-۹ اتصالات ۲۲۷
۱۲-۴-۱۰ قطعات داخلی ۲۲۷
۱۲-۵ طراحی لرزه‌ای مخزن بتنی زمینی ۲۲۷
۱۲-۵-۱ روش طراحی ۲۲۷
۱۲-۵-۲ زمان تناوب حرکت جانبی مخزن با امکان لغزش روی کف ۲۲۸
۱۲-۶ طراحی لرزه‌ای پی مخزن زمینی ۲۲۹
۱۲-۶-۱ مبانی طراحی ۲۲۹
۱۲-۶-۲ نیروهای طراحی شالوده‌ی مخزن فلزی استوانه‌ای ۲۲۹
۱۲-۶-۳ مقابله با لغزش در مخزن فلزی با کف تخت ۲۳۰
۱۲-۶-۴ تکیه‌گاه جداره‌ی مخزن فلزی ۲۳۰
۱۲-۶-۵ شالوده با مصالح خاکی بدون دیواره‌ی حلقوی ۲۳۱
۱۲-۶-۶ شالوده با مصالح خاکی با دیواره‌ی حلقوی ۲۳۱
۱۲-۶-۷ شالوده‌ی دال بتنی برای مخزن زمینی ۲۳۱
۱۲-۷ طراحی لرزه‌ای مخزن هوایی ۲۳۲

۱۲-۷-۱ ضوابط طراحی ۲۳۲
۱۲-۷-۲ روش تحلیل ۲۳۲
۱۲-۷-۳ جابجایی جانبی و اثر پی - دلتا ۲۳۲
فصل سیزدهم: خط لوله ۲۳۳
۱۳-۱ ملاحظات کلی ۲۳۴
۱۳-۲ گروه کاربری و خطرزایی ۲۳۴
۱۳-۳ خط لوله‌ی مدفون ۲۳۵
۱۳-۳-۱ تحلیل برای امواج زلزله به روش بار لرزه‌ای معادل ۲۳۹
۱۳-۳-۲ تحلیل در برابر امواج زلزله به روش دینامیکی ۲۴۱
۱۳-۳-۳ تحلیل تحت اثر جابجایی ماندگار گسل ۲۴۱
۱۳-۳-۴ تحلیل تحت اثر زمین‌لغزش ۲۴۵
۱۳-۳-۵ تحلیل تحت اثر روانگرایی ۲۴۵
۱۳-۳-۶ تحلیل در جابجایی ماندگار زمین ناشی از روانگرایی و زمین‌لغزش ۲۴۸
۱۳-۳-۷ مدل‌سازی لوله‌ی مدفون در خاک با استفاده از فنر معادل ۲۵۱
۱۳-۴ خط لوله‌ی رو زمینی ۲۵۵
۱۳-۴-۱ تحلیل در برابر امواج زلزله به روش بار لرزه‌ای معادل ۲۵۵
۱۳-۴-۲ تحلیل در برابر امواج زلزله به روش دینامیکی ۲۵۵
۱۳-۴-۳ تحلیل تحت اثر جابجایی گسل ۲۵۵
۱۳-۴-۴ تحلیل تحت اثر زمین‌لغزش ۲۵۶
۱۳-۴-۵ تحلیل تحت اثر روانگرایی ۲۵۶
۱۳-۴-۶ طراحی لرزه‌ای خط لوله‌ی رو زمینی ۲۵۶
۱۳-۵ خط لوله‌ی متکی بر سازه‌ی نگهدارنده ۲۵۸
فصل چهاردهم: سازه‌ی فراساحلی ۲۵۹
۱۴-۱ گستره ۲۶۰
۱۴-۲ کلیات ۲۶۰
۱۴-۳ حرکت زمین ۲۶۰
۱۴-۴ ضوابط تامین مقاومت ۲۶۰
۱۴-۴-۱ مبانی طراحی ۲۶۰
۱۴-۴-۲ مدل‌سازی ۲۶۱
۱۴-۴-۳ ترکیب پاسخ‌ها ۲۶۱
۱۴-۴-۴ ارزیابی پاسخ‌ها ۲۶۲
۱۴-۵ ضوابط شکل‌پذیری ۲۶۲
۱۴-۵-۱ هدف ۲۶۲
۱۴-۵-۲ تامین شکل‌پذیری ۲۶۲
۱۴-۵-۳ کنترل شکل‌پذیری ۲۶۳
۱۴-۶ توصیه‌های تکمیلی ۲۶۳
۱۴-۶-۱ اتصالات اعضای لوله‌ای ۲۶۳
۱۴-۶-۲ ملحقات و تجهیزات عرشه ۲۶۴

پیوست ۱ ملاحظات تراز پایه ۲۶۵
پ۱-۱ کلیات ۲۶۶
پ۱-۲ عوامل موثر در تعیین تراز پایه ۲۶۶
پ۱-۳ تراز پایه با توجه به شرایط خاک مجاور ۲۶۶
پ۱-۴ تراز پایه با توجه به سختی دیوارهای زیرزمین و اعضای قائم لرزه‌بر ۲۶۷
پ۱-۵ تراز پایه با توجه به محل و توزیع درز انقطاع ۲۶۷
پ۱-۶ تراز پایه با توجه به ساختمان مجاور ۲۶۸
پ۱-۷ تراز پایه با توجه به شیب سطح زمین ۲۶۸
پ۱-۲ ساختمان دارای زیرزمین و با سطح زمین بین زیرزمین و طبقه هم کف ۲۶۸
پیوست ۲ روابط زمان تناوب سازه‌های غیر ساختمانی ۲۷۱
پیوست ۳ روندنمای طراحی سازه‌ی غیر ساختمانی و اجزای غیرسازه‌ای ۲۷۵
مراجع ۲۷۷

فصل اول

کلیات

۱-۱ هدف

هدف این آیین‌نامه، ارائه‌ی حداقل ضوابط برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و تجهیزات صنعت نفت (براساس گستره‌ی این آیین‌نامه، بند ۱-۲) است به نحوی که با رعایت آن احتمال اختلال در کارایی و بهره‌برداری این تاسیسات در زلزله‌های خفیف و متوسط، و احتمال خسارات گسترده در زلزله‌های قوی به حداقل برسد.
با رعایت ضوابط این آیین‌نامه انتظار می‌رود رفتار سازه در زلزله‌ی خفیف به گونه‌ای باشد که اعضا در محدوده‌ی خطی باقی مانده، در زلزله‌های متوسط و قوی بسته به اهمیت سازه میزان خسارت وارده محدود گردد.

۱-۲ گستره

گستره‌ی این آیین‌نامه مشتمل بر طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های ضروری، سازه‌های غیرساختمانی، تجهیزات صنعتی و اجزای غیرسازه‌ای به نحوی که در فصول آیین‌نامه به آنها اشاره شده است می‌باشد.
در این آیین‌نامه سه سطح خطر زلزله (طبق فصل سوم) در نظر گرفته شده است که بسته به مورد ممکن است از یک یا دو سطح خطر استفاده شود.
این آیین‌نامه برای ارزیابی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های موجود تدوین نشده است. در این خصوص می‌توان به نشریه‌ی شماره‌ی ۰۴۱ معاونت مهندسی وزارت نفت مراجعه نمود.

۱-۳ مبانی طراحی

ضوابط طراحی لرزه‌ای این آیین‌نامه بر پایه روش نیرویی با کنترل تغییرمکان می‌باشد که برای دستیابی به هدف این آیین‌نامه (بند ۱-۱) کافی است. طراح می‌تواند از روش‌های معتبر دیگر نظیر روش طراحی بر اساس عملکرد، طبق مراجع معتبر نیز، استفاده نماید. در هر صورت رعایت ضوابط این آیین‌نامه نیز الزامی است.

۱-۴ ساختار آیین‌نامه

این آیین‌نامه در چهارده فصل و سه پیوست تنظیم شده است. پنج فصل اول ضوابط عمومی طراحی لرزه‌ای را در بر می‌گیرد و شامل: کلیات، بارگذاری، تحلیل خطر، روش‌های تحلیل و اندرکنش سازه - خاک می‌باشد. فصل ششم به ساختمان ضروری اختصاص دارد. در فصل هفتم، ضوابط کلی و مشترک سازه‌های غیرساختمانی ارائه می‌شود. ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای شامل اجزای معماری و تجهیزات مکانیکی و برقی در فصل هشتم ارائه شده است. در صورت به‌کارگیری جداگر لرزه‌ای، باید از ضوابط فصل نهم و در صورت استفاده از میراگر، از ضوابط فصل دهم استفاده شود. در فصول یازدهم

الی چهاردهم به ضوابط خاص طراحی لرزه‌ای برخی سازه‌های غیرساختمانی مانند دودکش، مخزن، خط لوله و سازه‌ی فراساحلی پرداخته شده است.

۱-۵ سیستم آحاد

اگر چه در این آیین‌نامه سعی شده است روابط بدون بعد بوده و با هرگونه سیستم آحاد سازگار، معتبر باشند، در مواردی که به دلیل بی‌بعد نبودن ضرایب، استفاده از سیستم آحاد مناسب لازم است، سیستم SI و آحاد مرتبط با آن مورد استفاده قرار گرفته و ذکر شده‌اند.

۱-۶ علائم و اختصارات

علائم و اختصارات مورد استفاده در این آیین‌نامه به‌طور کلی سازگار با مراجع معتبر بین‌المللی و داخلی اختیار شده‌اند. در ادامه علائم مورد استفاده در روابط و بندهای آیین‌نامه ارائه شده است. همچنین توجه به این نکته ضروری است که ممکن است از یک پارامتر برای بیان تعریف‌های متعدد استفاده شده باشد.

A : شتاب مبنای طرح

A_B : مساحت پلان ساختمان در تراز پایه

A_c : ضریب زلزله‌ی جرم مواج مخزن

A_f : مساحت پلان پی موثر

A_g : حداکثر شتاب در راستای عمود بر جهت انتشار امواج ناشی از زلزله‌ی طرح

A_i : ضریب زلزله‌ی جرم سخت مخزن

A_k : بار یا اثر آن ناشی از حادثه‌ی غیر مترقبه‌ی A

A_p : سطح مقطع شمع یا لوله

A_s : سطح مقطع کابل، سیم یا میلگرد مهار دیوار به کف در مخزن

A_{si} : سطح مقطع دیوار برشی i در جهت اعمال نیروی زلزله

A_v : ضریب زلزله مخزن در راستای قائم

A_x : ضریب بزرگنمایی پیچشی تراز x

a : بعد متوسط پلان پی موثر در راستای مورد بررسی

a_i : ترکیب شتاب‌های طیفی مودی تراز i سازه

a_j : ضریب اصلاح دینامیکی برای درجه‌ی آزادی انتقالی j برای تعیین میرایی تشعشی خاک

a_p : ضریب بازتاب جزء غیر سازه‌ای

a_0 : پارامتر تعیین میرایی تشعشی خاک

B : ضریب بازتاب طبق استاندارد ۲۸۰۰

B : عرض شالوده (بعد کوچکتر شالوده)

B_D : ضریب عددی متناظر با نسبت میرایی موثر سیستم جداساز برای زلزله‌ی طرح

B_g : بعد پشت تا پشت گروه شمع

B_M : ضریب عددی متناظر با نسبت میرایی موثر سیستم جداساز برای زلزله‌ی نادر

B_{V+I} : ثابت عددی برای تعیین برش پایه‌ی حداقل در سازه‌ی دارای میراگر

B_{mD} : ثابت عددی برای تعیین برش پایه‌ی سازه‌ی دارای میراگر

B_{mM} : ثابت عددی برای تعیین بیشینه جابجایی بام سازه‌ی دارای میراگر در زلزله‌ی نادر

B_R : ثابت عددی برای تعیین برش پایه‌ی سازه‌ی دارای میراگر در مود ماندگار

B_{1D} : ثابت عددی برای تعیین برش پایه‌ی سازه‌ی دارای میراگر در مود اصلی

B_{1M} : ثابت عددی برای تعیین بیشینه جابجایی بام سازه‌ی دارای میراگر در مود اصلی

B_{1E} : ثابت عددی برای تعیین جابجایی بام در زلزله‌ی طرح سازه‌ی دارای میراگر

b : پارامتر منطقه‌ای وابسته به لرزه‌خیزی محل

b : بعد کوچکتر پلان سازه عمود بر d

b : بعد شالوده در جهت عمود بر امتداد مورد بررسی (برابر با L یا B) – فصل پنجم

b : پارامتر تعیین ضریب بزرگنمایی اصلاح شده جزء غیر سازه‌ای – فصل هفتم و هشتم

b_p : عرض شیشه‌ی مستطیلی

C : سرعت انتشار موج زلزله - فصل سیزدهم

C_c : ضریب تعیین زمان تناوب مایع مواج در مخزن

C_d : ضریب بزرگنمایی جابجایی

C_i : ضریب بی بعد تعیین زمان تناوب مخزن

C_j : ضریب میرایی متمرکز در مرکز سطح پی در درجه‌ی آزادی j

C_m : ضریب بزرگنمایی اصلاح شده‌ی جزء غیر سازه‌ای

C_{mFD} : ضریب نیرویی وابسته به تغییرمکان برای تعیین نیروی طرح لرزه‌ای در وضعیت بیشینه شتاب در مود m

C_{mFV} : ضریب نیرویی وابسته به سرعت برای تعیین نیروی طرح لرزه‌ای در وضعیت بیشینه شتاب در مود m

C_p : ضریب بزرگنمایی برش پایه‌ی جزء غیر سازه‌ای

C_{sm} : ضریب زلزله در مود m

C_{SR} : ضریب زلزله‌ی مود ماندگار

C_T : ضریب اصلاح زمان تناوب متناسب با لاغری دودکش

C_{s1} : ثابت پاسخ لرزه‌ای مود اصلی

C_t : ضریب زمان تناوب سازه

C_{Tu} : ضریب کرانه بالای زمان تناوب محاسباتی

C_u : ضریب زلزله

C_{u1} : حد پایین ضریب زلزله

C_{u2} : حد پایین ضریب زلزله

C_{vx} : ضریب توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

C_{vxm} : ضریب توزیع نیرو در تراز x در مود m

C_w : پارامتر تعیین زمان تناوب تجربی برای ساختمان‌های دارای دیوار برشی بتنی

C_{1FD} : ضریب نیرویی وابسته به تغییرمکان برای نیروی طرح لرزه‌ای در وضعیت بیشینه شتاب در مود اصلی

C_{1FV} : ضریب نیرویی وابسته به سرعت برای نیروی طرح لرزه‌ای در وضعیت بیشینه شتاب در مود اصلی

c : شتاب طیفی نظیر متوسط ظرفیت فروریزش سازه

$\bar{c}$: مقدار متوسط شتاب طیفی در ساختگاه که از رابطه‌ی کاهندگی بدست می‌آید.

c : شتاب طیفی ریسک محور نظیر ۱ درصد احتمال فروریزش

$c_{10\%}$: شتاب طیفی نظیر احتمال فراگذشت ۲ درصد در پنجاه سال که معادل مقدار شتاب طیفی نظیر ۱۰ درصد احتمال فروریزش سازه می‌باشد.

c : چسبندگی خاک

c_1 : میانگین فاصله‌ی آزاد دو لبه‌ی قائم شیشه با قاب خود

c_2 : میانگین فاصله‌ی آزاد دو لبه‌ی افقی شیشه با قاب خود

D : اثر بار مرده

D : قطر اسمی مخزن یا قطر خارجی لوله

D : فاصله‌ی کف شالوده تا سطح زمین- فصل پنجم

D_1 : پارامتر تعیین زمان تناوب مایع مواج

D_{1M} : جابجایی بام در مود اصلی سازه در زلزله‌ی نادر

D_D : تغییرمکان جانبی طرح سیستم جداساز در راستای مورد نظر

D_c : جابجایی نسبی سازه بین بالا و پایین شیشه که موجب تماس شیشه با قاب خود می‌شود.

D_f : پارامتر کنترل صلبیت شالوده‌ی منفرد یا گسترده

D_i : طول دیوار برشی i

D_M : تغییرمکان جانبی بیشینه سیستم جداساز در راستای مورد نظر

D_{mD} : جابجایی بام در مود m سازه در زلزله‌ی طرح

D_{mM} : جابجایی بام در مود m سازه در زلزله‌ی نادر

D_{min} : کمترین قطر داخلی لوله با در نظر گرفتن ناصافی یا اعوجاج دیواره‌ی لوله

D_{RM} : جابجایی بام در مود ماندگار سازه در زلزله‌ی نادر

D_p : جابجایی نسبی بین نقاط اتصال جزء غیرسازه‌ای به سازه

D_{pl} : جابجایی نسبی طراحی لرزه‌ای

D_n : قطر اسمی لوله

D_{RD} : جابجایی بام در مود ماندگار سازه در زلزله‌ی طرح

D_s : ضریب تبدیل طیف با نسبت میرایی ۵ درصد

D_{TD} : تغییرمکان طرح کل

D_{TM} : تغییرمکان بیشینه‌ی کل

D_Y : جابجایی تسلیم موثر

D_{1D} : جابجایی بام در مود اصلی سازه در زلزله‌ی طرح

D_{1M} : جابجایی بام در مود اصلی سازه در زلزله‌ی نادر

D'_D : تغییرمکان جانبی طرح سیستم جداساز در راستای مورد نظر در روش تحلیل دینامیکی

D'_M : تغییرمکان جانبی بیشینه سیستم جداساز در راستای مورد نظر در روش تحلیل دینامیکی

d : بعد بزرگتر پلان سازه

d : ارتفاع مفید وجه جانبی شالوده در تماس با خاک – فصل پنجم

d_i : ارتفاع نوار i از جداره‌ی مخزن

$\overline{d}_b$: قطر متوسط دودکش در کف

E : اثر بار زلزله

E_t : مدول ارتجاعی موثر مصالح جداره‌ی مخزن

E_{ch} : مدول ارتجاعی مصالح پوسته‌ی دودکش

E_f : مدول ارتجاعی مصالح شالوده (بتن)

E_h : اثر ناشی از مولفه‌ی افقی زلزله

E_{loop} : انرژی تلف‌شده در هر چرخه‌ی بارگذاری

E_p : مدول ارتجاعی شمع

E_p : مدول ارتجاعی اولیه‌ی لوله

E_s : مدول ارتجاعی مهار در مخزن

E_v : اثر ناشی از مولفه‌ی قائم زلزله

e : عدد نپر برابر با ۲٫۷۱۸۳

e : خروج از مرکزیت واقعی مرکز جرم روسازه نسبت به مرکز سختی سیستم جداساز به اضافه‌ی خروج از مرکزیت تصادفی به اندازه ۵٪ بزرگترین بعد پلان در جهت عمود بر راستای مورد نظر

F : اثر بار جانبی ناشی از فشار مایعات در حالت حداکثر ارتفاع

F^- : نیروی منفی در جابجایی نظیر Δ^-

F^+ : نیروی مثبت در جابجایی نظیر Δ^+

F_a : ضریب اصلاح طیف در بازه‌ی شتاب ثابت با توجه به ساختگاه

F_b : نیروی خالص به سمت بالا در واحد طول خط لوله

F_C : تنش مجاز فشاری قائم جداره‌ی مخزن

F_D^- : نیروی جداساز نظیر جابجایی D_D منفی

F_D^+ : نیروی جداساز نظیر جابجایی D_D مثبت

F_i : نیروی جانبی زلزله در تراز i

F_i : نیروی جانبی وارد بر مرکز جرم قسمت i

F_{im} : نیروی جانبی طرح در تراز i در مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر

F_{iR} : نیروی جانبی طرح در اعضای سیستم باربر لرزه‌ای در تراز i ناشی از پاسخ سازه در مود ماندگار

F_{i1} : نیروی جانبی طرح در اعضای سیستم باربر لرزه‌ای در تراز i ناشی از پاسخ سازه در مود اصلی

F_M^- : نیروی جداساز نظیر جابجایی D_M منفی

F_M^+ : نیروی جداساز نظیر جابجایی D_M مثبت

F_p : نیروی طراحی برای هر مهار

F_p : نیروی زلزله وارد بر جزء غیر سازه‌ای

F_p : نسبت فشار طراحی به فشار بهره‌برداری

F_{pi} : نیروی وارد بر مرکز جرم قسمت i جزء غیرسازه‌ای

F_{stop} : حداکثر نیروی اصطکاک طراحی

F_{px} : نیروی جانبی طراحی دیافراگم

F_{ty} : تنش تسلیم نوار جداره‌ی مخزن

F_v : ضریب اصلاح طیف در بازه‌ی سرعت ثابت با توجه به ساختگاه

F_w : مقاومت جوش تحت اثر همزمان کشش و برش

F_x : نیروی جانبی طبقه یا تراز x

F_{xm} : نیروی جانبی مود m در تراز x

F_y : تنش حد جاری شدن حداقل ورق کف زیر جداره‌ی مخزن

f : ضریب اصطکاک بین خاک و لوله

f_E : ضریب کاهش مدول برشی خاک در اثر زلزله

f_g : ضریب افزایش مدول برشی خاک در اثر وزن سازه

$f_M(m)$: تابع چگالی احتمال بزرگای زمین‌لرزه

$f_R(r)$: تابع چگالی احتمال فاصله

$f_{capacity}(c)$: تابع منحنی شکنندگی سازه

f'_c : مقاومت فشاری بتن

G : مدول برشی موثر خاک در محاسبات اندرکنش سازه - خاک (نظیر کرنش بزرگ خاک)

G_0 : مدول برشی خاک در شرایط آزاد (نظیر کرنش کوچک بدون وجود سازه و زلزله)

G_p : مدول برشی بالشتک الاستومر در مخزن

g : شتاب ثقل زمین

g_e : شتاب ثقل موثر با در نظر گرفتن مولفه‌ی قائم زلزله

H : اثر بار جانبی ناشی از فشار خاک، آب زیرزمینی، و یا توده‌ی مصالح و مواد

H : ارتفاع کل ساختمان از تراز پایه

H_g : طولی از گروه شمع شامل سرشمع که در تماس با خاک مقاوم است.

H_L : ارتفاع حداکثر مایع مخزن

H_{rw} : ارتفاع دیوار حایل

H_s : عمق خاک تا مرکز لوله

h : ارتفاع متوسط سقف از تراز پایه

h : فاصله قائم مرکز سطح وجه جانبی شالوده در تماس موثر با خاک تا سطح زمین – فصل پنجم

$\overline{h}$: ارتفاع مرکز جرم سازه از تراز پایه

$\overline{h}$: ارتفاع موثر سازه

h_{av} : میانگین ارتفاعات نقاط اتصال جزء غیر سازه‌ای به سازه از تراز پایه

h_c : ارتفاع محل اثر نیروی لرزه‌ای جانبی مربوط به مایع مواج از کف مخزن برای محاسبه‌ی لنگر پای جداره

h_{ch} : ارتفاع دودکش از تراز پایه

h_{cs} : ارتفاع محل اثر نیروی لرزه‌ای جانبی مربوط به مایع مواج از کف مخزن برای محاسبه‌ی لنگر زیر کف

h_i : ارتفاع دیوار برشی i، مرکز جرم قطعه‌ی i، طبقه یا تراز i از تراز پایه

h_i : ارتفاع محل اثر نیروی لرزه‌ای جانبی مربوط به مایع سخت از کف مخزن برای محاسبه‌ی لنگر پای جداره

h_{is} : ارتفاع محل اثر نیروی لرزه‌ای جانبی مربوط به مایع سخت از کف مخزن برای محاسبه‌ی لنگر زیر کف

h_p : ارتفاع شیشه‌ی مستطیلی

h_r : ارتفاع سازه از تراز پایه تا تراز بام

h_r : ارتفاع مرکز جرم سقف مخزن

h_s : ضخامت لایه‌ی خاک نرم

h_s : ارتفاع مرکز جرم جداره مخزن

h_s : ارتفاع کف تا کف طبقه‌ای که جزء غیر سازه‌ای به آن متصل است.

h_{sp} : ارتفاع خاک روی لوله

h_{sx} : ارتفاع طبقه‌ی زیر تراز x

h_w : ارتفاع آب بالای لوله

h_x : ارتفاع طبقه یا تراز x از تراز پایه یا تراز مرکز کف شالوده

h_x : ارتفاع اتصال جزء به سازه در تراز بالاتر

h_y : ارتفاع اتصال جزء به سازه در تراز پایین‌تر

h_z : ارتفاع در تراز z

I : ضریب اهمیت سازه

I_f : لنگر اینرسی مقطع شالوده (ترک نخورده) حول محور عمود بر امتداد مورد بررسی

I_g : لنگر ماند کل مقطع ترک نخورده بدون در نظر گرفتن میلگردها

I_L : ضریب اهمیت لوله

I_p : ضریب اهمیت جزء غیر سازه‌ای

I_{pf} : لنگر اینرسی پلان پی موثر حول محور گذرنده از مرکز سطح آن عمود بر امتداد مورد بررسی

IM : سنجه‌ی شدت زلزله

$\overline{IM}$: مقدار میانگین سنجه‌ی شدت زلزله

i : ضریب افزایش تنش - فصل سیزدهم

i : شماره نزدیکترین قطعه‌ای که مرکز جرم آن بالاتر از تراز z می‌باشد - فصل هشتم

J : نسبت مهار در مخزن

J_v^z : ضریب تصحیح اثر مودهای بالاتر برای برش تراز z

$\overline{K}$: سختی جانبی موثر سازه با فرض تکیه‌گاه صلب

$K_{D\,max}$: سختی موثر حداکثر سیستم جداساز نظیر تغییرمکان طرح در راستای جانبی مورد نظر

$K_{D\,min}$: سختی موثر حداقل سیستم جداساز نظیر تغییرمکان طرح در راستای جانبی مورد نظر

K_{eff} : سختی مؤثر جداساز

K_h : سختی افقی پی

$K_{j,emb}$: ضریب سختی فنر در امتداد درجه‌ی آزادی j با احتساب مدفون‌شدگی پی در عمق D

$K_{j,sur}$: ضریب سختی فنر در امتداد درجه‌ی آزادی j بدون احتساب مدفون‌شدگی پی در عمق D

$K_{M\,max}$: سختی مؤثر حداکثر سیستم جداساز نظیر تغییرمکان بیشینه در راستای جانبی مورد نظر

$K_{M\,min}$: سختی موثر حداقل سیستم جداساز نظیر تغییرمکان بیشینه در راستای جانبی مورد نظر

K_p : سختی مجموعه‌ی جزء صنعتی و اتصال آن به سازه

K_{sr} : سختی چرخشی پی عمیق حول هریک از دو محور افقی

K_{st} : سختی چرخشی پی عمیق حول محور قائم

K_{sv} : سختی قائم پی عمیق

K_θ : سختی چرخشی پی

k : عددی متناسب با زمان تناوب طبیعی سازه

k_0 : ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون

k_a : ضریب بزرگنمایی برای انعطاف‌پذیری سقف

k_a : سختی افقی در واحد طول پای دیوار در مخزن

k_h : ضریب زلزله‌ی افقی در خاک

k_{sh} : ضریب عکس‌العمل متوسط بستر در راستای افقی

k_{sv} : ضریب عکس‌العمل بستر در راستای قائم

L : اثر بار زنده‌ی کاهش‌یافته

L : طول شالوده (بعد بزرگتر شالوده) – فصل پنجم

L_f : طول پی سهم هر ستون

L : عرض ورق حلقوی کف زیر جداره، اندازه‌گیری شده از بر داخلی جداره

L : طول ناحیه‌ی با جابجایی ماندگار زمین – فصل سیزدهم

L_a : طول مهارنشده‌ی لوله

L_b : طول لوله در محدوده‌ی شناوری

L_e : طول موثر خط لوله که در آن، نیروی اصطکاک t_u وارد می‌شود.

L_f : طول دهانه‌ی دیافراگم انعطاف‌پذیر

L_g : بعد پشت تا پشت گروه شمع

L_{max} : حداکثر دهانه‌ی مجاز لوله بین دو مهار لرزه‌ای جانبی و قائم

L_p : طول شمع

L_p : طول هر بالشتک الاستومر در مخزن – فصل دوازدهم

L_r : اثر بار زنده‌ی بام

L_{req} : عرضی از ورق حلقوی کف زیر جداره، اندازه‌گیری شده از بر داخلی جداره که مایع روی آن در مقابله با واژگونی مشارکت دارد.

L_s : طول موثر مهار که می‌تواند ۳۵ برابر قطر مهار به اضافه ضخامت بالشتک بین دو دیوار و کف در نظر گرفته شود.

L_T : مقدار توصیه شده برای فاصله‌ی بین تکیه‌گاه‌های ثقلی

L_z : طول ناحیه جابجایی ماندگار

L_0 : طول قطعه‌ی لوله‌ی بین دو اتصال

l_i : فاصله‌ی مرکز جرم قسمت i جزء غیر سازه‌ای از محل اتصال

M : لنگر واژگونی در تراز کف شالوده بدون احتساب اثر اندرکنش

M_a : برآیند لنگر در اثر جابجایی نسبی مهارها

M_i : برآیند لنگر در اثر نیروهای اینرسی

M_{rw} : لنگر پای جداره‌ی مخزن

M_s : لنگر زیر کف مخزن

M_t : لنگر پیچشی موجود در طبقه

M_{ta} : لنگر پیچشی موجود در طبقه با درنظر گرفتن اثر پیچش تصادفی در پلان

M_W : بزرگای گشتاوری زلزله

M_z : لنگر در تراز h_z

m : تعداد دیوارهای برشی سازه در جهت اعمال نیروی زلزله

m_c : جرم مایع مواج مخزن

m_f : جرم کف مخزن

m_{fd} : جرم کل شالوده‌ی مخزن

m_g : جرم خاکی که مستقیما روی شالوده‌ی مخزن قرار دارد.

m_i : جرم مایع سخت مخزن

m_{max} : حداکثر بزرگای زلزله

m_{min} : حداقل بزرگای زلزله

m_p : جرم کل مایع داخل مخزن

m_r : جرم سقف مخزن با سقف ثابت شامل قاب‌بندی و ملحقات آن به اضافه ده درصد جرم بار برف روی سقف

m_s : جرم جداره‌ی مخزن به اضافه ملحقات آن

m_t : جرم کل مخزن خالی شامل جداره، سقف، کف و قطعات متصل به آن

N_c : ضریب باربری خاک - فصل سیزدهم

N_c : نیروهای هیدرودینامیکی حلقوی در واحد طول قائم جداره‌ی استوانه‌ای مخزن حاصل از حرکت مایع مواج

N_{ch} : ضریب باربری افقی جانبی خاک وابسته به چسبندگی

N_{cv} : ضریب باربری وابسته به چسبندگی در برکنش

N_q : ضریب باربری خاک

N_{qv} : ضریب باربری وابسته به اصطکاک داخلی در برکنش

N_g : تعداد شمع‌های گروه شمع

N_h : نیروی حلقوی هیدرواستاتیکی مخزن در واحد ارتفاع

N_i : نیروهای هیدرودینامیکی حلقوی در واحد طول قائم جداره استوانه‌ای مخزن حاصل از حرکت مایع سخت

N_{qh} : ظرفیت باربری افقی جانبی خاک وابسته به اصطکاک داخلی

N_s : نیروی حلقوی کل زلزله‌ی مخزن در واحد طول قائم جداره‌ی

N_γ : ضریب باربری خاک - فصل سیزدهم

n : تعداد ترازها، طبقات، جرم‌های متمرکز یا جرم‌های جزء غیر سازه‌ای

n : تعداد مودهای نوسان سازه

n : شماره‌ی بالاترین قطعه (برابر تعداد قطعات) - فصل هشتم

n : تعداد نوارهای جداره‌ی مخزن – فصل دوازدهم

n : پارامتر رابطه‌ی رفتاری مصالح لوله

n' : تعداد تقسیمات جزء غیرسازه‌ای

n_A : تعداد میل‌مهار یا تسمه مهار در مخزن

n_C : تعداد اتصالات زنجیره‌ای در ابتدا یا انتهای جرم متحرک خاک که با افزایش طول خود جابجایی ماندگار

PE : احتمال فراگذشت سالیانه

P : نیروی کششی ناشی از مجموع اثر بار زلزله و اثر بار مرده

P_{Aa} : مقدار نیروی هر مهار در روش تنش مجاز در مخزن

P_{Au} : مقدار نیروی هر مهار در روش مقاومت نهایی در مخزن

P_f : نیروی فشاری ناشی از زلزله وارد بر واحد طول شالوده‌ی نواری حلقوی برای طراحی شالوده‌ی مخزن به روش مقاومت

P_{fs} : نیروی فشاری ناشی از زلزله وارد بر واحد طول شالوده‌ی نواری حلقوی در مخزن

P_i : فشار داخلی طراحی مخزن

P_n : ظرفیت اسمی بیرون کشیده‌شدگی یک میل‌مهار

P_{nr} : ظرفیت بیرون کشیده‌شدگی یک میل‌مهار

P_p : بیشینه فشار داخلی بهره‌برداری در لوله

P_u : بیشینه مقاومت جانبی خاک بر واحد طول لوله

P_v : فشار قائم زمین

P_w : نیروی کششی وارده به جوش

P_x : بار قائم کل در بالای تراز x

PGV : سرعت حداکثر زمین در محل موردنظر

p_c : شدت بار جانبی در ارتفاع مورد نظر مخزن ناشی از مایع مواج بر اساس توزیع ذوزنقه‌ای

p_i : شدت بار جانبی در ارتفاع مورد نظر مخزن ناشی از مایع سخت بر اساس توزیع ذوزنقه‌ای

Q_{DSD} : نیروهای طرح در دستگاه‌های میراگر وابسته به جابجایی

Q_d : مقاومت فشاری خاک در واحد طول خط لوله

Q_E : اثر نیروی افقی زلزله

Q_{mDSV} : نیروی یکی از اعضای سیستم میراگر که برای تحمل نیروهای طرح لرزه‌ای دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت ناشی از مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر لازم است.

Q_{mSFRS} : نیروی یکی از اعضای سیستم میراگر برابر با نیروی طرح لرزه‌ای مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر

Q_u : مقاومت برکنش خاک در واحد طول خط لوله

q_c : توزیع محیطی فشار هیدرودینامیکی وارد بر جداره مخزن استوانه‌ای در ارتفاع مورد نظر برای مایع مواج

q_H : ضریب اصلاح چرخه

q_i : توزیع محیطی فشار هیدرودینامیکی وارد بر جداره‌ی مخزن در ارتفاع مورد نظر برای مایع سخت

R : اثر بار باران

R : شعاع خارجی لوله

R : ضریب رفتار مخزن

R_1 : ضریب کاهش ظرفیت بیرون کشیده‌شدگی میل‌مهار مربوط به مقاومت بتن

R'_1 : ضرایب کاهش ظرفیت برشی میل‌مهار برای مقاومت بتن

R_2 : ضریب کاهش ظرفیت بیرون کشیده‌شدگی میل‌مهار مربوط به میزان ترک در بتن

R_3 : ضریب کاهش ظرفیت بیرون کشیده‌شدگی میل‌مهار مربوط به خطرزایی

R'_3 : ضرایب کاهش ظرفیت برشی میل‌مهار مربوط به خطرزایی

R_4 : ضریب کاهش ظرفیت بیرون کشیده‌شدگی میل‌مهار مربوط به کنترل کیفیت

R'_4 : ضرایب کاهش ظرفیت برشی میل‌مهار مربوط به کنترل کیفیت

R_I : ضریب رفتار سازه‌ی جداسازی شده

R_{max} : بزرگترین فاصله‌ی ساختگاه تا نقطه‌ای از گسل‌ها، نظیر تعریف فاصله در رابطه‌ی کاهندگی مورد استفاده

R_{min} : کوتاه‌ترین فاصله‌ی ساختگاه تا نقطه‌ای از گسل‌ها، نظیر تعریف فاصله در رابطه‌ی کاهندگی مورد استفاده

R_p : ضریب رفتار جزء غیرسازه‌ای

R_u : ضریب رفتار در روش مقاومت

R_w : ضریب رفتار در روش تنش مجاز

R_c : ضریب رفتار مربوط به جرم مایع مواج مخزن که می‌توان آن را برای مخازن فولادی برابر با ۱٫۵ و برای مخازن بتنی برابر با ۱ درنظر گرفت.

r : پارامتر رابطه‌ی رفتاری مصالح لوله

r : بعد مشخصه‌ی پی (شعاع دایره‌ی معادل پی) – فصل پنجم

r_{ch} : شعاع ژیراسیون مقطع پوسته‌ی دودکش

S : اثر بار برف

S_1 : پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g)، نظیر زلزله‌ی نادر (سطح خطر سوم) در زمان تناوب یک ثانیه روی

S_a : شتاب طیفی ریسک محور

S_a : شتاب طیفی (بر حسب g) با نسبت میرایی ۵٪

S_{aser} : شتاب طیفی زلزله‌ی بهره‌برداری (بر حسب g) حاصل از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه

$\overline{S}_a$: شتاب طیفی (بر حسب g) با فرض اندرکنش سازه - خاک (میرایی و زمان تناوب معادل)

S_{am} : شتاب طیفی نظیر مود m

S_{D1} : پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g) در زمان تناوب یک ثانیه در زلزله‌ی طرح، با نسبت میرایی ۵٪

S_{DS} : پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g) نظیر زمان تناوب کوتاه (۰٫۲ ثانیه) در زلزله‌ی طرح، با نسبت میرایی ۵٪

S_{M1} : پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g) در زمان تناوب یک ثانیه در زلزله‌ی نادر، با نسبت میرایی ۵٪

S_{MS} : پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g) در زمان تناوب کوتاه (۰٫۲ثانیه) در زلزله‌ی نادر ، با نسبت میرایی ۵٪

S_n : فاصله شمع n از محور دوران پی (گذرنده از مرکز سطح پی)

S_p : فاصله مرکز تا مرکز بالشتک‌های متوالی در امتداد محیطی جداره‌ی مخزن

S_p : تنش طولی در لوله ناشی از فشار داخلی – فصل سیزدهم

S_r : تنش طولی ناشی از تغییر دما در لوله

S_s : پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g)، نظیر زلزله‌ی نادر (سطح خطر سوم) در زمان تناوب کوتاه (۰٫۲ ثانیه)

S_s : فاصله مرکز تا مرکز مهارهای متوالی در امتداد محیطی جداره‌ی مخزن – فصل دوازدهم

S_s : تنش مجاز لرزه‌ای در دمای ۳۰- تا ۴۰ درجه سلسیوس - فصل سیزدهم

S_u : مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی خاک

T : اثر بار ناشی از کرنش‌های خودتعادلی

T : دوره‌ی بازگشت زلزله در سطح خطر مورد نظر

T : زمان تناوب طبیعی (تجربی) سازه یا سازه‌ی غیرساختمانی با فرض تکیه بر بستر صلب

T_0 : ضریب وابسته به نوع خاک از جنس زمان تناوب

$\overline{T}$: زمان تناوب مود اصلی سازه‌ی متکی بر فنر

T_1 : زمان تناوب مود اصلی

T_1 : دما در لوله هنگام نصب – فصل سیزدهم

T_2 : دما در لوله هنگام بهره‌برداری

T_c : زمان تناوب مایع مواج مخزن

T_D : زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده نظیر تغییر مکان طرح

T_i : زمان تناوب اصلی سازه‌ی مخزن همراه با مایع سخت

T_m : زمان تناوب طبیعی مود m

T_M : زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده نظیر تغییر مکان حداکثر

T_p : زمان تناوب جزء صنعتی

T_R : زمان تناوب موثر مود ماندگار

T_S : ضریب وابسته به نوع خاک از جنس زمان تناوب

T_{1D} : زمان تناوب موثر مود اصلی در زلزله‌ی طرح

T_{1M} : زمان تناوب موثر مود اصلی در زلزله‌ی نادر

t : مدت زمان بهره‌برداری یا عمر مفید سازه که معمولاً ۵۰ سال درنظر گرفته می‌شود.

t : ضخامت شالوده

t : ضخامت دیواره‌ی لوله

t : ضخامت جداره در محل محاسبه‌ی تنش حلقوی یا نوار مورد نظر جداره‌ی مخزن – فصل دوازدهم

t_p : ضخامت بالشتک الاستومر در مخزن

t_p : ضخامت اسمی دیواره‌ی لوله

t_r : ضخامت ورق سقف مخزن

t_a : ضخامت ورق حلقوی کف در زیر جداره پس از کسر ضخامت منظور شده برای خوردگی

t_b : ضخامت ورق کف مخزن پس از کسر مقدار منظور شده برای خوردگی

t_b : ضخامت جداره‌ی دودکش در پایین‌ترین نقطه

t_c : ضخامت نوار مورد نظر جداره‌ی مخزن

t_e : ضخامت موثر جداره‌ی مخزن

t_g : عمق موثر خاک که از کف شالوده‌ی سطحی به پایین اندازه‌گیری می‌گردد.

t_i : ضخامت لایه خاک

t_i : ضخامت نوار i از جداره‌ی مخزن

t_h : ضخامت جداره‌ی دودکش در بالاترین نقطه

t_s : ضخامت پایین‌ترین نوار جداره‌ی مخزن پس از کسر مقدار منظور شده برای خوردگی

t_u : حداکثر نیروی اصطکاک در واحد طول سطح تماس لوله و خاک

V : نیروی برشی ناشی از مجموع اثر بار زلزله و اثر بار مرده

V_b : حداقل نیروی جانبی لرزه‌ای طراحی سیستم جداساز و اجزای سازه‌ای زیر آن

V_c : برش پایه‌ی نظیر مایع مواج مخزن

V_g : بیشینه سرعت زمین برای هر گروه کاربری و خطرزایی لوله

V_{g0} : بیشینه سرعت زمین در محل مورد نظر در زلزله‌ی سطح خطر دوم

V_i : بیشینه برش پایه‌ی اصلاح شده

V_i : برش پایه‌ی نظیر مایع سخت، سقف، کف و جداره‌ی مخزن– فصل دوازدهم

V_m : برش پایه مود m

V_{min} : مقدار حداقل برش پایه

V_{max} : مقدار حداکثر برش موضعی در واحد طول محیط در محل اتصال جداره به کف برای مخازن استوانه‌ای

V_n : ظرفیت اسمی برشی یک میل‌مهار

V_{nr} : ظرفیت برشی یک میل‌مهار

V_p : برش پایه یا جمع برش‌های موجود در تکیه‌گاه‌های جزء غیرسازه‌ای

V_R : مقدار برش پایه‌ی مود ماندگار در راستای مورد نظر در زلزله‌ی طرح

V_s : سرعت موثر موج برشی خاک

$\overline{V_s}$: میانگین سرعت موج برشی در ارتفاع لایه‌های خاک

V_s : حداقل نیروی جانبی لرزه‌ای طراحی روسازه – فصل نهم

V_s : حد بالای برش پایه در مخازن خودمهار با کف تخت – فصل دوازدهم

V_{s0} : متوسط سرعت موج برشی خاک در شرایط آزاد در محدوده‌ی عمق موثر خاک

V_{s0i} : سرعت موج برشی خاک در شرایط آزاد (بدون وجود سازه) در مرکز قسمت i

V_{sgi} : سرعت موج برشی افزایش یافته‌ی خاک به علت اثر وزن سازه در مرکز قسمت i

V_{ser} : برش پایه در زلزله‌ی بهره‌برداری

V_u : مقدار برش پایه

$\overline{V_u}$: برش پایه‌ی سازه با احتساب اندرکنش سازه و خاک

V_w : نیروی برشی وارده به جوش

V_x : برش لرزه‌ای در طبقه‌ی بین تراز x و x-1

V_z : برش طراحی در تراز h_z

V_1 : مقدار برش پایه‌ی مود اصلی در راستای مورد نظر در زلزله‌ی طرح

W : اثر بار ناشی از فشار باد

W : وزن موثر لرزه‌ای سازه

W : وزن موثر لرزه‌ای روسازه

$\overline{W_1}$: وزن لرزه‌ای موثر مود اصلی سازه در بر گیرنده‌ی سهمی از بار زنده

$\overline{W_R}$: وزن لرزه‌ای موثر مود ماندگار سازه

W_c : وزن محتویات لوله در واحد طول

W_{ch} : وزن کل دودکش

W_m : وزن موثر لرزه‌ای سازه در مود m

W_m : انرژی کرنشی بیشینه در مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر در جابجایی‌های مودی، δ_{im}

W_{mj} : کار انجام شده توسط میراگر j در یک چرخه‌ی کامل از پاسخ دینامیکی متناظر با مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر در جابجایی‌های مودی

W_P : سهم وزن دیوار تخصیص یافته به مهار

W_p : وزن بهره‌برداری جزء صنعتی یا غیر سازه‌ای

W_p : وزن لوله در واحد طول – فصل سیزدهم

W_s : وزن کل خاک معادل حجم اشغال‌شده توسط لوله در واحد طول

W_z : عرض ناحیه‌ی جابجایی ماندگار

w_a : وزن مایع مجاور جداره‌ی مخزن که می‌تواند برای مقابله با واژگونی به کار رود.

w_{Aa} : نیروی طراحی مهار مکانیکی در واحد طول جداره در روش تنش مجاز

w_{As} : نیروی لرزه‌ای مهار مکانیکی در مخزن

w_{Au} : نیروی طراحی مهار مکانیکی در واحد طول جداره در روش مقاومت

w_c : عرض ترک محاسباتی در عضو سازه در محل میل‌مهار

w_i : سهم وزن موثر لرزه‌ای طبقه، تراز یا قسمت i

w_p : عرض هر بالشتک الاستومر در مخزن

w_{pi} : وزن قسمت i جزء غیرسازه‌ای

w_{px} : سهم وزن موثر لرزه‌ای دیافراگم و اجزای متکی به آن در تراز x

w_t : وزن در واحد طول محیط جداره که از جداره‌ی مخزن به کف وارد می‌شود.

w_{tr} : وزن در واحد طول محیط جداره که از جداره‌ی مخزن به کف وارد می‌شود، بدون اثر وزن سقف مخزن.

w_x : سهم وزن موثر لرزه‌ای طبقه یا تراز x

x : توان ارتفاع در رابطه‌ی زمان تناوب تجربی

x_i : فاصله‌ی وسط نوار i تا سطح آزاد مایع

Y : فاصله قائم از سطح مایع تا نقطه‌ی مورد نظر در مخزن

Y_u : بلندشدگی ارتجاعی کف مخزن خودمهار

y : فاصله‌ی مرکز سختی سیستم جداساز تا محل دستگاه جداساز مورد نظر در جهت عمود بر امتداد بارگذاری زلزله

y_{max} : حداکثر جابجایی ارتجاعی جانبی در بالاترین نقطه‌ی دودکش

Z_e : اساس مقطع ارتجاعی لوله

z : ارتفاع مهار نسبت به تراز پایه - فصل هشتم

z : ارتفاع محل اتصال جزء غیر سازه‌ای به سازه

α : ضریب تخمین اثر مولفه‌ی قائم زلزله

α_a : زاویه راستای مهار با افق در مخزن

α_s : ضریب چسبندگی خاک و لوله

α_t : ضریب خطی انبساط حرارتی

α_ε : ضریب کرنش زمین

β : زاویه‌ی تقاطع خط لوله با گسل

β_j : ضریب اصلاح سختی برای مدفون‌شدگی پی در امتداد درجه‌ی آزادی j

β_D : نسبت میرایی موثر سیستم جداساز نظیر جابجایی طرح

β_{HD} : مولفه‌ی نسبت میرایی موثر سازه در راستای مورد نظر ناشی از رفتار چرخه‌ای پس از تسلیم سیستم لرزه‌بر و اعضای سیستم میراگر در تقاضای شکل‌پذیری موثر زلزله‌ی طرح

β_{HM} : مولفه‌ی نسبت میرایی موثر سازه در راستای مورد نظر ناشی از رفتار چرخه‌ای پس از تسلیم سیستم لرزه‌بر و اعضای سیستم میراگر در تقاضای شکل‌پذیری موثر زلزله‌ی نادر

β_{eff} : نسبت میرایی موثر جداساز

β_I : نسبت میرایی ذاتی

β_M : نسبت میرایی موثر سیستم جداساز نظیر جابجایی حداکثر

β_{mD} : نسبت میرایی موثر کل سازه در جابجایی طرح در مود m

β_{mM} : نسبت میرایی موثر کل سازه در جابجایی بیشینه در مود m

β_R : نسبت میرایی موثر مود ماندگار

β_{Vm} : نسبت میرایی ویسکوز در مود m

Δ^+ : حداکثر جابجایی مثبت جداساز در هر چرخه از آزمایش با مقیاس واقعی

Δ^- : حداکثر جابجایی منفی جداساز در هر چرخه از آزمایش با مقیاس واقعی

Δ_a : جابجایی جانبی نسبی مجاز طبقه

Δ_a : حاشیه‌ی اطمینان برای تغییرمکان اتصال - فصل سیزدهم

$\Delta_{allowable}$: تغییر مکان مجاز اتصال که توسط سازنده‌ی اتصال تعیین و ارائه می‌شود - فصل سیزدهم

Δ_D : جابجایی نسبی طبقه در زلزله‌ی طرح

Δ_{D+L} : تغییرشکل اتصال ناشی از بارهای ثقلی

Δ_f : جابجایی نسبی مجاز لرزه‌ای در دیوارهای نما و تیغه‌های داخلی دارای شیشه

Δ_M : جابجایی نسبی طبقه در زلزله‌ی نادر

Δ_{RD} : جابجایی نسبی طرح طبقه در مود ماندگار

Δ_x : جابجایی نسبی غیرارتجاعی طبقه x

Δ_{xe} : جابجایی نسبی ارتجاعی حاصل از تحلیل طبقه‌ی x بدون اثر P-Δ

Δ_{1D} : جابجایی نسبی طرح طبقه در مود اصلی

Δ_{mD} : جابجایی نسبی طرح طبقه در مود m

Δ_{oper} : حداکثر تغییر مکان بهره‌برداری در اتصال

$\Delta_{seismic}$: تغییر مکان مجاز لرزه‌ای خط لوله

$\Delta_{oper+seismic}$: حداکثر تغییر مکان اتصال ناشی از اعمال بار بهره‌برداری و زلزله

Δ_p : تغییرشکل اتصال ناشی از فشار داخلی

Δ_p : اضافه فشار خاک وارد بر دیوار سازه‌ای ناشی از زلزله

Δ_p : بیشینه مقدار جابجایی عرضی لوله – فصل سیزدهم

Δ_{Qu} : تغییرمکان نظیر مقاومت برکنش خاک– فصل سیزدهم

Δ_{Qd} : تغییرمکان نظیر مقاومت فشاری خاک– فصل سیزدهم

Δ_t : تغییرشکل اتصال ناشی از تغییرات دما

Δ_t : بیشینه جابجایی محرک خاک در راستای محور خط لوله – فصل سیزدهم

$\overline{\Delta}_{xe}$: جابجایی نسبی ارتجاعی حاصل از تحلیل طبقه‌ی x با اثر P-Δ

$\Delta\sigma'_i$: تنش موثر قائم در مرکز قسمت i ناشی از وزن سازه

∇_D : سرعت طبقه در زلزله‌ی طرح

∇_M : سرعت طبقه در زلزله‌ی نادر

∇_{RD} : سرعت طبقه در زلزله‌ی طرح در مود ماندگار

∇_{1D} : سرعت طبقه در زلزله‌ی طرح در مود اصلی

∇_{mD} : سرعت طبقه در زلزله‌ی طرح در مود m

δ : زاویه اصطکاک بین خاک و لوله

δ_{ave} : میانگین جابجایی در نقاط انتهایی سازه در تراز x بدون در نظر گرفتن اثر A_x

δ_{fax} : مولفه‌ی حرکت گسل در امتداد خط لوله

$\delta_{fax\text{-}design}$: جابجایی طراحی گسل در جهت محور طولی خط لوله

δ_{fb} : جابجایی متوسط گسل با رفتار نامشخص

δ_{fn} : جابجایی متوسط گسل نرمال

δ_{fr} : جابجایی متوسط گسل معکوس

δ_{fs} : جابجایی متوسط گسل امتدادلغز

δ_{ftr} : مولفه‌ی حرکت گسل عمود بر خط لوله

$\delta_{ftr\text{-}design}$: جابجایی طراحی گسل در جهت عرضی (عمود) خط لوله

δ_{fvt} : مولفه‌ی حرکت گسل قائم بر خط لوله

$\delta_{fvt\text{-}design}$: جابجایی طراحی گسل در جهت قائم خط لوله

δ_i : تغییرمکان جانبی ارتجاعی مرکز جرم قسمت i

δ_{im} : تغییرشکل تراز i در مود m نوسان در مرکز سختی سازه در راستای مورد نظر

δ_{iD} : تغییرشکل سقف در تراز i در زلزله‌ی طرح

δ_{iM} : تغییرشکل سقف در تراز i در زلزله‌ی نادر

δ_{imD} : تغییرشکل سازه در تراز i در زلزله‌ی طرح در مود m

$\delta'_{\max}$: بیشینه جابجایی جانبی در تراز x بدون درنظر گرفتن اثر A_x

δ_{max} : بیشینه جابجایی جانبی در تراز x بدون درنظر گرفتن اثر A_x

δ_M : بیشینه جابجایی جانبی غیر ارتجاعی سازه

δ_{MT} : کمینه فاصله‌ی آزاد مجاز بین دو سازه‌ی مجاور

δ_s : حداکثر ارتفاع موج روی تراز طراحی مایع مخزن

δ_{iRD} : تغییرشکل سقف تراز i در زلزله‌ی طرح در مود ماندگار

δ_{i1D} : تغییرشکل سقف تراز i در زلزله‌ی طرح در مود اصلی

$\overline{\delta}_x$: جابجایی جانبی (غیر ارتجاعی) تراز x در روش سازه‌ی معادل

δ_x : جابجایی جانبی (غیر ارتجاعی) تراز x بدون احتساب اثر اندرکنش

δ_{xe} : جابجایی جانبی ارتجاعی در تراز x

δ_{xem} : جابجایی ارتجاعی در تراز x در مود m

δ_{xm} : جابجایی تراز x در مود m

δ^l : حداکثر تغییرمکان طولی زمین

δ^l_{design} : جابجایی طراحی زمین در جهت طولی

δ^t : حداکثر جابجایی ماندگار جانبی زمین

δ^t_{design} : جابجایی طراحی زمین در جهت عرضی

ε : کرنش در لوله

ε_a : کرنش محوری طولی در لوله

$\varepsilon_{allowable}$: کرنش مجاز لوله

ε_b : حداکثر کرنش خمشی در لوله

$\varepsilon_{c\text{-}PGD}$: کرنش فشاری مجاز در جابجایی ماندگار

$\varepsilon_{c\text{-}wave}$: کرنش فشاری مجاز در انتشار موج

$\varepsilon_{cr\text{-}c}$: کرنش آستانه‌ی چروکیدگی لوله

ε_{D+L} : کرنش لوله ناشی از بارهای ثقلی

ε_{oper} : کرنش بهره‌برداری در خط لوله

ε_p : کرنش لوله ناشی از فشار داخلی

$\varepsilon_{seismic}$: کرنش طراحی لوله ناشی از مخاطرات لرزه‌ای

ε_t : کرنش لوله ناشی از تغییرات دما

ε_u : کرنش نهایی کششی مصالح لوله

ε_y : کرنش جاری شدن مصالح

ϕ : زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک

ϕ : پارامتر تعیین ضریب بزرگنمایی جزء غیرسازه‌ای

ϕ_{im} : دامنه‌ی شکل مودی تراز i در مود m

ϕ_{i1} : بردار شکل مودی مود اصلی

ϕ_{iR} : بردار شکل مودی مود ماندگار

ϕ_{xm} : دامنه‌ی شکل مودی تراز x در مود m

Γ_m : ضریب مشارکت مود m نوسان سازه

Γ_1 : ضریب مشارکت مود اصلی نوسان سازه

Γ_R : ضریب مشارکت مود ماندگار نوسان سازه

$\overline{\gamma}$: وزن مخصوص مؤثر خاک

γ_d : وزن حجمی خاک خشک

γ_t : وزن حجمی خاک

γ_w : وزن حجمی آب

η : نسبت میرایی

λ : نرخ رخداد سالانه‌ی زلزله در منطقه – فصل سوم

λ : پارامتر تعیین برش پایه‌ی جزء غیر سازه‌ای

λ_e : طول موج ظاهری زلزله در سطح زمین

λ_{annual} : نرخ رخداد سالانه‌ی زلزله‌ی نظیر سنجه‌ی مورد نظر که مقدار آن برابر $1/T$ می‌باشد.

μ : تعداد رخداد زلزله طبق کاتالوگ منطقه در مدت زمان مورد نظر (بین $m_{\min}$ و $m_{\max}$) تقسیم بر مدت زمان نظیر

μ : ضریب شکل‌پذیری سازه

μ_D : تقاضای شکل‌پذیری موثر مربوط به زلزله‌ی طرح

μ_{eq} : ضریب شکل‌پذیری معادل

μ_f : ضریب اصطکاک بین کف مخزن و شالوده

μ_M : تقاضای شکل‌پذیری موثر مربوط به زلزله‌ی نادر

μ_{max} : بیشینه تقاضای شکل‌پذیری موثر

μ_p : ضریب شکل‌پذیری جزء غیرسازه‌ای

θ : زاویه‌ی بین جهت زلزله با شعاع گذرنده از نقطه‌ی مورد نظر در مخزن

$\theta_{seismic}$: دوران لرزه‌ای اتصال

θ_{max} : بیشینه شاخص پایداری

θ_x : شاخص پایداری تراز x

ρ : ضریب افزونگی (نامعینی)

ρ : جرم حجمی خاک در شرایط آزاد - فصل پنجم

ρ_{ch} : جرم حجمی معادل دودکش (شامل پوسته و پوشش)

ρ_L : جرم حجمی مایع درون مخزن

ΣE_D : کل انرژی تلف‌شده در سیستم جداساز طی یک چرخه‌ی کامل نظیر جابجایی طرح

ΣE_M : کل انرژی تلف شده در سیستم جداساز طی یک چرخه‌ی کامل نظیر جابجایی حداکثر

σ : تنش در لوله

σ_{bf} : تنش خمشی ناشی از شناوری

σ_c : مقدار تنش قائم فشاری کل در جداره در روش تنش مجاز

σ_{cs} : حداکثر تنش قائم فشاری حاصل از زلزله در مخزن خودمهار در پایین جداره

σ_h : تنش حلقوی حاصل از نیروی هیدرواستاتیکی

σ_s : تنش حلقوی حاصل از نیروی زلزله

σ_{IM} : انحراف معیار مقادیر سنجه‌ی شدت زلزله

σ_y : تنش جاری شدن مصالح لوله

σ_{yo} : تنش جاری شدن مصالح لوله در دمای بهره‌برداری

σ'_i : تنش موثر قائم در مرکز قسمت i ناشی از وزن خاک

ν : ضریب پواسون

ν_f : ضریب پواسون مصالح شالوده

Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت

ξ_j : نسبت میرایی تشعشعی خاک

ξ_S : نسبت میرایی خاک در کرنش‌های بزرگ

ξ_j^t : نسبت میرایی، برابر با مجموع نسبت میرایی خاک در کرنش‌های بزرگ و نسبت میرایی تشعشعی خاک

$\overline{\xi}$: نسبت میرایی معادل

ξ_0 : نسبت میرایی پی

ξ'_0 : نسبت میرایی پی با وجود لایه‌ی خاک نرم با ضخامت تقریبا ثابت متکی بر خاک سخت با ضخامت زیاد

ψ : پارامتر تعیین میرایی تشعشعی خاک

ψ : زاویه‌ی بین سطح شکست گسل نرمال و سطح افقی- فصل سیزدهم

فصل دوم
بارگذاری

۲-۱ ملاحظات کلی

طراحی سازه‌های ساختمانی، غیرساختمانی و تجهیزات صنعت نفت در این آیین‌نامه می‌تواند با دو روش تنش مجاز و مقاومت انجام گیرد. در هر دو روش باید از ترکیب‌های بارگذاری بند ۲-۲ استفاده شود. اعضای این سازه‌ها باید دارای ویژگی لازم در برابر بحرانی‌ترین ترکیب‌های بارگذاری و نیز درصورت لزوم ترکیب بارگذاری شامل ضریب اضافه مقاومت مذکور در بند ۲-۲-۴ باشند. در استفاده از ترکیبات بارگذاری ارائه شده، لازم است به سازگاری آن با ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی توجه شود. در هر حال بدون توجه به اثر بار غالب، ضوابط طرح لرزه‌ای نیز طبق فصول این آیین‌نامه باید رعایت گردد.

در این آیین‌نامه ضوابط بار ناشی از زلزله ارائه شده است. برای تعیین سایر بارها می‌توان از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و اسناد و مشخصات طرح و نصب تجهیزات استفاده کرد. ضوابط سایر بارگذاری‌ها باید طبق مراجع و استانداردهای معتبر سازگار با ترکیبات بارگذاری ارائه شده تعیین شود.

۲-۲ ترکیب بار

در این آیین‌نامه ترکیب بارهای پایه به دو روش تنش مجاز و مقاومت به ترتیب در بندهای ۲-۲-۱ و ۲-۲-۲ ارائه شده است. علاوه بر بارهای یاد شده در این بندها و فصول مربوطه در این آیین‌نامه، در صورت لزوم برای ترکیب سایر بارها نظیر بارهای عملکردی سازه‌های صنعتی، اثر آتش‌سوزی، انفجار و نظایر آن، می‌توان از سایر مراجع معتبر استفاده نمود.

۲-۲-۱ ترکیب‌های بارگذاری در روش تنش مجاز

۲-۲-۱-۱ ترکیب بارهای پایه

در روش تنش مجاز، مقدار بیشینه‌ی نیرو در اعضا و پی سازه باید با بحرانی‌ترین ترکیب‌های بار تعیین شود. افزایش تنش مجاز در صورت استفاده از ترکیب‌های بارگذاری این آیین‌نامه مجاز نمی‌باشد. ترکیب‌های پایه در روش تنش مجاز به شرح زیر می‌باشد:

D	۲-۱
$D+L$	۲-۲
$D+(L_r$ یا S یا $R)$	۲-۳
$D+0.75L+0.75(L_r$ یا S یا $R)$	۲-۴
$D+(0.6\times1.4W$ یا $0.7E)$	۲-۵
$D+0.75\times0.6\times1.4W+0.75L+0.75(L_r$ یا S یا $R)$	۲-۶- الف
$D+0.75(0.7E)+0.75L+0.75S$	۲-۶- ب
$0.6D+0.6\times1.4W$	۲-۷
$0.6D+0.7E$	۲-۸

که در روابط فوق:

D: اثر بار مرده

L: اثر بار زنده‌ی کاهش یافته

L_r: اثر بار زنده‌ی بام

E: اثر بار زلزله، طبق بند ۲-۲-۳

S: اثر بار برف

W: اثر بار ناشی از فشار باد

F: اثر بار جانبی ناشی از فشار مایعات در حالت حداکثر ارتفاع

H: اثر بار جانبی ناشی از فشار خاک، آب زیرزمینی، و یا توده‌ی مصالح و مواد

R: اثر بار باران

تبصره‌ی ۱: در صورت وجود بار مایع، F، اثر آن در حالت حداکثر ارتفاع با ضریب بار یکسان با بار مرده در ترکیب‌بارهای ۲-۱ الی ۲-۶ و ۲-۸ اضافه می‌شود.

تبصره‌ی ۲: در صورت وجود بار جانبی ناشی از فشار خاک، آب زیرزمینی، و یا توده‌ی مصالح و مواد، H، با اثر افزاینده بر بارهای پایه، اثر آن در تمامی ترکیب‌بارها با ضریب بار یک اضافه می‌شود. چنانچه بار H اثر مقابله‌کننده با بارهای پایه داشته باشد، در صورت دائمی بودن با ضریب بار ۰/۶ و در غیر این‌صورت با ضریب بار صفر منظور می‌گردد.

تبصره‌ی ۳: در ترکیب بارهای فوق، از اثر بارهایی که عدم اعمال آنها شرایط بحرانی‌تری را ایجاد می‌کند باید صرفنظر شود.

تبصره‌ی ۴: اثر بار زلزله در موارد لزوم باید با استفاده از ترکیبات بار شامل ضریب اضافه مقاومت طبق بند ۲-۲-۴ منظور گردد.

۲-۲-۱-۲ ترکیب‌بارهای شامل کرنش‌های خودتعادلی

در صورت وجود کرنش‌های خودتعادلی، T، (کرنش‌های مستقل از نیروی خارجی مانند تغییرات دما، خطای مونتاژ، نشست، خزش) اثرات سازه‌ای ناشی از بار T باید همراه با سایر بارها درنظر گرفته شود. ضریب بار T براساس احتمال وقوع با سایر بارها به صورت همزمان که بدترین اثر را داشته باشد طبق مراجع معتبر یا سایر فصول این آیین‌نامه باید در نظر گرفته شود. در هر حال ضریب بار T نباید از ۰/۷۵ کمتر در نظر گرفته شود.

۲-۲-۱-۳ ترکیب‌بارهای شامل بارهای تعریف نشده

چنانچه کارفرما لازم بداند، طراح مجاز است اثرات بارهای تعریف نشده در این فصل را بر اساس احتمال وقوع و با استفاده از مراجع معتبر در نظر بگیرد.

۲-۲-۲ ترکیب‌های بارگذاری ضریب‌دار در روش مقاومت

۲-۲-۲-۱ ترکیب بارهای پایه

سازه، اجزا و شالوده آن باید طوری طراحی شوند که مقاومت طراحی آنها برابر یا بیشتر از اثرات حاصل از ترکیب‌های پایه‌ی بارگذاری ضریب‌دار زیر باشد:

$1.4D$ ۹-۲

$1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$ ۱۰-۲

$1.2D+1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)+(L \text{ یا } 0.5\times 1.4W)$ ۱۱-۲

$1.2D+1.4W+L+0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$ ۱۲-۲

$1.2D+E+L+0.2S$ ۱۳-۲

$0.9D+1.4W$ ۱۴-۲

$0.9D+E$ ۱۵-۲

چنانچه بار زنده‌ی کاهش‌نیافته کمتر از ۴۰۰ daN/m^2 باشد (به جز پارکینگ و یا محل تجمع)، در ترکیب‌های بار ۲-۱۱ الی ۲-۱۳ می‌توان برای L ضریب بار ۰٫۵ درنظر گرفت.

در صورت وجود بار مایع، F، اثر آن با ضریب بار یکسان با بار مرده در ترکیب‌بارهای ۲-۹ الی ۲-۱۳ و ۲-۱۵ اضافه می‌شود.

در صورت وجود بار H با اثر افزاینده با بارهای پایه، اثر آن در تمامی ترکیب‌بارها با ضریب بار ۱٫۶ اضافه می‌شود. چنانچه بار H اثر مقابله‌کننده با بارهای پایه داشته باشد، در صورت دائمی بودن با ضریب بار ۰٫۹، در غیر این‌صورت با ضریب بار صفر منظور می‌گردد.

اثر فقدان یک یا چند بار در ترکیب بارهای پایه باید بررسی شود.

۲-۲-۲-۲ ترکیب‌بارهای شامل کرنش‌های خودتعادلی

درصورت وجود کرنش‌های خودتعادلی، اثرات سازه‌ای ناشی از بار T باید همراه با سایر بارها درنظر گرفته شود. ضریب بار T براساس احتمال وقوع با سایر بارها به صورت همزمان که بدترین اثر را داشته باشد طبق مراجع معتبر یا سایر فصول این آیین‌نامه باید در نظر گرفته شود. در هر حال ضریب بار T نباید کمتر از یک در نظر گرفته شود.

۲-۲-۲-۳ ترکیب‌بارهای شامل بارهای تعریف نشده

چنانچه کارفرما لازم بداند طراح مجاز است اثرات بارهای تعریف نشده در این فصل را بر اساس احتمال وقوع و با استفاده از مراجع معتبر در نظر بگیرد.

۲-۲-۳ اثر بار ناشی از مولفه‌های زلزله در ترکیب‌های بارگذاری

ضوابط این بند شامل کلیه اعضای سازه از جمله آنهایی که جزء سیستم لرزه‌بر نیستند، می‌شود؛ مگر آنکه طبق ضوابط این آیین‌نامه مستثنی شده باشد. در تعیین بار زلزله برای هر دو روش ترکیب بار، سطح نیروی زلزله در حد نهایی مطابق این بند محاسبه می‌شود.

۲-۲-۳-۱ اثر مولفه‌ی افقی زلزله

اثر ناشی از مولفه‌ی افقی زلزله، E_h، طبق رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$E_h = \rho Q_E \qquad ۲-۱۶$$

که در آن:

ρ: ضریب افزونگی (نامعینی) مطابق بند ۴-۶

Q_E: اثر نیروی افقی زلزله طبق فصل چهارم. اثر همزمان نیروهای زلزله در دو راستای متعامد افقی در صورت لزوم طبق بند ۴-۷-۴۰-۷ در Q_E باید منظور شود. در صورت استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی، طبق بند ۴-۱۰-۲، Q_E، در صورت لزوم، معرف اثر حاصل از اعمال زوج شتاب‌نگاشت بند یادشده می‌باشد.

۲-۲-۳-۲ اثر مولفه‌ی قائم زلزله

اثر ناشی از مولفه‌ی قائم زلزله، E_v، طبق رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$E_v = \alpha S_{DS} D \qquad ۲-۱۷$$

که در آن:

S_{DS}: پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g)، نظیر زمان تناوب کوتاه (۰/۲ ثانیه) در زلزله‌ی طرح، با نسبت میرایی ۵٪

در مواردی که طبق فصل سوم این آیین‌نامه استفاده از طیف ویژه‌ی ساختگاه الزامی نیست، می‌توان مقدار S_{DS} را برابر حاصلضرب نسبت شتاب مبنای طرح، A، در ضریب بازتاب، B، در محدوده‌ی شتاب ثابت طیف استاندارد ۲۸۰۰ ایران در نظر گرفت.

α: ضریب تخمین اثر مولفه‌ی قائم زلزله که می‌توان مقدار آن را برابر ۰/۲ در نظر گرفت.

۲-۲-۳-۳ ترکیب مولفه‌های افقی و قائم زلزله

برای اعمال اثر ترکیبی مولفه‌های افقی و قائم زلزله، باید مقدار E در ترکیب‌های بارگذاری مربوطه در بندهای ۲-۲-۱ و ۲-۲-۲ را به صورت روابط ۲-۱۸ و یا ۲-۱۹جایگزین کرد. به این منظور، اثر نیروی زلزله در ترکیب بارهای ۲-۵ و ۲-۶ و ۲-۱۳ طبق رابطه ۲-۱۸ و اثر این نیرو در ترکیب بار ۲-۸ طبق

رابطه‌ی ۲-۱۹ اعمال می‌شود. لازم به ذکر است در تعیین تقاضای لرزه‌ای در مرز خاک و شالوده، مقدار E_v در رابطه‌ی ۲-۱۹ را می‌توان برابر صفر در نظر گرفت.

$$E = E_h + E_v \qquad ۱۸\text{-}۲$$

$$E = E_h - E_v \qquad ۱۹\text{-}۲$$

لذا اثر همزمان مولفه‌های افقی و قائم زلزله در ترکیب‌های بارگذاری لرزه‌ای به روش تنش مجاز و یا روش مقاومت باید مطابق ضوابط زیر اعمال شود.

الف- ترکیب‌های بارگذاری طراحی به روش تنش مجاز:

$$(1.0 + 0.14S_{DS})D + 0.7\rho Q_E \qquad ۲۰\text{-}۲$$

$$(1.0 + 0.105S_{DS})D + 0.75(0.7\rho Q_E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \qquad ۲۱\text{-}۲$$

$$(0.6 - 0.14S_{DS})D + 0.7\rho Q_E \qquad ۲۲\text{-}۲$$

در صورت وجود بار مایع، F، اثر آن با ضریب بار یکسان با بار مرده در ترکیب بارهای ۲-۲۰ و ۲-۲۱ اضافه می‌شود.

در صورت وجود بار H با اثر افزاینده با بارهای پایه، اثر آن در تمامی ترکیب‌بارها با ضریب بار یک اضافه می‌شود. چنانچه بار H اثر مقابله‌کننده با بارهای پایه داشته باشد، در صورت دائمی بودن با ضریب بار ۰٫۶، در غیر این صورت با ضریب بار صفر منظور می‌گردد.

ب- ترکیب‌های بارگذاری طراحی به روش مقاومت:

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S \qquad ۲۳\text{-}۲$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E \qquad ۲۴\text{-}۲$$

در صورتی‌که بار زنده‌ی کاهش‌نیافته کمتر از ۴۰۰daN/m^2 باشد (به جز پارکینگ و یا محل تجمع)، در ترکیب بار ۲-۲۳ می‌توان برای L ضریب بار ۰٫۵ درنظر گرفت.

در صورت وجود بار مایع، F، اثر آن با ضریب بار یکسان با بار مرده در ترکیب‌بار ۲-۲۳ اضافه می‌شود.

در صورت وجود بار H با اثر افزاینده با بارهای پایه، اثر آن در تمامی ترکیب‌بارها با ضریب بار ۱٫۶ اضافه می‌شود. چنانچه بار H اثر مقابله‌کننده با بارهای پایه داشته باشد، در صورت دائمی بودن با ضریب بار ۰٫۹، در غیر این صورت با ضریب بار صفر منظور می‌گردد.

۲-۲-۴ ترکیب بار شامل ضریب اضافه مقاومت

در ستون، تیر، خرپا، یا دال که تکیه‌گاه دیوار یا قاب سازه‌ای ناپیوسته با نامنظمی نوع (ث) در جدول ۴-۱ یا جدول ۴-۲ باشد، باید ظرفیت کافی برای مقابله با حداکثر نیروی محوری ناشی از ترکیب بارهای این بند تامین شود. اتصالات دیوار یا قاب سازه‌ای ناپیوسته‌ی یادشده به اعضای نگهدارنده‌ی آنها باید ظرفیت لازم برای انتقال نیروهای طراحی اعضای ناپیوسته را داشته باشند.

در سازه‌های ستون طره‌ای (کنسولی)، ردیف (ج) جدول ۴-۴، پی و دیگر اعضای مقاوم در برابر واژگونی در تراز پای ستون، باید مقاومت کافی برای تحمل نیروهای حاصل از ترکیب بارهای این بند را داشته باشند. نیروی محوری در این ستون‌ها، ناشی از ترکیب بار بند ۲-۲-۱ یا ۲-۲-۲ نباید از ۱۵٪ ظرفیت بار محوری ستون، مجاز یا نهایی بنا به مورد، بیشتر شود.

همچنین در مواردی که طبق آیین‌نامه‌های طراحی، استفاده از ترکیب بار شامل ضریب اضافه مقاومت الزامی باشد، ترکیب بارهای این بند نیز باید اعمال شود.

الف- ترکیب بارهای شامل ضریب اضافه مقاومت در روش طراحی بر اساس تنش مجاز:

$$(1.0+0.14S_{DS})D+0.7\Omega_0 Q_E \qquad ۲۵\text{-}۲$$

$$(1.0+0.105S_{DS})D+0.75(0.7\Omega_0 Q_E)+0.75L+0.75(L_r \text{ یا } L_r \; S \text{ یا } R) \qquad ۲۶\text{-}۲$$

$$(0.6-0.14S_{DS})D+0.7\Omega_0 Q_E \qquad ۲۷\text{-}۲$$

در صورت وجود بار مایع، F، اثر آن با ضریب بار یکسان با بار مرده در ترکیب‌بارهای ۲-۲۵ و ۲-۲۶ اضافه می‌شود.

در صورت وجود بار H با اثر افزاینده با بارهای پایه، اثر آن در تمامی ترکیب‌بارها با ضریب بار یک اضافه می‌شود. چنانچه بار H اثر مقابله‌کننده با بارهای پایه داشته باشد، در صورت دائمی بودن با ضریب بار ۰٫۶، در غیر این صورت با ضریب بار صفر منظور می‌گردد.

در روش تنش مجاز، در صورتی‌که از ترکیب بارگذاری شامل ضریب اضافه مقاومت استفاده شود، تنش مجاز می‌تواند به میزان ۲۰٪ افزایش داده شود.

ب- ترکیب بارهای شامل ضریب اضافه مقاومت در روش طراحی بر اساس مقاومت:

$$(1.2+0.2S_{DS})D+\Omega_0 Q_E+L+0.2S \qquad ۲۸\text{-}۲$$

$$(0.9-0.2S_{DS})D+\Omega_0 Q_E \qquad ۲۹\text{-}۲$$

در صورتی‌که بار زنده‌ی کاهش‌نیافته کمتر از ۴۰۰ daN/m^2 باشد (به جز پارکینگ و یا محل تجمع)، در ترکیب بار ۲-۲۸ می‌توان برای L ضریب بار ۰٫۵ درنظر گرفت.

در صورت وجود بار مایع، F، اثر آن با ضریب بار یکسان با بار مرده در ترکیب‌بار ۲-۲۸ اضافه می‌شود.

در صورت وجود بار H با اثر افزاینده با بارهای پایه، اثر آن در تمامی ترکیب‌بارها با ضریب بار ۱٫۶ اضافه می‌شود. چنانچه بار H اثر مقابله‌کننده با بارهای پایه داشته باشد، در صورت دائمی بودن با ضریب بار ۰٫۹، در غیر این‌صورت با ضریب بار صفر منظور می‌گردد.

در این روابط:

Ω_0: ضریب اضافه مقاومت طبق فصول چهارم یا هفتم این آیین‌نامه

تلاش‌های نظیر ترکیب بارهای شامل $\Omega_0 Q_E$ در هر عضو لازم نیست از تلاش‌های ایجاد شده در عضو حاصل از تحلیل سازوکار خمیری یا تحلیل غیرارتجاعی با در نظر گرفتن مقاومت‌های نظیر مورد انتظار مصالح عضو، بیشتر در نظر گرفته شود.

۲-۲-۵ اثر رو به بالای زلزله در طره‌های افقی

طره‌ی افقی باید علاوه بر ترکیب بارهای قبل، برای بار حداقل ۲۰٪ بار مرده رو به بالا طراحی شود.

۲-۳ حوادث غیر مترقبه

۲-۳-۱ حدود کاربرد

منظور از حوادث غیرمترقبه، سایر حوادث با احتمال رخداد کم می‌باشد که در بند ۲-۲ بیان نشده است، نظیر انفجار، ضربه و آتش‌سوزی. این حوادث می‌تواند شامل آثار ثانویه‌ی ناشی از زلزله نیز باشد. مقاومت و پایداری سازه‌ها و تجهیزات صنعت نفت با گروه طراحی لرزه‌ای D_2 و D_3 (طبق بند ۴-۵) باید برای اطمینان از قابلیت تحمل آثار ناشی از این بارها بررسی و امکان فروریزش زنجیره‌ای یا پیشرونده حداقل شود.

۲-۳-۲ ترکیب بار

۲-۳-۲-۱ ظرفیت کل

در روش مقاومت، برای بررسی ظرفیت سازه و یا اجزای سازه‌ای در مقابل آثار بارهای غیرمترقبه، ترکیب بارهای زیر باید در نظر گرفته شود.

$$1.2D + A_k + 0.5L + 0.2S \qquad ۳۰\text{-}۲$$

$$0.9D + A_k + 0.5L + 0.2S \qquad ۳۱\text{-}۲$$

که در آن:

A_k: بار یا اثر آن ناشی از حادثه‌ی غیر مترقبه‌ی A طبق مراجع معتبر نظیر IPS-E-CE-500.

۲-۳-۲-۲ ظرفیت مانده

برای بررسی ظرفیت مانده‌ی سازه و یا اجزای سازه‌ای پس از حادثه‌ی مخرب، باید برخی اعضای باربر، که احتمال خسارت عمده و حذف آنها وجود دارد، توسط مسوول طراحی سازه مشخص و حذف گردد. ظرفیت مانده‌ی سازه‌ی آسیب‌دیده برای ترکیب بارهای زیر باید کنترل شود:

$$1.2D + 0.5L + 0.2(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \qquad ۳۲\text{-}۲$$

$$0.9D + 0.5L + 0.2(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \qquad ۳۳\text{-}۲$$

۲-۳-۳ ملزومات پایداری

پایداری کلی سازه و اجزای آن باید تامین شود. استفاده از هر روشی که تاثیرات مرتبه دوم را لحاظ نماید، مجاز است.

فصل سوم
تحلیل خطر

۳-۱ ملاحظات کلی

در این آیین‌نامه بسته به نوع سازه از یک یا دو سطح خطر برای طراحی سازه‌ها و تاسیسات صنعت نفت استفاده می‌شود. سطوح خطر مورد نظر، در بند ۳-۴ ارائه شده است. در تهیه‌ی طیف‌های حاصل از هر سطح خطر، اثر عدم قطعیت در پارامترهای شناخت زمین‌لرزه، نظیر موقعیت جغرافیایی کانون زلزله، ژرفای کانونی، نرخ جابجایی گسلش، جهت‌داری و نرخ انتشار گسیختگی و خصوصیات مکانیکی محیط چشمه‌ی لرزه‌زا، باید لحاظ شود. مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه به دو صورت احتمالاتی و تعینی انجام می‌شود که مکمل یکدیگر در برآورد خطر جنبش قوی زمین می‌باشند.

۳-۲ گستره

مطالعه‌ی ویژه ساختگاه برای تمامی مجموعه‌های تاسیساتی صنعت نفت در تمامی نقاط کشور الزامی است.

تبصره: برای سازه با گروه کاربری و خطرزایی II (طبق جدول ۴-۳) مستقر بر خاک نوع I و II (طبق استاندارد ۲۸۰۰)، و سازه با گروه کاربری و خطرزایی I، انجام این مطالعات الزامی نبوده و می‌توان از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ استفاده نمود. در صورت وجود نتایج مطالعات ویژه‌ی ساختگاهی، برای سازه‌های مزبور نیز باید از نتایج این مطالعات استفاده شود.

۳-۳ تعاریف

خطر زلزله: تهدید ایمنی سازه‌ها ناشی از سطوح مختلف پارامترهایی از زلزله

تحلیل خطر زلزله: فرآیند تعیین عوامل تاثیرگذار سطوح مختلف زلزله در ساختگاه و انجام محاسبات لازم به منظور برآورد پارامترهای مورد نیاز در تحلیل و طراحی سازه

سطح خطر زلزله: زلزله‌ای با احتمال فراگذشت مشخص در ساختگاه مورد نظر در مدت زمان معین که بر اساس مشخصاتی از زلزله تعیین می‌شود.

طیف طرح: طیفی است که از آن برای طراحی سازه در سطح خطر زلزله‌ی مورد نظر استفاده می‌شود.

طیف طرح ریسک‌محور: طیفی است که انتظار می‌رود سازه‌ای که بر اساس آن طراحی می‌گردد، در زلزله نادر طبق بند ۳-۴-۳ دارای احتمال فروریزش یک درصد در مدت زمان معین باشد.

معادله‌ی تخمین مشخصات حرکت زمین (رابطه‌ی کاهندگی): مدل ریاضی سازگار با منطقه که مقدار تغییرات اثرات جنبش قوی زمین را با لحاظ نوع گسلش، فاصله‌ی چشمه‌ی لرزه‌زا تا ساختگاه، بزرگا و نوع خاک به صورت مقدار متوسط ارائه می‌نماید.

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

تحلیل خطر احتمالاتی زلزله: فرآیند محاسبه‌ی احتمال فراگذشت پارامتر لرزه‌ای مورد نظر (مانند PGA، PGV و S_a) در مدت زمان معین در ساختگاه از مقدار مشخص، ناشی از تمامی چشمه‌های لرزه‌زای فعال منطقه.

تحلیل خطر تعینی زلزله: فرآیندی است که طی آن پارامترهای لرزه‌ای قوی‌ترین سناریو در ساختگاه ناشی از کوتاه‌ترین فاصله‌ی چشمه‌های فعال لرزه‌زا با توجه به نوع خاک تعیین می‌شود.

تحلیل قابلیت اعتماد: بررسی تاثیر میزان عدم قطعیت هر یک از پارامترهای به کار رفته در فرآیند تحلیل خطر به ویژه دقت و سازگاری معادله‌ی تخمین مشخصات حرکت زمین با منطقه مورد استفاده در مقادیر نتایج تحلیل خطر

تحلیل حساسیت: تعیین سهم هر یک از مدل‌ها، پارامترها و ورودی‌ها در نتایج تحلیل خطر

مطالعه‌ی تفکیک خطر: محاسبه‌ی درصد مشارکت احتمال فراگذشت پارامتر پاسخ لرزه‌ای نظیر مقادیر بزرگا (M) و فاصله (R) ناشی از چشمه‌های لرزه‌زای منطقه در زمان تناوب مورد مطالعه

مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه: کلیه‌ی اقداماتی که به منظور تحلیل خطر زلزله و بررسی مخاطرات ناشی از زلزله در ساختگاه انجام می‌شود و دربرگیرنده‌ی مطالعات میدانی و انجام محاسبات آماری می‌باشد.

گسل فعال: گسلی است که در دوره کوارترنری اخیر (حدود ۱۱ هزار سال قبل)، زلزله‌ای در آن رخ داده باشد.

۳-۴ سطوح خطر زلزله

کلیه سازه‌ها و تجهیزات صنعت نفت باید طبق فصل‌های مربوطه، برای طیف شتاب نظیر یک یا دو سطح خطر از سطوح خطر مندرج در بندهای ۳-۴-۱ تا ۳-۴-۳، طراحی شوند. چگونگی محاسبه‌ی طیف‌های مربوطه در بند ۳-۷ ذکر شده است. مبنای محاسبه‌ی دوره‌های بازگشت زلزله در هر سه سطح در این آیین‌نامه بر پایه‌ی توزیع پواسن رخداد زلزله می‌باشد.

۳-۴-۱ سطح خطر اول

این سطح خطر نظیر زلزله‌ای با بزرگای کم تا متوسط (زلزله‌ی بهره‌برداری) است که در صورت وقوع آن در دوره‌ی بهره‌برداری سازه، انتظار می‌رود رفتار اعضای اصلی سازه در بازه‌ی ارتجاعی باقی بماند. طیف حاصل از این سطح خطر، طیف بهره‌برداری نامیده می‌شود.

با توجه به نوع سازه، احتمال فراگذشت و دوره‌ی بازگشت، زلزله‌ی بهره‌برداری متفاوت می‌باشد. برای ساختمان ضروری (فصل ششم)، خط لوله (فصل سیزدهم) و سازه‌ی فراساحلی (فصل چهاردهم)، احتمال فراگذشت مشخصه‌ی زلزله‌ی بهره‌برداری در هر ۵۰ سال به ترتیب ۷۰ درصد، ۵۰ درصد و ۲۰ درصد می‌باشد. این مقادیر به ترتیب با دوره‌ی بازگشت تقریبی ۴۰، ۷۵ و ۲۰۰ سال معادل می‌باشند. استفاده از زلزله‌ی بهره‌برداری برای سایر سازه‌ها الزامی نیست.

۳-۴-۲ سطح خطر دوم

در این آیین‌نامه سطح خطر دوم (زلزله‌ی طرح) به دو روش تعیین می‌شود.
در روش اول، با انجام مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه و به دست آوردن پارامترهای لرزه‌ای نظیر سطح خطر سوم (زلزله‌ی نادر) روی بستر سنگی و اعمال ضریب‌های مربوط به اثر خاک (جدول ۳-۱) و سپس با ضرب این مقادیر در دوسوم، پارامترهای نظیر سطح خطر دوم بدست می‌آید.
در روش دوم، این سطح خطر نظیر زلزله‌ای با بزرگای نسبتا زیاد است که احتمال فراگذشت مشخصه‌ای از آن در هر ۵۰ سال ۱۰ درصد می‌باشد. طیف حاصل از این سطح خطر با استفاده از رابطه‌ی کاهندگی متناسب با شرایط خاک ساختگاه بدست می‌آید. دوره‌ی بازگشت این زلزله ۴۷۵ سال می‌باشد.
تبصره: کران پایین طیف طرح بر اساس هر دو روش فوق برابر ۸۰٪ طیف طرح ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ و کران بالای آن در صورت استفاده از روش اول، طیف حاصل از روش دوم است.
در مورد خط لوله، مقادیر مربوط به احتمال فراگذشت و دوره‌ی بازگشت زلزله‌ی طرح با توجه به گروه کاربری و خطرزایی و طبق فصل سیزدهم تعیین می‌شود. سطح خطر دوم برای طراحی همه سازه‌ها و تاسیسات صنعت نفت به کار می‌رود. در مواردی که طبق بند ۳-۲ انجام مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی الزامی نمی‌باشد، می‌توان از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای زلزله‌ی طرح استفاده نمود.

۳-۴-۳ سطح خطر سوم

این سطح خطر نظیر زلزله‌ای با بزرگای خیلی زیاد (زلزله‌ی نادر) است که احتمال فراگذشت مشخصه‌ای از آن در هر ۵۰ سال ۲ درصد، معادل با دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال می‌باشد. طیف حاصل از این سطح خطر، طیف زلزله‌ی نادر نامیده می‌شود.
سطح خطر سوم برای طراحی یا کنترل دستگاه جداساز لرزه‌ای (فصل نهم) و سازه‌ی فراساحلی (فصل چهاردهم) به کار می‌رود.

۳-۵ انتخاب رابطه‌ی تخمین مشخصات حرکت زمین

انتخاب رابطه‌ی مناسب برای تخمین مشخصات حرکت زمین سازگار با ساختگاه، به دلیل دارا بودن بیشترین عدم قطعیت، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. رابطه‌ی یاد شده باید بر پایه داده‌های منطقه‌ی مورد مطالعه، بزرگای گشتاوری (Mw) و نوع گسلش (راستالغز یا غیر راستالغز) تهیه یا انتخاب شده باشد. رابطه‌ی انتخاب شده باید با محدوده‌ی حداقل و حداکثر بزرگا و تعریف فواصل منطقه همخوانی داشته باشد.
در صورت کمبود اطلاعات زلزله‌های محلی، می‌توان از روابط تخمین مشخصات حرکت زمین که در آن تعداد داده‌ها با استفاده از روش‌های شبیه‌سازی افزایش داده می‌شود، استفاده کرد. لازم است

حداقل از سه رابطه‌ی تخمین با مشخصات فوق که طبق روش‌های معتبر رتبه‌بندی شده‌اند، در درخت منطقی استفاده نمود.

۳-۶ رهیافت تحلیل خطر

۳-۶-۱ کلیات

در مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه، ساختار تکتونیکی محلی، زمین‌شناسی، لرزه‌خیزی منطقه، نرخ قابل انتظار وقوع زلزله، بیشینه بزرگای زلزله‌ی گسل‌های فعال و نوع خاک ساختگاه از مواردی است که باید بررسی شود. در این مطالعه، توجه به ویژگی‌های زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک (با فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر از گسل فعال)، روانگرایی در مناطق مستعد و امکان رخداد پدیده‌ی آب‌تاز نیز ضروری است. به منظور تعیین طیف طرح شتاب این آیین‌نامه به بند ۳-۷ مراجعه گردد. همچنین در موارد لازم، طیف با خطر یکنواخت شتاب، سرعت و یا جابجایی برای سطوح خطر مورد نیاز باید تهیه گردد.

حتی‌الامکان تمامی داده‌های زلزله‌های تاریخی و دستگاهی رخ داده در منطقه‌ی مورد مطالعه به صورت یک کاتالوگ جمع‌آوری گردد. این کاتالوگ باید با حذف پیش‌لرزه‌ها و پس‌لرزه‌ها و تکمیل بازه‌های ناقص اصلاح شود. گردآوری اطلاعات زیر برای تمامی زلزله‌ها ضروری است:

- زمان رخداد
- مکان رومرکز با دقت قابل قبول
- بزرگای تخمینی (در داده‌های تاریخی) و ثبت شده (در داده‌های دستگاهی). این مقادیر باید با استفاده از روابط تجربی به بزرگای گشتاوری (M_w) تبدیل شوند. نمونه‌ای از این روابط در نشریه شماره ۶۲۶ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری آمده است.
- عمق زلزله
- نوع گسلش
- تخمین میزان عدم قطعیت در هر یک از موارد یاد شده

مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی به روش‌های احتمالاتی و تعیّنی طبق بندهای ۳-۶-۲ و ۳-۶-۳ انجام می‌شود.

۳-۶-۲ تحلیل خطر احتمالاتی

مراحل این روش بر اساس الگوی درخت منطقی به شرح زیر می‌باشد:

۱- تعیین چشمه‌های لرزه‌زای منطقه که در جنبش شدید ساختگاه تاثیرگذارند. تعیین این منابع، هم به صورت خطی (در صورت مشخص بودن امتداد گسلش) و هم به صورت سطحی (در صورت پراکنده

بودن گسلش) مجاز است. تابع توزیع احتمال فاصله تا چشمه‌ی لرزه‌زا را می‌توان در هر دو حالت فوق یکنواخت فرض کرد. استفاده از روش توزیع غیر یکنواخت احتمال معتبر نیز مجاز می‌باشد.

۲- تعیین تابع چگالی احتمال بزرگای زمین‌لرزه، $f_M(m)$ ، که از روابط ۳-۱ محاسبه می‌گردد:

$$f_M(m) = \frac{\beta e^{-\beta(m-m_{\min})}}{1-e^{-\beta(m_{\max}-m_{\min})}} \qquad \text{۳-۱-الف}$$

$$\beta = b\log e \qquad \text{۳-۱-ب}$$

که در آن:

$m_{\max}$: حداکثر بزرگای زلزله که با روش معتبر به دست می‌آید.

$m_{\min}$: حداقل بزرگای زلزله. این حداقل باید با سعی و خطا و به نحوی انتخاب شود که سنجه‌ی شدت زلزله به‌دست آمده از رابطه‌ی ۳-۲ با فرض حذف آن بزرگا از مجموعه کاتالوگ و قرار دادن کوچکترین بزرگای بعدی بجای آن، بیش از ۵ درصد با مقدار متناظر سنجه‌ی شدت زلزله بدون حذف آن تفاوت نماید.

b: پارامتر منطقه‌ای است که به لرزه‌خیزی محل بستگی دارد و می‌توان آن را از روابط معتبر از جمله رابطه گوتنبرگ-ریشتر استخراج نمود.

e: مقدار عدد نپر برابر ۲/۷۱۸۳

۳- محاسبه‌ی سنجه‌ی شدت زلزله، x، (S_a، PGA، PGV و غیره) طبق رابطه‌ی ۳-۲

$$\lambda_{annual} = \mu \int_{m_{\min}}^{m_{\max}} \int_{R_{\min}}^{R_{\max}} [1-\phi(\frac{x-\overline{IM}}{\sigma_{IM}})] f_R(r) f_M(m) dr dm \qquad \text{۳-۲}$$

که در آن:

λ_{annual}: نرخ رخداد سالانه‌ی زلزله‌ی نظیر سنجه‌ی مورد نظر که مقدار آن برابر $1/T$ می‌باشد.

T: دوره بازگشت در سطح خطر مورد نظر

μ: تعداد رخداد زلزله طبق کاتالوگ منطقه (بین $m_{\min}$ و $m_{\max}$) در مدت زمان مورد نظر تقسیم بر مدت زمان نظیر

$[1-\phi(\frac{x-\overline{IM}}{\sigma_{IM}})]$: احتمال فراگذشت سنجه‌ی شدت زلزله، IM، از مقدار مفروض x. تابع استاندارد نرمال $\phi(y)$ طبق رابطه‌ی ۳-۳ بدست می‌آید.

$$\phi(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-y^2/2} \qquad \text{۳-۳}$$

$f_R(r)$: تابع چگالی احتمال فاصله

$\overline{IM}$: مقدار متوسط سنجه‌ی شدت زلزله در ساختگاه که از رابطه‌ی کاهندگی بدست می‌آید.

σ_{IM}: انحراف معیار مقادیر سنجه‌ی شدت زلزله متناسب با رابطه‌ی کاهندگی

R_{max}: بیشترین فاصله‌ی ساختگاه تا نقطه‌ای از گسل‌ها، نظیر تعریف فاصله در رابطه‌ی کاهندگی مورد استفاده

R_{min}:کمترین فاصله‌ی ساختگاه تا نقطه‌ای از گسل‌ها، نظیر تعریف فاصله در رابطه‌ی کاهندگی مورد استفاده

تبصره: در رابطه‌ی ۳-۲، برای هر چشمه‌ی لرزه‌زا مقدار m_{max} مختص به آن تعریف می‌شود. لذا در روند محاسبه، پس از آنکه حد بالایی انتگرال به m_{max} آن چشمه‌ی لرزه‌زا رسید، روند انتگرال‌گیری برای آن چشمه متوقف می‌شود.

۴- تعیین احتمال فراگذشت سالانه، PE، که با فرض توزیع زمانی پواسونی از رابطه‌ی ۳-۴ به دست می‌آید:

$$PE = 1 - e^{-t\lambda} \qquad ۳-۴$$

که در آن:

t: مدت زمان بهره‌برداری یا عمر مفید سازه که معمولا ۵۰ سال درنظر گرفته می‌شود.

۵- محاسبه‌ی طیف شتاب (و در صورت لزوم سرعت و تغییرمکان) با خطر یکنواخت در سطح زمین در ساختگاه مورد مطالعه در دوره‌ی بازگشت مورد نظر با استفاده از معادله‌ی سازگار تخمین مشخصات حرکت زمین. در صورتی‌که دوره‌ی بازگشت برابر ۲۴۷۵ سال باشد، می‌توان ابتدا طیف را در سطح بستر سنگی محاسبه نمود و سپس با استفاده از ضرایب داده شده در بند ۳-۷ آن را به طیف در سطح زمین تبدیل کرد.

۶- محاسبه‌ی شکل نهایی طیف طرح به صورت طیف آیین‌نامه‌ای طبق بند ۳-۷

در مراحل فوق تحلیل قابلیت اعتماد و تحلیل حساسیت نیز توصیه می‌شود. در این صورت لازم است محدوده‌ی تغییرات مدل‌ها و پارامترها بر اساس روش‌های معتبر و به صورت منطقه‌ای تعیین شود.

۳-۶-۳ تحلیل خطر تعینی

مراحل این روش از مطالعه‌ی ویژه ساختگاه به شرح زیر می‌باشد:

۱- تعیین چشمه‌های لرزه‌زای منطقه (مشابه بند ۳-۶-۲) و تعیین بزرگای بزرگترین زلزله‌ی محتمل ناشی از آن‌ها (با توجه به سوابق تاریخی یا مطالعات لرزه‌شناسی)

۲- تعیین کوتاه‌ترین فاصله چشمه‌های یاد شده تا ساختگاه موردنظر

۳- انتخاب حداقل ۳ معادله‌ی تخمین مشخصات حرکت زمین سازگار با ساختگاه (طبق بند ۳-۵)

۴- تعیین متوسط سنجه‌های شدت زلزله، IM، در هر زمان تناوب با استفاده از معادلات تخمین مشخصات حرکت زمین برای هریک از چشمه‌های لرزه‌زا

۵- محاسبه‌ی طیف تعینی ساختگاه با به کارگیری ۱٫۵ برابر بیشینه مقادیر حاصل از ردیف ۴ بین چشمه‌های لرزه‌زا

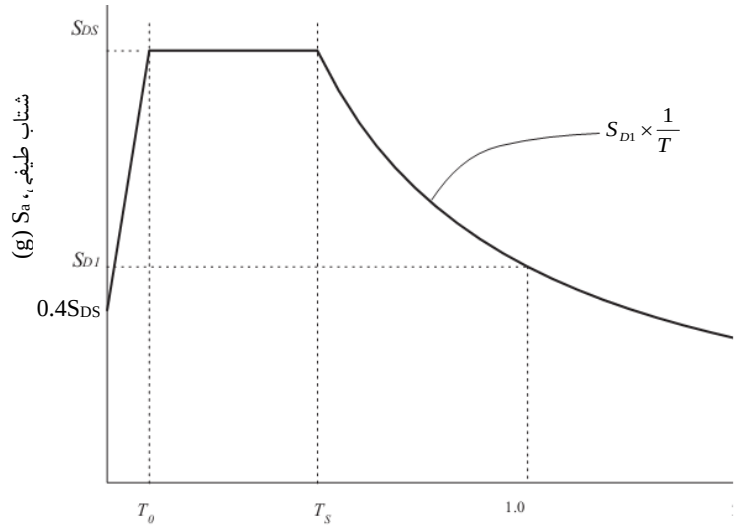
۶- استفاده از طیف تعینی ساختگاه برای تعیین طیف‌های سطوح خطر مختلف

۳-۷ طیف طرح شتاب

در مواردی که طبق بند ۳-۲ لازم دانسته شده است، طیف‌های سطوح خطر مختلف مورد نیاز طبق بند ۳-۶-۲ به روش احتمالاتی تعیین شوند، طیف تعینی نیز طبق بند ۳-۶-۳ محاسبه می‌گردد. لازم است حد بالای مقادیر طیف‌های احتمالاتی به مقادیر طیف تعیّنی محدود شود.

۳-۷-۱ طیف طرح

طیف طرح این آیین‌نامه طبق الگوی شکل ۳-۱ بدست می‌آید. در این شکل رابطه‌ی شتاب طیفی، S_a، در هر قسمت طبق روابط ۳-۵ الی ۳-۸ می‌باشد.



شکل ۳-۱ طیف طرح آیین‌نامه

$$S_a = 0.4S_{DS} \qquad T = 0 \qquad (۳-۵)$$

$$S_a = S_{DS}(0.4 + 0.6\frac{T}{T_o}) \qquad 0 \le T \le T_o \qquad (۳-۶)$$

$$S_a = S_{DS} \qquad T_o \le T \le T_S \qquad (۳-۷)$$

$$S_a = S_{D1} \times \frac{1}{T} \qquad T \ge T_S \qquad (۳-۸)$$

در روابط فوق، S_{DS} و S_{D1} به ترتیب پارامترهای شتاب طیف طراحی در زمان تناوب کوتاه (۰/۲ ثانیه) و در زمان تناوب یک ثانیه روی خاک ساختگاه (بر حسب g) حاصل از تحلیل خطر به روش احتمالاتی در سطح خطر دوم و با نسبت میرایی ۵٪ می‌باشند. در صورت استفاده از روش اول بند ۳-۴-۲، مقادیر شتاب طیفی در زمان‌های تناوب لازم، روی بستر سنگی برآورد شده، به کمک روابط ۳-۹ و ۳-۱۰ به مقادیر نظیر روی خاک ساختگاه تبدیل می‌گردند.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s \qquad ۹-۳$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 \qquad ۱۰-۳$$

که در آن:

S_1: پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g)، نظیر زلزله‌ی نادر (سطح خطر سوم) در زمان تناوب یک ثانیه روی بستر سنگی (با سرعت موج برشی بین ۷۵۰ تا ۱۵۰۰ متر بر ثانیه)، حاصل از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه با نسبت میرایی ۵٪

S_s: پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g)، نظیر زلزله‌ی نادر (سطح خطر سوم) در زمان تناوب کوتاه (۰٫۲ ثانیه) روی بستر سنگی، حاصل از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه با نسبت میرایی ۵٪

مقادیر ضریب اصلاح طیف در بازه‌ی شتاب ثابت، F_a، و بازه‌ی سرعت ثابت، F_v، با توجه به ساختگاه از جدول ۳-۱ بدست می‌آیند.

جدول ۳-۱ مقادیر ضرایب تبدیل شتاب روی بستر سنگی به سطح خاک ساختگاه برای سطح خطر سوم

مقدار F_a بر حسب نوع خاک و مقدار S_s					
نوع خاک	مقدار شتاب طیفی روی بستر سنگی در زمان تناوب کوتاه،				
	$S_s \le ۰٫۲۵$	$S_s = ۰٫۵$	$S_s = ۰٫۷۵$	$S_s = ۱٫۰۰$	$S_s \ge ۱٫۲۵$
I	۱٫۰۰	۱٫۰۰	۱٫۰۰	۱٫۰۰	۱٫۰۰
II	۱٫۲۰	۱٫۲۰	۱٫۱۰	۱٫۰۰	۱٫۰۰
III	۱٫۶۰	۱٫۴۰	۱٫۲۰	۱٫۱۰	۱٫۰۰
IV*	۲٫۵۰	۱٫۷۰	۱٫۲۰	۰٫۹۰	۰٫۹۰
مقدار F_v بر حسب نوع خاک و مقدار S_1					
نوع خاک	مقدار شتاب طیفی روی بستر سنگی در زمان تناوب یک ثانیه، S_1				
	$S_1 \le ۰٫۱۰$	$S_1 = ۰٫۲۰$	$S_1 = ۰٫۳۰$	$S_1 = ۰٫۴۰$	$S_1 \ge ۰٫۵۰$
I	۱٫۰۰	۱٫۰۰	۱٫۰۰	۱٫۰۰	۱٫۰۰
II	۱٫۷۰	۱٫۶۰	۱٫۵۰	۱٫۴۰	۱٫۳۰
III	۲٫۴۰	۲٫۰۰	۱٫۸۰	۱٫۶۰	۱٫۵۰
IV*	۳٫۵۰	۳٫۲۰	۲٫۸۰	۲٫۴۰	۲٫۴۰

* در خاک نوع IV در شرایط زیر، بجای به‌کارگیری ضرایب فوق باید از روش‌های دقیق انتقال پارامترهای لرزه‌ای از سنگ بستر به سطح خاک استفاده نمود:

۱- چنانچه خاک مستعد روانگرایی بوده یا از جنس رس حساس یا سریع یا خاک سیمانی شده ریزشی ضعیف باشد.

۲- خاک گیاهی یا ارگانیک با ضخامت لایه بیش از ۳ متر

۳- خاک دارای شاخص خمیری زیاد (بیش از ۷۵) و ضخامت لایه بیش از ۷٫۵ متر

۴- خاک رس متوسط یا سخت با ضخامت زیاد (بیش از ۴۰ متر) و مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی کمتر از ۵۰kPa

همچنین T_o و T_S ضرایب وابسته به نوع خاک از جنس زمان تناوب طبق روابط ۳-۱۱ و ۳-۱۲ می‌باشند.

$$T_o = 0.2\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \qquad ۱۱\text{-}۳$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \qquad ۱۲\text{-}۳$$

۳-۸ طیف شتاب ریسک محور

در این آیین‌نامه اجازه داده می‌شود بجای طیف سطح خطر سوم، از طیف شتاب ریسک محور استفاده نمود. این طیف بر مبنای یک درصد احتمال فروریزش سازه در ۵۰ سال محاسبه می‌شود.

مراحل مختلف این محاسبه به صورت زیر است:

۱- محاسبه‌ی شتاب‌های طیفی فروریزش در زمان تناوب مود اول سازه نظیر ۴۴ شتاب‌نگاشت ارائه شده در FEMA P695 با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA). این زلزله‌ها با اعمال ضریب شکل طیفی با لرزه‌خیزی محل سازگار می‌شوند.

۲- محاسبه‌ی تابع منحنی شکنندگی سازه، $f_{Capacity}(c)$ ، با فرض توزیع لوگ نرمال شتاب‌های طیفی نظیر فروریزش سازه طبق رابطه‌ی ۳-۱۳.

$$f_{Capacity}(c) = \phi\left[\frac{\ln c - (\ln c_{10\%} + 1.024}{0.8}\right]\frac{1}{0.8c} \qquad ۱۳\text{-}۳$$

۳- تعیین احتمال فراگذشت شتاب طیفی فروریزش ازرابطه‌ی ۳-۱۴:

$$\mu\int_{m_{\min}}^{m_{\max}}\int_{R_{\min}}^{R_{\max}}\int_{c}[1-\phi(\frac{c-\bar{c}}{\sigma_{IM}})]f_{Capacity}(c)\,f_R(r)\,f_M(m)dcdrdm = 0.01 \qquad ۱۴\text{-}۳$$

که در آن:

$\bar{c}$: مقدار متوسط شتاب طیفی در ساختگاه که از رابطه‌ی کاهندگی بدست می‌آید.

c: شتاب طیفی ریسک محور نظیر ۱ درصد احتمال فروریزش

$c_{10\%}$: شتاب طیفی نظیر احتمال فراگذشت ۲ درصد در پنجاه سال که معادل مقدار شتاب طیفی نظیر ۱۰ درصد احتمال فروریزش سازه می‌باشد.

فصل چهارم
روش‌های تحلیل

۴-۱ ملاحظات کلی

بارگذاری و تحلیل لرزه‌ای، می‌تواند به یکی از روش‌های ارتجاعی شامل بارجانبی معادل (بند ۴-۸)، تحلیل طیفی (بند ۴-۹) و تحلیل تاریخچه زمانی (بند ۴-۱۰-۲) یا یکی از روش‌های غیرخطی شامل استاتیکی (پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰) یا دینامیکی تاریخچه زمانی (بند ۴-۱۰-۳) با رعایت ضوابط مربوط انجام شود.

سازه باید دارای سیستم مقاوم جانبی لرزه‌ای مناسب، افقی و قائم با سختی، مقاومت و ظرفیت شکل‌پذیری کافی باشد، به‌طوریکه اعضا و اتصالات آن بتوانند تغییر شکل‌ها در محدوده‌ی مجاز ارتجاعی و غیرارتجاعی این آیین‌نامه را تامین کنند. برای طراحی سازه‌ها طبق این آیین‌نامه، باید مواردی از قبیل پیکربندی، کاربری، سیستم سازه‌ای و گروه طراحی لرزه‌ای طبق ضوابط این فصل درنظر گرفته شوند. مدل ریاضی سازه باید با خصوصیات ارتجاعی و غیرخطی مصالح و هندسه‌ی سازه سازگار باشد، اما ساده‌سازی‌هایی مانند فرض بستر صلب مجاز است، مگر اینکه در این آیین‌نامه مشابه فصل پنجم یا سیزدهم فرض خاصی توصیه شده باشد.

۴-۲ گروه‌بندی سازه‌ها از نظر پیکربندی

سازه‌ها از نظر پیکربندی به دو گروه منظم و نامنظم (در ارتفاع و پلان) تقسیم مـی‌شوند. در جدول ۴-۱ و جدول ۴-۲ به ترتیب شرایط نامنظمی در ارتفاع و پلان مشخص شده است. در شکل ۴-۱ نیز این نامنظمی‌ها نشان داده شده است.

استفاده از سیستم دارای نامنظمی طبقه‌ی خیلی ضعیف در ارتفاع مجاز نمی‌باشد. همچنین استفاده از سیستم سازه‌ای دارای نامنظمی پیچشی زیاد در پلان، طبقه‌ی خیلی نرم و طبقه‌ی ضعیف در ارتفاع برای گروه‌های طراحی لرزه‌ای D_2 و D_3 (بند ۴-۵) مجاز نمی‌باشد.

۴-۳ ضریب اهمیت و گروه‌بندی سازه‌ها از نظر کاربری و خطرزایی

سازه‌ها از نظر کاربری و خطرزایی به چهار گروه تقسیم می‌شوند. گروه کاربری و خطرزایی و ضریب اهمیت، I، هر گروه با توجه به میزان مخاطرات جانی و مالی محتمل از جدول ۴-۳ تعیین می‌گردد.

در مواردی که دسترسی به سازه با گروه کاربری IV به منظور بهره‌برداری، از طریق سازه‌ی مجاور صورت می‌گیرد، سازه مجاور نیز باید با تمام الزامات مربوط به سازه با گروه کاربری IV طراحی شود.

حتی المقدور موقعیت سازه با گروه کاربری IV به گونه‌ای انتخاب شود که فاصله‌ی مناسبی از تمامی سازه‌های مجاور، به ویژه با گروه کاربری پایین‌تر، داشته باشد.

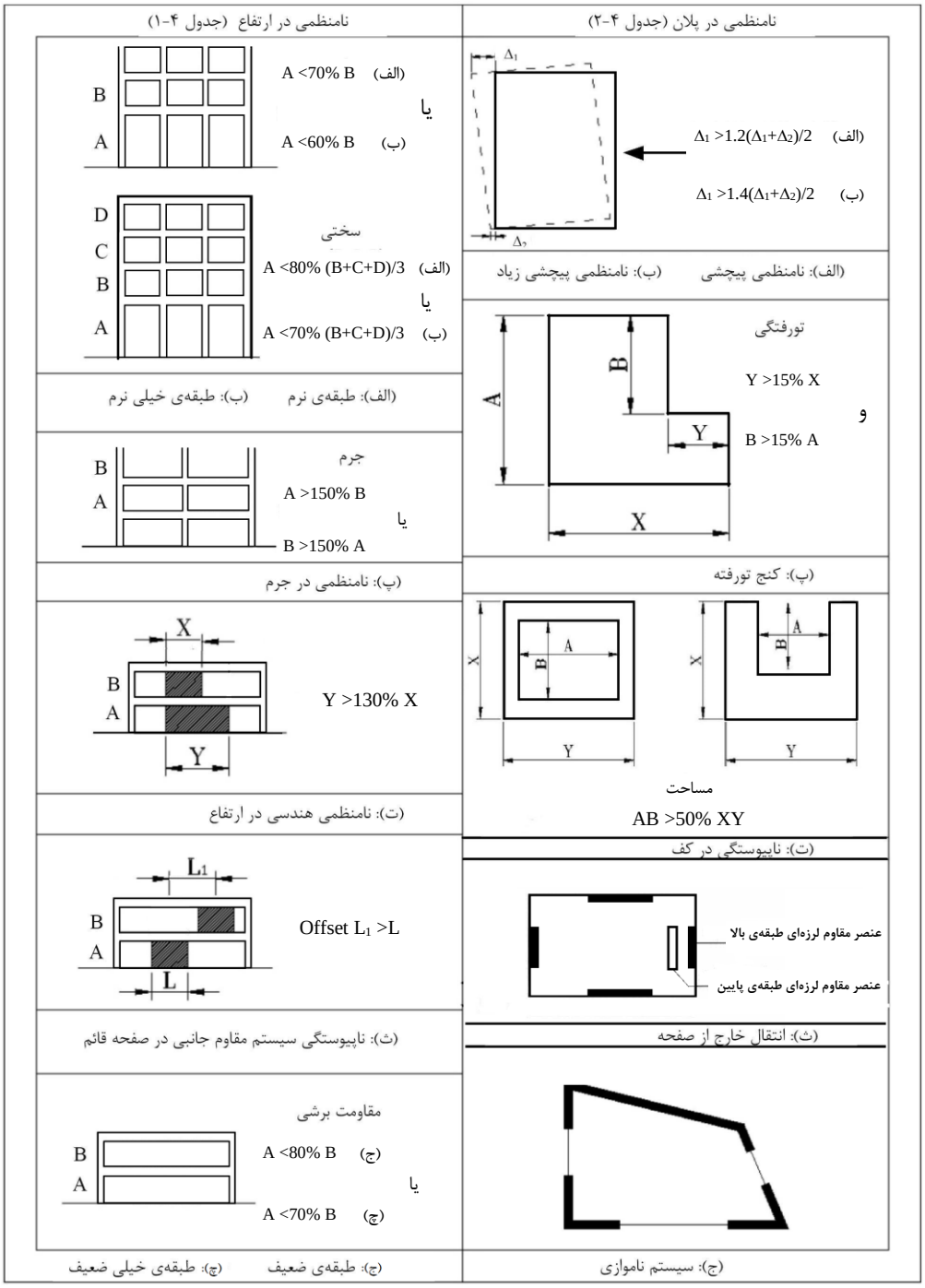
تبصره: در موارد ابهام، انتخاب گروه کاربری و خطرزایی با تشخیص مشاور و تأیید کارفرما انجام می‌شود.

جدول ۴-۱ انواع نامنظمی در ارتفاع

نوع نامنظمی و تعریف آن
الف) نامنظمی در سختی ــ طبقه‌ی نرم: چنانچه سختی جانبی یک طبقه از سازه کمتر از ۷۰٪ ولی نه کمتر از ۶۰٪ سختی جانبی طبقه‌ی فوقانی، یا کمتر از ۸۰٪ میانگین سختی جانبی سه طبقه‌ی بالای آن ولی نه کمتر از ۷۰٪ مقدار مزبور باشد، به آن طبقه‌ی نرم گفته می‌شود.
ب) نامنظمی در سختی ــ طبقه‌ی خیلی نرم: چنانچه سختی جانبی یک طبقه از سازه کمتر از ۶۰٪ سختی جانبی طبقه‌ی فوقانی و یا کمتر از ۷۰٪ میانگین سختی جانبی سه طبقه‌ی بالای آن باشد، به آن طبقه‌ی خیلی نرم گفته می‌شود.
پ) نامنظمی در جرم: چنانچه جرم موثر یک طبقه از سازه بیش از ۱٫۵ برابر جرم موثر طبقه‌ی مجاور باشد، سازه دارای نامنظمی در جرم می‌باشد. این شرط شامل حالت بام سبک‌تر از کف طبقه‌ی زیرین نمی‌شود.
ت) نامنظمی هندسی در ارتفاع: چنانچه بعد افقی سیستم مقاوم جانبی در هر طبقه از سازه بیش از ۱٫۳ برابر بعد نظیر در طبقه‌ی مجاور باشد، سازه‌ی مذکور دارای نامنظمی هندسی در ارتفاع می‌باشد.
ث) ناپیوستگی سیستم مقاوم جانبی در صفحه قائم: چنانچه مقدار تغییر محل جزء لرزه‌بر جانبی نسبت به طبقه‌ی مجاور آن، در صفحه‌ی قائم، بیش از بعد افقی آن جزء باشد، یا سختی جزء لرزه‌بر جانبی کمتر از سختی جزء نظیر طبقه‌ی بالاتر باشد، سیستم مقاوم جانبی دارای ناپیوستگی در صفحه‌ی قائم است.
ج) نامنظمی در توزیع مقاومت- طبقه‌ی ضعیف: طبقه‌ای از سازه ضعیف نامیده می‌شود که مقاومت جانبی‌اش کمتر از ۸۰٪ ولی نه کمتر از ۶۵٪ مقاومت طبقه‌ی فوقانی باشد. مقاومت جانبی یک طبقه عبارت است از مجموع مقاومت جانبی تمامی اعضای لرزه‌بر که برش آن طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می‌کنند.
چ) نامنظمی در توزیع مقاومت - طبقه‌ی خیلی ضعیف: طبقه‌ای از سازه خیلی ضعیف نامیده می‌شود که مقاومت جانبی‌اش کمتر از ۶۵٪ مقاومت طبقه‌ی فوقانی باشد.

جدول ۴-۲ انواع نامنظمی در پلان

نوع نامنظمی و تعریف آن
الف) نامنظمی پیچشی: زمانی منظور می‌شود که دیافراگم انعطاف‌پذیر نباشد. چنانچه در یک تراز معین، بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه (که با لحاظ کردن پیچش تصادفی محاسبه شده) در یک کنج بیش از ۱٫۲ برابر ولی نه بیش از ۱٫۴ برابر میانگین جابجایی نسبی آن کنج و کنج دیگر در راستای زلزله باشد، سازه‌ی مذکور دارای نامنظمی پیچشی است.
ب) نامنظمی پیچشی زیاد: زمانی منظور می‌شود که دیافراگم انعطاف‌پذیر نباشد. چنانچه در یک تراز معین، بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه (که با لحاظ کردن پیچش تصادفی محاسبه شده) در یک کنج بیش از ۱٫۴ برابر میانگین جابجایی نسبی آن کنج و کنج دیگر در راستای زلزله باشد، سازه‌ی مذکور دارای نامنظمی پیچشی زیاد است.
پ) کنج تو رفته: این نامنظمی در حالتی به وجود می‌آید که پیکربندی افقی سازه دارای کنج تورفته است، به گونه‌ای که هر دو بعد کنج تورفته نسبت به راستای نظیر بیشتر از ۱۵٪ باشد.
ت) ناپیوستگی در کف: این نامنظمی زمانی وجود دارد که کف دارای ناپیوستگی‌ها یا تغییرات ناگهانی در سختی باشد مانند مواردی که دارای بازشوها و بریدگی‌هایی با سطح بیش از ۵۰٪ کل سطح کف است، و یا کف‌هایی که تفاوت سختی موثر آنها نسبت به طبقه (ناحیه)ی مجاور بیش از ۵۰٪ است.
ث) انتقال خارج از صفحه: این نامنظمی زمانی وجود دارد که در سیستم باربرجانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی، به صورت تغییر صفحه در یکی از طبقات، حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی، وجود داشته باشد.
ج) سیستم ناموازی: این نامنظمی زمانی وجود دارد که اعضای قائم سیستم لرزه‌بر جانبی با محورهای اصلی و متعامد موازی نیستند.



شکل ۴-۱ انواع نامنظمی در سازه

جدول ۴-۳ گروه کاربری و خطرزایی سازه و ضریب اهمیت

I	گروه‌کاربری و خطرزایی سازه
۰٫۸	**گروه کاربری و خطرزایی I شامل:** الف- سازه‌هایی که خرابی آنها منجر به خسارت نسبتا کمی می‌شود و احتمال بروز تلفات در آن کم است، مانند انبارهای کم اهمیت. ب- سازه‌های موقت با زمان بهره‌برداری کمتر از ۲ سال
۱	**گروه کاربری و خطرزایی II شامل:** دیگر سازه‌ها به جز گروه‌های کاربری I، III و IV
۱٫۲۵	**گروه کاربری و خطرزایی III شامل:** الف- سازه‌هایی که خرابی آن موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند: - ساختمان با امکان تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در یک فضای مشترک - ساختمان با ظرفیت بیش از ۱۵۰ نفر برای مهدکودک و نظایر آن - ساختمان با ظرفیت بیش از ۲۵۰ نفر برای مدرسه - ساختمان با ظرفیت بیش از ۵۰۰ نفر برای مکان‌های آموزش عالی یا آموزش بزرگسالان - مراکز درمانی با ظرفیت بیش از ۵۰ نفر بیمار بستری ولی بدون بخش اورژانس یا جراحی ب- سازه‌هایی، به جز گروه کاربری IV، که در صورت خرابی موجب بروز خسارات اقتصادی قابل توجه و یا اختلال در زندگی روزمره می‌شوند، مانند: - مرکز اسناد - آزمایشگاه کنترل کیفیت - ابنیه‌ی تصفیه‌ی فاضلاب - ابنیه تصفیه‌ی پساب صنعتی - تاسیسات مکانیکی و تامین برق و بخار سرویس دهنده به تجهیزات گروه کاربری و خطرزایی III پ- سازه‌هایی، به جز گروه کاربری IV، با کاربری مرتبط با تولید، فرآورش، مدیریت، انبار، بهره‌برداری، یا امحای سوخت، مواد شیمیایی و ضایعات خطرزا و یا مواد منفجره، که دارای مقدار کافی از مواد یادشده باشد به‌طوریکه رها شدن این مواد موجب خطر برای کارکنان شاغل در محل شود.

جدول ۴-۳ گروه کاربری و خطرزایی سازه و ضریب اهمیت (ادامه)

گروه‌کاربری و خطر زایی سازه	I
گروه کاربری و خطرزایی IV شامل: الف- سازه‌های ضروری که باید بلافاصله پس از زلزله کارایی خود را حفظ نمایند مانند: - بیمارستان‌ها و دیگر تسهیلات درمانی که دارای بخش‌های اورژانس و جراحی می‌باشند. - آتش‌نشانی، امدادرسانی، مراکز نظامی و انتظامی و پارکینگ ماشین‌های اورژانس - پناهگاه‌های اضطراری زلزله، سیل و مانند آن. - اتاق‌های کنترل - تاسیسات مکانیکی، تامین برق و بخار، و سامانه‌های خنک‌کننده‌ی سرویس‌دهنده به تجهیزات گروه کاربری و خطرزایی IV - ایستگاه‌های تولید نیرو و دیگر ابنیه‌ی عمومی برای خدمات اضطراری. - برج‌های مخابراتی، مخازن ذخیره سوخت و ایستگاه‌های برق. - مخازن ذخیره‌ی آب آتش‌نشانی و دیگر سازه‌های ذخیره‌ی آب یا مواد و ابزار اطفاء حریق که برای خدمت‌رسانی به دیگر سازه‌های ضروری و خطرزا در موارد اضطراری مورد نیاز می‌باشند. - برج‌های مراقبت هوایی، مراکز کنترل ترافیک هوایی و آشیانه‌ی هواپیماهای اضطراری - ابنیه‌ی ذخیره‌ی آب و پمپ‌های تامین فشار برای اطفای حریق ب- سازه‌های خطرزا، با کاربری مرتبط با تولید، فرآورش، مدیریت، انبار، بهره‌برداری، یا امحای سوخت، مواد شیمیایی و ضایعات خطرزا و یا مواد منفجره، که دارای مقدار زیادی از مواد یادشده باشد به‌طوریکه رها شدن این مواد موجب خطر خیلی زیاد (وضعیت اضطراری) برای عموم شود.	۱٫۵

۴-۴ سیستم‌های سازه‌ای و ضرایب لرزه‌ای

۴-۴-۱ سیستم‌های یکنواخت در ارتفاع

سیستم مقاوم جانبی در سازه می‌تواند طبق جدول ۴-۴ برای سازه‌های ساختمانی و جدول ۷-۱ یا جدول ۷-۲ برای سازه‌های غیر ساختمانی بسته به مورد انتخاب شود. علاوه بر این، برای تحلیل سازه به روش‌های ارتجاعی در این آیین‌نامه، تعیین مقادیر ضریب رفتار، R_u، ضریب اضافه مقاومت، Ω_0، و ضریب بزرگنمایی جابجایی، C_d، برای تعیین برش پایه، نیروهای طراحی اعضاء و جابجایی طراحی طبقه لازم می‌باشد. در مورد ساختمان‌ها این مقادیر باید طبق جدول ۴-۴ و در سایر موارد طبق جدول ۷-۱ یا جدول ۷-۲ انتخاب شوند. برای سایر سیستم‌هایی که در جداول فوق ذکر نشده‌اند، می‌توان از نتایج آزمایش، محاسبات یا مراجع معتبر با اخذ تایید از کمیته‌ی این آیین‌نامه استفاده نمود.

استفاده از سایر سیستم‌های سازه‌ای و پارامترهای لرزه‌ای آنها طبق ضوابط دیگر آیین‌نامه‌های معتبر مجاز می‌باشد.

۴-۴-۲ روش تحلیل دو بخشی

در روش تحلیل بار جانبی معادل، برای سیستم سازه‌ای که شامل یک بخش انعطاف‌پذیر در بالا و یک بخش صلب در پایین باشد، در صورت وجود دو شرط زیر، می‌توان تحلیل سازه را در دو بخش انجام داد:

۱- سختی بخش پایینی حداقل ۱۰ برابر سختی بخش بالایی باشد.
۲- زمان تناوب کل سازه از ۱/۱ برابر زمان تناوب بخش بالایی هنگامی که به صورت یک سازه‌ی مستقل با تکیه‌گاه صلب درنظر گرفته شده، بیشتر نباشد.

تحلیل این نوع سازه به روش دو بخشی به صورت زیر انجام می‌شود:

۱- بخش بالایی به صورت یک سازه‌ی جداگانه با مقادیر R_u و ρ متناسب با این نوع سازه تحلیل و طراحی می‌شود. این تحلیل می‌تواند با روش بار جانبی معادل یا تحلیل طیفی انجام شود.
۲- بخش پایینی به صورت یک سازه‌ی جداگانه با مقادیر R_u و ρ متناسب با این نوع سازه تحلیل و طراحی می‌شود. عکس‌العمل بخش بالایی که از تحلیل سازه‌ی بخش بالایی در بند ۱ حاصل شده، باید در نسبت R_u/ρ بخش بالایی به R_u/ρ بخش پایینی ضرب و در تحلیل اعمال شود. این نسبت نباید از ۱ کوچکتر درنظر گرفته شود. این تحلیل به روش بار جانبی معادل انجام می‌شود.

۴-۵ گروه طراحی لرزه‌ای

گروه طراحی لرزه‌ای برای هر سازه به صورت زیر تعیین می‌شود:

- گروه طراحی لرزه‌ای یک (D_1): این گروه شامل سازه‌هایی می‌شود که جزء سازه‌های گروه‌های طراحی لرزه‌ای D_3 و D_2 نباشند. همچنین در مواردی که طبق این آیین‌نامه می‌توان از تحلیل ویژه‌ی ساختگاه صرفنظر کرد، گروه طراحی لرزه‌ای سازه D_1 خواهد بود.

- گروه طراحی لرزه‌ای دو (D_2): این گروه شامل سازه‌های گروه کاربری و خطرزایی نوع III می‌شود که در ساختگاه آنها مقدار S_1 (طبق تعریف فصل سوم) بیشتر یا برابر با ۰/۶۵ باشد.

- گروه طراحی لرزه‌ای سه (D_3): این گروه شامل سازه‌های گروه کاربری و خطرزایی نوع IV می‌شود که در ساختگاه آنها مقدار S_1 (طبق تعریف فصل سوم) بیشتر یا برابر با ۰/۶۵ باشد.

تبصره: در خصوص خاک نوع IV (طبق استاندارد ۲۸۰۰)، در مناطقی که $S_{DS} \geq 0.75$ محاسبه گردد، گروه طراحی لرزه‌ای برای گروه کاربری و خطرزایی III و IV به ترتیب D_2 یا D_3 درنظر گرفته شود. سازه‌های گروه‌های طراحی لرزه‌ای D_2 و D_3 (به جز خطوط لوله) نباید در جایی ساخته شوند که گسل فعال شناخته شده‌ای (طبق فصل سوم) باعث شکست سطح زمین در محل سازه گردد. چنانچه به

لحاظ مشکلات مکان‌یابی، چاره‌ای جز احداث سازه‌های این گروه‌های طراحی در این مناطق نباشد، باید تایید معاونت مهندسی وزارت نفت در مرحله‌ی بارگذاری لرزه‌ای آنها اخذ گردد.

محدودیت ارتفاع سازه بر اساس گروه طراحی لرزه‌ای از جدول ۴-۴ تعیین می‌شود. برای سازه‌های گروه طراحی لرزه‌ای D_1 در مناطق با شتاب مبنای طرح ۰٫۲ (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰) یا کمتر در موارد غیرمجاز، می‌توان حداکثر ارتفاع را تا ۱۰ متر در نظر گرفت.

جدول ۴-۴ انواع سیستم‌های مقاوم جانبی و پارامترهای لرزه‌ای آنها

ردیف	سیستم مقاوم لرزه‌ای[1]	R_u	Ω_0[2]	C_d	ارتفاع مجاز برای گروه‌های طراحی لرزه‌ای (متر)		
					D_3	D_2	D_1
الف	**دیوار باربر**						
۱	دیوار برشی بتنی مسلح ویژه	۵	۲٫۵	۵	۳۰	۵۰	۵۰
۲	دیوار برشی بتنی مسلح متوسط	۴٫۵	۲٫۵	۴٫۵	غیرمجاز	۳۰	۳۰
۳	دیوار برشی بتنی مسلح معمولی	۴	۲٫۵	۴	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۴	دیوار برشی بتنی پیش‌ساخته‌ی متوسط	۴	۲٫۵	۴	۱۲	۱۲	۱۲
۵	دیوار برشی بنایی مسلح ویژه	۵	۲٫۵	۳٫۵	۳۰	۵۰	۵۰
۶	دیوار برشی بنایی مسلح متوسط	۳٫۵	۲٫۵	۲٫۲۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۷	دیوار ساخته شده از قاب سبک همراه ورق پوششی از مصالح مختلف غیر فولادی	۲	۲٫۵	۲	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۸	دیوار ساخته شده از قاب سبک (فولاد سرد نورد شده) همراه مهاربندی با تسمه	۴	۲	۳٫۵	۲۰	۲۰	۲۰
۹	دیوار ساخته شده از قاب سبک (فولاد سرد نورد شده) همراه با ورق پوششی فولادی	۶٫۵	۳	۴	۲۰	۲۰	۲۰
ب	**قاب ساختمانی ساده**						
۱	قاب با مهاربندی فولادی واگرا	۸	۲	۴	۳۰	۵۰	۵۰
۲	قاب با مهاربندی فولادی همگرای ویژه	۶	۲	۵	۳۰	۵۰	۵۰
۳	قاب با مهاربندی فولادی همگرای معمولی[3]	۳٫۲۵	۲	۳٫۲۵	غیرمجاز	۱۰	۱۰
۴	قاب با مهاربندی فولادی کمانش‌ناپذیر	۸	۲٫۵	۵	۳۰	۵۰	۵۰
۵	دیوار برشی بتنی مسلح ویژه	۶	۲٫۵	۵	۳۰	۵۰	۵۰
۶	دیوار برشی بتنی مسلح معمولی	۵	۲٫۵	۴٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۷	دیوار برشی پیش‌ساخته‌ی متوسط	۵	۲٫۵	۴٫۵	۱۲	۱۲	۱۲
۸	قاب مرکب بتنی- فولادی با مهاربندی واگرا	۸	۲٫۵	۴	۳۰	۵۰	۵۰
۹	قاب مرکب بتنی- فولادی با مهاربندی همگرای ویژه	۵	۲	۴٫۵	۳۰	۵۰	۵۰

جدول ۴-۴ انواع سیستم‌های مقاوم جانبی و پارامترهای لرزه‌ای آنها (ادامه)

ردیف	سیستم مقاوم لرزه‌ای[1]	R_u	Ω_0[2]	C_d	ارتفاع مجاز برای گروه‌های طراحی لرزه‌ای (متر)		
					D_3	D_2	D_1
۱۰	قاب مرکب بتنی- فولادی با مهاربند همگرای معمولی	۳	۲	۳	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۱۱	دیوار برشی فولادی ویژه	۷	۲	۶	۳۰	۵۰	۵۰
۱۲	دیوار برشی فولادی مرکب	۶٫۵	۲٫۵	۵٫۵	۳۰	۵۰	۵۰
۱۳	دیوار برشی مرکب بتن مسلح ویژه	۶	۲٫۵	۵	۳۰	۵۰	۵۰
۱۴	دیوار برشی بنایی مسلح ویژه	۵٫۵	۲٫۵	۴	۳۰	۵۰	۵۰
۱۵	دیوار برشی بنایی مسلح متوسط	۴	۲٫۵	۴	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۱۶	دیوار ساخته شده از قاب سبک همراه با ورق پوششی از مصالح مختلف غیر فولادی	۲٫۵	۲٫۵	۲٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	۱۰
۱۷	دیوار ساخته شده از قاب سبک (فولاد سرد نورد شده) همراه با ورق پوششی فولادی	۷	۲٫۵	۴٫۵	۲۰	۲۰	۲۰
پ	**قاب مقاوم خمشی**						
۱	قاب خمشی فولادی ویژه	۸	۳	۵٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۲	قاب خمشی فولادی متوسط[3]	۴٫۵	۳	۴	غیرمجاز	غیرمجاز[4]	۱۰
۳	قاب خمشی فولادی معمولی[3]	۳٫۵	۳	۳	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۴	قاب خمشی بتنی مسلح ویژه	۸	۳	۵٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۵	قاب خمشی بتنی مسلح متوسط	۵	۳	۴٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۶	قاب خمشی بتنی مسلح معمولی	۳	۳	۲٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۷	قاب خمشی مرکب بتنی- فولادی ویژه	۸	۳	۵٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۸	قاب خمشی مرکب بتنی- فولادی متوسط	۵	۳	۴٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
ت	**سیستم دوگانه با قاب خمشی ویژه که قاب خمشی قادر به تحمل حداقل ۲۵٪ بار جانبی باشد**						
۱	قاب فولادی با مهاربند واگرا	۸	۲٫۵	۴	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۲	قاب فولادی با مهاربند همگرای ویژه	۷	۲٫۵	۵٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۳	قاب با مهاربند کمانش‌ناپذیر	۸	۲٫۵	۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۴	دیوار برشی بتنی مسلح ویژه	۷	۲٫۵	۵٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۵	دیوار برشی بتنی مسلح معمولی	۶	۲٫۵	۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۶	قاب مرکب بتنی- فولادی با مهاربند واگرا	۸	۲٫۵	۴	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۷	قاب مرکب بتنی- فولادی با مهاربند همگرای ویژه	۶	۲٫۵	۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود

جدول ۴-۴ انواع سیستم‌های مقاوم جانبی و پارامترهای لرزه‌ای آنها (ادامه)

ردیف	سیستم مقاوم لرزه‌ای[۱]	R_u	Ω_0[۲]	C_d	ارتفاع مجاز برای گروه‌های طراحی لرزه‌ای (متر)		
					D_3	D_2	D_1
۸	دیوار برشی فولادی ویژه	۸	۲٫۵	۶٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۹	دیوار برشی فولادی مرکب	۷٫۵	۲٫۵	۶	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۰	دیوار برشی بتنی مرکب ویژه	۷	۲٫۵	۶	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۱	دیوار برشی بتنی مرکب معمولی	۶	۲٫۵	۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۱۲	دیوار برشی بنایی مسلح ویژه	۵٫۵	۳	۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۳	دیوار برشی بنایی مسلح متوسط	۴	۳	۳٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
ث	**سیستم دوگانه با قاب خمشی متوسط که قاب خمشی قادر به تحمل حداقل ۲۵٪ بار جانبی باشد**						
۱	قاب فولادی با مهاربند همگرای ویژه	۶	۲٫۵	۵	غیرمجاز	غیرمجاز	۱۰
۲	دیوار برشی بتنی مسلح ویژه	۶٫۵	۲٫۵	۵	۳۰	۳۰	۵۰
۳	قاب مرکب بتنی- فولادی با مهاربند همگرای ویژه	۵٫۵	۲٫۵	۴٫۵	غیرمجاز	۳۰	۵۰
۴	قاب مرکب بتنی- فولادی با مهاربند همگرای معمولی	۳٫۵	۲٫۵	۳	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
ج	**سیستم ستون طره‌ای[۵]**						
۱	با جزییات قاب خمشی فولادی یا بتنی ویژه	۲٫۵	۱٫۲۵	۲٫۵	۱۰	۱۰	۱۰
۲	با جزییات قاب خمشی فولادی معمولی	۱٫۲۵	۱٫۲۵	۱٫۲۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۳	با جزییات قاب خمشی بتنی متوسط	۱٫۵	۱٫۲۵	۱٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
چ	**سازه‌ی فولادی بدون رعایت ضوابط طراحی لرزه‌ای در جزییات بجز سیستم ستون طره**	۳	۳	۳	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز

[۱] به منظور تعیین مشخصات سیستم‌های سازه‌ای ارائه شده به مراجع معتبر مراجعه شود.

[۲] در مواردی که Ω_0، بیشتر یا مساوی ۲٫۵ است، می‌توان آن را برای ساختمان‌های با دیافراگم انعطاف‌پذیر به مقدار ۰٫۵ واحد کاهش داد.

[۳] برای سازه‌ی یک طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی متوسط یا معمولی و قاب ساختمانی ساده با مهاربندی هم محور معمولی، اجازه داده می‌شود که ارتفاع ساختمان تا ۲۰ متر افزایش داده شود، به‌شرطی‌که بار مرده‌ی بام کمتر از $100 daN/m^2$ و بار مرده‌ی دیوارهای خارجی از تراز ۱۰متر به بالا کمتر از $100 daN/m^2$ باشد.

[۴] در سازه با بار طبقات کمتر از $168 daN/m^2$ و بار دیوار کمتر از $100 daN/m^2$، ارتفاع سازه تا ۱۰ متر مجاز است.

[۵] در سازه‌های ستون طره‌ای، نیروی محوری ناشی از ترکیب بارهای شامل بار زلزله بند ۲-۲-۱ یا ۲-۲-۲، نباید از ۱۵٪ ظرفیت فشاری ستون با درنظر گرفتن اثر لاغری، بیشتر شود. شالوده و دیگر اعضای مقابله‌کننده با واژگونی در این سیستم، باید مقاومت کافی برای تحمل نیروهای حاصل از ترکیب بارهای بند ۲-۲-۴ را داشته باشند.

۴-۶ ضریب افزونگی ρ

ضریب افزونگی ρ برای سیستم مقاوم جانبی هر یک از دو راستای متعامد سازه به‌طور جداگانه تعیین می‌شود.

مقدار این ضریب را برای موارد زیر می‌توان برابر یک در نظر گرفت:

۱- در مواردی که طبق بند ۴-۵، سازه جزء گروه طراحی لرزه‌ای D_1 بوده و بر اساس مطالعات ویژه‌ی ساختگاه، مقادیر S_{DS} کمتر از ۰/۵ یا S_{D1} کمتر از ۰/۲ باشد.

۲- در تعیین Δ_x، جابجایی نسبی طرح طبقات

۳- در تعیین اثرات پی - دلتا

۴- در طراحی اجزای غیر سازه‌ای

۵- در طراحی سازه‌های غیرساختمانی با جزء صنعتی متکی بر زمین (بند ۷-۳)

۶- در طراحی اجزای جمع کننده، وصله‌ها، و سایر اتصالات که در تعیین نیروی لرزه‌ای آنها اثر اضافه مقاومت طبق بند ۲-۲-۴ اعمال شده است.

۷- در طراحی اعضا و اتصالاتی که اثر اضافه مقاومت طبق بند ۲-۲-۴ اعمال می‌شود.

۸- در تعیین نیروهای دیافراگم بند ۴-۱۱

۹- در طراحی سازه‌های دارای میراگر طبق فصل دهم

۱۰- در طراحی دیوارهای سازه‌ای و مهار آنها در برابر نیروهای خارج از صفحه

۱۱- برای مناطق با خطر لرزه‌ای کم (طبق استاندارد ۲۸۰۰)

این ضریب برای طراحی لرزه‌ای سایر موارد طبق بند ۲-۲-۳ برابر ۱/۳ در نظر گرفته می‌شود، مگر در صورت برآورده شدن یکی از دو شرط زیر که در آن صورت می‌توان آن را برابر یک منظور نمود:

شرط اول: در طبقاتی از سازه که بیش از ۳۵٪ برش پایه را تحمل می‌کنند، حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی در امتداد مورد نظر طبق جدول ۴-۵ باعث کاهش مقاومت جانبی طبقه بیش از ۳۳٪ و یا ایجاد نامنظمی پیچشی شدید در طبقه نگردد.

شرط دوم: سازه در تمام طبقات، منظم در پلان باشد و در قاب پیرامونی هر طرف سازه، برای طبقات با برش طبقه بیش از ۳۵٪ برش پایه، حداقل دو دهانه‌ی مقاوم جانبی موجود باشد. در مورد دیوارهای برشی، تعداد دهانه‌های مقاوم جانبی را می‌توان از تقسیم طول دیوار برشی در پلان به ارتفاع طبقه بدست آورد. در سیستم‌های قاب سبک (جدول ۴-۴) این تعداد از تقسیم دو برابر طول دیوار برشی به ارتفاع طبقه به دست می‌آید.

جدول ۴-۵ الزامات سیستم مقاوم جانبی در طبقه‌ای از سازه با برش طبقه بیش از ۳۵٪ برش پایه (برای اعمال $\rho = 1$)

سیستم مقاوم جانبی	شرایط
قاب مهاربندی‌شده	حذف یک عضو مهاربندی یا اتصال آن
قاب مقاوم خمشی	از بین رفتن مقاومت خمشی دو انتهای یک تیر
دیوار برشی یا پایه (جرز) با نسبت ارتفاع به طول بیش از یک	حذف یک دیوار برشی یا حذف پایه (جرز)، با نسبت ارتفاع به طول بیش از یک در هر طبقه، یا حذف اتصالات اعضای جمع‌کننده‌ی آنها (پارامترهای دیوار برشی و پایه (جرز) طبق شکل ۴-۲ در نظر گرفته می‌شود.)
ستون طره‌ای	از بین رفتن مقاومت خمشی در پای هر ستون طره‌ای
دیگر سیستم‌های ساختمانی	بدون شرط

۴-۷ اعمال نیروی زلزله

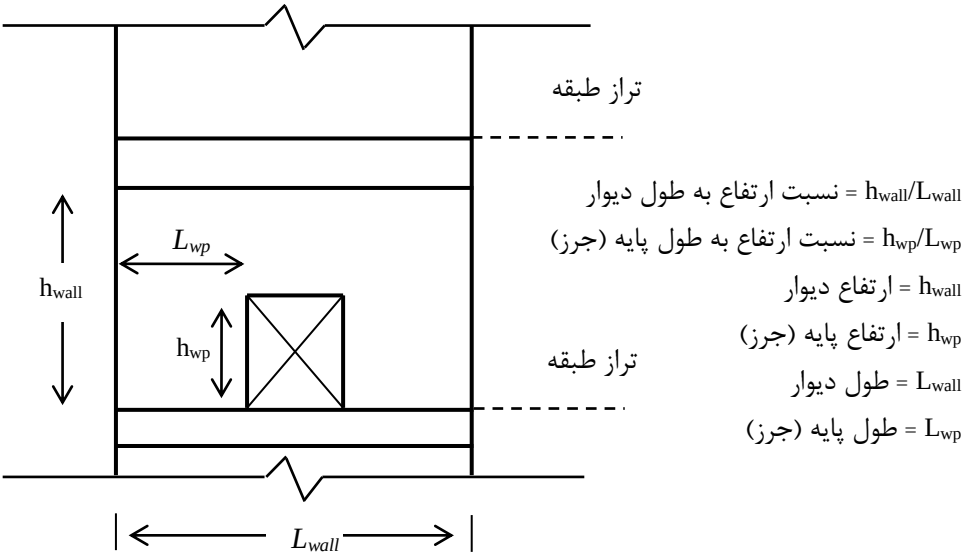
راستای اعمال نیروی زلزله در طراحی سازه باید به نحوی باشد که بیشترین تاثیر را بر اعضای سازه داشته باشد. به جز موارد زیر، نیروی زلزله می‌تواند به طور مجزا در هر یک از دو محور متعامد سازه بدون درنظر گرفتن اثر اندرکنش دو جهت متعامد اعمال شود.

- ستون‌ها و دیوارهایی که بین دو و یا چند سیستم مقاوم لرزه‌برجانبی مشترک بوده و نیروی محوری فشاری ناشی از زلزله در هریک از دو راستای اعمال زلزله، مساوی یا بیشتر از ۲۰٪ ظرفیت طراحی محوری فشاری باشد.
- سازه دارای نامنظمی نوع ج در پلان (جدول ۴-۲) باشد.

در موارد ذکر شده، نحوه‌ی اعمال نیروی زلزله در دو راستا، به یکی از دو روش زیر می‌باشد:

الف- در تحلیل سازه به روش بارجانبی معادل (بند ۴-۸)، روش طیفی (بند ۴-۹) و یا روش تاریخچه زمانی ارتجاعی (بند ۴-۱۰-۲)، آثار ۱۰۰٪ مولفه‌ی افقی زلزله محاسبه شده در یک امتداد با آثار ۳۰٪ مولفه‌ی افقی محاسبه شده در جهت عمود بر آن ترکیب گردد و بحرانی‌ترین تاثیر در طراحی اعضای سازه و پی انتخاب گردد.

ب- در تحلیل سازه به روش تاریخچه زمانی ارتجاعی (بند ۴-۱۰-۲) یا روش تاریخچه زمانی غیر ارتجاعی (بند ۴-۱۰-۳)، دو مولفه‌ی افقی متعامد شتابنگاشت زلزله باید به طور همزمان به هر دو جهت متعامد سازه اعمال شود.



شکل ۴-۲ تعریف ابعاد دیوار برشی و پایه (جرز)

۴-۸ روش بارجانبی معادل

۴-۸-۱ ملاحظات کلی

در روش بارجانبی معادل، برش پایه طبق بند ۴-۸-۲ تعیین و طبق بند ۴-۸-۴ به سازه اعمال می‌شود.

از روش بار جانبی معادل، در سازه‌هایی با شرایط زیر می‌توان استفاده نمود:

- ساختمان‌های با گروه کاربری و خطرزایی I و II تا دو طبقه از تراز پایه (برای تعیین موقعیت تراز پایه به بند ۴-۱۷ مراجعه شود).
- سازه با سیستم قاب سبک فولادی در گروه کاربری I و II تا سه طبقه
- سازه‌ی منظم دارای یکی از شرایط زیر:

الف- $T < 3.5T_S$

ب- دارای ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

پ- دارای سیستم قاب سبک

- سازه‌ای که ارتفاع آن از ۵۰ متر بیشتر نبوده و دارای نامنظمی در پلان از نوع پ، ت، ث، یا ج (جدول ۴-۲)، یا دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع ث، ج، یا چ (جدول ۴-۱) باشد.

در سایر موارد بکارگیری روش دینامیکی (بندهای ۴-۹ یا ۴-۱۰) الزامی است. برای سازه‌های غیرساختمانی رعایت ضوابط فصل‌های مرتبط نیز ضروری است.

T_S از رابطه‌ی $T_S = 1_{\sec} \times (S_{D1} / S_{DS})$ و در این بند فقط بر اساس پارامترهای تعیین شده از مطالعات ویژه‌ی ساختگاه (فصل سوم) بدست می‌آید.

۴-۸-۲ تعیین برش پایه

مقدار برش پایه، V_u، طبق رابطه‌ی ۴-۱ تعیین می‌شود.

$$V_u = \frac{S_a}{R_u / I} W \qquad ۱-۴$$

که در آن:

S_a: شتاب طیفی (بر حسب g) که از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی با نسبت میرایی ۵ درصد طبق فصل سوم به دست می‌آید. در مواردی که در این آیین‌نامه استفاده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ اجازه داده شده است (طبق بند ۳-۲)، می‌توان S_a را از رابطه $S_a = AB$ بدست آورد.

I : ضریب اهمیت سازه طبق جدول ۴-۳

W: وزن موثر لرزه‌ای شامل بار مرده و سایر بارها که از تراز پایه (بند ۴-۱۷) محاسبه می‌شود. در مواردی که از وزن معادل تیغه‌ها در محاسبه‌ی بار مرده استفاده می‌شود، مقدار آن نباید از $50\,\mathrm{daN/m^2}$ کمتر درنظر گرفته شود.

در تعیین وزن کل لرزه‌ای سازه، W، موارد زیر درنظر گرفته شوند:

۱- حداقل ۲۵٪ بار زنده‌ی در کف با کاربری انبار

۲- بار تیغه‌بندی طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

۳- وزن عملکردی تجهیزات دائمی

۴- ۲۰٪ بار برف یا بار زنده بام (طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان) هرکدام که بزرگتر است.

در مورد سازه‌های غیرساختمانی، به فصول مربوطه مراجعه شود.

R_u: ضریب رفتار طبق جدول ۴-۴

یادآوری می‌شود ضریب رفتار R_u بر مبنای روش مقاومت تعیین شده است. به منظور استفاده از آن در روش تنش مجاز، اثر زلزله (E) در ترکیب‌بارهای روش تنش مجاز، بند ۲-۲-۱، در ضریب ۰/۷ ضرب شده است.

۴-۸-۲-۱ حداقل برش پایه

مقدار حداقل برش پایه، V_u، برای سازه‌های ساختمانی نباید از مقدار حاصل از رابطه‌ی ۴-۲ کمتر درنظر گرفته شود:

$$V_{\min} = 0.044 S_{DS} W I \geq 0.01 W \qquad ۲-۴$$

علاوه بر آن اگر $S_1 \geq 0.6$ باشد، مقدار حداقل برش پایه نباید از رابطه‌ی ۴-۳ نیز کمتر منظور شود:

$$V_{\min} = \left(0.5 S_1 W\right) / \left(R_u / I\right) \qquad ۳-۴$$

۴-۸-۳ تعیین زمان تناوب اصلی

برای محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی سازه‌ها، می‌توان از روابط تجربی یا تحلیلی استفاده کرد. برخی روابط مناسب برای سازه‌های غیرساختمانی در فصل‌های مربوط در این آیین‌نامه ذکر شده است. در مورد ساختمان‌ها زمان تناوب تجربی از رابطه‌ی ۴-۴ بدست می‌آید.

$$T = C_t H^x \qquad ۴-۴$$

که در آن:

H: ارتفاع کل ساختمان از تراز پایه (بند ۴-۱۷) بر حسب متر

x: توان ارتفاع در رابطه‌ی زمان تناوب تجربی طبق جدول ۴-۶

C_t: ضریب زمان تناوب سازه طبق جدول ۴-۶

در مورد ساختمان‌ها، نسبت زمان تناوب بدست آمده از روابط تحلیلی به زمان تناوب تجربی، نباید از ضریب کرانه بالای زمان تناوب محاسباتی، C_{Tu}، داده شده در جدول ۴-۷، بیشتر درنظر گرفته شود.

جدول ۴-۶ ضرایب تعیین زمان تناوب تجربی سازه

سیستم مقاوم جانبی	C_t	x
قاب خمشی فولادی	۰٫۰۷۲	۰٫۸
قاب خمشی بتنی	۰٫۰۴۷	۰٫۹
قاب با مهاربند فولادی واگرا	۰٫۰۷۳	۰٫۷۵
قاب با مهاربند فولادی کمانش‌ناپذیر	۰٫۰۷۳	۰٫۷۵
سایر سیستم‌ها	۰٫۰۵۰	۰٫۷۵

جدول ۴-۷ ضریب کرانه بالای زمان تناوب محاسباتی

S_{D1}	C_{Tu}
$\geq$ ۰٫۳	۱٫۴
۰٫۲	۱٫۵
۰٫۱۵	۱٫۶
$\leq$ ۰٫۱	۱٫۷

تبصره‌ی ۱: اگر وجود میانقاب مانع حرکت آزادانه‌ی نسبی طبقات شود، ضرایب محاسبه‌ی زمان تناوب سازه، طبق ردیف سایر سیستم‌ها (جدول ۴-۶) درنظر گرفته می‌شود.

تبصره‌ی ۲: زمان تناوب تجربی، برای ساختمان‌های با دیوار برشی بتنی یا بنایی مسلح را می‌توان از رابطه‌ی ۴-۵ به دست آورد.

$$T = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} H \qquad ۴-۵$$

که در آن، C_w از رابطه‌ی ۴-۶ محاسبه می‌شود.

$$C_w = \frac{100}{A_B}\sum_{i=1}^{m}\left(\frac{H}{h_i}\right)^2 \frac{A_{si}}{\left[1+0.83\left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]} \qquad ۶\text{-}۴$$

که در آن:

A_B: مساحت پلان ساختمان در تراز پایه

m: تعداد دیوارهای برشی سازه در جهت اعمال نیروی زلزله

h_i: ارتفاع دیوار برشی i

A_{si}: سطح مقطع دیوار برشی i در جهت اعمال نیروی زلزله

D_i: طول دیوار برشی i

۴-۸-۴ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

نیروی جانبی F_x در تراز x براساس روابط ۴-۷ و ۴-۸ محاسبه می‌شود.

$$F_x = C_{vx}V_u \qquad ۷\text{-}۴$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^{\,k}}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^{\,k}} \qquad ۸\text{-}۴$$

که در آنها:

C_{vx}: ضریب توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

w_x و w_i: سهم وزن موثر لرزه‌ای طبقه‌ی x یا i

h_x و h_i: ارتفاع تراز x یا i از تراز پایه

n: تعداد طبقات (ترازها)

k: عددی که متناسب با زمان تناوب سازه طبق رابطه‌ی ۴-۹ تعیین می‌شود.

$$k = \begin{cases} 1 & T \le 0.5 \\ 0.5T + 0.75 & 0.5 < T < 2.5 \\ 2 & T \ge 2.5 \end{cases} \qquad ۹\text{-}۴$$

موقعیت تراز پایه طبق بند ۴-۱۷ تعیین می‌شود.

۴-۸-۵ برش طبقه

برش لرزه‌ای در طبقه‌ی بین تراز x و $x-1$، V_x، طبق رابطه‌ی ۴-۱۰ تعیین می‌شود.

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i \qquad ۱۰-۴$$

که در آن:

F_i: نیروی جانبی زلزله در تراز i طبق رابطه‌ی ۴-۷

برش طبقه با توجه به سختی نسبی اعضای باربر جانبی و دیافراگم آن طبقه توزیع می‌شود.

۴-۹ روش تحلیل طیفی

۴-۹-۱ ملاحظات کلی

تحلیل طیفی سازه باید به صورت سه بعدی انجام گیرد. در صورتی که سازه منظم و با سیستم مقاوم جانبی مستقل در دو امتداد اصلی باشد، اجازه داده می‌شود که سازه به صورت دو بعدی تحلیل گردد. درصورتیکه کف‌های سازه در مقایسه با اعضای قائم مقاوم جانبی صلب نباشند، طبق بند ۴-۱۱ این آیین‌نامه انعطاف‌پذیری آنها (بند ۳ پیوست ۴ استاندارد ۲۸۰۰)، باید در مدل منظور شود.

۴-۹-۲ زمان‌های تناوب طبیعی و تعداد مودها

برای انجام تحلیل طیفی، ابتدا باید زمان‌های تناوب طبیعی، بردارهای ویژه (ϕ) و جرم‌های مودی در جهت مورد نظر تعیین گردند. در هریک از دو امتداد متعامد اصلی سازه، تعداد مودهای نوسان باید به گونه‌ای مد نظر قرار گیرد که مجموع جرم‌های موثر مودی از ۹۰ درصد جرم کل سازه کمتر نباشد.

۴-۹-۳ برش پایه‌ی مودی

برش پایه‌ی مود m، V_m، از رابطه‌ی ۴-۱۱ بدست می‌آید.

$$V_m = C_{sm} W_m$$

$$W_m = \left(\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{im} \right)^2 \Big/ \sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{im}^2 \qquad ۱۱-۴$$

$$C_{sm} = \frac{S_{am}}{R_u / I}$$

که در آن:

C_{sm}: ضریب زلزله در مود m

W_m: وزن موثر لرزه‌ای سازه در مود m

n: تعداد ترازهای سازه

ϕ_{im}: دامنه‌ی شکل مودی تراز i در مود m

S_{am}: شتاب طیفی نظیر مود m

۴-۹-۴ نیروهای جانبی مودی

نیروی جانبی مود m در تراز x، F_{xm}، از روابط ۴-۱۲ و ۴-۱۳ تعیین می‌شود.

$$F_{xm} = C_{vxm} V_m \qquad ۱۲\text{-}۴$$

$$C_{vxm} = \frac{w_x \phi_{xm}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{im}} \qquad ۱۳\text{-}۴$$

که در آنها:

C_{vxm}: ضریب توزیع نیرو در تراز x در مود m

ϕ_{xm}: دامنه‌ی شکل مودی تراز x در مود m

۵-۹-۴ جابجایی ناشی از هر مود نوسانی

جابجایی تراز x در مود m، δ_{xm}، طبق روابط ۴-۱۴ و ۴-۱۵ تعیین می‌شود.

$$\delta_{xm} = \frac{C_d \delta_{xem}}{I} \qquad ۱۴\text{-}۴$$

$$\delta_{xem} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\left(T_m^2 \phi_{xm} C_{sm}\right) \qquad ۱۵\text{-}۴$$

که در آنها:

δ_{xem}: جابجایی ارتجاعی در تراز x در مود m

T_m: زمان تناوب طبیعی مود m

۶-۹-۴ ترکیب مودها

هرپاسخ موردنظر را می‌توان از ترکیب نتایج مودهای درنظر گرفته شده به کمک یکی از روش‌های زیر بدست آورد.

برش طبقات، لنگر واژگونی هر طبقه در هریک از ترازهای سازه و یا مقادیر جابجایی نسبی هر طبقه در هر مود باید محاسبه شود. مقادیر هر پاسخ بازتاب‌های هریک از پارامترهای فوق در مودهای مورد نظر باید با یکدیگر به یکی از دو روش زیر تجمیع شده تا مقادیر نظیر طراحی سازه بدست آید.

- روش جذر مجموع مربعات (SRSS) درصورتیکه مودهای نوسانی مستقل باشند.
- روش ترکیب مربعی کامل (CQC) درصورتیکه مودهای نوسانی به یکدیگر وابسته باشند.

۴-۹-۷ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

درصورتیکه برش پایه‌ی نظیر طراحی در این روش کمتر از ۸۵ درصد برش پایه‌ی روش بارجانبی معادل باشد، باید برش پایه طراحی در ۸۵ درصد نسبت برش پایه‌ی استاتیکی معادل به برش پایه‌ی طیفی ضرب شود.

۴-۱۰ تحلیل تاریخچه زمانی

۴-۱۰-۱ ملاحظات کلی

در این روش، سازه تحت تعدادی شتاب‌نگاشت ثبت شده تحلیل می‌شود. شتاب‌نگاشت‌ها باید متناسب با سازوکار گسیختگی چشمه‌ی لرزه‌زا، بزرگای نظیر زلزله موردنظر، فاصله‌ی ساختگاه از گسل و نوع زمین باشد. تحلیل تاریخچه زمانی می‌تواند با فرض رفتار ارتجاعی یا غیرارتجاعی به شرح بندهای بعدی انجام شود.

۴-۱۰-۲ تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی

نیروها و تغییرشکل‌ها در تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی، با فرض رفتار ارتجاعی تعیین می‌شود. تحلیل سازه‌ی منظم (بند ۴-۲) با اعضای مقاوم جانبی مستقل در دو جهت متعامد را می‌توان به‌صورت دو بعدی در دو راستای مستقل با استفاده از رکورد تک‌مولفه‌ای (بند ۴-۱۰-۲-۱) انجام داد. در سایر موارد با توجه به بند ۴-۷ سازه باید به‌صورت سه‌بعدی به کمک مجموعه‌ی رکوردهای تهیه شده بر اساس یکی از بندهای زیر تحلیل شود.

۴-۱۰-۲-۱ تحلیل ارتجاعی دو بعدی با استفاده از زلزله‌ی تک‌مولفه

در این روش تحلیلی از زلزله‌ی تک‌مولفه‌ای برای تحلیل سازه استفاده می‌شود. در این صورت باید از تعدادی شتاب‌نگاشت مناسب مستقل افقی استفاده شود. این شتاب‌نگاشت‌ها باید به نحوی مقیاس شوند که مقادیر متوسط طیف پاسخ آنها با ۵٪ میرایی در محدوده‌ی $0.2T - 1.5T$ از میزان نظیر در طیف مورد استفاده کمتر نباشند. T، زمان تناوب مود اصلی سازه می‌باشد.

۴-۱۰-۲-۲ تحلیل ارتجاعی سه بعدی با استفاده از زلزله‌ی دو مولفه‌ای

در این روش تحلیلی از تعدادی زوج شتاب‌نگاشت مناسب، هر یک شامل دو مولفه‌ی افقی مقیاس شده، استفاده می‌شود. هر زوج شتاب‌نگاشت مقیاس شده به‌طور همزمان به‌صورت دو مولفه‌ی متعامد افقی به سازه اثر داده می‌شود. مقیاس کردن زوج شتاب‌نگاشت‌ها و مقایسه‌ی آنها، بسته به مورد، با طیف مورد استفاده طبق روش زیر انجام می‌شود:

الف- طیف هریک از دو مولفه‌ی افقی هر شتاب‌نگاشت با ۵٪ میرایی تهیه شود.

ب- مقادیر دو طیف برای هر زلزله به روش جذر مجموع مربعات (SRSS) در محدوده‌ی $0.2T-1.5T$ ترکیب شود.

پ- بندهای الف و ب برای هر زوج شتاب‌نگاشت انجام شود.

ت- متوسط مقادیر حاصل از بند پ محاسبه می‌شود.

ث- هر زوج شتاب‌نگاشت به نحوی مقیاس شود که مقادیر طیف حاصل از بند ت، در محدوده‌ی $0.2T-1.5T$ بیش از ۱۰٪ از ۱/۳ برابر مقادیر نظیر در طیف طرح کمتر نشود. ضریب مقیاس دو مولفه‌ی افقی هر شتاب‌نگاشت باید یکسان باشد.

در صورتی‌که تحلیل خطر زلزله‌ی نادر بر اساس خطرپذیری سازه (بند ۳-۴-۳) با ۱ درصد احتمال فروریزش سازه در دوره‌ی ۵۰ سال و نظیر جهت بیشینه زلزله باشد، مستقیما از مقادیر نظیر طیف طرح حاصل از تحلیل خطر طبق فصل سوم، برای مقایسه استفاده می‌شود.

در ساختگاه با فاصله‌ی ۵ کیلومتر و یا کمتر از گسل حاکم بر لرزه خیزی منطقه، هر زوج مولفه زلزله باید در راستای آن گسل و عمود بر آن تبدیل شوند. مولفه‌های دوران داده شده باید به نحوی مقیاس شوند که متوسط طیف نظیر مولفه‌های عمود بر گسل از طیف زلزله‌ی نادر در فاصله‌ی $0.2T-1.5T$ کمتر نباشد.

۳-۲-۱۰-۴ اصلاح پاسخ تحلیل تاریخچه زمانی

پاسخ‌های حاصل از تحلیل ارتجاعی تاریخچه زمانی هر شتابنگاشت i باید به شرح زیر اصلاح شود:

الف- برش پایه و نیروهای اعضا در ضریب I/R_u ضرب شود.

ب- جابجایی نسبی طبقات در ضریب C_d/R_u ضرب شود.

چنانچه مقدار بیشینه‌ی برش پایه‌ی اصلاح شده طبق بند الف، V_i، کمتر از ۸۵٪ مقدار حداقل برش پایه طبق بند ۴-۸-۲-۱ باشد، مقادیر بیشینه‌ی نیروهای اصلاح شده‌ی اعضا، Q_{Ei}، باید با ضریب $V_{\min}/V_i$ مجددا اصلاح شود.

در صورتی‌که مقدار بیشینه‌ی برش پایه‌ی اصلاح شده طبق بند الف، V_i، کمتر از ۸۵٪ میزان حداقل برش پایه‌ی حاصل از رابطه‌ی ۴-۳ باشد، بیشینه‌ی جابجایی نسبی اصلاح شده‌ی طبقه طبق بند ب باید با ضریب $0.85V_{\min}/V_i$ مجددا اصلاح شود که در آن $V_{\min}$ از رابطه‌ی ۴-۳ بدست می‌آید.

در صورتی‌که حداقل هفت زوج شتاب‌نگاشت در تحلیل به‌کار رود، اجازه داده می‌شود مقدار متوسط بیشینه‌ی نیروهای اصلاح شده، به عنوان نیروی طراحی لرزه‌ای، Q_E، و مقدار متوسط جابجایی‌های جانبی نسبی اصلاح شده‌ی طبقات، برای کنترل با جابجایی نسبی مجاز طبقه (جدول ۴-۸) به‌کار رود. درصورتی‌که کمتر از هفت شتاب‌نگاشت، (برای تحلیل‌های سه بعدی هفت زوج شتاب‌نگاشت) به‌کارگرفته شود، از مقادیر حداکثر پاسخ‌های حاصل از شتاب‌نگاشت‌ها با رعایت ضوابط این بند در ترکیب‌بارها و کنترل جابجایی نسبی مجاز طبقه استفاده می‌شود. در هر حال نباید تعداد شتاب‌نگاشت‌ها کمتر از پنج باشد.

در مواردی که از ضریب اضافه مقاومت Ω_0 در ترکیب بار بند ۲-۲ استفاده می‌شود، لازم نیست که مقدار $\Omega_0 Q_E$ از حداکثر مقدار Q_{Ei} حاصل از شتاب‌نگاشت‌ها، ولی بدون انجام اصلاح طبق همین بند، بیشتر در نظر گرفته شود.

۴-۱۰-۳ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

در صورت استفاده از روش تاریخچه زمانی غیرخطی، مدل ریاضی سازه باید دربردارنده‌ی توزیع فضایی جرم و مشخصات غیر ارتجاعی مصالح باشد. رفتار چرخه‌ای اعضاء نمایانگر زوال مقاومت، زوال سختی و جمع‌شدگی، هم‌سنگ با نتایج آزمایشگاهی بوده و مقاومت اسمی اعضاء نیز باید دربردارنده‌ی اضافه مقاومت مصالح، سخت‌شدگی کرنشی و زوال مقاومت چرخه‌ای باشد.

۴-۱۰-۳-۱ پارامترهای بازتاب زلزله‌ی طرح

طراحی اعضاء باید با محاسبه‌ی جابجایی غیر ارتجاعی هر طبقه، نیروی اعضاء و جابجایی غیر ارتجاعی اعضاء با رعایت ضوابط این بند انجام شود.

اگر حداقل از هفت زوج شتاب‌نگاشت استفاده شود، مقادیر طراحی نیروی اعضا، تغییرشکل غیر ارتجاعی اعضا و جابجایی نسبی طبقه با میانگین‌گیری تعیین می‌شود. در صورتی که تعداد کمتری شتاب‌نگاشت به‌کار رود، حداکثر مقادیر پارامترهای مذکور مبنای طراحی قرار می‌گیرد.

تغییرشکل عضو تحت زلزله‌ی طرح نباید بیش از دو سوم تغییرشکل نظیر حالتی شود که عضو توانایی تحمل بارهای ثقلی را از دست می‌دهد و یا آنکه مقاومت عضو از دو سوم مقاومت حداکثر آن کمتر می‌شود. جابجایی نسبی طبقه نباید از ۱٫۲۵ برابر مقادیر مذکور در جدول ۴-۸ بیشتر شود.

۴-۱۰-۳-۲ بازنگری طراحی

طراحی سیستم مقاوم جانبی باید توسط متخصصین مستقل، کارآزموده در تحلیل غیرخطی لرزه‌ای و رفتار سازه تحت بارهای چرخه‌ای، بازنگری شود.

حداقل موارد زیر نیز باید مورد توجه گروه بازنگری یاد شده قرار گیرد:

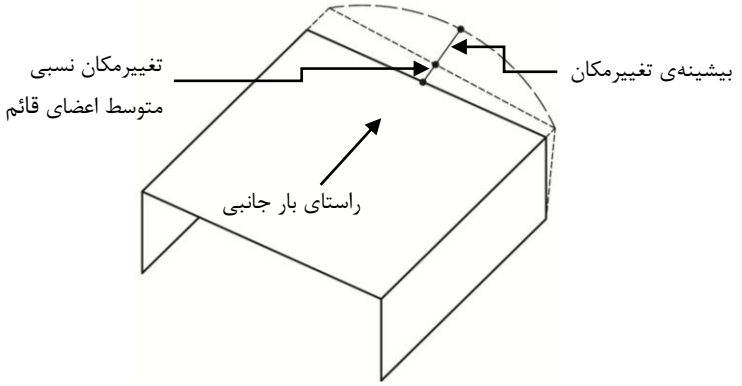
- مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی با رعایت ضوابط فصل سوم
- معیارهای پذیرش ظرفیت مقاومت و تغییرشکل غیرارتجاعی اعضای لرزه‌بر بر مبنای نتایج آزمایشگاهی و یا سایر اطلاعات جایگزین معتبر
- طرح اولیه سازه شامل سیستم سازه‌ای و پیکربندی اعضای آن
- طراحی نهایی کل سیستم سازه‌ای و تحلیل‌های مورد نیاز

۴-۱۱ دیافراگم و اجزای آن

لازم است سختی نسبی دیافراگم و اعضای قائم سیستم لرزه‌بر در تحلیل سازه لحاظ شود.

در صورتی‌که بیشینه‌ی تغییر شکل در صفحه‌ی دیافراگم تحت بار جانبی کمتر از نصف مقدار متوسط تغییرمکان نسبی اعضای قائم طبقه باشد، دیافراگم صلب تلقی می‌گردد و درصورتی که بیشتر از دوبرابر آن باشد (شکل ۴-۳)، دیافراگم نرم تلقی می‌گردد. چنانچه دیافراگم صلب و یا نرم نباشد، دیافراگم نیمه صلب است و سختی آن باید صریحا در مدل‌سازی سازه منظور گردد.

دیافراگم‌های تشکیل شده از دال بتن مسلح یا سقف مختلط با نسبت دهانه به عرض ۳ یا کمتر در سازه‌های منظم در پلان را می‌توان صلب درنظر گرفت.



شکل ۴-۳ بررسی صلبیت دیافراگم

۴-۱۱-۱ طراحی دیافراگم

طراحی دیافراگم هر طبقه باید برای تنش برشی و خمشی ناشی از نیروی طرح انجام گیرد. در محل ناپیوستگی‌های دیافراگم، نظیر پیرامون بازشو ویا کنج فرورفته، باید مطمئن شد که نیروهای انتقالی تیرهای لبه در ترکیب با سایر نیروهای دیافراگم در محدوده‌ی ظرفیت برشی و کششی دیافراگم قرار گیرد.

دیافراگم هر طبقه باید برای بیشترین نیروی اینرسی حاصل از دو مورد زیر طراحی گردد:

الف: نیروی جانبی ناشی از تحلیل بارجانبی معادل (بند ۴-۸) و یا تحلیل طیفی بند (۴-۹)

ب: نیروی جانبی، F_{px}، حاصل از رابطه‌ی ۴-۱۶

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^{n} F_i}{\sum_{i=x}^{n} w_i} w_{px} \qquad ۱۶\text{-}۴$$

نیروی حاصل از رابطه‌ی ۴-۱۶ نباید کمتر از رابطه‌ی ۴-۱۷ در نظر گرفته شود و همچنین نیاز نیست بیشتر از رابطه‌ی ۴-۱۸ لحاظ شود.

$$F_{px} = 0.2 S_{DS} I w_{px} \qquad ۱۷\text{-}۴$$

$$F_{px} = 0.4 S_{DS} I w_{px} \qquad ۱۸\text{-}۴$$

که در آنها:

F_i: نیروی جانبی زلزله در تراز i که از تحلیل بارجانبی معادل یا تحلیل طیفی بدست می‌آید.

w_{px}: سهم وزن موثر لرزه‌ای دیافراگم و اجزای متکی به آن در تراز x

در صورتی که سیستم باربر جانبی در بالا و پایین دیافراگم تغییر موقعیت داشته باشد، و یا سختی نسبی اعضای قائم سیستم باربر جانبی تغییر کند، دیافراگم باید قادر به تحمل نیروی انتقالی حاصل از موارد فوق بعلاوه‌ی نیروی بدست‌آمده از رابطه‌ی ۴-۱۶ باشد. در طراحی دیافراگم، برای تمامی گروه‌های کاربری، ضریب افزونگی، ρ، برای محاسبه‌ی نیروی F_i در رابطه‌ی ۴-۱۶ برابر یک و برای محاسبه‌ی نیروهای انتقالی برابر مقدار ضریب افزونگی سازه اعمال می‌گردد.

۴-۱۱-۲ طراحی اجزای جمع‌کننده‌ی نیرو

برای انتقال نیروهای لرزه‌ای ایجاد شده در دیافراگم و دیگر بخش‌های سازه به اعضای لرزه‌بر، لازم است اعضای جمع‌کننده‌ی مناسب درنظر گرفته شود (شکل ۴-۴).

اجزای جمع‌کننده‌ی نیرو و اتصالات آنها از جمله اتصال به اعضای قائم سیستم باربر جانبی باید برای بیشترین نیروی حاصل از بندهای زیر طراحی شوند:

۱- نیروهای محاسبه شده با ترکیب‌های بار شامل ضریب اضافه مقاومت (بند ۲-۲-۴) که در آنها نیروی زلزله توسط تحلیل بارجانبی معادل بند (۴-۸)، یا تحلیل طیفی بند (۴-۹) تعیین شده است.

۲- نیروهای محاسبه شده با ترکیب‌های بار شامل ضریب اضافه مقاومت (بند ۲-۲-۴) که در آنها نیروی زلزله توسط رابطه‌ی ۴-۱۶ تعیین شده است.

۳- نیروهای محاسبه شده با ترکیب‌های بار بند ۲-۲-۳ که در آنها نیروی زلزله توسط رابطه‌ی ۴-۱۷ تعیین شده است.

تبصره‌ی ۱: لازم نیست نیروهای محاسبه شده به روش‌های فوق، از نیروهای محاسبه شده با ترکیب‌های بار بند ۲-۲-۳ که در آنها نیروی زلزله توسط رابطه‌ی ۴-۱۸ تعیین شده است، بیشتر لحاظ شود.

تبصره‌ی ۲: در سازه‌ها و یا بخش‌هایی از آن که تماما با دیوارهای برشی ساخته شده از قاب سبک، مهار جانبی می‌شوند، کافی است اعضای جمع‌کننده و اتصالات آن‌ها شامل اتصال به اعضای لرزه‌بر قائم، برای نیروهای حاصل از ترکیب‌های بار بند ۲-۲-۳ که در آن نیروی زلزله توسط بند ۴-۱۱-۱ و ۴-۱۱-۲ تعیین شده است، طراحی شوند.

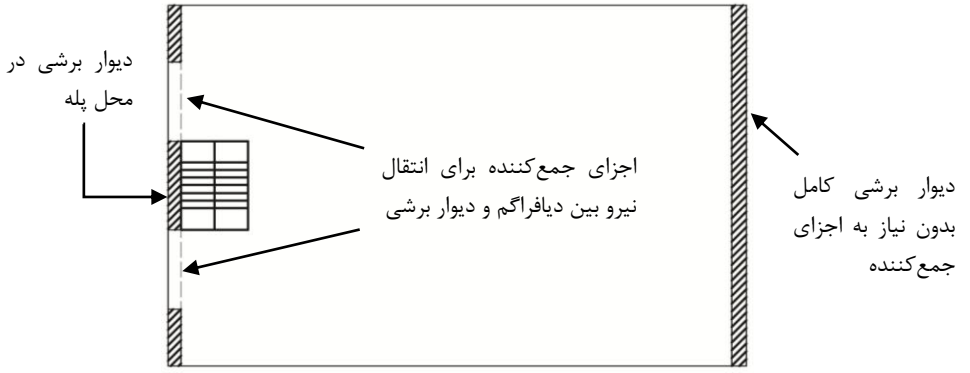
۴-۱۱-۳ افزایش نیرو به دلیل نامنظمی سازه

برای سازه‌های دارای نامنظمی در ارتفاع نوع ث (جدول ۴-۱) و نامنظمی در پلان نوع الف تا ث (جدول ۴-۲)، لازم است که نیروهای طراحی دیافراگم و جمع‌کننده‌ی نیرو حاصل از بند ۴-۱۱-۱ برای طراحی اجزای سیستم باربر لرزه‌ای زیر به میزان ۲۵٪ افزایش یابد.

۱- برای طراحی اتصالات دیافراگم به اعضای قائم لرزه‌بر و جمع‌کننده‌ی نیرو

۲- برای طراحی اجزای جمع‌کننده‌ی نیرو و اتصالات آنها از جمله اتصال آنها به اعضای قائم سیستم باربر لرزه‌ای

تبصره: نیروهایی که از ترکیب بارهای شامل ضریب اضافه مقاومت (بند ۲-۲-۴) حاصل می‌شوند، نیاز به این افزایش ندارند.



شکل ۴-۴ اجزای جمع‌کننده‌ی نیرو

۴-۱۲ دیوار سازه‌ای

دیوار سازه‌ای، دیواری است که جزء سیستم باربر ثقلی یا جانبی باشد. در طراحی این دیوار علاوه بر ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی، لازم است ضوابط این بند نیز لحاظ گردد.

اگر بار وارد بر دیوار ثقلی از مقدار ۳۰۰ daN/m بیشتر باشد، لازم است ضوابط بند ۴-۱۲-۱ لحاظ شود. دیوار باربر ثقلی، دیواری است که بار ثقلی وارد بر آن (بجز وزن دیوار) برای دیوار با مصالح بنایی یا بتنی بیشتر از ۳۰۰ daN/m و برای دیوار با مصالح فلزی بیشتر از ۱۵۰daN/m باشد.

۴-۱۲-۱ طراحی در برابر نیروهای خارج از صفحه

دیوار سازه‌ای و اتصالات آن باید برای نیروی عمود بر صفحه‌ای معادل حاصلضرب $0.4S_{DS}I$ در وزن دیوار سازه‌ای طراحی شود. مقدار این نیرو نباید از ۱۰٪ وزن دیوار کمتر درنظر گرفته شود. اتصالات

بین این اعضا با یکدیگر و با قاب سازه باید شکل‌پذیری، ظرفیت چرخشی و مقاومت کافی در برابر جمع‌شدگی، تغییرات حرارتی و نشست نامتقارن پی توام با نیروهای زلزله را داشته باشند.

۴-۱۲-۲ مهار دیوار به دیافراگم و نیروهای وارد بر آن

مهارهای دیوار سازه‌ای به سازه‌ی نگهدارنده باید مقاومت کافی برای مقابله با نیروی F_p، طبق رابطه‌ی ۴-۱۹ را داشته باشد. F_p، نباید کمتر از $0.2k_aIW_P$ و k_a لازم نیست بیشتر از ۲ در نظر گرفته شود.

$$F_p = 0.4S_{DS}k_aIW_P \qquad ۱۹\text{-}۴$$

$$k_a = 1 + L_f/30 \qquad ۲۰\text{-}۴$$

در روابط فوق:

F_p: نیروی طراحی برای هر مهار

S_{DS}: پارامتر شتاب طیفی (طبق فصل سوم)

I: ضریب اهمیت طبق بند ۴-۳

k_a: ضریب بزرگنمایی برای انعطاف‌پذیری سقف

L_f: طول دهانه‌ی دیافراگم انعطاف‌پذیر (بر حسب متر)، فاصله‌ی بین اعضای قائمی که برای دیوار تکیه‌گاه جانبی تامین می‌نماید. برای دیافراگم صلب این مقدار برابر صفر است.

W_P: سهم وزن دیوار تخصیص یافته به مهار

در مواردی که مهار در سقف قرار نگرفته باشد و دیافراگم‌ها انعطاف‌پذیر نباشد مقادیر محاسبه شده از رابطه‌ی ۴-۱۹ را می‌توان در مقدار $(1+2z/h)/3$ ضرب نمود که در این رابطه، z ارتفاع مهار نسبت به تراز پایه و h ارتفاع متوسط سقف از تراز پایه‌ی سازه است. در مواردی که فاصله مهارها از ۱٫۲ متر بیشتر باشد، دیوار سازه‌ای باید در برابر خمش خارج صفحه‌ی بین دو مهار نیز طراحی گردد.

۴-۱۳ پیچش طبقه

در سازه‌ی دارای دیافراگم‌های صلب و نیمه صلب، نیروی جانبی زلزله باید با درنظر گرفتن لنگر پیچشی موجود در طبقه، M_t، ناشی از فاصله‌ی مراکز سختی و جرم طبقات فوقانی بین سیستم‌های مقاوم جانبی طبقه توزیع شود.

۴-۱۳-۱ پیچش تصادفی

علاوه بر درنظر گرفتن اثر لنگر پیچشی M_t، باید اثر پیچش تصادفی در پلان، M_{ta}، را در توزیع نیروی جانبی زلزله درنظر گرفت. این کار با جابجایی فرضی مرکز جرم به اندازه ۵٪ بعد ساختمان در جهت عمود بر نیروی زلزله در دو سمت مرکز جرم در همه ترازها انجام می‌شود. در مواردی که اثر

مولفه‌ی متعامد درنظرگرفته می‌شود، نیازی نیست که این جابجایی فرضی در هر دو جهت به طور همزمان انجام گیرد، و کافی است در جهتی که اثر بیشتری دارد اعمال شود.

۴-۱۳-۲ ضریب بزرگنمایی دینامیکی پیچش

در سازه‌های با دیافراگم صلب که دارای نامنظمی‌های پیچشی طبق جدول ۴-۲ می‌باشند، پیچش تصادفی، M_{ta}، در هر تراز با ضریب بزرگنمایی پیچشی، A_x، طبق رابطه‌ی ۴-۲۱ تشدید می‌شود:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{ave}} \right)^2 \qquad ۲۱\text{-}۴$$

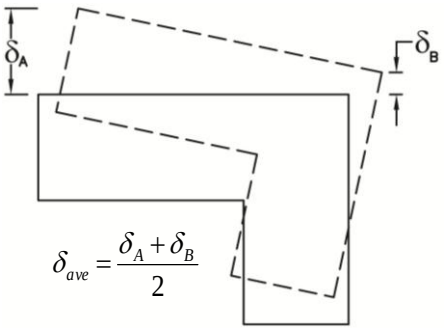
که در آن:

$\delta_{\max}$: بیشینه‌ی جابجایی جانبی در تراز x بدون در نظر گرفتن اثر A_x

δ_{ave}: میانگین جابجایی در نقاط انتهایی سازه در تراز x بدون در نظر گرفتن اثر A_x (شکل ۴-۵).

در هر حال A_x، نباید از یک کمتر درنظر گرفته شود و همچنین لازم نیست بزرگتر از ۳ لحاظ گردد.

در طراحی اجزای سازه باید بارگذاری بحرانی‌تر با یا بدون اثر ضریب A_x منظور شود.



شکل ۴-۵ نمایش میانگین جابجایی جانبی در طبقه

۴-۱۴ جابجایی طبقات

برای محاسبه‌ی جابجایی طبقات، سازه باید به نحوی مدل شود که دربردارنده‌ی سختی و مقاومت اعضای دارای سهم قابل ملاحظه در توزیع نیروی برش پایه باشد و توزیع مناسبی از جرم و سختی در ارتفاع را نشان دهد. ضمنا مدل سازه باید دربرگیرنده‌ی موارد زیر باشد:

۱- کاهش سختی اعضای بتنی مسلح و اعضای ساخته شده از مصالح بنایی با در نظر گرفتن اثر ترک‌خوردگی و رفتار غیرارتجاعی مصالح

۲- سهم تغییر شکل ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال در جابجایی کل طبقات در قاب‌های خمشی فولادی

۴-۱۴-۱ جابجایی جانبی طرح و جابجایی نسبی طرح طبقه

جابجایی جانبی طرح (غیرارتجاعی) تراز x، δ_x، را می‌توان از رابطه‌ی ۴-۲۲ محاسبه نمود.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \qquad ۴-۲۲$$

که در آن:

δ_{xe}: جابجایی جانبی ارتجاعی در تراز x ناشی از اثر بار جانبی در روش بارجانبی معادل یا طیفی. هنگام محاسبه‌ی جابجایی، ضریب افزونگی، ρ، برابر واحد منظور می‌شود.

جابجایی نسبی طرح (غیرارتجاعی) طبقه‌ی x، Δ_x، به صورت تفاوت جابجایی جانبی طرح مراکز جرم کف بالا و پایین طبق رابطه‌ی ۴-۲۳ محاسبه می‌شود:

$$\Delta_x = \delta_x - \delta_{x-1} \qquad ۴-۲۳$$

در محاسبه‌ی δ_{xe} در طراحی به روش تنش مجاز و روش مقاومت باید ضریب بار زلزله در ترکیب بارهای مربوطه (فقط برای کنترل جابجایی) برابر واحد در نظر گرفته شود و سپس تخمین جابجایی به روش فوق انجام گردد.

در محاسبه‌ی جابجایی‌ها رعایت محدودیت بند ۴-۸-۳ در رابطه با زمان تناوب تحلیلی الزامی نیست و همچنین رعایت رابطه‌ی ۴-۲ الزامی نیست.

تبصره‌ی ۱: در سازه‌های دارای نامنظمی پیچشی در پلان، جابجایی نسبی هر طبقه معادل بیشترین تفاوت جابجایی‌ها در هریک از گوشه‌های نظیر در بالا و پایین طبقه‌ی مورد نظر سازه می‌باشد.

تبصره‌ی ۲: در تحلیل ارتجاعی سازه‌های بتنی، برای درنظرگرفتن اثر ترک‌خوردگی، صلبیت خمشی موثر اعضاء به شرح زیر درنظر گرفته می‌شود:

تیر: $0.35EI_g$

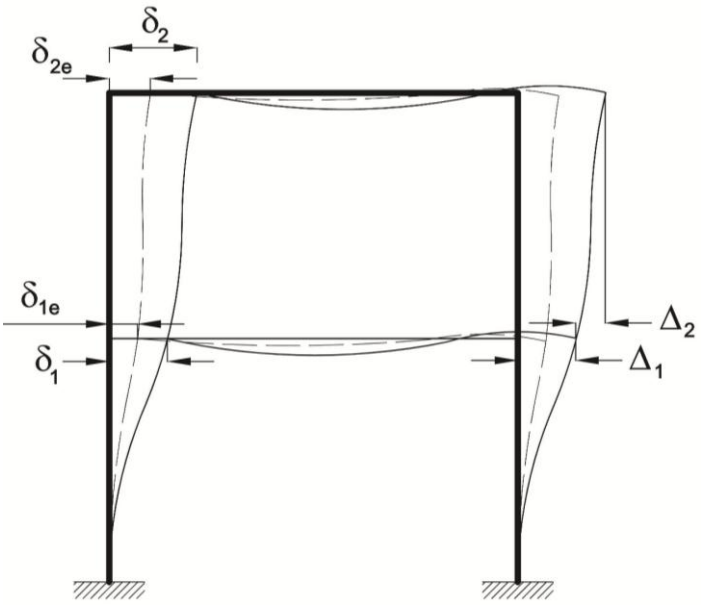
ستون: $0.7EI_g$

دیوار بدون ترک در خمش: $0.7EI_g$

دیوار با ترک در خمش: $0.35EI_g$

که در آن I_g لنگر ماند کل مقطع ترک‌نخورده بدون درنظر گرفتن میلگردها می‌باشد.

شکل ۴-۶ پارامترهای δ_{xe}، δ_x و Δ_x را برای ترازهای x=1 و x=2، نشان می‌دهد.



شکل ۴-۶ نمایش جابجایی‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی

۴-۱۴-۲ کنترل جابجایی افقی طبقات

نسبت جابجایی افقی نسبی تراز x، Δ_x/h_{sx}، نباید از مقادیر جدول ۴-۸ بیشتر باشد. h_{sx} ارتفاع طبقه‌ی واقع در زیر تراز x است.

جدول ۴-۸ نسبت جابجایی افقی نسبی مجاز طبقه، Δ_a/h_{sx}

انواع سازه‌ها	گروه کاربری و خطرزایی		
	I و II	III	IV
سازه‌های چهار طبقه و کمتر با تیغه‌بندی‌ها، سقف‌ها، دیوارهای داخلی و سیستم دیوارهای جانبی پیرامونی بدون دیوار برشی بنایی که در برابر جابجایی نسبی طبقه طراحی شده‌اند.	۰٫۰۲۵	۰٫۰۲۰	۰٫۰۱۵
سازه‌های با دیوار برشی بنایی طره‌ای	۰٫۰۱۰	۰٫۰۱۰	۰٫۰۱۰
دیگر سازه‌های با دیوار برشی بنایی	۰٫۰۰۷	۰٫۰۰۷	۰٫۰۰۷
دیگر سازه‌ها	۰٫۰۲۰	۰٫۰۱۵	۰٫۰۱۰

تبصره‌ی ۱: در سازه‌های ساختمانی با سیستم قاب خمشی، مقدار جابجایی نسبی مجاز طبقه، Δ_a، حاصل از جدول ۴-۸ باید بر ضریب افزونگی ρ (بند ۴-۶) تقسیم شود.

تبصره‌ی ۲: در سازه‌های یک طبقه که تیغه‌ها، دیوارهای خارجی و بام برای تحمل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه طراحی شده‌اند، محدودیت تغییرمکان جانبی وجود ندارد. در جدول ۴-۸، سازه با دیوار برشی بنایی طره‌ای، سازه‌ای است که در آن هر دیوار به تنهایی مانند یک عضو طره‌ای به شالوده متصل شده و اتصال بین دیوارهای سازه از نظر انتقال لنگر ناچیز می‌باشد.

۴-۱۴-۳ درز انقطاع

فاصله آزاد بین دو سازه‌ی مجاور از یک قطعه زمین در تراز x، نباید از جذر مجموع مربعات حداکثر جابجایی غیرارتجاعی دو سازه‌ی مجاور در پلان، δ_{MT}، طبق رابطه‌ی ۴-۲۴ کمتر باشد.

$$\delta_{MT} = \sqrt{(\delta_{M1})^2 + (\delta_{M2})^2} \qquad ۲۴\text{-}۴$$

برای هریک از دوسازه مجاور مقدار δ_M، از رابطه‌ی ۴-۲۵ محاسبه می‌شود.

$$\delta_M = \frac{C_d \delta'_{\max}}{I} \qquad ۲۵\text{-}۴$$

که در آن:

$\delta'_{\max}$: حداکثر جابجایی ارتجاعی در پلان با در نظرگرفتن ضریب بزرگنمایی پیچش در نقطه‌ی بحرانی (نقطه با احتمال برخورد)

در هر حال ساختمان باید از مرز قطعه زمین مجاور حداقل به اندازه δ_M فاصله داشته باشد.

۴-۱۵ آثار مرتبه دوم (پی- دلتا)

آثار مرتبه دوم شامل اثر $P-\delta$ و اثر $P-\Delta$، باید در تحلیل و یا طراحی لحاظ شود.

اثر $P-\delta$، تشدید نیروها ناشی از انحنای عضو است که در آیین‌نامه‌ها اغلب در هنگام طراحی لحاظ می‌شود.

اثر $P-\Delta$، تشدید میزان جابجایی نسبی طبقات، لنگرها و برش‌های اعضا در اثر جابجایی افقی طبقات، است و باید طبق این بند محاسبه شود.

برای لحاظ نمودن اثر $P-\Delta$ می‌توان از نرم‌افزارهای دارای قابلیت اعمال صریح اثر $P-\Delta$ استفاده نمود. نحوه اعمال این اثر با توجه به نوع سازه و روش تحلیل طبق آیین‌نامه‌های تحلیل یا طراحی مربوط تعیین می‌شود. در هر حال رعایت ضوابط این بند الزامی است.

هرگاه شاخص پایداری، θ_x، از ۰/۱ بیشتر شود باید اثر $P-\Delta$ لحاظ شود. در هر حال نباید شاخص پایداری از $\theta_{\max}$ طبق رابطه‌ی ۴-۲۷ بیشتر شود. برای محاسبه شاخص پایداری در هر تراز x از رابطه‌ی ۴-۲۶ یا مستقیما از تحلیل نرم‌افزاری استفاده شود.

$$\theta_x = \frac{P_x \Delta_{xe} I}{V_x h_{sx}} \qquad ۲۶\text{-}۴$$

$$\theta_{\max} = \frac{0.5}{C_d} \le 0.25 \qquad ۲۷\text{-}۴$$

در رابطه‌ی ۴-۲۶:

P_x: بار قائم کل در بالای تراز x شامل بار مرده و بار زنده بدون ضریب (این بار قائم فقط به منظور تعیین شاخص پایداری، چه در روش تنش مجاز و چه در روش مقاومت، به‌کار می‌رود).

V_x: برش لرزه‌ای در طبقه‌ی بین تراز x و $x-1$ ناشی از تحلیل مرتبه اول.

Δ_{xe}: تغییر مکان جانبی ارتجاعی طبقه‌ی بین تراز x و $x-1$ متناظر با V_x ناشی از تحلیل مرتبه اول.

h_{sx}: ارتفاع طبقه‌ی زیر تراز x

پس از لحاظ نمودن اثر $P-\Delta$ در محاسبه‌ی نیروهای انتهایی هر عضو، لازم است اثر $P-\delta$ (اثر ثانویه‌ی تشدید نیروهای داخلی در طول عضو) به نحو مناسبی درنظر گرفته شود. به این منظور می‌توان از روابط آیین‌نامه‌های طراحی سازه استفاده نمود. همچنین می‌توان از نرم‌افزارهایی که قابلیت اعمال اثرات غیرخطی هندسی (شامل اثر $P-\Delta$ و $P-\delta$) را دارند استفاده کرد.

۱۶-۴ واژگونی

سازه باید برای مقابله با آثار ناشی از لنگر واژگونی نیروهای لرزه‌ای کنترل و طراحی شود.

۱۷-۴ موقعیت تراز پایه

تراز پایه، ترازی است که انتقال حرکت لرزه‌ای افقی زمین به سازه در آن تراز لحاظ می‌شود. به‌طورکلی در تعیین تراز پایه رعایت نکات الف و ب الزامی است:

الف- در ساختمان‌های واقع بر زمین مسطح و فاقد زیرزمین که اعضای باربر قائم در ترازهای متفاوت بر روی شالوده، سر شمع و یا دیوار شالوده‌ای محیطی قرار می‌گیرند، تراز پایه روی پایین‌ترین تراز در بین اجزای نگهدارنده اعضای قائم باربر لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شود.

ب- در ساختمان‌های دارای زیرزمین اگر سازه و دیوار حایل مستقل و بدون اتصال به یکدیگر باشند، تراز پایه بر روی شالوده درنظر گرفته می‌شود.

در ساختمانی که دیوار حائل جزء سیستم سازه‌ای باربر جانبی باشد و بر روی زمین هموار واقع شده باشد، می‌توان تراز پایه را مشروط به رعایت موارد زیر، روی اولین سقف پایین‌تر یا هم تراز از سطح زمین درنظر گرفت:

الف- سقف هیچ یک از طبقات زیرزمین، دیافراگم نرم نباشد.

ب- از وجود خاک مناسب در کل ارتفاع دیوار حائل اطمینان حاصل گردد. منظور از خاک مناسب، خاکی است که سخت باشد (از نوع IV براساس استاندارد ۲۸۰۰ نباشد و عدد ضربه استاندارد در آزمایش SPT لایه‌های آن کمتر از ۲۰ نباشد)، تحت زلزله‌ی نادر قابلیت روانگرایی نداشته باشد، از جنس رس سریع یا به شدت حساس نباشد و دارای چسبندگی کافی باشد.

در چنین ساختمانی مشروط به رعایت موارد اضافی زیر، تراز پایه را می‌توان روی اولین سقف بالاتر از سطح زمین درنظر گرفت:

الف- ارتفاع تراز پایه از سطح زمین نباید از نصف ارتفاع طبقه‌ی زیر آن سقف بیشتر باشد.

ب- شرایط بند ۴-۴-۲ (روش تحلیل دوبخشی) تامین گردد.

ج- دیوارهای سازه‌ای در تمام پیرامون ساختمان از پی تا تراز پایه ادامه داشته باشد.

برای اطلاعات بیشتر و حالات خاص نظیر زمین‌های شیب‌دار به پیوست ۱ مراجعه شود.

فصل پنجم
اندرکنش سازه - خاک
و ملاحظات ژئوتکنیکی

بخش اول: اندرکنش سازه - خاک

۵-۱ ملاحظات کلی

ضوابطی که در این فصل ارائه می‌شود، به منظور افزایش دقت مدل سازه برای تحلیل در برابر زلزله است. درنظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک برای سازه‌های گروه طراحی لرزه‌ای D_3 (بند ۴-۵) ضروری است و برای سایر سازه‌ها در صورتی که $(\bar{h}/V_S T) > 0.1$ باشد، نیز توصیه می‌شود. در این رابطه $\bar{h}$، ارتفاع مرکز جرم سازه از تراز پایه است. این ارتفاع در سازه‌ای که بتوان جرم آن را در یک تراز متمرکز فرض کرد، مساوی ارتفاع همان تراز و در غیر این صورت معمولا برابر با دوسوم ارتفاع کل سازه از تراز پایه (بند ۴-۱۷) فرض می‌گردد. V_S، سرعت موثر موج برشی در خاک (بند ۵-۲-۲-۳) و T، زمان تناوب مود اصلی نوسان سازه با تکیه‌گاه صلب در هر یک از دو جهت متعامد می‌باشد.

در تحلیل اندرکنش سازه و خاک، انعطاف‌پذیری خاکی که سازه بر آن متکی است در محاسبات منظور می‌شود. روش‌های تحلیل اندرکنش سازه و خاک شامل روش مستقیم (بند ۵-۲) و روش زیرسازه (بند ۵-۳) می‌باشد. در روش مستقیم، بخش قابل‌توجهی از خاک تکیه‌گاهی سازه همراه با آن در یک شبکه‌ی تفصیلی (مانند اجزای محدود) مدل می‌شود. در روش زیرسازه، اثر انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه تنها با بکارگیری جرم‌ها، فنرها و میراگرهایی در محل تکیه‌گاه که مشخصات دینامیکی آنها با فرکانس ارتعاش تغییر می‌کند، به حساب می‌آید.

استفاده از روش زیرسازه تنها در روش بار جانبی معادل مجاز است. روش مستقیم را در همه روش‌های تحلیل می‌توان به‌کار برد.

۵-۲ روش مستقیم

۵-۲-۱ کلیات

در روش مستقیم، انعطاف‌پذیری بستر پی با به‌کارگیری فنرهایی در سطح مشترک سازه و تکیه‌گاه مدل‌سازی می‌شود. علاوه بر آن، میرایی کل سیستم سازه و خاک اصلاح می‌شود. اصلاح میرایی در روش‌های تحلیلی بار جانبی معادل و طیفی با به‌کارگیری نسبت میرایی معادل و در روش تاریخچه زمانی با بکارگیری میراگرهایی متناظر با فنرهای یاد شده در نظر گرفته می‌شود. در روش‌های بار جانبی معادل و طیفی، باید طیف طرح با استفاده از نسبت میرایی معادل محاسبه شده و از زمان تناوب سازه با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر برای تعیین مقادیر طیفی استفاده گردد.

در این روش، ابتدا مدول برشی موثر خاک طبق بند ۵-۲-۲ محاسبه می‌شود. سختی فنرهای مربوط به پی‌های سطحی و عمیق در راستای هر درجه آزادی به ترتیب در بندهای ۵-۲-۳ و ۵-۲-۴، نسبت میرایی معادل در بند ۵-۲-۵ و ضرایب میراگرها در بند ۵-۲-۶ ارائه شده است.

۵-۲-۲ تعیین مدول برشی موثر خاک

مدول برشی موثر خاک، G، با درنظر گرفتن اثر توام وزن سازه و کرنش بزرگ خاک طبق ضوابط این بند محاسبه می‌گردد.

۵-۲-۲-۱ اثر وزن سازه

در اثر وزن سازه، مدول برشی خاک در مجاورت کف شالوده افزایش می‌یابد. ضریب افزایش مدول برشی خاک در اثر وزن سازه، f_g، از رابطه‌ی ۵-۱ محاسبه می‌شود:

$$f_g = \left(\frac{\sum_{1}^{5} t_i / V_{s0i}}{\sum_{1}^{5} t_i / V_{sgi}} \right)^2 , \sum_{1}^{5} t_i = t_g \qquad ۱-۵$$

در رابطه‌ی ۵-۱، t_g عمق موثر خاک است که از کف شالوده سطحی به پایین اندازه‌گیری می‌گردد و برابر با میانگین $\sqrt{BL}/2$، $\sqrt[4]{B^3 L}/2$، و $\sqrt[4]{BL^3}/2$ در نظر گرفته می‌شود که در آن:

L: طول شالوده (بعد بزرگتر شالوده)

B: عرض شالوده (بعد کوچکتر شالوده)

برای لحاظ کردن اثر تغییرات تنش قائم ناشی از وزن سازه با عمق، در رابطه‌ی ۵-۱ لازم است که عمق موثر خاک حداقل به پنج قسمت، هر یک به ضخامت t_i تقسیم گردد. V_{s0i} و V_{sgi}، به ترتیب سرعت موج برشی در شرایط آزاد (بدون وجود سازه) و سرعت موج برشی افزایش یافته به علت اثر وزن سازه در مرکز قسمت i می‌باشد. V_{sgi} از رابطه‌ی ۵-۲ به دست می‌آید:

$$V_{sgi} = V_{s0i} \left(\frac{\sigma'_i + \Delta\sigma'_i}{\sigma'_i} \right)^{n/2} \qquad ۲-۵$$

در رابطه‌ی ۵-۲، σ'_i و $\Delta\sigma'_i$ تنش موثر قائم در مرکز قسمت i به ترتیب ناشی از وزن خاک و وزن سازه می‌باشد. عدد n برای خاک‌های ماسه‌ای برابر با ۰/۵ و برای خاک‌های رسی زیر پی تا عمق t_g برابر با یک است.

۵-۲-۲-۲ اثر کرنش بزرگ خاک

در اثر کرنش‌های بزرگ خاک در زلزله، مدول برشی آن کاهش می‌یابد. ضریب کاهش مدول برشی در اثر زلزله، f_E، از جدول ۵-۱ بدست می‌آید. در این جدول برای مقادیر بینابینی $S_{DS}/2.5$، می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده نمود. در صورتی‌که مقدار ضریب کاهش کوچکتر از ۰/۱ باشد توصیه می‌شود از روش‌های دقیق‌تر برای تحلیل اندرکنش سازه و خاک یا از سیستم‌های مناسب دیگر برای پی استفاده گردد.

جدول ۵-۱ ضریب کاهش مدول برشی خاک در اثر زلزله، f_E

طبقه‌بندی نوع زمین بر اساس استاندارد ۲۸۰۰	$S_{DS}/2.5$، بر حسب g		
	≤ ۰٫۱	۰٫۴	≥ ۰٫۸
I	۱٫۰۰	۰٫۹۵	۰٫۹۰
II	۰٫۹۵	۰٫۷۵	۰٫۶۰
III	۰٫۹۰	۰٫۵۰	۰٫۱۰
IV	۰٫۶۰	۰٫۰۵	*

* انجام مطالعه ویژه خاک محل الزامی است.

۵-۲-۲-۳ مدول برشی موثر و سرعت موثر موج برشی خاک

مدول برشی موثر خاک در محاسبات اندرکنش سازه و خاک، G، از رابطه‌ی ۵-۳ محاسبه می‌گردد:

$$G = f_g f_E G_0 \qquad ۳-۵$$

در رابطه‌ی ۵-۳، G_0 مدول برشی خاک در شرایط آزاد (کرنش کوچک، بدون وجود سازه و زلزله) می‌باشد که از آزمایش‌های ژئوتکنیک یا رابطه‌ی ۵-۴ به دست می‌آید:

$$G_0 = \rho V_{s0}^2 \qquad ۴-۵$$

در رابطه‌ی ۵-۴، ρ جرم حجمی خاک در شرایط آزاد و V_{s0} متوسط سرعت موج برشی در شرایط آزاد در محدوده عمق موثر خاک است که از رابطه‌ی ۵-۵ محاسبه می‌گردد:

$$V_{s0} = \frac{t_g}{\sum(t_i / V_{s0i})} \qquad ۵-۵$$

در رابطه‌ی ۵-۵، t_i ضخامت و V_{s0i} سرعت موج برشی هریک از لایه‌های خاک در شرایط آزاد بوده، محاسبه برای لایه‌های طبیعی خاک موجود در محدوده عمق موثر خاک انجام می‌گردد.

سرعت موثر موج برشی در خاک، V_s از رابطه‌ی ۵-۶ به دست می‌آید:

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \qquad ۶-۵$$

۵-۲-۳ سختی پی سطحی

برای تعیین سختی پی‌های سطحی در امتداد هر یک از درجات آزادی، نخست وضعیت صلبیت شالوده نسبت به خاک بستر طبق بندهای ۵-۲-۳-۱ و ۵-۲-۳-۲ تعیین و سپس مشخصات فنرهای معادل درجات آزادی پی طبق بند ۵-۲-۳-۳ تعیین می‌شود.

۵-۲-۳-۱ کنترل صلبیت شالوده‌ی منفرد یا گسترده

شالوده‌ی منفرد یا گسترده در صورت برقراری رابطه‌ی ۵-۷ صلب فرض می‌شود:

$$4k_{sv}\sum_{m=1}^{5}\sum_{n=1}^{5}\frac{\sin^2\left[\frac{m\pi}{2}\right]\sin^2\left[\frac{n\pi}{2}\right]}{\pi^4 D_f\left[\frac{m^2}{L^2}+\frac{n^2}{B^2}\right]^2+k_{sv}} < 0.03 \qquad ۵-۷-الف$$

$$D_f=\frac{E_f t^3}{12(1-\nu_f)^2}\ ,\ k_{sv}=\frac{1.3G}{b(1-\nu)} \qquad ۵-۷-ب$$

که در آن:

b: بعد شالوده در جهت عمود بر امتداد مورد بررسی (برابر L یا B)

E_f ,ν_f: به ترتیب مدول ارتجاعی و ضریب پواسون مصالح شالوده (بتن)

t: ضخامت شالوده

ν: ضریب پواسون خاک

اگر شالوده به صورت گسترده باشد، B و L برای قسمتی از شالوده در زیر هر ستون به طور مجزا و به صورت ابعاد سطح سهمیه‌ی آن ستون (نصف تا نصف فاصله از هر طرف) از شالوده محاسبه می‌شوند. درصورتی‌که تمامی قسمت‌های شالوده در بررسی فوق صلب دانسته شوند، شالوده‌ی گسترده صلب و در غیر این‌صورت انعطاف‌پذیر به حساب می‌آید.

در مورد شالوده‌های غیرمستطیلی، از شالوده‌ی مستطیلی هم سطح معادل با حفظ تناسب کلی شالوده استفاده می‌شود. برای ستون‌های بتنی یا در حالت وجود ستونک (پداستال) یا دیوار، می‌توان در محاسبات فوق بعد ستون یا ستونک یا ضخامت دیوار را از بعد متناظر شالوده کم نمود و عدد حاصل را در کنترل صلبیت به‌کار برد.

۵-۲-۳-۲ کنترل صلبیت شالوده‌ی نواری

صلبیت شالوده‌ی نواری در محدوده‌ی سهم هر ستون باید کنترل شود. شالوده‌ی نواری در صورت برقراری رابطه‌ی ۵-۸ صلب فرض می‌شود:

$$\frac{E_f I_f}{{L_f}^4} > \frac{2}{3}k_{sv}B \qquad ۵-۸$$

که در آن:

I_f ,L_f : به ترتیب لنگر اینرسی مقطع شالوده (ترک نخورده) حول محور عمود بر امتداد مورد بررسی و طول پی سهم هر ستون

برای ستون‌های بتنی، در حالت وجود ستونک (پدستال) یا وقتی دیوار عمود بر پی مورد نظر وجود داشته باشد، می‌توان در محاسبات فوق بعد ستون یا ستونک یا ضخامت دیوار را از طول شالوده کم نمود و عدد حاصل را در کنترل صلبیت به‌کار برد.

۵-۲-۳-۳ ضریب سختی فنر

درحالتی که شالوده نسبت به خاک صلب باشد، از یکی از دو روش الف یا ب و اگر شالوده انعطاف‌پذیر باشد از روش پ برای تعیین ضرایب سختی فنرها استفاده می‌شود.

الف- شالوده‌ی صلب- فنرهای جایگزین پی:

شالوده‌ی صلب را می‌توان در مدل سازه در نظر نگرفت و فقط در نقطه‌ای با مختصات مرکز سطح اتکای شالوده به خاک، در راستای هر درجه آزادی فنرهایی طبق شکل ۵-۱-الف، با جایگزینی اندیس مناسب برای هر امتداد، در پای ستون‌ها یا دیوارهای سازه قرار داد. فنرها را می‌توان مستقل از یکدیگر فرض کرد. در شکل ۵-۱، محور x محور طولی شالوده می‌باشد. ضریب سختی فنر در امتداد درجه آزادی j با احتساب مدفون شدگی پی در عمق D ، $K_{j,emb}$، از رابطه‌ی ۵-۹ بدست می‌آید:

$$K_{j,emb} = K_{j,sur}\beta_j \qquad ۹\text{-}۵$$

که در آن:

$j = x, y, z$: برای درجات آزادی انتقالی

$j = xx, yy, zz$: برای درجات آزادی چرخشی

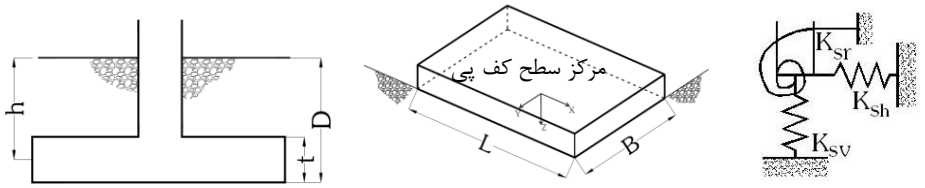
$K_{j,sur}$: ضریب سختی فنر برای پی سطحی

β_j: ضریب اصلاح سختی برای مدفون شدگی پی

$K_{j,sur}$ و β_j از روابط ۵-۱۰ و ۵-۱۱ به دست می‌آیند. در این روابط، سه معادله‌ی اول مربوط به سختی انتقالی و سه معادله‌ی بعدی مربوط به سختی دورانی هستند.

ب- شالوده‌ی صلب- فنرهای جایگزین پی:

در شالوده‌های صلب می‌توان شالوده را هم در مدل سازه درنظر گرفت که در این‌صورت نیروهای داخلی شالوده نیز در هنگام تحلیل سازه بدست می‌آید. در این حالت در مورد پی‌های منفرد و گسترده، شالوده را می‌توان با استفاده از المان‌های پوسته و در مورد پی‌های نواری، با استفاده از المان‌های تیر به اجزای کوچکتر تقسیم نمود. در محل هر گره از المان‌های پی می‌توان از دو فنر افقی متعامد و یک فنر قائم استفاده کرد. سختی هر یک از این دو فنر افقی در هر گره از حاصل‌ضرب سختی افقی طبق روابط ۵-۹ تا ۵-۱۱، در نسبت سطح سهمیه‌ی آن گره به سطح کل شالوده (با ابعاد کل پلان $B \times L$) بدست می‌آید. سختی فنر قائم در هر گره برابر با حاصلضرب سختی گسترده‌ی ارائه شده در شکل ۵-۲ در سطح سهمیه‌ی آن گره است. در صورت بروز کشش قابل ملاحظه در کف پی، اثر آن باید به نحو مناسب (مثلا با استفاده از فنرهای فقط فشاری یا پی معادل با ناحیه‌ی فشاری) در تحلیل درنظر گرفته شود.



(پ) $L \geq B$ (ب) (الف)

شکل ۵-۱ پارامترهای روابط ۵-۱۰ و ۵-۱۱

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 1.2\right]$$

$$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.4\frac{L}{B} + 0.8\right]$$

$$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu}\left[1.55\left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 0.8\right]$$

$$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.4\frac{L}{B} + 0.1\right] \qquad ۱۰\text{-}۵$$

$$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.47\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.034\right]$$

$$K_{zz,sur} = GB^3\left[0.53\left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 0.51\right]$$

$$\beta_x = \left[1+0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right]\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$$

$$\beta_y = \beta_x$$

$$\beta_z = \left[1+\frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2+2.6\frac{B}{L}\right)\right]\left[1+0.32\left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right]$$

$$\beta_{xx} = 1+2.5\frac{d}{B}\left[1+\frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right] \qquad ۱۱\text{-}۵$$

$$\beta_{yy} = 1+1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5+3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]$$

$$\beta_{zz} = 1+2.6\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$$

که در آن:

D: فاصله‌ی کف شالوده تا سطح زمین

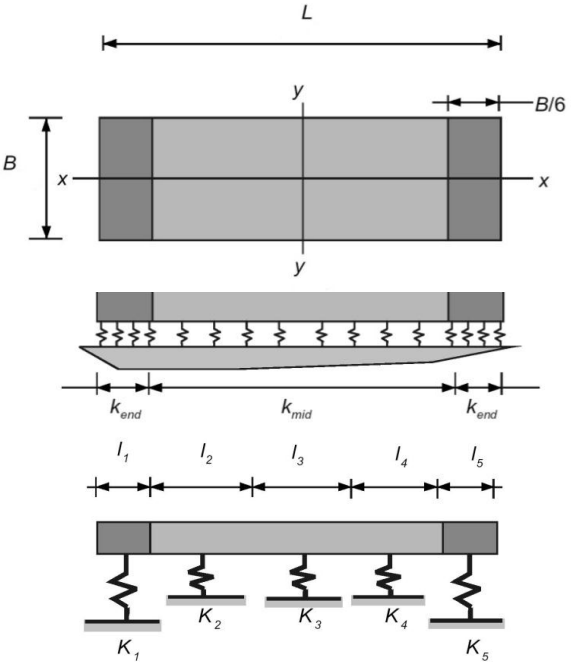
h: فاصله‌ی قائم مرکز سطح وجه جانبی شالوده در تماس موثر با خاک تا سطح زمین

d: ارتفاع مفید وجه جانبی شالوده در تماس با خاک. این مقدار بسته به شرایط ممکن است کمتر از ارتفاع کل وجه جانبی شالوده در نظر گرفته شود. در شکل ۵-۱، d برابر با t و در صورت وجود دیوار حائل، حداکثر برابر با D می‌باشد.

برای نواحی انتهایی: $k_{end} = \dfrac{6.83G}{1-\nu}$

برای ناحیه‌ی میانی: $k_{mid} = \dfrac{0.73G}{1-\nu}$

سختی هر فنر: $K_{i,emb} = l_i\, k\beta_z$، که β_z از رابطه‌ی ۵-۱۱ به دست می‌آید.



شکل ۵-۲ نمایش فنرهای قائم برای شالوده‌های سطحی صلب

شکل ۵-۲ به عنوان نمونه برای شالوده‌های نواری صلب نشان داده شده است. در مورد شالوده‌های منفرد و گسترده‌ی صلب، ناحیه‌ی انتهایی در امتداد همه‌ی اضلاع پی موجود بوده، در امتداد طولی پی، عرض آن برابر $L/6$ می‌باشد. علاوه بر این، k_{end} و k_{mid} از تقسیم روابط داده شده در شکل بر طول ناحیه‌ی مربوطه (B یا L، بسته به مورد) و $K_{i,emb}$ از ضرب k در سطح سهمیه‌ی هر فنر در β_z به دست می‌آید. در این حال در بخش مشترک بین دو ناحیه‌ی انتهایی طولی و عرضی باید از میانگین سختی‌های به دست آمده استفاده گردد.

پ- شالوده‌ی غیرصلب (انعطاف‌پذیر):

شالوده‌ی انعطاف‌پذیر باید مشابه انتهای بخش الف (شالوده‌ی صلب) المان‌بندی شده و در محل هر گره دو فنر افقی متعامد و یک فنر قائم تعریف شود. سختی فنرهای افقی مانند شالوده‌ی صلب بدست می‌آید. سختی فنرهای قائم از ضرب سطح سهمیه‌ی هرگره در ضریب عکس‌العمل بستر، k_{sv} (رابطه‌ی ۵-۷-ب) محاسبه می‌شود. در زمین‌های نوع I تا III (طبق استاندارد ۲۸۰۰)، می‌توان پی را در جهت افقی مقید فرض نمود و از تعریف فنر در دو راستای افقی صرفنظر کرد.

۵-۲-۴ سختی پی عمیق

در پی عمیق با قطر حداکثر ۶۰ سانتیمتر می‌توان سازه را بر یک دیافراگم صلب (سرشمع) متکی بر ۶ فنر (سه فنر انتقالی و سه فنر چرخشی) فرض کرد. سختی جانبی پی با فرض رفتار غیرفعال خاک مجاور سرشمع و گروه شمع با توجه به نتایج مطالعات ژئوتکنیک بدست می‌آید. برای سهولت می‌توان سختی جانبی پی را مساوی حاصل‌ضرب ضریب عکس‌العمل بستر در راستای افقی، در مساحت وجه جانبی منشور محیط بر مجموعه سرشمع و گروه شمع، عمود بر امتداد مورد بررسی، فرض نمود. سختی قائم پی، K_{sv}، نیز از رابطه‌ی ۵-۱۲ به‌دست می‌آید. برای پی عمیق با قطر بیش از ۶۰ سانتیمتر باید مجموعه‌ی پی و سطح تماس آن با خاک به‌صورت توام با استفاده از مدل فنر وینکلر مدل‌سازی شود.

$$K_{sv} = \sum_{n=1}^{N_g} \left[\frac{A_p E_p}{L_p} \right]_n \qquad ۱۲\text{-}۵$$

که در آن:

A_p: سطح مقطع شمع n

E_p: مدول ارتجاعی شمع n

L_p: طول شمع n

N_g: تعداد شمع‌های گروه شمع

سختی چرخشی پی عمیق حول هریک از دو محور افقی، K_{sr}، از رابطه‌ی ۵-۱۳ بدست می‌آید:

$$K_{sr} = \sum_{n=1}^{N_g} \left[\frac{A_p E_p}{L_p} \right]_n S_n^2 \qquad ۱۳\text{-}۵$$

که در آن:

S_n: فاصله‌ی شمع n از محور دوران پی (گذرنده از مرکز سطح پی)

سختی چرخشی پی عمیق حول محور قائم، K_{st}، از رابطه‌ی ۵-۱۴ بدست می‌آید:

$$K_{st} = \frac{1}{6} k_{sh} H_g ({B_g}^3 + {L_g}^3) \qquad ۱۴\text{-}۵$$

که در آن:

k_{sh}: ضریب عکس‌العمل متوسط بستر در راستای افقی

H_g: طولی از گروه شمع شامل سرشمع که در تماس با خاک مقاوم است.

L_g, B_g : ابعاد پشت تا پشت پلان گروه شمع

در مواردی که از شمع‌های مورب یا با مقطع متغیر استفاده می‌شود، از روش‌های تحلیلی مناسب برای محاسبه سختی‌ها استفاده گردد.

۵-۲-۵ نسبت میرایی معادل

نسبت میرایی معادل، $\overline{\xi}$، از رابطه‌ی ۵-۱۵ محاسبه می‌شود.

$$\overline{\xi} = \xi_0 + \frac{0.05}{\left(\overline{T}/T\right)^3} \quad , \quad 0.05 \le \overline{\xi} \le 0.2 \qquad \text{۱۵-۵}$$

که در آن:

$\overline{T}$: زمان تناوب مود اول سازه‌ی متکی بر فنرهای تعریف شده در بند ۵-۲-۳، که از تحلیل نرم‌افزاری این سازه به دست می‌آید.

ξ_0: نسبت میرایی پی می‌باشد که از شکل ۵-۳ تعیین می‌گردد. در این شکل، $\overline{h}$ مطابق تعریف بند ۵-۱ بوده و r بعد مشخصه‌ی پی (شعاع دایره‌ی معادل پلان پی) است که از رابطه‌ی ۵-۱۶ بدست می‌آید. برای مقادیر بینابینی $\overline{h}/a$ از درون‌یابی خطی برای محاسبه r استفاده می‌شود.

$$r = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \qquad \text{برای} \quad \frac{\overline{h}}{a} \le 0.5 \qquad \text{۱۶-۵- الف}$$

$$r = \sqrt[4]{\frac{4I_{pf}}{\pi}} \qquad \text{برای} \quad \frac{\overline{h}}{a} \ge 1.0 \qquad \text{۱۶-۵-ب}$$

که در آن:

A_f: مساحت پلان پی موثر

پی موثر یک سطح فرضی محیط بر همه پی‌ها درنظر گرفته می‌شود. وقتی پی سازه به صورت گسترده باشد، پی موثر همان پی گسترده است.

I_{pf}: لنگر اینرسی پلان پی موثر حول محور گذرنده از مرکز سطح آن عمود بر امتداد مورد بررسی

a: بعد متوسط پلان پی موثر در راستای مورد بررسی

در شکل ۵-۳ برای مقادیر بینابینی $\overline{h}/r$ از درون‌یابی خطی برای محاسبه نسبت میرایی پی استفاده شود.

تبصره‌ی ۱: اگر خاک زیر پی متشکل از یک لایه‌ی نرم با ضخامت تقریبا ثابت متکی بر خاک سخت با ضخامت بسیار زیاد باشد، به جای ξ_o در رابطه‌ی ۵-۱۴ باید از ξ_o' استفاده شود. ξ_o' از رابطه‌ی ۵-۱۷ بدست می‌آید.

$$\xi_o' = \left(\frac{4h_s}{\overline{V}_S\overline{T}}\right)^2 \xi_o \qquad \text{برای} \quad \frac{4h_s}{\overline{V}_S\overline{T}} < 1 \qquad \text{۱۷-۵- الف}$$

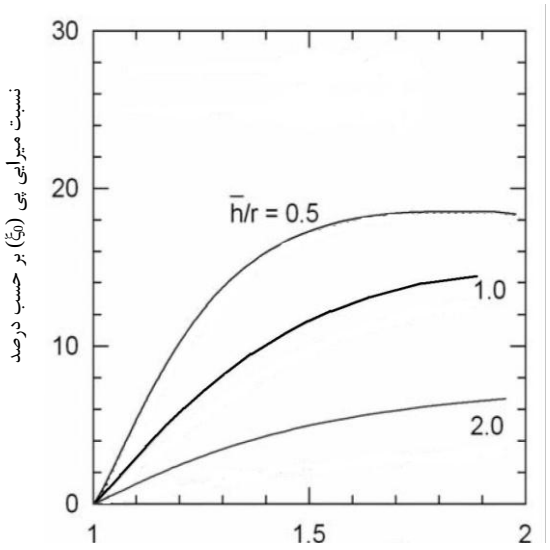
$$\xi_o' = \xi_o \qquad \text{برای} \quad \frac{4h_s}{\overline{V}_S\overline{T}} \ge 1 \qquad \text{۱۷-۵-ب}$$

که در آنها:

h_s: ضخامت لایه‌ی خاک نرم

$\overline{V_S}$: میانگین سرعت موج برشی در لایه‌ی خاک نرم در کرنش‌های بزرگ می‌باشد که از رابطه‌ی ۵-۶ و با فرض $f_g = 1$ در رابطه‌ی ۵-۳ دست می‌آید.

تبصره‌ی ۲: برش پایه‌ی سازه، $\overline{V_u}$، باید با استفاده از شتاب طیفی، $\overline{S_a}$ ، نظیر $\overline{T}$ و $\overline{\xi}$ محاسبه شود. بدین منظور می‌توان شتاب طیفی S_a را به ازای $\overline{T}$ و نسبت میرایی ۵ درصد و نوع خاک مربوطه تعیین نمود و سپس در ضرایب کاهش ۰٫۸۳ یا ۰٫۶۷ برای $\overline{\xi}$ مساوی ۰٫۱۰ یا ۰٫۲۰ یا ضرایب بینابینی با درون‌یابی خطی ضرب کرد تا $\overline{S_a}$ بدست آید. در هر حال مقدار $\overline{S_a}$ نباید از ۰٫۷ برابر شتاب طیفی همین سازه ولی با تکیه‌گاه صلب و با میرایی پنج درصد کوچکتر درنظر گرفته شود. توزیع نیروی جانبی طبقات در روش بار جانبی معادل طبق رابطه‌ی ۴-۷ با جایگزینی $\overline{V_u}$ بجای V_u انجام می‌شود.



شکل ۵-۳ نسبت میرایی پی

۵-۲-۶ ضرایب میرایی

ضریب میرایی میراگر متمرکز در مرکز سطح پی در درجه آزادی j ، C_j، از رابطه‌ی ۵-۱۸ به دست می‌آید:

$$C_j = \frac{K_{j,emb}\xi_j' \overline{T}}{\pi} \qquad ۱۸\text{-}۵$$

که در آن:

$j = x, y, z$: برای درجات آزادی انتقالی. برای درجات آزادی چرخشی نیازی به تعریف میراگر نیست.

$K_{j,emb}$: سختی فنر متناظر طبق رابطه‌ی ۵-۹

$\overline{T}$: زمان تناوب مود اول سازه متکی بر فنرهای تعریف شده در بند ۵-۲-۳ بدون حضور میراگرها که از تحلیل نرم افزاری این سازه به دست می‌آید.

ξ_j^t: نسبت میرایی که از رابطه‌ی ۵-۱۹ محاسبه می‌گردد:

$$\xi_j^t = \xi_S + \xi_j \qquad ۱۹\text{-}۵$$

که در آن:

ξ_S: نسبت میرایی خاک در کرنش های بزرگ، که می‌تواند مساوی ۰٫۰۵ فرض گردد.

ξ_j: نسبت میرایی تشعشعی خاک، که از رابطه‌ی ۵-۲۰ بدست می‌آید.

$$\xi_x = \left[\frac{L}{B} + \left(\frac{2D}{B}\right)\left(\psi + \frac{L}{B}\right)\right]\left(\frac{GB}{K_{x,emb}}\right)\left(\frac{a_o}{a_x}\right)$$

$$\xi_y = \left[\frac{L}{B} + \left(\frac{2D}{B}\right)\left(1 + \psi\frac{L}{B}\right)\right]\left(\frac{GB}{K_{y,emb}}\right)\left(\frac{a_o}{a_y}\right) \qquad ۲۰\text{-}۵$$

$$\xi_z = \left[\psi\left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{2D}{B}\right)\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right]\left(\frac{GB}{K_{z,emb}}\right)\left(\frac{a_o}{a_z}\right)$$

در رابطه‌ی ۵-۲۰، مقادیر ψ، a_o و a_j از روابط ۵-۲۱ الی ۵-۲۳ تعیین می‌شوند. a_j، ضریب اصلاح دینامیکی است که برای $j = x, y$ مقدار آن واحد بوده، برای درجه‌ی آزادی انتقالی z از رابطه‌ی ۵-۲۳ بدست می‌آید.

$$\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} \le 2.5 \qquad ۲۱\text{-}۵$$

$$a_o = \frac{\pi B}{TV_S} \qquad ۲۲\text{-}۵$$

$$\alpha_z = 1.0 - \frac{(0.4 + \frac{0.2}{L/B})\alpha_o^2}{\frac{10}{1+3(L/B-1)} + \alpha_o^2} \qquad ۲۳\text{-}۵$$

۵-۳ روش زیرسازه

۵-۳-۱ کلیات

در روش زیرسازه، تکیه‌گاه سازه صلب فرض می‌شود، اما باید از زمان تناوب و نسبت میرایی معادل برای محاسبه‌ی نیروهای جانبی و برش پایه‌ی سازه استفاده شود. این روش تنها در تحلیل بارجانبی معادل (بند ۵-۳-۲) قابل استفاده است.

۵-۳-۲ تحلیل بار جانبی معادل

ضوابط روش بار جانبی معادل مطابق فصل چهارم می‌باشد، با این تفاوت که مقدار ضریب بازتاب یا شتاب طیفی به ازای زمان تناوب و نسبت میرایی معادل طبق بندهای ۵-۳-۲-۱ و ۵-۳-۲-۲ محاسبه می‌شود.

۵-۳-۲-۱ زمان تناوب معادل

زمان تناوب معادل، $\overline{T}$، از رابطه‌ی ۵-۲۴ محاسبه می‌شود:

$$\overline{T} = T\sqrt{1+\frac{\overline{K}}{K_h}\left(1+\frac{K_h \overline{h}^2}{K_\theta}\right)} \qquad ۲۴\text{-}۵$$

که در آن:

T: زمان تناوب اصلی سازه با فرض تکیه‌گاه صلب

K_h, K_θ: به ترتیب سختی افقی و سختی چرخشی پی طبق روابط ۵-۹ تا ۵-۱۴، بسته به مورد

$\overline{h}$: ارتفاع موثر سازه برابر با h در سازه‌ای که عمده‌ی جرم آن در ارتفاع h متمرکز است، و برابر با $0.7h$ در سایر موارد. h ارتفاع کل سازه یا ارتفاع نقطه تمرکز جرم سازه در سازه‌های با جرم متمرکز، از تراز پایه می‌باشد.

$\overline{K}$: سختی جانبی موثر سازه با فرض تکیه‌گاه صلب که از رابطه‌ی ۵-۲۵ بدست می‌آید.

$$\overline{K} = \frac{\overline{W}}{g}\left(\frac{4\pi^2}{T^2}\right) \qquad ۲۵\text{-}۵$$

که در آن:

$\overline{W}$: وزن موثر سازه برابر با W در سازه‌ای که عمده‌ی جرم آن در یک نقطه متمرکز است، و برابر با $0.7W$ در سایر موارد. W وزن لرزه‌ای سازه طبق بند ۴-۸-۲ می‌باشد.

اگر پی سازه غیرگسترده ولی متشکل از یک شبکه‌ی متعامد بهم پیوسته، مانند پی‌های منفرد متصل با شناژ یا پی‌های نواری باشد، باید از کوچکترین محدوده‌ی دربردارنده‌ی همه پی‌ها به عنوان یک پی موثر استفاده شود. این پی موثر را می‌توان با یک پی مستطیلی با حفظ تناسبات کلی شکل جایگزین نمود و سپس مقادیر K_h و K_θ را محاسبه کرد. در صورتی‌که پی سازه غیرپیوسته باشد، سختی معادل پی، باید از یک روش منطقی بدست آید یا به کلی برای تحلیل، از روش مستقیم، بند ۵-۲، استفاده شود.

۵-۳-۲-۲ نسبت میرایی معادل

نسبت میرایی معادل، $\overline{\xi}$، طبق بند ۵-۲-۵ محاسبه می‌شود با این تفاوت که در رابطه‌ی ۵-۱۵، $\overline{T}$ محاسبه شده طبق رابطه‌ی ۵-۲۴ مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۵-۳-۲-۳ برش پایه و توزیع آن در ارتفاع

برش پایه‌ی سازه با احتساب اندرکنش سازه و خاک، $\overline{V_u}$ ، از رابطه‌ی ۴-۱ با استفاده از شتاب طیفی، $\overline{S_a}$ ، نظیر $\overline{T}$ و $\overline{\xi}$ محاسبه می‌شود. بدین منظور می‌توان شتاب طیفی S_a را به ازای $\overline{T}$ و نسبت میرایی ۵ درصد و نوع خاک مربوطه طبق فصل چهارم محاسبه کرد و سپس در ضرایب کاهش ۰٫۸۳ یا ۰٫۶۷ برای $\overline{\xi}$ مساوی ۰٫۱۰ یا ۰٫۲۰ یا ضرایب بینابینی با درون‌یابی خطی ضرب کرد تا $\overline{S_a}$ بدست آید. در هر حال مقدار $\overline{S_a}$ نباید از ۰٫۷ برابر شتاب طیفی همین سازه ولی با تکیه‌گاه صلب و با نسبت میرایی پنج درصد، کوچکتر درنظر گرفته شود. توزیع نیروی جانبی طبقات طبق رابطه‌ی ۴-۵ و با جایگزینی $\overline{V_u}$ بجای V_u انجام می‌شود.

۵-۳-۲-۴ تغییر مکان جانبی هر تراز

جابجایی جانبی (غیر ارتجاعی) در تراز x در روش سازه‌ی معادل، $\overline{\delta_x}$، از رابطه‌ی ۵-۲۶ بدست می‌آید.

$$\overline{\delta_x} = \frac{\overline{V_u}}{V_u}(\delta_x + h_x \frac{M}{K_\theta}) \qquad ۵-۲۶$$

که در آن:

V_u: برش پایه‌ی سازه بدون احتساب اثر اندرکنش طبق رابطه‌ی ۴-۱

δ_x : جابجایی جانبی (غیرارتجاعی) تراز x بدون احتساب اثر اندرکنش

h_x : ارتفاع تراز مورد بررسی از تراز مرکز کف شالوده

M : لنگر واژگونی در تراز کف شالوده بدون احتساب اثر اندرکنش

δ_x و M با به‌کارگیری نیروهای جانبی ترازهای مختلف طبق رابطه‌ی ۴-۷ بدست می‌آیند. اثر پی - دلتا باید طبق بند ۴-۱۵ درنظر گرفته شود.

بخش دوم: ملاحظات ژئوتکنیکی

۵-۴ دامنه‌ی کاربرد

در این بخش، ضوابط کلی برای شناسایی خاک محل و مقابله با مخاطرات ساختگاهی ارائه می‌گردد. در بند ۵-۵ چگونگی جمع‌آوری اطلاعات خاک محل و تعیین مخاطرات ساختگاهی و در بند ۵-۶ فشار خاک روی دیوارهای حایل در زلزله ارائه می‌گردد.

۵-۵ شناسایی خاک محل

شناسایی مشخصات خاک محل شامل گردآوری اطلاعات خاک تکیه‌گاهی سازه طبق بند ۵-۵-۱ و تعیین مخاطرات ساختگاهی طبق بند ۵-۵-۲ می‌باشد.

۵-۵-۱ اطلاعات لازم برای خاک تکیه‌گاهی سازه

اطلاعات ذیل باید با بازرسی محل و انجام آزمایش‌های ژئوتکنیکی در ساختگاه جمع‌آوری گردد:
نوع، ساختار، تراکم نسبی و چگونگی لایه‌بندی خاک باید تا عمقی که تنش وارده از سازه به کمتر از ۱۰ درصد وزن کل سازه تقسیم بر مساحت کل شالوده‌ها می‌رسد تعیین گردد. برای سازه با شمع اصطکاکی، حداقل عمق مورد بررسی طبق روال فوق باید بر اساس فرض قرارگیری وزن سازه در عمقی برابر با دو سوم طول شمع به دست آید. برای شمع اتکایی، حداقل عمق مورد بررسی برابر با طول شمع به علاوه‌ی پنج برابر قطر شمع می‌باشد. جزییات اطلاعات فوق در هر لایه شامل وزن حجمی، زاویه‌ی اصطکاک داخلی، مقاومت برشی خاک و مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی خاک‌های رسی، تراکم‌پذیری، مدول برشی خاک در کرنش‌های کوچک، و نسبت پواسون بوده، اثر تغییر تنش موثر بر روی مقاومت برشی، زاویه‌ی اصطکاک داخلی و مدول برشی خاک نیز باید بررسی گردد. علاوه بر موارد فوق، تراز آب زیر زمینی و تغییرات فصلی آن نیز باید تعیین شود.
رابطه‌ی نیرو- تغییر شکل پی در امتداد درجات آزادی مختلف برای پی‌های سطحی و عمیق به‌ترتیب طبق بندهای ۵-۲-۳ و ۵-۲-۴ تعیین می‌گردد.

۵-۵-۲ مخاطرات لرزه‌ای ساختگاه

مخاطرات ساختگاه ناشی از ناپایداری‌های آن در زلزله، شامل گسلش سطحی، روانگرایی، نشست‌های ناهمسان، تراکم، زمین‌لغزش و آب‌گرفتگی می‌باشد که در بندهای ۵-۵-۲-۱ تا ۵-۵-۲-۵ ذکر شده است. این مخاطرات باید در ارتباط با سطح خطر مورد نظر مورد بررسی قرار گیرند.
درصورت تعیین مخاطرات ساختگاهی بر اساس نقشه‌های معتبر، این مطالعات باید همراه با بررسی محلی و تعیین مشخصات سختی و مقاومت خاک باشد.

۵-۵-۲-۱ گسلش سطحی

احداث بنا روی گسل‌های فعال در هیچ شرایطی مجاز نیست. درمورد خط لوله‌ای که از گسل فعال عبور می‌کند، به فصل سیزدهم مراجعه شود.

۵-۵-۲-۲ روانگرایی

روانگرایی فرایندی است که در آن خاک اشباع و سست، مقاومت و سختی برشی خود را در نتیجه‌ی افزایش فشار آب حفره‌ای در طول زلزله یا هر نوع بارگذاری سریع از دست می‌دهد.
برای بررسی امکان روانگرایی، باید وجود خاک روانگرا شونده در زیر شالوده و میزان لرزه‌خیزی محل تعیین شود. این بررسی در بردارنده‌ی تعیین اطلاعات خاک (شامل نوع، مشخصات خمیری، دانه‌بندی،

چگالی و مشخصات انسجام خاک و عمق آب زیر زمینی و غیره) و اطلاعات زلزله (شامل حداکثر شتاب زلزله در سطح زمین و بزرگای زلزله محتمل) می‌باشد.
در صورتی که خاک محل هریک از شرایط زیر را دارا باشد، فاقد قابلیت روانگرایی درنظر گرفته خواهد شد:
۱- زمین محل از نوع I (استاندارد ۲۸۰۰) باشد.
۲- خاک محل از رس بسیار سخت، سخت، یا لای‌دار تشکیل شده باشد.
۳- خاک محل از جنس ریزدانه‌ی بدون حساسیت زیاد باشد.
۴- خاک، غیرچسبنده بوده و حداقل مقاومت نرمال شده‌ی آن در آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) یا عدد $N_{1(60)}$، از ۳۰ ضربه برای اعماق زیر سطح آب زیر زمینی کمتر نباشد.
۵- خاک محل دارای حداقل ۲۰ درصد رس بوده و حد روانی آن بیشتر از ۳۵ باشد.
۶- بالاترین تراز آب زیرزمینی در فصل‌ها و سال‌های مختلف حداقل ۱۰ متر پایین‌تر از کف عمیق‌ترین شالوده یا ۱۵ متر پایین‌تر از سطح زمین، هر کدام که به سطح نزدیکتر است، باشد. این مورد منوط به آن است که در صورت شیبدار بودن زمین یا وجود دیواره در نزدیکی محل، شیب یا دیواره تا زیر سطح آب زیرزمینی محل ادامه پیدا نکرده باشد.
اگر خاک با قابلیت روانگرایی موجود باشد به ترتیب اولویت موارد زیر مدنظر قرار گیرد:
۱) تغییر محل پروژه به ساختگاهی که فاقد قابلیت روانگرایی است.
۲) بهسازی خاک محل به منظور برطرف کردن قابلیت روانگرایی.

۵-۵-۲-۳ نشست خاک

شناسایی خاک زیر سطحی باید شامل اطلاعات لازم برای بررسی احتمال ایجاد نشست‌های غیر همسان در زیر شالوده در زلزله باشد. اگر وجود خطر نشست غیرهمسان در محل محرز گردید، باید خاک محل با استفاده از روش های معتبر مورد بهسازی قرار گیرد.

۵-۵-۲-۴ زمین لغزش

مطالعه خاک محل به منظور بررسی زمین‌لغزش باید شامل ارزیابی وجود خاک‌های مستعد لغزش که منجر به حرکات ناهمسان در شالوده سازه می‌گردند نیز باشد. به استثنای مواردی که جابجایی زمین ناشی از روانگرایی خاک محتمل است، در موارد زیر باید قابلیت وقوع زمین‌لغزش بررسی شود:
۱- زمین شیب‌دار با شیب بیش از ۱۸ درجه (۳ افقی به ۱ عمودی)
۲- وجود سوابق قبلی ناپایداری (زمین لغزش چرخشی یا انتقالی یا سنگ ریزش)
اگر طبق بند ۵-۵-۲-۲ خاک محل مشکوک به روانگرایی نبوده و نیز به هر صورت دیگر از دست رفتن مقاومت برشی آن در حین تغییرشکل مورد انتظار نباشد، می‌توان برای تحلیل پایداری شیب از روش شبه استاتیکی بهره برد، در غیر این صورت باید از روش دینامیکی برای تحلیل پایداری استفاده نمود.

ضریب زلزله در روش شبه استاتیکی باید برمبنای سطح خطر موردنظر تعیین گردد. ضریب اطمینان استاتیکی زمین‌لغزش محل باید بزرگتر از یک باشد.
بررسی زمین لغزش و سنگ‌ریزش بسته به مورد باید در مورد شیب بالادست و پایین‌دست انجام شود.

۵-۵-۲-۵ سیل و آب گرفتگی

برای سازه‌های با گروه کاربری و خطرزایی III و IV، باید وجود یا عدم وجود موارد زیر که می‌توانند باعث بروز سیل یا آب‌گرفتگی در محل سازه شوند بررسی شود:
۱- سدی در بالادست که احتمال می‌رود در اثر زلزله یا شکست گسل آسیب ببیند.
۲- خط لوله، کانال آب و مخازن ذخیره آب واقع در بالادست، که در معرض آسیب‌دیدگی ناشی از شکست گسل، زمین‌لغزش، یا زلزله‌های شدید هستند.
۳- نواحی ساحلی در معرض خطر سونامی یا نواحی مجاور خلیج و دریاچه در معرض امواج آب‌تاز
۴- نواحی کم ارتفاع با سطح آب زیرزمینی بالا در معرض سیل که منجر به آب‌گرفتگی محل شود.
علاوه بر آثار سیل و آب‌گرفتگی ناشی از زلزله، آب‌شستگی شالوده‌ی ساختمان در اثر جریان سریع آب از اطراف آن، باید با استفاده از روش‌های معتبر بررسی گردد.
در صورت وجود هر یک از مخاطرات فوق، لازم است تدابیر مناسب برای انجام مطالعات تکمیلی یا برطرف کردن مخاطرات توسط مراجع مربوطه اتخاذ گردد.

۵-۶ فشار خاک ناشی از زلزله بر دیوار حایل

در طراحی دیوارهای حایل نگهدارنده‌ی خاک، باید فشار اضافی ناشی از زلزله نیز در نظر گرفته شود. درصورت عدم انجام مطالعه‌ی ژئوتکنیکی ویژه‌ی خاک محل، فشار اضافی خاک ناشی از زلزله روی دیوار سازه‌ای که خاک غیراشباع با سطح افقی در بالای تراز آب زیرزمینی را نگه می‌دارد را می‌توان با استفاده از رابطه ۵-۲۷ تعیین نمود:

$$\Delta_p = 0.4 k_h \gamma_t H_{rw} \qquad ۲۷\text{-}۵$$

که در آن:

Δ_p: اضافه فشار خاک ناشی از زلزله که توزیع آن به صورت یکنواخت درنظر گرفته می‌شود.

k_h: ضریب زلزله‌ی افقی در خاک، که می‌تواند مساوی با $S_{DS}/2.5$ فرض گردد.

γ_t: وزن حجمی خاک

H_{rw}: ارتفاع دیوار حائل

S_{DS}:پارامتر شتاب طیفی طبق تعریف فصل سوم

دیوار باید برای فشار جانبی کل خاک (H، طبق فصل دوم) که از جمع اضافه فشار زمین در زلزله و فشار استاتیکی غیر ضریب‌دار خاک به دست می‌آید، طراحی گردد.

فصل ششم

ساختمان ضروری

۶-۱ ملاحظات کلی

۶-۱-۱ گستره

در این فصل ضوابط و مقررات تکمیلی، علاوه بر ضوابط فصل‌های دوم تا پنجم، برای طراحی ساختمان ضروری (گروه کاربری و خطرزایی IV طبق جدول ۴-۳) در برابر آثار ناشی از زلزله ارائه می‌شود. این سازه‌ها برای دو زلزله‌ی طرح (زلزله‌ی سطح خطر ۲) و بهره‌برداری (زلزله‌ی سطح خطر ۱)، که در فصل سوم تعریف شده است، طراحی می‌شوند. ضوابط این فصل شامل سازه‌های غیرساختمانی نمی‌شود. در صورت استفاده از سیستم‌های جداگر لرزه‌ای یا میراگر در ساختمان، طراحی آن بر اساس فصول نهم و دهم انجام خواهد شد.

۶-۱-۲ انواع ساختمان ضروری

ساختمان ضروری در این آیین‌نامه شامل ساختمان‌های گروه IV جدول ۴-۳ می‌باشد. در این گروه، قابل استفاده بودن ساختمان پس از وقوع زلزله ضروری است و وقفه در بهره‌برداری از آن می‌تواند باعث افزایش تلفات و خسارات شود. بیمارستان و درمانگاه، ساختمان آتش‌نشانی، ساختمان تاسیسات آبرسانی، ساختمان نیروگاه و تاسیسات برق‌رسانی، ساختمان مراکز مخابرات، ساختمان مراکز کمک‌رسانی، اتاق کنترل، و هرگونه ساختمانی که در آن تجهیزات ضروری، مواد شیمیایی سمی بی‌ثبات و مواد با اشتعال‌پذیری بالا نگهداری می‌شود، جزو ساختمان‌های ضروری محسوب می‌شوند. هر ساختمان دیگری نیز با تصویب کارفرما می‌تواند جزو ساختمان‌های ضروری قرار گیرد.

۶-۱-۳ زلزله‌ی طرح

زلزله‌ی طرح، زلزله‌ای است که احتمال فراگذشت آن در دوره‌ی ۵۰ ساله در ساختگاه مورد نظر، ۱۰ درصد است (زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال). این زلزله، همان زلزله‌ی سطح خطر ۲ بند ۳-۴-۲ می‌باشد.

۶-۱-۴ زلزله‌ی بهره‌برداری

زلزله‌ی بهره‌برداری، همان زلزله‌ی سطح خطر اول بند ۳-۴-۱ است.

۶-۱-۵ مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی

انجام مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی برای ساختمان ضروری لازم است و طبق فصل سوم این آیین‌نامه انجام می‌شود. ساختمان با گروه طراحی لرزه‌ای D_3، نباید روی ساختگاهی که امکان شکست توسط گسل فعال بر اساس مطالعات ویژه وجود دارد، ساخته شود.

۶-۱-۶ ضریب اهمیت

ضریب اهمیت، I، ساختمان ضروری برابر ۱٫۵ در نظر گرفته می‌شود.

۶-۱-۷ مطالعات مکانیک خاک

برای ساختمان ضروری، انجام مطالعات مکانیک خاک طبق ضوابط فصل پنجم الزامی می‌باشد. برای ساختمان گروه طراحی لرزه‌ای D_3 در نظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک طبق ضوابط فصل پنجم توصیه می‌شود.

۶-۱-۸ گروه‌بندی ساختمان برحسب شکل

تشخیص نامنظمی در ارتفاع طبق جدول ۴-۱ و نامنظمی در پلان طبق جدول ۴-۲ انجام می‌شود. در صورتی‌که ساختمان نامنظم باشد، تحلیل باید به‌صورت سه‌بعدی انجام پذیرد. در ساختمان بلندتر از یک طبقه از تراز پایه، استفاده از سیستم با نامنظمی پیچشی زیاد (ردیف ب ازجدول ۴-۲)، با نامنظمی در سختی- طبقه‌ی خیلی نرم (ردیف ب از جدول ۴-۱) و با نامنظمی در توزیع مقاومت - طبقه‌ی خیلی ضعیف (ردیف چ از جدول ۴-۱) ممنوع می‌باشد.

۶-۱-۹ سیستم‌های سازه‌ای

در ساختمان مشمول این فصل، از سیستم سازه‌ای طبق جدول ۴-۴ می‌بایست استفاده نمود به شرطی که واژه «غیرمجاز» در جلوی ردیف آن در هیچ یک از گروه‌های طراحی لرزه‌ای درج نشده باشد.

۶-۲ تحلیل و طراحی برای زلزله‌ی طرح

۶-۲-۱ روش‌های تحلیل

برای تحلیل ساختمان ضروری، می‌توان از روش بارجانبی معادل (بند ۴-۸) بارعایت محدودیت‌های بند ۴-۸-۱، روش تحلیل طیفی (بند ۴-۹) و یا روش تحلیل تاریخچه زمانی (بند ۴-۱۰) استفاده کرد. می‌توان با یکی از روش‌های غیرخطی شامل استاتیکی (پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰) یا تاریخچه زمانی (بند ۴-۱۰-۳) ساختمان را کنترل نمود.

۶-۳ زلزله‌ی بهره‌برداری

۶-۳-۱ کنترل مقاومت

ساختمان ضروری باید برای زلزله‌ی بهره‌برداری (سطح خطر اول طبق بند ۳-۴-۱) نیز کنترل شود، به‌طوری‌که در مقابل ترکیب بار زلزله‌ی بهره‌برداری به همراه سایر بارهای سطح خدمت، بدون ضریب

بار، رفتار ارتجاعی داشته باشد. بدین منظور، در ساختمان‌های فولادی تنش‌های اعضاء نباید از حد جاری شدن فولاد تجاوز کند. در ساختمان‌های بتن مسلح، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، نیروهای داخلی اعضا نباید از مقاومت‌های اسمی نظیر بیشتر شود. اثر $P-\Delta$ در افزایش نیروهای داخلی مشابه بند ۴-۱۵ در نظر گرفته می‌شود.

برش پایه در زلزله‌ی بهره‌برداری، V_{ser}، برای استفاده در روش بار جانبی معادل از رابطه‌ی ۶-۱ بدست می‌آید:

$$V_{ser} = S_{aser} IW \qquad ۱-۶$$

که در آن:

S_{aser}: شتاب طیفی زلزله‌ی بهره‌برداری (بر حسب g) حاصل از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه (فصل سوم)

W: وزن موثر لرزه‌ای طبق بند ۴-۸-۲

۶-۳-۲ کنترل تغییرمکان جانبی نسبی

در زلزله‌ی بهره‌برداری مقادیر تغییرمکان جانبی نسبی باید با محدودیت‌های ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ کنترل شود.

۶-۴ تجهیزات و اجزای غیر سازه‌ای

لازم است ایستایی انواع تجهیزات و اجزای غیرسازه‌ای طبق ضوابط فصل هشتم کنترل شود.

فصل هفتم
سازه‌های غیر ساختمانی

۷-۱ ملاحظات کلی

۷-۱-۱ تعریف

سازه‌های غیرساختمانی شامل تمام سازه‌های خود اتکایی هستند که بارهای ثقلی را تحمل کرده و برای مقابله با اثرات زلزله نیز ممکن است بکار روند.

سازه‌هایی همانند پل، برج‌های انتقال برق، سازه‌های هیدرولیکی، خطوط انتقال مدفون و متعلقات و رآکتورهای هسته‌ای که نیازمند توجه خاص به ویژگی‌های پاسخ و اثرات محیط زیست هستند و برای آنها مقررات و معیارهای لرزه‌ای دیگری طلب می‌شود، مشمول این آیین‌نامه نمی‌شوند.

همچنین سازه‌های غیرساختمانی نظیر دودکش، مخزن، خط لوله و سازه‌ی فراساحلی که ضوابط خاص لرزه‌ای برای آنها طبق فصول یازدهم تا پانزدهم تدوین می‌شود نیز مشمول این فصل نمی‌باشند. سیستم سازه‌ای برج خنک‌کن درصورتی که شبیه به یکی از قاب‌های ساختمانی باشد، مشمول ضوابط این فصل می‌باشد.

سازه‌های غیرساختمانی مشمول این فصل به دو دسته تقسیم می‌شوند: در دسته اول جزء یا اجزای صنعتی بر سازه‌ی نگهدارنده مستقر می‌باشند، مانند خطوط لوله، دمنده‌های سقفی و یا کوره‌های مستقر بر قاب نگهدارنده؛ سازه نگهدارنده این اجزا نیز مشمول ضوابط این فصل می‌باشد. در دسته دوم جزء صنعتی بر روی زمین تکیه دارد، مانند پمپ، ظروف و مبدل‌های حرارتی که توسط پایه‌ی کوتاه، ساق فولادی یا شالوده به زمین متصل شده‌اند. در این فصل ضوابط تحلیل و طراحی لرزه‌ای هر یک از این دو نوع سازه‌های غیرساختمانی به طور مستقل به ترتیب در بندهای ۷-۲ و ۷-۳ ارائه شده است.

۷-۱-۲ طراحی لرزه‌ای

طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیرساختمانی به منظور مقابله با حرکات زمین‌لرزه، باید تامین‌کننده سختی، مقاومت و شکل‌پذیری کافی با توجه به ملاحظات مشخص شده طبق ضوابط زیر باشد:

الف: مقاومت مورد نیاز و دیگر معیارهای طراحی باید از ملزومات لرزه‌ای این فصل و ضوابط اختصاصی ارائه شده توسط سازنده جزء صنعتی به دست آید.

ب: در مواردی که مقاومت مورد نیاز یا دیگر معیارهای طراحی بوسیله‌ی این آیین‌نامه بیان نشده است، یا مشمول آن سازه‌ی غیرساختمانی نمی‌شود، چنین معیارهایی را باید از ضوابط اختصاصی ارائه شده توسط سازنده بدست آورد. هرگاه در ضوابط اختصاصی ارائه شده توسط سازنده، معیارهای پذیرش بر اساس تنش مجاز یا مقاومت مجاز بیان شده باشد، نیروهای طراحی لرزه‌ای باید با سایر بارها مطابق بند ۲-۲-۱ ترکیب و ضمن رعایت الزامات فصل دوم با مقادیر مجاز مشخص شده در ضوابط اختصاصی کنترل شوند. در هر حال جزییات باید طبق ضوابط اختصاصی با مسوولیت سازنده کاملا رعایت شود.

۷-۱-۳ تحلیل سازه و انتخاب روش

سازه‌ی غیرساختمانی از روش بار جانبی معادل طبق بند ۴-۸، روش تحلیل طیفی طبق بند ۴-۹، روش تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی طبق بند ۴-۱۰-۲، تحلیل تاریخچه زمانی غیرارتجاعی طبق بند ۴-۱۰-۳، با رعایت نکات این فصل تحلیل و طراحی می‌شود.

۷-۲ سازه‌ی غیرساختمانی دارای سازه‌ی نگهدارنده

این نوع سازه‌ها شامل سازه‌ی نگهدارنده، جزء یا اجزای صنعتی و اتصالات بین آنها می‌باشد. در این نوع سازه‌ها اجزای صنعتی مانند خنک‌کننده‌ها، ظروف افقی یا قائم، مبدل‌های حرارتی و یا لوله‌ها بر روی سازه‌ی نگهدارنده مانند قاب خمشی و یا مهاربندی شده یا سازه غیر ساختمانی دیگر قرار می‌گیرند و جزء صنعتی به عنوان جزء اصلی سیستم باربر لرزه‌ای نمی‌باشد.

در این نوع سازه‌ها برای طراحی لرزه‌ای جزء صنعتی یا اتصالات آن بنا به وزن جزء صنعتی در مقایسه با وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی (شامل وزن سازه‌ی نگهدارنده و وزن اجزای صنعتی مستقر بر آن) یکی از دو حالت زیر برقرار است:

الف- وزن جزء صنعتی کمتر از یک‌چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی باشد. در این حالت می‌توان برای طراحی لرزه‌ای جزء صنعتی و اتصالات آن، نیروی طراحی زلزله، F_p، را از ضوابط فصل هشتم محاسبه کرد و یا از ضوابط بند ۷-۲-۳ استفاده نمود.

در سازه‌ی غیرساختمانی متشکل از چندین جزء صنعتی، از قبیل ظرف، مخزن و مبدل که بر روی سازه‌ی نگهدارنده قرار گرفته‌اند، درصورتی که وزن هر جزء صنعتی کمتر از یک چهارم وزن کل باشد، به شرطی که مجموع وزن اجزاء صنعتی برابر یا بیشتر از یک چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی باشد، توصیه می‌گردد از ضوابط بند ۷-۲-۳ نیز برای طراحی لرزه‌ای آن اجزا و اتصالات آنها استفاده کرد.

ب- وزن جزء صنعتی برابر با یک چهارم وزن کل و یا بیشتر از آن باشد. در این صورت نمی‌توان از تاثیر جزء صنعتی بر رفتار دینامیکی سازه غیر ساختمانی چشم‌پوشی کرد و باید اثر اندرکنشی جزء صنعتی با سازه‌ی نگهدارنده در تحلیل لحاظ شود. در این حالت نیروی طراحی زلزله برای طراحی لرزه‌ای جزء صنعتی و اتصالات آن از ضوابط بند ۷-۲-۳ بدست می‌آید.

برای طراحی سازه‌ی نگهدارنده در هر دو حالت الف یا ب باید از ضوابط بندهای ۷-۲-۱ و ۷-۲-۲ استفاده نمود.

در پیوست ۳، نمودار روند طراحی سازه‌های غیر ساختمانی (فصل هفتم) و اجزای غیر سازه‌ای (فصل هشتم) بر اساس ویژگی‌های جرم و سختی آنها ارائه شده است.

۷-۲-۱ طراحی لرزه‌ای سازه‌ی نگهدارنده

سازه‌های غیرساختمانی که دارای معیارها و ویژگیهای طراحی لرزه‌ای خاصی هستند که در ضوابط اختصاصی ارائه شده توسط سازنده‌ی جزء صنعتی به آن اشاره شده است، با توجه به استاندارد مورد نظر در ضوابط اختصاصی ارائه شده توسط سازنده‌ی جزء صنعتی و با توجه به نکات این فصل تحلیل و طراحی می‌شوند. در غیر این صورت تنها ضوابط این بند برای آنها استفاده خواهد شد.

در این بند ضوابط کلی طراحی لرزه‌ای به منظور انتخاب روش تحلیل برای سازه‌ی نگهدارنده ارائه می‌شود. در سازه‌های غیرساختمانی با وزن جزء یا اجزای صنعتی برابر با یک چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی یا بیشتر، باید اثر اندرکنش جزء یا اجزای صنعتی با سازه‌ی نگهدارنده در تحلیل در نظر گرفته شود.

۷-۲-۱-۱ روش تحلیل

در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ی نگهدارنده می‌توان از روش ارتجاعی یا غیرارتجاعی استفاده کرد. در این بند فقط ضوابط مربوط به تحلیل‌های ارتجاعی ارائه شده است. برای تحلیل به روش غیرارتجاعی، می‌توان از ضوابط پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰ یا سایر آیین‌نامه‌های معتبر استفاده نمود. تحلیل‌های ارتجاعی می‌تواند به روش استاتیکی (بارجانبی معادل)، یا دینامیکی (تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی) انجام شود. در سازه‌ی نامنظم (طبق جدول ۴-۱ وجدول ۴-۲) و یا در صورت وجود جزء یا اجزای مشترک با سازه‌ی مجاور باید از روش دینامیکی استفاده شود.

درحالتی که هریک از سازه‌های مجاور و متصل به صورت یک درجه آزاد رفتار نمایند، اگر حاصل‌ضرب مجموع سختی اعضای رابط در حاصل‌جمع نرمی هر دو سازه مجاور کمتر از ۰٫۲ باشد، آنگاه می‌توان از اثرات اندرکنشی این سازه‌ها صرفنظر نمود.

۷-۲-۱-۲ روش بار جانبی معادل

در صورتی که سازه‌ی نگهدارنده ضوابط بند ۴-۸-۱ را داشته باشد، می‌توان از روش بار جانبی معادل طبق ضوابط این بند استفاده کرد.

در روش بار جانبی معادل، اثر زلزله بر سازه با نیروهای جانبی معادل جایگزین می‌شود. این نیرو متاثر از شتاب زمین، وزن، مشخصات دینامیکی، شکل‌پذیری و اهمیت سازه می‌باشد. علاوه بر آن، نقطه اثر این نیرو و یا توزیع آن در ارتفاع سازه وابسته به وزن جزء صنعتی در مقایسه با وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی خواهد بود.

برش پایه‌ی موثر بر سازه در هر راستا در این تحلیل طبق رابطه‌ی ۷-۱ تعیین و طبق ضوابط این بند توزیع می‌شود.

$$V_u = C_u W \qquad ۷-۱$$

که در آن:

C_u: ضریب زلزله براساس رابطه‌ی ۷-۲

W: وزن موثر لرزه‌ای سازه‌ی غیرساختمانی

این وزن شامل بار مرده سازه‌ی نگهدارنده و بار مرده جزء یا اجزای صنعتی مستقر بر آن و همچنین وزن بهره‌برداری محتویات جزء صنعتی مانند مواد داخل مخازن، ظروف، لوله‌ها و نظایر آن می‌باشد. علاوه بر آن در محاسبه W، باید بار برف یا یخ، هنگامی که بیشتر از $0.25W$ باشد نیز درنظر گرفته شود.

$$C_u = \frac{S_a}{R_u / I} \qquad ۷-۲$$

که در آن:

S_a: شتاب طیف طراحی روی خاک ساختگاه (بر حسب g) حاصل از تحلیل خطر در سطح خطر دوم طبق ضوابط فصل سوم

R_u: ضریب رفتار سازه طبق بند ۷-۲-۲-۱

I: ضریب اهمیت سازه طبق بند ۷-۲-۲-۲

چنانچه در محاسبه‌ی ضریب زلزله، C_u، از ضریب رفتار R_u جدول ۷-۱ یا جدول ۴-۴ استفاده شود، این ضریب نباید از مقادیر رابطه‌ی ۷-۳ کمتر منظور شود.

$$C_{u1} = 0.044 S_{DS} I \geq 0.01 \qquad ۷-۳$$

علاوه بر آن در صورتی که سازه غیر ساختمانی واقع در منطقه‌ای با $S_1 \geq 0.6$ باشد، این ضریب نباید از رابطه‌ی ۷-۴ نیز کمتر در نظر گرفته شود.

$$C_{u2} = \frac{0.5 S_1}{R_u / I} \qquad ۷-۴$$

چنانچه در محاسبه ضریب زلزله، C_u، از ضریب رفتار، R_u جدول ۷-۲ استفاده شود، ضریب زلزله نباید از مقادیر رابطه‌ی ۷-۵-الف و در سازه‌های غیر ساختمانی مستقر در منطقه‌ای با $S_1 \geq 0.6$ از رابطه‌ی ۷-۵-ب کمتر منظور شود. به استثنای مخازن، ظروف و دودکش مستقر بر سازه‌ی نگهدارنده، که روابط ۷-۳ و ۷-۴ ملاک محاسبه‌ی آن خواهد بود.

$$C_{u1} = 0.044 S_{DS} I \geq 0.03 \qquad ۷-۵\text{-الف}$$

$$C_{u2} = \frac{0.8 S_1}{R_u / I} \qquad ۷-۵\text{-ب}$$

در صورتی‌که زمان تناوب اصلی سازه‌ی غیرساختمانی، T، کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد، نیروی برش پایه برای طراحی سازه‌ی غیرساختمانی از رابطه‌ی ۷-۶ بدست می‌آید.

$$V_u = 0.3 S_{DS} I W \qquad ۷-۶$$

در روابط فوق، S_1 و S_{DS}، پارامترهای شتاب طیفی طبق فصل سوم می‌باشد.

۷-۲-۱-۳ تحلیل دینامیکی ارتجاعی

هر نوع سازه‌ی غیرساختمانی را می‌توان با روش دینامیکی ارتجاعی تحلیل نمود. تحلیل دینامیکی ارتجاعی را می‌توان با روش‌های مختلف مانند طیفی، و یا تاریخچه زمانی طبق ضوابط فصل چهارم و با رعایت پارامترهای طراحی لرزه‌ای بند ۷-۲-۲ انجام داد.

۷-۲-۲ پارامترهای طراحی لرزه‌ای

در طراحی لرزه‌ای سازه‌ی غیرساختمانی باید ضوابط زیر لحاظ شود.

۷-۲-۲-۱ ضریب رفتار سازه، R_u

ضریب رفتار سازه‌ی غیرساختمانی برای محاسبه‌ی برش پایه سازه‌ی نگهدارنده، در سازه‌هایی که وزن هر جزء صنعتی کمتر از یک‌چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی است، بر اساس ضریب رفتار سازه‌ی نگهدارنده از جدول ۴-۴ و یا جدول ۷-۱ بدست می‌آید.

در سازه‌های غیرساختمانی که وزن حتی یک جزء صنعتی مستقر بر آن برابر با یک‌چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی و یا بیشتر است، ضریب رفتار سازه‌ی غیرساختمانی با توجه به مقدار زمان تناوب جزء صنعتی مربوطه، T_p، (بند ۷-۲-۲-۳) تعیین می‌گردد:

در صورتیکه زمان تناوب جزء صنعتی به انضمام اتصالات آن برابر با ۰/۰۶ ثانیه یا بیشتر باشد، سیستم مرکب سازه‌ی نگهدارنده و جزء صنعتی به طور یکپارچه مدل‌سازی شده و مقدار R_u سیستم مرکب بر اساس کمترین مقدار حاصل از ضریب رفتار سازه‌ی نگهدارنده، جدول ۴-۴ و یا جدول ۷-۱، یا ضریب رفتار جزء صنعتی، جدول ۷-۲ خواهد بود.

در صورتیکه زمان تناوب جزء صنعتی به انضمام اتصالات و تکیه‌گاه آن کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد مقدار R_u بر اساس ضریب رفتار سازه‌ی نگهدارنده، جدول ۴-۴ و یا جدول ۷-۱، خواهد بود.

محدودیت ارتفاع در جدول ۷-۱ و جدول ۷-۲، تا بالاترین نقطه سیستم باربر جانبی درنظر گرفته می‌شود.

جدول ۷-۱ پارامترهای لرزه‌ای سازه‌ی نگهدارنده

نوع سازه‌ی غیرساختمانی	R_u	Ω_0[۲]	C_d	ارتفاع مجاز برای گروه‌های طراحی لرزه‌ای (متر)		
				D_3	D_2	D_1
۱- قفسه‌ی فولادی	۴	۲	۳٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۲- قاب ساده‌ی فولادی با						
مهاربندی هم‌محور ویژه	۶	۲	۵	۳۰	۵۰	۵۰
مهاربندی هم‌محور معمولی	۳٫۲۵	۲	۳٫۲۵	غیرمجاز [۱]	[۱]۱۰	[۱]۱۰
با افزایش ارتفاع مجاز	۲٫۵	۲	۲٫۵	۳۰	۵۰	۵۰
بدون محدویت ارتفاع	۱٫۵	۱	۱٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۳- سیستم قاب خمشی						
قاب خمشی فولادی ویژه	۸	۳	۵٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
قاب خمشی بتنی ویژه	۸	۳	۵٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
قاب خمشی فولادی متوسط	۴٫۵	۳	۴	غیرمجاز [۲و۳]	غیرمجاز [۲و۳]	[۲و۳]۱۰
با افزایش ارتفاع مجاز	۲٫۵	۲	۲٫۵	۳۰	۵۰	۵۰
بدون محدویت ارتفاع	۱٫۵	۱	۱٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
قاب خمشی بتنی متوسط	۵	۳	۴٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲	۲٫۵	۱۵	۱۵	۱۵
بدون محدویت ارتفاع	۰٫۸	۱	۱	نامحدود	نامحدود	نامحدود
قاب خمشی فولادی معمولی	۳٫۵	۳	۳	غیرمجاز [۲و۳]	غیرمجاز [۲و۳]	غیرمجاز [۲و۳]
با افزایش ارتفاع مجاز	۲٫۵	۲	۲٫۵	غیرمجاز [۲و۳]	۳۰	۳۰
بدون محدویت ارتفاع	۱	۱	۱	نامحدود	نامحدود	نامحدود
قاب خمشی بتنی معمولی	۳	۳	۲٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
با افزایش ارتفاع مجاز	۰٫۸	۱	۱	۱۵	۱۵	۱۵

[۱] در صورتی که برای نگهداری خط لوله استفاده شود، تا ارتفاع ۲۰ متر مجاز است.

[۲] در قاب خمشی معمولی و متوسط با اتصال خمشی ورق انتهایی پیچ شده، برای نگهداری خط لوله، تا ارتفاع ۲۰ متر مجاز است.

[۳] در دیگر اتصالات قاب خمشی معمولی و متوسط غیر از مورد ۲، برای نگهداری خط لوله، تا ارتفاع ۱۰ متر مجاز است.

جدول ۷-۲ پارامترهای لرزه‌ای جزء صنعتی

نوع سازه‌ی غیرساختمانی	R_u	Ω_0[۲]	C_d	ارتفاع مجاز برای گروه‌های طراحی لرزه‌ای (متر)		
				D_3	D_2	D_1
۱- مخزن، ظرف، کندو و قیف هوایی مستقر بر:						
پایه‌ی مهاربندی شده‌ی متقارن (غیر مشابه سازه ساختمانی)	۳	۲	۲٫۵	۳۰	۳۰	۵۰
پایه‌ی مهاربندی نشده و یا پایه‌ی مهاربندی شده‌ی نامتقارن (غیر مشابه سازه‌ی ساختمانی)	۲	۲	۲٫۵	۱۸	۱۸	۳۰
۲- ظرف فولادی افقی جوش شده با پایه‌ی زین شکل	۳	۲	۲٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۳- مخزن یا ظرف مستقر بر سازه‌ی نگهدارنده	مقادیر با توجه به سیستم سازه‌ی نگهدارنده از جدول ۷-۱ یا از جدول ۴-۴ بدست می‌آید					
۴- مخزن کف‌تخت مستقر بر روی زمین:						
فولادی، یا پلاستیکی مسلح شده با الیاف:						
مهارشده‌ی مکانیکی	۳	۲	۲٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
خودمهار	۲٫۵	۲	۲	نامحدود	نامحدود	نامحدود
بتن مسلح یا پیش‌تنیده:						
کف مسلح غیر لغزنده	۲	۲	۲	نامحدود	نامحدود	نامحدود
کف انعطاف‌پذیر مهارشده	۳٫۲۵	۲	۲	نامحدود	نامحدود	نامحدود
کف انعطاف‌پذیر مهارنشده	۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
دیگر موارد	۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۵- سیلوی بتنی درجا با دیوار پیوسته تا پی	۳	۱٫۷۵	۳	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۶- سازه‌ی بنایی مسلح غیر مشابه با سازه‌ی ساختمانی با دیوار برشی بنایی مسلح با شکل‌پذیری متوسط	۳	۲	۲٫۵	۱۵	۱۵	۱۵
۷- سازه‌ی بنایی مسلح غیرمشابه با سازه‌ی ساختمانی با دیوار برشی بنایی مسلح با شکل‌پذیری کم	۲	۲٫۵	۱/۷۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۸-سازه‌ی بنایی غیرمسلح غیرمشابه با سازه‌ی ساختمانی	۱٫۲۵	۲	۱٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۹- برج خرپایی خودایستا یا مهارشده، دودکش مهارشده	۳	۲	۲٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۰- دودکش‌های بتنی	۲	۱٫۵	۲	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۱- سایر سازه‌های فولادی یا بتن مسلح طره‌ای با جرم پیوسته مانند دودکش، سیلو و ظرف قائم مستقر بر پداستال منفرد یا پایه‌ی ساق‌دار:						
فولادی جوش شده	۲	۲	۲	نامحدود	نامحدود	نامحدود
فولادی جوش شده با جزئیات ویژه	۳	۲	۲	نامحدود	نامحدود	نامحدود
بتن مسلح یا پیش‌تنیده	۲	۲	۲	نامحدود	نامحدود	نامحدود
بتن مسلح یا پیش‌تنیده با جزئیات ویژه	۳	۲	۲	نامحدود	نامحدود	نامحدود

جدول ۷-۲ پارامترهای لرزه‌ای جزء صنعتی (ادامه)

نوع سازه‌ی غیرساختمانی	R_u	Ω_0[۲]	C_d	ارتفاع مجاز برای گروه‌های طراحی لرزه‌ای (متر)		
				D_3	D_2	D_1
۱۲- برج خنک‌کن:						
فولادی یا بتن مسلح	۳٫۵	۱٫۷۵	۳	نامحدود	نامحدود	نامحدود
قاب چوبی	۳٫۵	۳	۳	۱۵	۱۵	نامحدود
۱۳- برج مخابراتی:						
خرپای فولادی	۳	۱٫۵	۳	نامحدود	نامحدود	نامحدود
دیرک فولادی	۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
دیرک بتنی	۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
دیرک چوبی	۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
قاب فولادی	۳	۱٫۵	۱٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
قاب بتنی	۳	۱٫۵	۱٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
قاب چوبی	۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۴- سازه‌ی پاندول وارونه بجز مخزن، ظرف،کندو و قیف هوایی	۲	۲	۲	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۵- تابلوها و علائم	۳	۱٫۷۵	۳	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۶- سازه‌های خودایستا، مخازن و ظروفی که در بالا ذکر نشده‌اند.	۱٫۲۵	۲	۲٫۵	۱۵	۱۵	۱۵

۷-۲-۲-۲ ضریب اهمیت

ضریب اهمیت سازه‌های غیر ساختمانی، I ، با توجه به نوع کاربری از جدول ۴-۳ بدست می‌آید، مگر آنکه در ضوابط اختصاصی ارائه شده توسط سازنده برای جزء صنعتی اعداد بزرگتری ارائه شود.

۷-۲-۲-۳ زمان تناوب اصلی

الف- زمان تناوب جزء صنعتی

زمان تناوب جزء صنعتی، T_P، را می‌توان از رابطه‌ی ۷-۷ بدست آورد، به شرط آنکه جزء صنعتی مورد نظر و اتصالات آن را بتوان با تقریب قابل قبول با جرم و فنر با یک درجه‌ی آزادی مدل کرد.

$$T_p = 2\pi\sqrt{\frac{W_p}{K_p g}} \qquad ۷-۷$$

که در آن:

W_p: وزن بهره‌برداری جزء صنعتی

K_p: سختی مجموعه‌ی جزء صنعتی و اتصال آن به سازه، که برابر با بار وارد به مرکز جرم جزء برای ایجاد جابجایی واحد نسبت به تکیه‌گاه می‌باشد.

g: شتاب ثقل

زمان تناوب اجزای صنعتی را می‌توان با استفاده از آزمایش یا روش‌های تحلیلی نیز تعیین نمود.

ب- زمان تناوب سازه‌ی غیرساختمانی

از روابط تجربی محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی سازه‌ی ساختمانی (فصل چهارم) نمی‌توان برای محاسبه‌ی زمان تناوب سازه‌ی غیرساختمانی استفاده کرد. زمان تناوب سازه‌ی غیرساختمانی باید با توجه به مشخصات دینامیکی سازه و ویژگی‌های تغییرشکلی اعضای مقاوم جانبی آن با تحلیل مناسب محاسبه شود. از رابطه‌ی ۷-۸ نیز می‌توان برای محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی انواع سازه‌های غیرساختمانی استفاده کرد.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \delta_i^{\,2}}{g \sum_{i=1}^{n} F_i \delta_i}} \qquad ۷-۸$$

که در آن:

F_i: نیروی جانبی وارد بر مرکز جرم قسمت i سازه

δ_i: تغییرمکان جانبی ارتجاعی مرکز جرم قسمت i ناشی از توزیع نیروهای F_i

w_i: سهم وزن موثر لرزه‌ای قسمت i

n: تعداد جرم‌های متمرکز

از روابط ساده شده‌ی پیوست ۲ نیز می‌توان برای محاسبه‌ی زمان تناوب اجزای صنعتی و سازه‌های غیرساختمانی متداول استفاده کرد.

۷-۲-۲-۴ توزیع نیروی جانبی

در صورتی‌که وزن جزء صنعتی کمتر از یک‌چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی باشد، وزن آنرا می‌توان در تراز اتصال به سازه‌ی نگهدارنده لحاظ نمود و در صورتی‌که وزن جزء صنعتی برابر با یک‌چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی یا بیشتر باشد، توزیع نیروی جانبی باید در ارتفاع جزء صنعتی نیز منظور شود.

نیروی جانبی، F_x، در هر تراز از رابطه‌ی ۷-۹ و ۷-۱۰ محاسبه می‌شود.

$$F_x = C_{vx} V_u \qquad ۷-۹$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^{\ k}}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k} \qquad ۱۰-۷$$

که در آن:

C_{vx}: ضریب توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

V_u: برش پایه طبق روابط ۷-۱ یا ۷-۶

w_x: سهم وزن موثر لرزه‌ای در تراز x شامل وزن اجزای صنعتی سبک متکی بر آن تراز

h_x: ارتفاع تراز x از تراز پایه

h_i: ارتفاع تراز i از تراز پایه

k: عددی متناسب با زمان تناوب اصلی سازه که به شرح زیر محاسبه می‌شود.

برای سازه با زمان تناوب اصلی ۰/۵ ثانیه یا کمتر: $k = 1$

برای سازه با زمان تناوب اصلی ۲/۵ ثانیه یا بیشتر: $k = 2$

برای سازه با زمان تناوب اصلی بین ۰/۵ تا ۲/۵ ثانیه، k از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.

۷-۲-۲-۵ محدودیت تغییر مکان نسبی

کنترل محدودیت جابجایی نسبی طبقه که در مورد سازه‌های ساختمانی در فصل چهارم آمده است، در مورد سازه‌ی غیرساختمانی ضروری نیست به شرط آنکه با تحلیل مناسب نشان داده شود که تجاوز از حدود مجاز مذکور در بند ۴-۱۴-۲، پایداری سازه و اجزای متصل به آن از قبیل لوله‌ها و مسیر آدم‌رو را به خطر نخواهد انداخت.

تبصره: برای سازه‌های نگهدارنده خطوط لوله کنترل محدودیت جابجایی نسبی الزامی است. برای سازه‌های نگهدارنده خطوط لوله مقدار جابجایی نسبی (محاسبه شده بر اساس رابطه‌ی ۴-۲۳) مبنای کنترل برخورد و درنظر گرفتن درز انقطاع بین سازه‌ها طبق بند ۴-۱۴-۲ و ۴-۱۴-۳ خواهد بود.

برای کنترل محدودیت‌های جابجایی نسبی در سازه‌های غیرساختمانی با جزء صنعتی دارای وزن کم، به بند ۸-۲ مراجعه شود.

اثر پی - دلتا، طبق ضوابط بند ۴-۱۵ باید در تحلیل منظور شود.

۷-۲-۳ ضوابط طراحی لرزه‌ای جزء صنعتی و اتصالات آن

در سازه‌ی غیرساختمانی با وزن جزء صنعتی برابر با یک چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی یا بیشتر باید اثر اندرکنش جزء صنعتی با سازه‌ی نگهدارنده در نظر گرفته شود. در صورتیکه زمان تناوب جزء صنعتی به انضمام اتصال آن به سازه برابر با ۰/۰۶ ثانیه یا بیشتر باشد، جزء صنعتی و سازه‌ی نگهدارنده با هم مدل می‌شود. در مدل ترکیبی توزیع وزن لرزه‌ای و سختی باید لحاظ شود. مقدار نیروی برش پایه در روش بار جانبی معادل بر اساس ضوابط بند ۷-۲-۱-۲ و با انتخاب کمترین مقدار

R_u حاصل از ضریب رفتار سازه‌ی نگهدارنده، جدول ۷-۱ و جدول ۴-۴، یا ضریب رفتار جزء صنعتی، جدول ۷-۲، بدست خواهد آمد.

در صورتی که زمان تناوب جزء صنعتی به انضمام اتصال آن به سازه کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد، جزء صنعتی و اتصال آن باید برای نیروی F_p، با استفاده از ضوابط فصل هشتم و مقدار R_u بجای R_p و $a_p = 1$ طراحی شود.

۷-۳ سازه‌ی غیرساختمانی با جزء صنعتی متکی بر زمین

در این نوع سازه، جزء صنعتی مانند ظرف افقی یا قائم، مبدل حرارتی و پمپ روی شالوده بتنی حجیم و یا پداستال صلب قرار گرفته است. بسته به زمان تناوب اصلی سازه یکی از دو حالت زیر اتفاق می‌افتد.

الف- سازه غیر صلب (با زمان تناوب ۰/۰۶ ثانیه یا بیشتر)

ب- سازه صلب (با زمان تناوب کمتر از ۰/۰۶ ثانیه)

زمان تناوب سازه در حالت کلی طبق بند ۷-۲-۲-۳ محاسبه می‌شود. در بندهای ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲، به ترتیب ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌ی غیرساختمانی غیرصلب و صلب با جزء صنعتی متکی بر زمین بیان شده است.

۷-۳-۱ ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌ی غیرساختمانی غیرصلب با جزء صنعتی متکی بر زمین

در صورتی‌که زمان تناوب سازه برابر با ۰/۰۶ ثانیه یا بیشتر باشد، می‌توان از ضوابط بند ۷-۲-۳ برای طراحی جزء صنعتی و اتصالات آن استفاده کرد.

ضریب رفتار این سازه ، R_u، از جدول ۷-۲ بدست می‌آید.

۷-۳-۲ ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌ی غیرساختمانی صلب با جزء صنعتی متکی بر زمین

در صورتی‌که زمان تناوب اصلی سازه کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد، جزء صنعتی و اتصال آن به پی باید برای نیروی برش پایه، V_u، طبق رابطه‌ی ۷-۱۱ طراحی شوند.

$$V_u = 0.3 S_{DS} W_p I \qquad ۱۱\text{-}۷$$

نیروی فوق متناسب با جرم در ارتفاع توزیع می‌شود.

فصل هشتم
اجزای غیر سازه‌ای

۸-۱ کلیات

۸-۱-۱ گستره

اجزای غیرسازه‌ای (تجهیزات مکانیکی و برقی و اجزای معماری)، اجزایی هستند که به کف‌ها یا دیوارهای سازه متصل هستند. اگرچه این تجهیزات جزء سیستم سازه‌ای باربر اصلی نیستند، ممکن است در زلزله تحت نیروهای قابل توجهی قرار گیرند. مثال‌هایی از این تجهیزات در صنعت نفت عبارتند از مخزن، ظرف، لوله‌کشی، کانال تاسیساتی، پله‌برقی، تسمه نقاله، دودکش کوچک، آنتن، جرثقیل، رایانه، صفحه‌کنترل، ترانسفورماتور، سیستم برق اضطراری، سیستم حفاظت از حریق، ظرف جوشان، مبدل حرارتی و ماشین‌آلات دوار. نمونه‌هایی از اجزای معماری عبارتند از: اجزای راه‌پله، دیوار جداکننده، تیغه‌ی کوتاه و بلند، نمای پیش‌ساخته، تابلو و علائم، سیستم روشنایی و سقف کاذب.

ضوابط این فصل در مورد اجزای غیرسازه‌ای به‌کار می‌روند که وزن هر یک از آنها از یک چهارم وزن کل سازه، W، طبق فصل چهارم کمتر باشد، در غیر این صورت این اجزاء مشمول ضوابط فصل هفتم می‌باشند. برای توضیح بیشتر در خصوص انتخاب روش تحلیل اجزای غیرسازه‌ای و تفکیک آن از سازه‌ی غیرساختمانی به پیوست ۳ مراجعه شود.

در طراحی اجزای غیر سازه‌ای و اتصالات آنها، باید ظرفیت لازم برای جزء و مهارهای آن طبق بندهای ۸-۳ و ۸-۴ محاسبه شده و سپس ضوابط خاص اجزای معماری طبق بند ۸-۵ و خاص اجزای مکانیکی و برقی طبق بند ۸-۶ رعایت گردد. در طراحی اجزایی که در معرض جابجایی جانبی نسبی قرار دارند، باید ظرفیت کافی برای تحمل این جابجایی‌ها طبق بند ۸-۲، فراهم شود.

اجزای غیر سازه‌ای زیر از اعمال مقررات این فصل مستثنی هستند:

۱- تجهیزات موقت یا قابل جابجایی

۲- اجزای مکانیکی و برقی در گروه طراحی لرزه‌ای D_1 با ضریب اهمیت جزء برابر یک.

۳- اجزای مکانیکی و برقی در سازه‌های گروه‌های طراحی لرزه‌ای D_2 و D_3 با برقراری تمام شرایط زیر:

الف- ضریب اهمیت جزء برابر یک باشد.

ب- اتصال جزء به سازه قابلیت انتقال کشش داشته باشد.

پ- اتصال جزء به کانال‌ها، لوله‌کشی و نظایر آن انعطاف‌پذیر بوده و یکی از دو شرط زیر موجود باشد:

۱- وزن جزء ۱۸۰ دکانیوتن یا کمتر بوده و مرکز جرم آن حداکثر ۱٫۲۰ متر بالاتر از ترازی باشد که جزء بر آن متکی است.

۲- وزن جزء، حداکثر ۹ دکانیوتن یا در سیستم‌های گسترده، وزن آن ۷ دکانیوتن بر متر یا کمتر باشد.

۸-۱-۲ ضریب اهمیت اجزای غیر سازه‌ای

ضریب اهمیت اجزای غیر سازه‌ای، I_p، برای تجهیزات زیر برابر با ۱٫۵ و در سایر موارد برابر واحد است:
- اجزایی که با توجه به ضرورت ایمنی جانی باید عملکردشان بعد از زلزله ادامه یابد، مانند تجهیزات آتش‌نشانی، شیرهای ایمنی خودکار قطع جریان و پله فرار.
- اجزای حاوی مواد خطرناک و آتش‌زا یا منفجرشونده با احتمال آسیب به عموم و محیط زیست
- اجزایی که در ساختمان ضروری یا سازه‌ی غیرساختمانی گروه کاربری و خطرزایی IV قرار دارند یا به آن متصل بوده، برای ادامه‌ی عملکرد آن سازه ضروری‌اند.

۸-۱-۳ ضوابط اختصاصی سازنده

هرگاه ضوابط اختصاصی ارائه شده توسط سازنده، براساس تنش مجاز یا مقاومت مجاز بیان شده باشد، نیروهای طراحی لرزه‌ای باید با سایر بارها طبق بند ۲-۲-۱ ترکیب و ضمن رعایت الزامات فصل دوم با مقادیر مجاز مشخص شده در ضوابط اختصاصی کنترل شوند. در هر حال جزییات باید طبق ضوابط اختصاصی با مسوولیت سازنده کاملا رعایت شود. در هر صورت کنترل ضوابط این فصل به منظور تعیین حداقل نیروی ناشی از زلزله‌ی طرح، بررسی اثرات اندرکنش جزء غیرسازه‌ای، کنترل جابجایی‌ها و طراحی مهارهای تکیه‌گاهی الزامی است. در صورتیکه مرجع طراحی مربوطه مبتنی بر روش تنش مجاز باشد، لازم است نیروی زلزله حاصل از بند ۸-۳-۱-۲، ۸-۳-۲-۲ یا ۸-۳-۳، بسته به مورد، در ۰٫۷ ضرب شده و به همراه آثار بارهای مرده، زنده و بهره‌برداری در طراحی جزء به کار گرفته شود.

۸-۱-۴ گواهی ویژه برای اجزای غیرسازه‌ای خاص

برای اجزای غیرسازه‌ای خاص به شرح زیر باید گواهی ویژه طراحی لرزه‌ای صادر گردد:
۱- اجزایی که باید پس از زلزله‌ی طرح فعال باقی بمانند. این اجزا باید از این نظر توسط سازنده گواهی شده و صدور این گواهی تنها بر اساس انجام آزمایش میز لرزان یا مشاهدات تجربی طبق بند ۸-۱-۶ بوده باشد، مگر اینکه بتوان نشان داد جزء مربوطه از اجزای مشابه گواهی شده مقاوم‌تر است.
۲- اجزای حاوی مواد خطرناک که ضریب اهمیت آنها، I_p، ۱٫۵ است، باید توسط سازنده گواهی شود که این اجزا محتویات خود را در حین و بلافاصله پس از زلزله حفظ خواهند کرد. صدور این گواهی باید بر اساس تحلیل یا آزمایش میز لرزان یا اطلاعات تجربی طبق بند ۸-۱-۶ باشد.

۸-۱-۵ خرابی متوالی

ارتباطات داخلی عملکردی و فیزیکی بین اجزای مختلف یا تکیه‌گاه‌های آنها، و اثرات هریک بر دیگری باید بررسی شود و احتمال ایجاد خرابی جزء اصلی ناشی از خرابی جزء دیگر برطرف گردد.

۸-۱-۶ تعیین ظرفیت بر اساس آزمایش یا مشاهدات تجربی

تعیین ظرفیت لرزه‌ای جزء غیرسازه‌ای و اتصالات آن به جای استفاده از بندهای ۸-۳-۱-۲، ۸-۳-۲-۲ یا ۸-۳-۳، می‌تواند با انجام آزمایش یا بر اساس مشاهدات تجربی صورت پذیرد. روش انجام این کار باید پیشاپیش به تایید مراجع ذیصلاح برسد. در هرحال ظرفیت لازم نباید از مقادیر متناظر با بندهای فوق، بسته به مورد، کمتر شود.

۸-۲ جابجایی نسبی

اجزای غیرسازه‌ای مشمول این فصل باید برای جابجایی نسبی لرزه‌ای طبق این بند، همراه با تغییر مکان‌های جانبی ناشی از سایر بارها، از نظر پایداری و مقاومت کنترل شوند.

جابجایی نسبی طراحی لرزه‌ای، D_{pI}، از حاصلضرب D_p در ضریب اهمیت سازه، I، طبق فصل چهارم، بدست می‌آید. D_p، جابجایی نسبی محاسبه شده طبق روابط ۸-۱ تا ۸-۴ می‌باشد.

برای اجزای غیرسازه‌ای موجود در یک سازه، جابجایی نسبی بین نقاط اتصال جزء غیرسازه‌ای به سازه در ترازهای x و y از رابطه‌ی ۸-۱ تعیین می‌شود:

$$D_p = \delta_x - \delta_y \qquad ۱\text{-}۸$$

لازم نیست D_p حاصل از رابطه‌ی ۸-۱، از مقدار حاصل از رابطه‌ی ۸-۲ بزرگتر درنظر گرفته شود:

$$D_p = (h_x - h_y)\frac{\Delta_a}{h_s} \qquad ۲\text{-}۸$$

برای اجزای غیرسازه‌ای متصل به دو سازه یا دو سیستم باربر (A و B)، یکی در تراز x و دیگری در تراز y، جابجایی نسبی بین دو نقطه‌ی اتصال جزء غیرسازه‌ای به دو سیستم مزبور از رابطه‌ی ۸-۳ تعیین می‌شود:

$$D_p = \left|\delta_x\right|_A + \left|\delta_y\right|_B \qquad ۳\text{-}۸$$

لازم نیست D_p حاصل از رابطه‌ی ۸-۳ از مقدار حاصل از رابطه‌ی ۸-۴ بزرگتر درنظر گرفته شود:

$$D_p = \left(\frac{h_x \Delta_a}{h_s}\right)_A + \left(\frac{h_y \Delta_a}{h_s}\right)_B \qquad ۴\text{-}۸$$

در روابط ۸-۱ تا ۸-۴:

δ_x و δ_y: تغییرمکان جانبی طرح سازه در ترازهای x و y طبق فصل چهارم

h_x و h_y: ارتفاع دو اتصال متوالی جزء به سازه در ترازهای x و y ($h_x \geq h_y$)

Δ_a: جابجایی جانبی نسبی مجاز طبقه برای ساختمان‌های A و B طبق جدول ۸-۴

h_s: ارتفاع کف تا کف طبقه‌ای که جزء غیرسازه‌ای به آن متصل است.

۸-۳ روش‌های تحلیل

اجزای غیرسازه‌ای به سه گروه تقسیم می‌شوند: صلب، انعطاف‌پذیر و آویخته.
اگر جزء غیرسازه‌ای صلب باشد، مشخصات دینامیکی آن اساسا به سختی و شکل‌پذیری مهارهای آن وابسته خواهد بود. در این حالت، جزء غیرسازه‌ای را می‌توان به‌صورت یک سیستم یک درجه آزادی با جرمی برابر با جرم لرزه‌ای جزء و با سختی و شکل‌پذیری مهارها در نظر گرفت.
اگر جزء غیرسازه‌ای انعطاف‌پذیر باشد، باید به‌صورت یک سیستم چند درجه آزادی با جرم و سختی گسترده همانند یک سازه‌ی ساختمانی مدل‌سازی گردد. یک جزء غیرسازه‌ای ممکن است در چند نقطه به سازه‌ی تکیه‌گاهی خود متصل باشد که در این صورت باید این نقاط اتصال در مدل‌سازی جزء غیرسازه‌ای در نظر گرفته شود. در مورد اجزای غیرسازه‌ای آویخته، باید امکان برخورد آنها به اجزای مجاور و تاثیرات ناشی از آن در مدل سازی بررسی گردد.
توصیه می‌شود سازه‌ی نگهدارنده به همراه اجزای غیرسازه‌ای مستقر بر آن به صورت یک مجموعه با شرایط کامل هندسی آن مدل شوند و با تحلیل دینامیکی اثرات اندرکنشی اجزای غیرسازه‌ای و سازه‌ی نگهدارنده دیده شود. با این حال اجازه داده می‌شود برای تحلیل جزء غیرسازه‌ای مستقل از سازه‌ی نگهدارنده‌ی آن، به روش بارجانبی معادل (بند ۸-۳-۱)، روش اندرکنشی ساده شده (بند ۸-۳-۲) و روش طیف طبقه (بند ۸-۳-۳) استفاده شود.
کاربرد روش‌های بارجانبی معادل و طیف طبقه، محدود به اجزای غیر سازه‌ای است که می‌توان آنها را به صورت یک درجه آزاد مدل نمود. در غیر این‌صورت باید از روش اندرکنشی ساده شده استفاده شود.

۸-۳-۱ روش بار جانبی معادل

۸-۳-۱-۱ کلیات

در این روش جزء غیرسازه‌ای به صورت یک درجه آزاد فرض می‌شود و نیروی جانبی وارد بر آن طبق بند ۸-۳-۱-۲، محاسبه می‌شود. این نیرو باید در طراحی جزء و اتصالات آن بکار رود. همچنین لازم است اثر تغییرمکان‌نسبی سازه بر جزء طبق بند ۸-۲ در نظر گرفته شود.

۸-۳-۱-۲ نیروی زلزله

نیروی زلزله باید در دو راستای افقی متعامد به‌طور مستقل یا در یک راستای افقی بحرانی به جزء غیرسازه‌ای وارد گردد و به نسبت جرم توزیع شود. در مورد اجزای طره‌ای قائم، F_p باید در راستای افقی بحرانی اعمال گردد. این نیرو، F_p ، از رابطه‌ی ۸-۵ محاسبه می‌شود.

$$F_P = \frac{0.4 a_p S_{DS} W_p}{R_p / I_p}(1 + 2\frac{z}{h}) \qquad ۸-۵$$

لازم نیست F_p از مقدار حاصل از رابطه‌ی ۸-۶ بیشتر لحاظ شود. همچنین نباید کمتر از مقدار حاصل از رابطه‌ی ۸-۷ درنظر گرفته شود.

$$F_P = 1.6 S_{DS} I_P W_P \qquad ۸\text{-}۶$$

$$F_P = 0.3 S_{DS} I_P W_P \qquad ۸\text{-}۷$$

هرگاه زمان تناوب جزء غیرسازه‌ای، T_P (رابطه‌ی ۸-۱۶)، بزرگتر از $T_f = (1+0.25\,z/h)T_S$ باشد، مقدار F_p در روابط ۸-۵ و ۸-۶ می‌تواند به نسبت T_f / T_p کاهش داده شود.

در روابط فوق:

S_{DS} , S_{D1}: پارامترهای شتاب طیف طراحی طبق تعریف فصل سوم

a_p: ضریب بازتاب جزء غیرسازه‌ای طبق جدول ۸-۱ و جدول ۸-۲

I_p: ضریب اهمیت جزء طبق بند ۸-۱-۲

W_p: وزن بهره‌برداری جزء

R_p: ضریب رفتار جزء طبق جدول ۸-۱ و جدول ۸-۲

در صورتیکه در مورد یک جزء خاص مقدار R_p در جداول یاد شده داده نشده باشد، بجای R_p از مقدار R_u جدول ۷-۲ استفاده شود.

z: ارتفاع محل اتصال جزء به سازه نسبت به تراز پایه. چنانچه اتصال جزء در تراز زمین یا پایین‌تر از آن باشد، z برابر با صفر درنظرگرفته می‌شود. لازم نیست که z بیشتر از h فرض شود.

h: میانگین ارتفاع بام سازه نسبت به تراز پایه

T_S: ضریب وابسته به نوع خاک از جنس زمان تناوب طبق تعریف فصل سوم

در هنگام طراحی، اثرات این نیرو باید با فرض ضریب اضافه مقاومت برابر واحد، $\Omega_0 = 1$، با نیروهای بهره‌برداری وارد بر آن جزء ترکیب شود. در این محاسبه، ضریب افزونگی را نیز می‌توان برابر واحد فرض کرد $(\rho = 1)$. همچنین نیروی قائم زلزله برابر $\pm 0.2 S_{DS} W_p$ توام با نیروی افقی باید درنظر گرفته شود. اعمال نیروی قائم زلزله در مورد پانل‌های سقف یا کف کاذب کشویی لازم نیست.

هرگاه نیروهای جانبی غیرلرزه‌ای از F_p بیشتر شوند، این نیروها حاکم بر طرح جزء می‌شوند ولی در هر حال جزییات ذکر شده در بندهای ۸-۵ یا ۸-۶ در مورد جزء باید رعایت گردند.

در رابطه‌ی ۸-۵ استفاده از مقادیر کوچکتری برای ضریب بازتاب، a_p، حاصل از تحلیل دینامیکی مستقل جزء غیرسازه‌ای مجاز است، اما در هر حال مقدار a_p نباید کوچکتر از ۱ فرض شود.

در صورت استقرار جزء مکانیکی یا برقی روی جداگر لرزه‌ای، در هر دو راستای جهت افقی در مجاورت جزء باید ضربه‌گیر نصب گردد. چنانچه فاصله‌ی آزاد بین جزء غیرسازه‌ای یا تکیه‌گاه آن و ضربه‌گیر بیش از ۶ میلیمتر باشد، نیروی طراحی جزء غیرسازه‌ای باید برابر با $2F_p$ اختیار شود. در غیر این صورت نیروی طراحی را می‌توان برابر با F_p فرض نمود.

جدول ۸-۱ ضرایب بازتاب و رفتار اجزای معماری

اجزای معماری	a_p [1]	R_p
دیوارهای غیرسازه‌ای و جداگرهای داخلی		
دیوارهای بنایی غیر مسلح	۱٫۰	۱٫۵
سایر دیوارها و جداگرها	۱٫۰	۲٫۵
اعضای طره‌ای		
طره‌ی مهار نشده، یا مهارشده به سازه در زیر تراز مرکز جرم خود، مانند جان‌پناه، تیغه‌ی طره‌ای داخلی و دودکش که تکیه‌گاه جانبی آن توسط سازه تامین شده است.	۲٫۵	۲٫۵
طره‌ی مهار شده که در بالای تراز مرکز جرم خود به سازه مهار شده است مانند جان‌پناه، دودکش، و دیوارهای غیرسازه‌ای خارجی.	۱٫۰	۲٫۵
اجزای دیوار غیرسازه‌ای خارجی و اتصالات آن		
بدنه‌ی دیوار و اتصالات داخلی آن	۱٫۰	۲٫۵
ادوات اتصال تکیه‌گاهی	۱٫۲۵	۱٫۰
نما		
با اعضاء و ملحقات دارای قابلیت تغییرشکل متوسط	۱٫۰	۲٫۵
با اعضاء و ملحقات دارای قابلیت تغییرشکل کم	۱٫۰	۱٫۵
اتاق پشت بام (چنانچه جدا از اسکلت اصلی ساخته شده باشد)	۲٫۵	۳٫۵
سقف کاذب	۱٫۰	۲٫۵
قفسه‌های ذخیره‌ی مواد و تجهیزات آزمایشگاهی	۱٫۰	۲٫۵
کف کاذب		
کف کاذب	۱٫۰	۱٫۵
کف کاذب ویژه	۱٫۰	۲٫۵
ملحقات و قطعات تزیینی	۲٫۵	۲٫۵
علائم و تابلوهای اعلانات	۲٫۵	۳
سایر اجزای صلب		
با اعضا و اتصالات دارای قابلیت تغییرشکل زیاد	۱٫۰	۳٫۵
با اعضا و اتصالات دارای قابلیت تغییرشکل متوسط	۱٫۰	۲٫۵
با اعضا و اتصالات دارای قابلیت تغییرشکل کم	۱٫۰	۱٫۵
سایر اجزای انعطاف‌پذیر		
با اعضا و اتصالات دارای قابلیت تغییرشکل زیاد	۲٫۵	۳٫۵
با اعضا و اتصالات دارای قابلیت تغییرشکل متوسط	۲٫۵	۲٫۵
با اعضا و اتصالات دارای قابلیت تغییرشکل کم	۲٫۵	۱٫۵
پله‌ها و مسیرهای دسترسی	۱٫۰	۲٫۵

[1] با انجام تحلیل دینامیکی می‌توان برای مقدار a_p اعداد کمتری منظور نمود، مشروط به آنکه از مقدار ۱ کمتر منظور نشود. برای تجهیز صلب با اتصال صلب، مقدار $a_p = 1.0$ و برای تجهیز انعطاف‌پذیر با اتصال انعطاف‌پذیر $a_p = 2.5$

جدول ۸-۲ ضرایب بازتاب و رفتار تجهیزات مکانیکی و برقی

تجهیزات مکانیکی و برقی	a_p[1]	R_p
سیستم تهویه‌ی مطبوع هوایی، دمنده، هواساز، دستگاه تهویه، جعبه‌ی توزیع هوا، و سایر تجهیزات مکانیکی ساخته‌شده از ورق فولادی	۲٫۵	۶٫۰
سیستم تهویه‌ی مطبوع آبی، دیگ بخار، کوره، مخزن تحت فشار جو، چیلر، آب‌گرمکن، مبدل حرارتی، تبخیرکننده، جداساز هوا، تجهیزات فرایندی، و سایر تجهیزات ساخته شده از مصالح با قابلیت تغییرشکل زیاد	۱٫۰	۲٫۵
موتور، توربین، پمپ، کمپرسور، و مخازن تحت فشاری که روی ساق فولادی قرار ندارند و مشمول ضوابط فصل هفتم نیز نیستند.	۱٫۰	۲٫۵
مخازن تحت فشار متکی بر ساق فولادی که مشمول ضوابط فصل هفتم نیستند.	۲٫۵	۲٫۵
تجهیزات آسانسورها و بالابرها	۱٫۰	۲٫۵
ژنراتور، باتری، مبدل، معکوس‌کننده، موتور، ترانسفورماتور، و سایر تجهیزات برقی ساخته شده از مصالح با قابلیت تغییرشکل زیاد	۱٫۰	۲٫۵
تاسیسات کنترل موتورخانه، تابلو برق، جعبه‌ی ابزار دقیق، جعبه‌ی اتصال و سایر تجهیزات ساخته‌شده از ورق فلزی	۲٫۵	۶٫۰
تجهیزات، رایانه، ابزارآلات و کنترل‌کننده‌های مخابراتی	۱٫۰	۲٫۵
دودکش سقفی، برج خنک‌کن و دکل برق دارای مهار جانبی در ترازی پایین‌تر از مرکز جرم خود	۲٫۵	۳٫۰
دودکش سقفی، برج خنک‌کن و دکل برق دارای مهار جانبی در ترازی بالاتر از مرکز جرم خود	۱٫۰	۲٫۵
تجهیزات و اتصالات روشنایی	۱٫۰	۱٫۵
سایر تجهیزات برقی و مکانیکی	۱٫۰	۱٫۵
تجهیزات و سیستم‌های دارای جداساز ارتعاشات		
تجهیزات و سیستم‌های جداسازی شده با استفاده از نئوپرن، و کفه‌های جداسازی شده با نئوپرن دارای میراگرهای الاستومری یا ضربه‌گیرهای ارتجاعی پیرامونی	۲٫۵	۲٫۵
تجهیزات و سیستم‌های جداسازی شده با استفاده از فنر، و کفه‌های جداسازی شده دارای میراگرهای الاستومری یا ضربه‌گیرهای ارتجاعی پیرامونی	۲٫۵	۲٫۰
تجهیزات و سیستم‌های به‌صورت داخلی جداسازی شده	۲٫۵	۲٫۰
تجهیزات جداسازی شده‌ی معلق شامل تجهیزات در مسیر داکت، و تجهیزات معلق به‌صورت داخلی جداسازی شده	۲٫۵	۲٫۵

جدول ۸-۲ ضرایب بازتاب و رفتار تجهیزات مکانیکی و برقی (ادامه)

تجهیزات مکانیکی و برقی	[۱] a_p	R_p
سیستم‌های انتقال و توزیع مواد		
لوله‌ی منطبق بر ASME-B31 همراه با تجهیزات در مسیر با اتصالات جوشی یا لحیمی	۲/۵	۱۲/۰
لوله‌ی منطبق بر ASME-B31 همراه با تجهیزات درمسیر، ساخته شده از مصالح دارای قابلیت تغییرشکل محدود یا زیاد، با اتصالات رزوه‌ای، چسبی یا با بست‌های شیاری یا فشاری	۲/۵	۶/۰
لوله و غلاف غیرمنطبق بر ASME-B31 همراه با تجهیزات در مسیر، ساخته شده از مصالح دارای قابلیت تغییرشکل زیاد، با اتصالات جوشی یا لحیمی	۲/۵	۹/۰
لوله و غلاف غیرمنطبق بر ASME-B31 همراه با تجهیزات در مسیر، ساخته شده از مصالح دارای قابلیت تغییرشکل محدود یا زیاد، با اتصالات رزوه‌ای، چسبی یا با بست‌های شیاری یا فشاری	۲/۵	۴/۵
لوله‌ی ساخته‌شده از مصالح دارای قابلیت تغییرشکل کم مانند چدن، شیشه و پلاستیک غیرشکل‌پذیر	۲/۵	۳/۰
کانال، همراه با تجهیزات در مسیر ساخته‌شده از مصالح دارای قابلیت تغییرشکل زیاد با اتصالات جوشی یا لحیمی	۲/۵	۹/۰
کانال، همراه با تجهیزات درمسیر، ساخته شده از مصالح دارای قابلیت تغییرشکل محدود یا زیاد، با اتصالاتی غیر از اتصالات جوشی یا لحیمی	۲/۵	۶/۰
کانال، همراه با تجهیزات در مسیر ساخته شده از مصالح دارای قابلیت تغییرشکل کم مانند چدن، شیشه و پلاستیک غیرشکل‌پذیر	۲/۵	۳/۰
لوله‌ی برق، سینی‌های کابل با اتصال صلب، و لوله‌ی فاضلاب	۱/۰	۲/۵
نقاله‌های تولید یا فرایند (غیر آدم‌رو)	۲/۵	۳/۰
سینی‌های معلق کابل	۲/۵	۶/۰

[۱] با انجام تحلیل دینامیکی می‌توان برای مقدار a_p اعداد کمتری منظور نمود، مشروط به آنکه از مقدار ۱ کمتر منظور نشود. برای تجهیز صلب با اتصال صلب، مقدار $a_p = 1.0$ و برای تجهیز انعطاف‌پذیر با اتصال انعطاف‌پذیر $a_p = 2.5$

۸-۳-۲ روش اندرکنشی ساده شده

۸-۳-۲-۱ کلیات

این روش برای تحلیل اجزای غیرسازه‌ای بر اساس ساده‌سازی روابط تحلیلی سیستم‌های ثانویه در اندرکنش با سازه‌ی تکیه‌گاهی بسط داده شده است. نیروهای داخلی باید بر اساس توزیع نیروی جانبی وارد بر جزء در بند ۸-۳-۲-۲ محاسبه شده و در طراحی آن به کار برده شود. همچنین لازم است جزء غیرسازه‌ای برای جابجایی نسبی لرزه‌ای طبق بند ۸-۲، همراه با تغییرمکان‌های جانبی ناشی از سایر بارها، کنترل شود.

در این روش گستردگی جرم جزء غیرسازه‌ای و انعطاف‌پذیری آن در نظر گرفته می‌شود.

۸-۳-۲-۲ نیروی جانبی معادل

توزیع نیروی جانبی از رابطه‌ی ۸-۸ بدست می‌آید:

$$F_{pi} = \frac{w_{pi} l_i}{\sum_{i=1}^{n} w_{pi} l_i} V_p \qquad ۸-۸$$

که در آن:

F_{pi}: نیروی وارد بر مرکز جرم قسمت i جزء

w_{pi}: وزن قسمت i جزء

l_i: فاصله‌ی مرکز جرم قسمت i جزء از نقطه‌ی اتصال در حالتی که تنها یک نقطه‌ی اتصال موجود باشد (شکل ۸-۱-الف)، یا فاصله مرکز جرم قسمت i جزء از نقطه‌ی اتصال پایینی یا بالایی در حالتی که دو نقطه‌ی اتصال وجود داشته باشد (شکل ۸-۱-ب). برای حالت اخیر، پس از تعیین محل جابجایی جانبی حداکثر جزء در اثر بار جانبی متناسب با وزن قسمت‌ها، برای نقاط بالاتر از محل مزبور، l_i برابر فاصله‌ی قسمت i از نقطه‌ی اتصال بالایی و برای سایر قسمت‌ها l_i برابر فاصله‌ی قسمت i از نقطه‌ی اتصال پایینی می‌باشد (شکل ۸-۱-ب).

n: تعداد جرم‌های جزء که طبق شکل ۸-۱ به‌صورت متمرکز درنظر گرفته شده‌اند.

V_p: برش پایه یا جمع برش‌های موجود در تکیه‌گاه‌های جزء که از رابطه‌ی ۸-۹ محاسبه می‌شود.

$$V_p = \frac{S_a}{\lambda / I_p} C_p W_p \qquad ۸-۹$$

که در آن:

S_a: شتاب طیفی بر حسب g (شتاب ثقل) طبق فصل سوم.

C_P ضریب بزرگنمایی طبق رابطه‌ی ۸-۱۳ با رعایت ضوابط بند ۸-۳-۲-۳

و λ از رابطه‌ی ۸-۱۰ بدست می‌آید:

$$\lambda = \begin{cases} \mu_{eq} & T \geq 0.5 \\ \sqrt{2\mu_{eq} - 1} & 0.5 > T \geq 0.125 \\ 1 + \frac{33T - 1}{25T}(\sqrt{2\mu_{eq} - 1} - 1) & 0.125 > T \geq 0.03 \\ 1 & T < 0.03 \end{cases} \qquad ۸-۱۰$$

که در آن:

T: زمان تناوب طبیعی سازه

μ_{eq}: ضریب شکل‌پذیری معادل که از رابطه‌ی ۸-۱۱ بدست می‌آید.

$$\mu_{eq} = \left[\frac{1}{n + n'} \left(\frac{n}{\mu} + \frac{n'}{\mu_p} \right) \right]^{-1} \qquad ۸-۱۱$$

که در آن:

μ: ضریب شکل‌پذیری سازه طبق رابطه‌ی ۸-۱۲

μ_p: ضریب شکل‌پذیری جزء که از رابطه‌ای مشابه رابطه‌ی ۸-۱۲ با جایگزینی ضریب رفتار جزء غیرسازه‌ای، R_p، مندرج در جدول ۸-۱ و جدول ۸-۲، $\Omega_0 = 1$ و زمان تناوب جزء، T_p، حاصل از رابطه‌ی ۸-۱۶ بدست می‌آید.

n: تعداد طبقات سازه

n': تعداد تقسیمات جزء غیرسازه‌ای طبق شکل ۸-۱

$$\mu = \begin{cases} \dfrac{R_u}{\Omega_0} & T \geq 0.5 \\ 0.5\left[(\dfrac{R_u}{\Omega_0})^2 + 1) \right] & T < 0.5 \end{cases} \qquad ۱۲\text{-}۸$$

که در آن R_u و Ω_0 به ترتیب ضرایب رفتار و اضافه مقاومت سازه می‌باشند.

ضریب بزرگنمایی در رابطه‌ی ۸-۹ عبارت است از:

$$C_p = \frac{1}{2\sqrt{\left|\dfrac{W_p}{W} - \dfrac{0.0025}{\phi_0^2}\right|}} \leq 12.5\phi_0 \qquad ۱۳\text{-}۸$$

که در آن:

W: وزن موثر لرزه‌ای سازه

ϕ_0: متغیری که از رابطه‌ی ۸-۱۴ بدست می‌آید:

$$\phi_0 = \frac{Wh_{av}}{\sum_{i=1}^{N} w_i h_i} \qquad ۱۴\text{-}۸$$

که در آن:

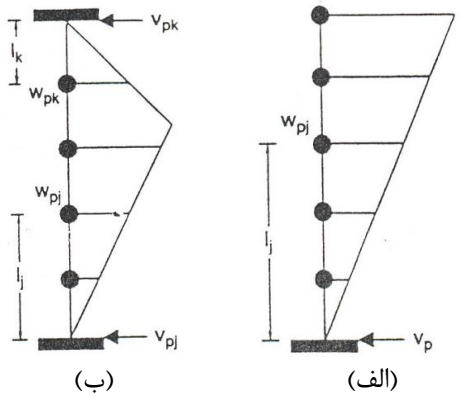
h_i: ارتفاع تراز i سازه از تراز پایه

h_{av}: میانگین ارتفاعات نقاط اتصال جزء غیرسازه‌ای به سازه از تراز پایه

w_i: وزن موثر لرزه‌ای تراز i سازه

در مورد اجزای غیرسازه‌ای با بیش از دو نقطه‌ی اتصال، برای هر ناحیه‌ی بین دو نقطه‌ی اتصال مجاور می‌توان از این روش استفاده کرد.

محدودیت‌های روابط ۸-۲ و ۸-۳ برای جمع کل نیروهای F_{pi} نیز برقرار است.

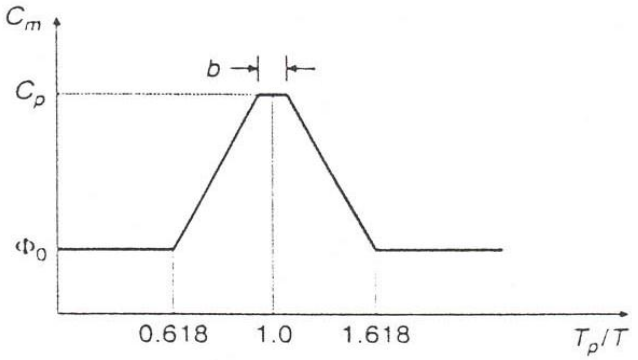


شکل ۸-۱ نمایش شکل مود اول فرضی اجزای غیرسازه‌ای با اتصال در یک یا دو نقطه

۸-۳-۲-۳ ضریب بزرگنمایی اصلاح شده

در صورتی که زمان تناوب جزء ، T_P، محاسبه شده یا معلوم باشد، به جای ضریب بزرگنمایی C_P طبق رابطه‌ی ۸-۱۳، که به طور محافظه‌کارانه با فرض تشدید بدست آمده، می‌توان از ضریب بزرگنمایی اصلاح شده‌ی C_m ، حاصل از شکل ۸-۲ استفاده نمود. در شکل ۸-۲ پارامتر b از رابطه‌ی ۸-۱۵ تعیین می‌شود.

$$b = \frac{1}{2}\phi_0\sqrt{W_p / W} \qquad ۱۵\text{-}۸$$



شکل ۸-۲ تغییرات ضریب بزرگنمایی اصلاح شده با نسبت زمان‌های تناوب

۸-۳-۲-۴ زمان تناوب جزء غیرسازه‌ای

زمان تناوب جزء غیرسازه‌ای، T_p، را می‌توان از رابطه‌ی ۸-۱۶ بدست آورد، بشرط آنکه جزء موردنظر و اتصالات آن را بتوان با تقریب قابل قبول با جرم و فنر با یک درجه‌ی آزادی مدل کرد.

$$T_P = 2\pi\sqrt{\frac{W_p}{K_p g}} \qquad ۱۶\text{-}۸$$

که در آن:

K_p: سختی جانبی مجموعه‌ی جزء و اتصال آن به سازه

زمان تناوب اجزای غیرسازه‌ای را می‌توان با استفاده از آزمایش یا روش‌های تحلیلی نیز تعیین نمود.

۸-۳-۳ روش طیف طبقه

هرگاه دقت بیشتری برای تعیین شتاب یا جابجایی در محل نصب جزء یا در طبقه مورد نظر نیاز باشد، استفاده از روش طیف طبقه توصیه می‌شود. نیروی وارد بر جزء غیرسازه‌ای، F_p، از رابطه‌ی ۸-۱۷ محاسبه می‌شود:

$$F_p = \frac{a_i a_p W_p}{(R_p / I_p)} A_x \qquad ۱۷\text{-}۸$$

که در آن:

a_i: ترکیب شتاب‌های طیفی مودی تراز i سازه که به روش طیفی با $R_p = 1$، محاسبه می‌شود.

A_x: ضریب بزرگنمایی پیچش سازه (رابطه‌ی ۴-۲۱)

در رابطه‌ی ۸-۱۷ استفاده از مقادیر کوچکتری برای ضریب بازتاب، a_p، حاصل از تحلیل دینامیکی مستقل جزء غیرسازه‌ای مجاز است اما در هر حال مقدار a_p نباید کوچکتر از ۱ فرض شود.

محدودیت‌های روابط ۸-۲ و ۸-۳ برای نیروی حاصل از این روش نیز برقرار است. همچنین لازم است جزء غیرسازه‌ای برای جابجایی نسبی لرزه‌ای طبق بند ۸-۲، همراه با تغییر مکان‌های جانبی ناشی از سایر بارها کنترل شود.

۸-۴ مهار اجزای غیرسازه‌ای

چنانچه اتصال جزء غیرسازه‌ای به تکیه‌گاه آن بوسیله‌ی مهارهای منبسط شونده‌ی کوتاه، مهارهای شیمیایی کوتاه، یا مهارهای درجا با انعطاف‌پذیری کم انجام شود، ضریب رفتار R_p در روابط ۸-۵ و ۸-۱۷ حداکثر برابر با ۱٫۵ منظور می‌گردد. مهارهای مدفون در بتن یا مدفون در مصالح بنایی باید قادر به تحمل کمترین نیرو بین مقاومت اتصال، ۱٫۳ برابر نیروی محاسبه شده‌ی اتصال، و حداکثر نیرویی که می‌تواند از جزء به اتصال منتقل گردد، باشد. در تعیین نیروی میل‌مهار اتصال باید شرایط نصب از جمله اثر برون محوری و اهرمی شدن نیز منظور شود. توزیع نیرو در میل‌مهارهای اتصال باید با توجه به سختی اتصال و نحوه باز توزیع نیرو در میل مهارها پس از تسلیم، انجام شود.

اجزای غیرسازه‌ای باید به سازه‌ی تکیه‌گاهی خود طبق ضوابط این بند متصل یا مهار شده باشند. اتصال جزء به سازه باید بدون استفاده از مقاومت اصطکاکی تامین شده در اثر بار ثقلی طراحی گردد.

بین جزء و سازه باید یک مسیر پیوسته برای انتقال نیرو با مقاومت و سختی کافی فراهم شود. هرگاه این نیروها برای اعضا یا اتصالات سازه واقع در مسیر انتقال نیرو کنترل‌کننده باشند، این اعضا و اتصالات باید برای نیروهای مزبور طراحی گردند.

استفاده از مهار فشنگی (مهار پرچی) به بتن یا فولاد به منظور انتقال کشش و برای سازه‌ی بنایی منوط به ارائه گواهی مقاومت لرزه‌ای طبق بند ۸-۱-۴ است. در تکیه‌گاه صفحات ضد صدا یا پانل‌های کشویی سقف‌های کاذب یا اجزا طویلی که بار بهره‌برداری هریک از بست‌های آنها به بتن از ۰/۴ کیلونیوتن و به فولاد از ۱/۱ کیلونیوتن بیشتر نشود، استفاده از این مهارها مجاز است.

از گیره‌های اصطکاکی برای انتقال نیرویی علاوه بر زلزله نباید استفاده نمود. استفاده از گیره‌های C شکل، تیری یا با بال بزرگ برای آویزها مجاز است، به شرطی که برای جلوگیری از شل شدن اتصالات رزوه‌ای از بست‌های اضافی یا مهره‌های قفلی استفاده شود.

مهار به مصالح بنایی باید به گونه‌ای انجام شود که ظرفیت اتصال جزء غیرسازه‌ای به مهار از ظرفیت تسلیم مهار بیشتر نباشد. در غیر اینصورت نیروی طراحی مهار باید حداقل ۲/۵ برابر نیروی ضریبدار منتقله توسط اتصال درنظر گرفته شود.

۸-۴-۱ نیروی طراحی اتصالات

برای طراحی اتصالات از نیروی F_p (بند ۸-۳) استفاده می‌شود. در محاسبه این نیرو، مقدار R_p نباید بزرگتر از ۶ درنظر گرفته شود. در تعیین نیروی هر اتصال باید شرایط نصب از جمله اثرات برون محوری و اهرمی شدن نیز منظور شود. توزیع نیرو بین اجزای اتصال باید با توجه به سختی و شکل‌پذیری اتصال و نحوه باز توزیع نیرو در اتصالات پس از تسلیم هر یک انجام گردد.

۸-۴-۲ مهار به بتن

۸-۴-۲-۱ کلیات

در طراحی میل مهار باید ضوابط آیین‌نامه ACI 318 یا سایر آیین‌نامه‌های معتبر و این بند رعایت گردد.

۸-۴-۲-۲ ظرفیت میل‌مهار

ظرفیت بیرون کشیده‌شدگی یک میل‌مهار، P_{nr}، از حاصلضرب ظرفیت اسمی بیرون کشیده‌شدگی آن، P_n، در ضرایب کاهش ظرفیت طبق رابطه‌ی ۸-۱۸ بدست می‌آید.

$$P_{nr} = R_1 R_2 R_3 R_4 \, P_n \qquad ۱۸\text{-}۸$$

که در آن:

R_1 تا R_4: ضرایب کاهش مقاومت بتن، میزان ترک در بتن، سطح خطرزایی و کنترل کیفیت.

ظرفیت برشی یک میل‌مهار، V_{nr}، عبارتست از حاصلضرب ظرفیت اسمی برشی آن، V_n، در ضرایب کاهش ظرفیت که از رابطه‌ی ۸-۱۹ بدست می‌آید.

$$V_{nr} = R_1' R_3' R_4' V_n \qquad ۱۹\text{-}۸$$

که در آن:

R_1'، R_3' و R_4' : به ترتیب ضرایب کاهش مربوط به مقاومت بتن، سطح خطرزایی و کنترل کیفیت.

برای تعیین ظرفیت‌های اسمی بیرون‌کشیده‌شدگی و برشی میل‌مهار، P_n و V_n، می‌توان از آیین‌نامه ACI 318 یا سایر آیین‌نامه‌های معتبر استفاده نمود.

۸-۴-۲-۲-۱ ضرایب کاهش مربوط به مقاومت بتن، R_1 و R_1'

- برای میل‌مهار انبساطی:

$$R_1 = \begin{cases} 1.0 & f_c' \geq 28 \\ \dfrac{f_c'}{28} & 28 > f_c' \geq 14 \\ 0.0 & f_c' < 14 \end{cases} \qquad ۲۰\text{-}۸$$

$$R_1' = \begin{cases} 1.0 & f_c' \geq 25 \\ \dfrac{f_c'}{70} + 0.65 & 25 > f_c' \geq 14 \\ 0.0 & f_c' < 14 \end{cases} \qquad ۲۱\text{-}۸$$

- برای میل‌مهار بدون قلاب یا قلاب‌دار رزوه شده درجا، و میل‌مهار با تزریق درجای گروت:

$$R_1 = R_1' = \begin{cases} 1.0 & f_c' \geq 25 \\ \sqrt{\dfrac{f_c'}{25}} & 25 > f_c' \geq 17.5 \\ 0.0 & f_c' < 17.5 \end{cases} \qquad ۲۲\text{-}۸$$

۸-۴-۲-۲-۲ ضریب کاهش مربوط به میزان ترک در بتن، R_2

- برای میل‌مهار انبساطی:

$$R_2 = \begin{cases} 1.0 & 0.25 > w_c \\ 0.75 & 0.25 \leq w_c < 0.5 \\ 0.0 & 0.50 \leq w_c \end{cases} \qquad ۲۳\text{-}۸$$

- برای میل‌مهار بدون قلاب رزوه شده درجا یا با تزریق درجای گروت:

$$R_2 = \begin{cases} 1.0 & 0.25 > w_c \\ 1.08 - 0.32 w_c & 0.25 \leq w_c < 1.50 \\ 0.0 & 1.50 \leq w_c \end{cases} \qquad ۲۴\text{-}۸$$

روابط میل‌مهار قلابدار مانند میل‌مهار بدون قلاب است، با این تفاوت که وقتی $w_c > 0.5$ ، $R_2 = 0$ در نظر گرفته می‌شود.

در روابط فوق:

f'_c : مقاومت فشاری بتن برحسب نیوتن بر میلیمتر مربع

w_c: عرض ترک محاسباتی در عضو سازه در محل میل‌مهار بر حسب میلیمتر

۸-۴-۲-۲-۳ ضرایب کاهش مربوط به محتویات حساس، R_3 و R'_3

ضرایب R_3 و R'_3 برای میل‌مهارهای انبساطی که تجهیز با گروه کاربری و خطرزایی IV (جدول ۴-۳)، و یا شرایط ویژه ارائه شده در بند ۸-۱-۲ را نگهداری می‌کنند برابر ۰/۷۵ و در سایر موارد برابر ۱ در نظر گرفته می‌شوند.

۸-۴-۲-۲-۴ ضرایب کاهش مربوط به کیفیت نظارت، R_4 و R'_4

در صورت نظارت دقیق بر اجرا R_4 و R'_4 برابر واحد و در غیر این صورت برابر ۰/۷۵ منظور می‌شوند.

۸-۴-۲-۳ طراحی میل‌مهار

۸-۴-۲-۳-۱ میل‌مهارهای انبساطی، رزوه شده درجا و با تزریق درجای گروت

اثر همزمان برش و کشش در میل‌مهارهای انبساطی، رزوه شده درجا و با تزریق درجای گروت طبق رابطه‌ی ۸-۲۵ کنترل می‌شود:

$$\begin{cases} \dfrac{V}{V_{nr}} \le 0.3 & \rightarrow \quad \dfrac{P}{P_{nr}} \le 1.0 \\ 0.3 < \dfrac{V}{V_{nr}} \le 1.0 & \rightarrow \quad 0.7\dfrac{P}{P_{nr}} + \dfrac{V}{V_{nr}} \le 1.0 \end{cases} \qquad \text{۲۵-۸}$$

P: نیروی کششی ناشی از مجموع اثر بار زلزله و اثر بار مرده

V: نیروی برشی ناشی از مجموع اثر بار زلزله و اثر بار مرده

۸-۴-۲-۳-۲ میل‌مهار جوش شده به فولاد مدفون در بتن یا نمایان

اثر همزمان برش و کشش در جوش‌های اتصال طبق رابطه‌ی ۸-۲۶ کنترل می‌شود:

$$(\frac{P_w}{F_w})^2 + (\frac{V_w}{F_w})^2 \le 1 \qquad \text{۲۶-۸}$$

که در آن:

P_w: نیروی کششی وارده به جوش

V_w: نیروی برشی وارده به جوش

F_w: مقاومت جوش تحت اثر همزمان کشش و برش

۸-۵ ضوابط خاص اجزای معماری

۸-۵-۱ کلیات

اجزای معماری به همراه تکیه‌گاه و اتصالات آنها باید علاوه بر بندهای قبلی، ضوابط این بند را نیز تامین نمایند. برای اجزای آویخته با زنجیر یا معلق، در صورت تامین شرایط زیر، رعایت ضوابط بندهای ۸-۲ و ۸-۳ در مورد جابجایی و نیرو لازم نیست:

۱- نیروی طراحی این اجزاء ۱٫۴ برابر وزن بهره‌برداری آنها و به سمت پایین درنظر گرفته شود و همزمان با آن نیروی جانبی مساوی با ۱٫۴ برابر وزن بهره‌برداری آنها در راستایی افقی که بیشترین تاثیر را دارد اعمال گردد.

۲- اندرکنش لرزه‌ای آن با سازه و اجزای مجاور طبق بند ۸-۱-۵ درنظر گرفته شود.

۳- اتصال جزء معماری به سازه قابلیت چرخش ۳۶۰ درجه را در صفحه‌ی افقی دارا باشد.

۸-۵-۲ تغییرشکل قائم

در طراحی اجزای معماری باید تغییر شکل قائم ناشی از چرخش اتصالات اعضای سازه‌ی طره‌ای، درنظر گرفته شود.

۸-۵-۳ دیوار غیرسازه‌ای خارجی و اتصالات آن

دیوار غیرسازه‌ای خارجی که به سازه متصل شده یا آن را دربر گرفته است، باید به نحوی طراحی شود که جابجایی‌های نسبی ذکر شده در بند ۸-۲ و تغییرشکل‌های حرارتی را تحمل نماید. این جزء باید به‌طور مستقیم یا با استفاده از اتصالات مکانیکی، طبق ضوابط زیر، با قابلیت انتقال کشش به سازه مهار شود:

۱- اتصالات جزء باید قادر به تحمل جابجایی نسبی حاصل از بند ۸-۲ یا ۱۵ میلیمتر، هر کدام که بیشتر است، باشد.

۲- انعطاف‌پذیری اتصال برای پذیرش جابجایی نسبی طبقه و حرکت دیوار در صفحه خود باید به کمک یکی از روش‌های مختلف از قبیل استفاده از سوراخ لوبیایی یا اجزای فولادی انعطاف‌پذیر (خم شونده) تامین شود.

۳- عضو متصل شونده باید ظرفیت شکل‌پذیری چرخشی لازم را برای جلوگیری از شکست ترد بتن یا فولاد در ناحیه جوش داشته باشد.

۴- تمام ادوات اتصال مانند پیچ، میخ، مهار، جوش، و نیز بدنه‌ی اتصال باید برای نیروی F_p وارد بر مرکز جرم دیوار، طبق بند ۸-۳، طرح شوند.

۵- در صورتی‌که مهار توسط تسمه‌های فولادی مدفون در بتن یا مصالح بنایی تامین شده باشد، این تسمه‌ها باید به میلگردها متصل شده یا دور آنها قلاب شوند و به‌طور کلی به نحو موثری قادر به انتقال نیرو به میلگردها بوده یا اطمینان حاصل شود که اولین سازوکار خرابی، بیرون کشیده‌شدگی مهار نخواهد بود.

۸-۵-۴ خمش خارج از صفحه

برای اجزای مسطح، باید تغییرشکل و خمش خارج از صفحه نیز در اثر نیروهای حاصل از بند ۸-۳ ارزیابی گردد. این مقادیر نباید از ظرفیت اجزاء تجاوز نمایند.

۸-۵-۵ سقف کاذب

سقف کاذب با مساحت کمتر از ۱۵ متر مربع، در صورتی که با اتصالات و مهار جانبی مناسب به سقف و دیوار پیرامون خود متصل باشد نیاز به تحلیل لرزه‌ای ندارد. همچنین سقف کاذب متشکل از صفحات تخته گچی واقع در یک تراز که با پیچ یا میخ به پیرامون خود متصل شده و بین دیوارها یا قاب‌های افقی مهار شده به سقف بالایی قرار گرفته، نیاز به تحلیل در برابر زلزله ندارد.

وزن سقف کاذب، W_p، برابر مجموع وزن شبکه‌بندی سقف، قطعات آن، سیستم‌های روشنایی متصل به آن، و سایر تجهیزاتی که توسط سقف نگهداری می‌شوند، درنظر گرفته می‌شود. این مقدار نباید کمتر از $20\,\mathrm{daN/m^2}$ درنظر گرفته شود. نیروی لرزه‌ای F_p باید توسط اتصالات سقف کاذب به طور مطمئنی به سازه منتقل شود.

به جای تعبیه سوراخ‌های بزرگ در اطراف آبفشان‌های سیستم آتش‌نشانی سقف، می‌توان این سیستم را با شبکه‌ی سقف کاذب به عنوان یک واحد یکپارچه طراحی نمود. در مورد صفحات ضد صدا یا پانل‌های کشویی سقف کاذب رعایت موارد زیر نیز لازم است:

۱- عرض بال نبشی یا ناودانی محیطی صفحات نباید از ۵۰ میلی‌متر کمتر باشد. هرگاه از گیره‌های اضافی محیطی استفاده شود، باید کاربرد آنها با آزمایش تایید گردد. در هریک از دو جهت افقی متعامد، یک انتهای شبکه سقف باید به نبشی یا ناودانی محیطی متصل باشد. انتهای دیگر در هر جهت افقی باید به اندازه ۲۰ میلی متر تا دیوار فاصله آزاد داشته و بتواند آزادانه روی عضو محیطی بلغزد.

۲- در سقف‌های با مساحت بیش از ۲۳۰ مترمربع، باید از درز انقطاع یا تیغه‌های تمام قد که سقف کاذب را قطع نموده و آن را به قطعات کوچکتر از ۲۳۰ مترمربع و با نسبت ابعادی کمتر از ۴ در پلان تقسیم می‌نمایند استفاده گردد، مگر اینکه تحلیل دقیق سقف کاذب نشان دهد عرض آزاد پیش‌بینی شده روی اعضای محیطی چنین سقفی برای حرکات آزادانه‌ی سقف کافی است. هریک از قطعات تقسیم شده باید شرایط ردیف ۱ را تامین نمایند.

۸-۵-۶ کف کاذب

۸-۵-۶-۱ کلیات

وزن موثر کف کاذب، W_p، برابر مجموع وزن سیستم کف، ۱۰۰٪ وزن تجهیزاتی که به آن متصل شده‌اند و ۲۵٪ وزن تجهیزاتی که روی آن قرار گرفته اما به آن متصل نیستند، می‌باشد. نیروی لرزه‌ای F_p باید از تراز روی کف به سازه‌ی نگهدارنده منتقل شود. اثر واژگونی تجهیزات متصل به کف کاذب نیز باید در طراحی آن درنظر گرفته شود. توانایی اتصالات لغزشی روی ستونک‌ها برای تحمل اثرات واژگونی باید بررسی گردد. حداکثر بار محوری هر ستونک در ترکیبات بار تحت اثر واژگونی تجهیزات گفته شده، نباید از سهم آن ستونک از W_p بیشتر شود.

۸-۵-۶-۲ کف کاذب ویژه

یک کف کاذب، ویژه نامیده می‌شود هرگاه در طراحی آن ضوابط زیر رعایت شده باشد:

۱- اتصالاتی که برای تحمل نیروهای زلزله درنظر گرفته شده‌اند، شامل بست‌های مکانیکی، مهار در بتن طبق بند ۸-۴، جوش یا اتصال تماسی باشند.

۲- در تحمل و انتقال نیروی زلزله از بست برقی یا فشنگی، چسب، یا اصطکاک ناشی از بار ثقلی تنها، استفاده نگردیده باشد.

۳- در طراحی دستگاه مهاربندی، اثر کمانش اعضای فشاری درنظر گرفته شده باشد.

۴- اعضای مهاربندی و ستونک‌ها از مقاطع استاندارد سازه‌ای یا مکانیکی با مشخصات مکانیکی معین باشند. استفاده از لوله‌های برق به این منظور مجاز نمی‌باشد.

۵- از پایه‌های کفی که برای تحمل نیروهای محوری ناشی از زلزله طراحی شده و به ستونک‌های تکیه گاهی اتصال داده شده‌اند، استفاده شده باشد.

۸-۵-۷ تیغه‌ی جداکننده

تیغه‌ی متصل به سقف و هر تیغه با ارتفاع بیش از ۱٫۸ متر باید به‌طور جانبی به سازه مهار شود. این مهاربندی باید مستقل از مهاربندی جانبی سقف کاذب باشد. فاصله‌ی مهارها باید به گونه‌ای باشد که جابجایی افقی بالای تیغه محدود به ضوابط جابجایی مجاز سقف طبق بند ۸-۵-۵ برای سقف‌های کاذب یا دیگر ضوابط این فصل برای سایر سقف‌ها گردد.

ضوابط این بند لازم نیست در مورد تیغه‌های واجد همه شرایط زیر رعایت شود:

۱- تیغه با ارتفاع کمتر یا مساوی ۲٫۷ متر

۲- تیغه‌ای که وزن یک متر طول آن از حاصلضرب ۵۰daN در ارتفاع تیغه (بر حسب متر) بیشتر نباشد.

۳- تیغه‌ای که نیروی افقی لرزه‌ای آن از $25daN/m^2$ بیشتر نباشد.

۸-۵-۸ نما و دیوار شیشه‌ای

جابجایی نسبی مجاز لرزه‌ای در دیوارهای نما و تیغه‌های داخلی دارای شیشه، Δ_f، برابر با $1.25ID_p$ می‌باشد ولی نباید از ۱۵ میلیمتر کمتر درنظر گرفته شود. مقدار D_p طبق رابطه‌ی ۸-۱ محاسبه می‌شود و ضریب اهمیت، I، از جدول ۴-۳ تعیین می‌شود.

جابجایی نسبی لرزه‌ای در دیوارهای نما و تیغه‌های داخلی شیشه‌ای باید رابطه‌ی ۸-۲۷ را برآورده نماید:

$$\Delta_f \geq \max(1.25 \times I.D_p \ , \ 15mm) \qquad ۲۷\text{-}۸$$

که در آن:

Δ_f: جابجایی نسبی لرزه‌ای که در آن فروپاشی شیشه در دیوارهای نما و تیغه‌های داخلی شیشه‌ای روی می‌دهد، و می‌توان آن را طبق توصیه AAMA501.6 یا با تحلیل سازه تعیین کرد.

D_p: جابجایی نسبی طراحی جزء غیرسازه‌ای طبق بند ۸-۲. این تغییرمکان نسبی باید بین بالا و پایین جزء شیشه ای درنظر گرفته شود.

I: ضریب اهمیت سازه طبق جدول ۴-۳

در موارد زیر رعایت ضوابط این بند ضروری نیست:

۱- شیشه با فاصله‌ی آزاد کافی نسبت به قاب دور خود، به طوری که تماس شیشه با قاب حداقل تا جابجایی نسبی برابر با $1.25D_p$ اتفاق نیفتد. جابجایی نسبی سازه بین بالا و پایین شیشه که موجب تماس شیشه با قاب خود می‌شود، D_c، در مورد یک شیشه‌ی مستطیلی درون یک قاب دیواری مستطیلی، از رابطه‌ی ۸-۲۸ به دست می‌آید:

$$D_c = 11 + h_p c_2 b_p c_1 \geq 1.25 D_p \qquad ۲۸\text{-}۸$$

که در آن:

h_p: ارتفاع شیشه مستطیلی

b_p: عرض شیشه مستطیلی

c_1 : میانگین فاصله‌ی آزاد دو لبه‌ی قائم شیشه با قاب خود

c_2: میانگین فاصله‌ی آزاد دو لبه‌ی افقی شیشه با قاب خود

۲- شیشه‌ی یکپارچه‌ی حرارت دیده‌ی کامل در گروه‌های کاربری و خطرزایی I تا III که در ارتفاعی حداکثر برابر با ۳ متر از کف پیاده‌رو قرار داشته باشد.

۳- شیشه‌ی لایه لایه حرارت دیده‌ی و تک ضخامته که ضخامت لایه‌های داخلی آن از ۰/۷۵ میلیمتر کمتر نبوده و درون یک قاب دیواری کشویی مهار شده باشد، و برای مهارسازی شیشه بین دور تا دور محیط آن و قاب از نوار لاستیکی آب‌بندی که در عرض حداقل ۱۵ میلیمتر با شیشه در تماس است، یا از سیستم مهاری تایید شده‌ی دیگر، استفاده گردیده باشد.

۸-۶ ضوابط خاص تجهیزات مکانیکی و برقی

۸-۶-۱ کلیات

در طراحی لرزه‌ای تجهیزات مکانیکی و برقی و تکیه‌گاه‌های آنها ضوابط این بند باید لحاظ شود. طراحی اتصال این تجهیزات و تکیه‌گاه آنها به سازه باید با رعایت ضوابط بند ۸-۴ انجام شود.

در صورت استقرار جزء مکانیکی یا برقی روی جداگر ارتعاشی، در هر دو راستای افقی در مجاورت جزء باید ضربه‌گیر نصب گردد. چنانچه فاصله‌ی آزاد بین جزء غیرسازه‌ای یا تکیه‌گاه آن و ضربه‌گیر، بیش از ۶ میلیمتر باشد نیروی طراحی جزء غیرسازه‌ای باید برابر با $2F_p$ اختیار شود، در غیر اینصورت نیروی طراحی را می‌توان برابر با F_p فرض نمود.

برای تجهیزات سبک روشنایی، علائم نورانی راهنما و پنکه‌های سقفی که به لوله یا کانال متصل نبوده و به طریقی از سازه آویزانند، در صورت تامین شرایط زیر، رعایت بند ۸-۲ لازم نیست:

۱- نیروی طراحی این اجزاء ۱٫۴ برابر وزن بهره‌برداری آنها و به سمت پایین درنظر گرفته شود و همزمان با آن نیروی جانبی مساوی با ۱٫۴ برابر وزن بهره‌برداری آنها در راستایی افقی که بیشترین تاثیر را دارد اعمال گردد.

۲- اندرکنش جزء با سازه و اجزای مجاور طبق بند ۸-۱-۵ درنظر گرفته شود.

۳- اتصال جزء به سازه قابلیت چرخش ۳۶۰ درجه در صفحه‌ی افقی را دارا باشد.

در طراحی جزء مکانیکی یا برقی صنعتی، باید آثار دینامیکی ارتعاشات جزء و محتویات آن، و بنا به مورد، ارتعاش تکیه‌گاه آن را درنظر گرفت. در چنین حالاتی، اندرکنش جزء با سازه‌ی تکیه‌گاهی، و با دیگر اجزای مکانیکی و برقی نیز باید در نظر گرفته شود.

در طراحی مهار اجزای مکانیکی و برقی به تکیه‌گاه باید از مقاومت اصطکاکی ناشی از وزن بهره برداری تجهیزات صرفنظر شود.

۸-۶-۲ تجهیزات مکانیکی

تجهیزات مکانیکی با I_p بزرگتر از ۱ باید برای نیرو و جابجایی نسبی بندهای ۸-۲ و ۸-۳ طرح شده و ضوابط اضافی زیر نیز در مورد آنها رعایت گردد: در طراحی اجزای مکانیکی موارد زیر نیز باید درنظر گرفته شود:

۱- تمهیداتی برای کاهش اثر ضربه‌ی ناشی از زلزله پیش‌بینی شود. این تمهیدات برای تجهیزات در معرض ضربه، تجهیزات ساخته شده از مصالح غیرشکل‌پذیر یا مصالحی که در شرایط بهره‌برداری (مانند دماهای زیر صفر) شکل‌پذیری آنها کاهش می‌یابد، لازم است.

۲- برآورد بار محتمل ناشی از اختلاف تغییر مکان تکیه‌گاه‌های واقع بر سازه‌های مجزا

۳- در صورت وجود، بار وارد بر جزء ناشی از تغییرمکان غیریکسان تکیه‌گاه‌های خطوط خدماتی متصل به جزء برآورد گردد.
۴- جابجایی نسبی لوله، کانال تهویه و نظایر آن وقتی بر سازه‌های مجزا متکی‌اند یا وقتی از مرز ایزولاسیون سازه‌های جداسازی شده (طبق فصل نهم) می‌گذرند، در طراحی لحاظ شود.

۸-۶-۳ تجهیزات برقی

تجهیزات برقی با I_p بزرگتر از ۱ باید برای جابجایی نسبی و نیرو طبق بند ۸-۲ و ۸-۳ طرح شده و ضوابط اضافی زیر نیز در مورد آنها رعایت گردد:
۱- تمهیداتی برای جلوگیری از ضربه ناشی از زلزله بین اجزاء مجاور درنظر گرفته شود.
۲- بار وارد بر جزء ناشی از تغییرمکان غیریکسان تکیه‌گاه‌های خطوط خدماتی متصل به جزء در صورت وجود باید در محاسبات منظور گردد.
۳- باتری‌های مستقر بر قفسه‌ها با استفاده از قیدهای دورپیچ برای اطمینان از عدم سقوط آنها مهار گردند. برای جلوگیری از آسیب دیدن جعبه‌های باتری، لازم است جداکننده‌هایی بین مهارها و باتری تعبیه شود. قفسه‌ها باید ظرفیت کافی برای باربری جانبی را داشته باشند.
۴- سیم‌پیچ‌های داخلی ترانسفورماتورهای نوع خشک باید به تکیه‌گاه خود در داخل ترانسفورماتور اتصال مقاوم در برابر کشش داشته باشند.
۵- جعبه کنترل، تجهیزات رایانه، و سایر تجهیزاتی که امکان حرکت روی ریل دارند، باید به ترمز تثبیت‌کننده مجهز باشند.
۶- جعبه برق باید از استانداردهای مربوطه تبعیت نماید. ایجاد برش در سینی برشی پایینی جعبه که بعدا (برای اتصال) در محل انجام شده و مقاومت جعبه را به طرز قابل توجهی کاهش می‌دهد باید به طور ویژه مورد بررسی قرار گیرد.
۷- مهار جعبه کنترل، تجهیزات رایانه، و سایر تجهیزات دارای قطعاتی با امکان جدا شدن، توسط بست.
۸- ارزیابی و طراحی مناسب اتصالات برای تجهیزات الحاقی با وزن بیش از ۴۵daN در صورتی که مشخصات اتصالات توسط سازنده ارائه نشده باشد، انجام گیرد.
۹- وقوع جابجایی غیر یکسان برای لوله‌ی برق، سینی کابل یا سایر تجهیزات مشابه متصل به جزء، طبق بند ۸-۲، چنانچه آنها به سازه‌های مجزا متصل بوده یا از مرز جدایش سازه‌های ایزوله شده (طبق فصل نهم) می‌گذرند، درنظر گرفته شود.

۸-۶-۴ تکیه‌گاه تجهیزات

تکیه‌گاه تجهیزات مکانیکی و برقی و اتصال تجهیزات به آن، باید برای جابجایی و نیرو طبق بندهای بند ۸-۲ و ۸-۳ طراحی شود. این تکیه‌گاه‌ها شامل اعضای سازه‌ای، مهارها، قاب‌ها، ساق‌های فولادی،

پایه‌های فولادی و بتنی، تکیه‌گاه‌های زینی، کابل‌ها، حائل‌ها، فنرها و سایر اجزایی هستند که به تجهیزات متصل شده یا به‌صورت بخشی از تکیه‌گاه تجهیزات همراه آنها ساخته شده‌اند. همچنین جابجایی طبق بند ۸-۲ کنترل شود.

۸-۶-۴-۱ تکیه‌گاه‌های استاندارد

اگر از تکیه‌گاه‌های استاندارد طبق ضوابط مربوطه استفاده شود، کفایت این تکیه‌گاه‌ها در برابر نیروهای زلزله باید با استفاده از آزمایش یا تحلیل تحت نیروهای وارده تعیین گردد. همچنین سختی تکیه‌گاه نیز باید طوری باشد که مقاصد طراحی مسیر انتقال بار را برآورده سازد.

۸-۶-۴-۲ طراحی برای جابجایی نسبی

تکیه‌گاه‌های تجهیزات باید طوری طراحی شوند که قادر به تحمل جابجایی نسبی لرزه‌ای حاصل از بند ۸-۲ باشند.

۸-۶-۴-۳ اتصال تجهیزات به تکیه‌گاه

ادوات اتصال تجهیزات به تکیه‌گاه باید برای نیرو و جابجایی حاصل از یکی از روش‌های تحلیل بند ۸-۳ و ۸-۲ طراحی شوند، مگر اینکه به‌صورت یکپارچه با تجهیزات ساخته شده باشند. در تجهیزات با $I_p = 1.5$، محل اتصال بدنه تجهیزات به ادوات اتصال باید از لحاظ تنش‌های موضعی مورد بررسی قرار گیرد.

۸-۶-۴-۴ کانال، سینی کابل و سایر سیستم های توزیع برق (ابزار انتقال)

ابزار انتقال باید برای نیرو و جابجایی ذکر شده در بند ۸-۲ طراحی شود. کانالهای با بعد بزرگتر از ۶۵ میلی‌متر که به جعبه، تابلوی برق یا سایر اجزای در معرض جابجایی نسبی متصل هستند، باید دارای اتصالات انعطاف‌پذیر بوده یا در غیر این صورت برای نیروها و جابجایی‌های لرزه‌ای مربوطه طراحی گردند.

در شرایط زیر، طراحی ابزار انتقال برای نیروها و تغییرمکانهای لرزه‌ای بندهای ۸-۲ و ۸-۳ لازم نیست:

۱- از سیستم کابلی انعطاف‌پذیر برای حمل ابزار انتقال استفاده شده و کل وزن ابزار روی این سیستم از ۱٫۵daN/m بیشتر نباشد.

۲- ابزار انتقال به آویزهایی متصل بوده و طول هر آویز بین سازه و نقطه اتصال به ابزار انتقال از ۳۰۰ میلی متر بیشتر نباشد. هرگاه از آویز میله‌ای استفاده شود، اتصال آن به صورت ساچمه‌ای بوده که از خم شدن غیرارتجاعی آویز جلوگیری می نماید.

۳- کانال‌های به بعد کوچکتر یا مساوی ۶۵ میلی‌متر.

۸-۶-۴-۵ سایر موارد

علاوه بر ضوابط فوق، در طرح و اجرای تکیه‌گاه‌های تجهیزات مکانیکی و برقی باید موارد خاص تجهیز مورد نظر شامل نکات زیر رعایت شود:

۱- چنانچه محل تکیه‌گاه استحکام و سختی کافی برای انتقال نیروی زلزله را نداشته باشد، از واشرهای فلزی مناسب در محل نصب پیچ‌های اتصالات پیچی استفاده شود.

۲- وقتی در جریان انتقال نیروی زلزله در تکیه‌گاه ورق‌های فولادی سرد نورد شده تحت خمش حول محور ضعیف خود قرار خواهند گرفت، چنین تکیه‌گاهی باید به دقت مورد ارزیابی قرار گیرد.

۳- تجهیزات مستقر بر جداگرهای لرزه‌ای باید دارای قید یا ضربه‌گیر مناسب در هر راستای افقی بوده و همچنین در مواردی که امکان واژگونی تجهیز وجود دارد باید در محل آنها از قیدهای قائم استفاده شود. غلاف جداگر و قیدها باید از مصالح شکل‌پذیر باشند. برای کاهش اثر ضربه، بین ضربه‌گیر و تجهیزات می‌توان از بالشتک‌های ساخته‌شده از مصالح ویسکوالاستیک یا مصالح مشابه با ضخامت مناسب استفاده کرد. نکات بند ۸-۶-۱ نیز در مورد تجهیزات مستقر بر جداگر لرزه‌ای باید در نظر گرفته شود.

۴- در صورت تحقق هریک از شرایط زیر، تکیه‌گاه تجهیزات توزیع برق باید برای جابجایی نسبی و نیرو در بندهای ۸-۲ و ۸-۳ طرح شود:

الف- $I_P = 1.5$ و قطر غلاف کابل برق بزرگتر از ۶۵ میلیمتر باشد.

ب- آویز و مهارهای سینی و کانال عبور کابل با $I_P = 1.5$ و وزن کل بیش از ۱۵daN باشد.

پ- تکیه‌گاه به‌صورت طره از کف بیرون آمده باشد.

ت- تکیه‌گاه دارای مهاربندی برای محدود کردن جابجایی باشد.

ث- تکیه‌گاه به‌صورت قاب صلب با اتصالات جوشی ساخته شده باشد.

۵- اتصال لوله، دیگ بخار و مخزن تحت فشار به تکیه‌گاه بتنی باید قابلیت تحمل بارهای چرخه‌ای را داشته باشد.

۶- در صورتی‌که اتصال جزء مکانیکی به تکیه‌گاه تحت بار کششی باشد، در محل حفره نصب از گروت اپوکسی یا پایه سیمانی منبسط شونده استفاده شود.

۸-۶-۵ خطوط خدماتی

در فاصله بین سازه‌های مجاور یا بخش‌هایی از یک سازه که امکان حرکت مستقل دارند، خطوط خدماتی باید دارای انعطاف‌پذیری مناسب به منظور تحمل جابجایی نسبی طبق بند ۸-۲ باشند. احتمال گسست خطوط خدماتی در سازه‌ها با گروه کاربری و خطرزایی IV (جدول ۴-۳) باید مورد بررسی قرار گیرد. آسیب‌پذیری خطوط خدماتی زیرزمینی و محل خروج آنها از سطح زمین بویژه در خاک نوع IV (طبق استاندارد ۲۸۰۰) و ساختگاهی با $S_{DS} \geq 0.33$ باید مورد بررسی دقیق قرار گیرد.

۸-۶-۶ کانال‌ها

کانال‌های تهویه مطبوع و سایر کانال‌ها باید برای جابجایی نسبی و نیرو مقرر شده در بندهای ۸-۲ و ۸-۳ طراحی گردند. کانال‌هایی که از درزهای لرزه‌ای عبور می‌کنند و ضریب اهمیت آنها ۱٫۵ است باید بدون توجه به استثنائات زیر برای جابجایی نسبی لرزه‌ای طبق بند ۸-۲ طراحی شوند.

در موارد زیر، طراحی کانال‌هایی که حامل مواد سمی یا قابل اشتعال نبوده یا برای کنترل دود به کار نمی‌روند برای نیروها و تغییرمکانهای ذکر شده در بند ۸-۲ لازم نیست:

۱- از سیستم کابلی انعطاف پذیر برای نگه داشتن کانال استفاده شده و جمع وزن کانال متکی بر کابل از ۱۵daN/m کمتر باشد.

۲- کانال به آویزهایی متصل بوده و طول هر آویز بین سازه و نقطه اتصال به کانال از ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر نباشد. هرگاه از آویز میله‌ای استفاده شود، اتصال آن به صورت ساچمه‌ای بوده که از خم شدن غیرارتجاعی آویز جلوگیری می‌نماید.

۳- از وقوع ضربه بین کانال مورد نظر و سایر اجزای مکانیکی مجاور جلوگیری شده یا کانال در مقابل اثرات آن به نحوی محافظت شده باشد. سطح مقطع چنین کانالی نباید از ۰٫۵۵ مترمربع بیشتر بوده و وزن واحد طول آن نباید از ۲۵daN/m بیشتر باشد.

اجزایی که در مسیر کانال واقعند، مانند پنکه، مبدل‌های حرارتی، و مرطوب کننده، و وزن آنها از ۳۳daN بیشتر است، باید به طور مستقل از کانال در جهت جانبی مهار شده باشند. این مهارها باید برای نیروهای ذکر شده در بند ۸-۳ طراحی گردند. تجهیزاتی شامل میراکننده‌ها، پنجره‌های نرده‌ای و سرعت‌گیرها باید در تکیه‌گاه خود دارای اتصالات مقاوم به کشش باشند. لوله‌های مهارنشده متصل به تجهیزات مسیر کانال باید دارای انعطاف‌پذیری کافی برای تحمل تغییرمکانهای نسبی لرزه‌ای ذکر شده در بند ۸-۲ باشند.

۸-۶-۷ لوله‌ها

غیر از موارد مستثنی شده در این بند، سیستم لوله‌کشی باید برای نیروها و تغییرمکان‌های نسبی مقرر شده در بندهای ۸-۲ و ۸-۳ طراحی گردد.

در مواردی که از سایر استانداردهای مصالح و روش‌های طراحی معتبر استفاده نمی‌شود، طراحی لوله برای بارهای بهره‌برداری و زلزله باید بر مبنای تنش‌های مجاز زیر انجام شود:

۱- برای لوله‌های ساخته شده از مصالح شکل‌پذیر، مانند فولاد، آلومینیوم، یا مس، ۹۰ درصد حداقل تنش تسلیم مشخصه.

۲- برای لوله‌های ساخته شده از مصالح شکل‌پذیر و با اتصالات رزوه‌ای، ۷۰ درصد حداقل تنش تسلیم مشخصه.

۳- برای لوله‌های ساخته شده از مصالح غیرشکل‌پذیر، مانند چدن یا سرامیک، ۱۰ درصد حداقل مقاومت کششی مشخصه مصالح.
۴- برای لوله‌های ساخته شده از مصالح غیرشکل‌پذیر و با اتصالات رزوه‌ای، ۸ درصد حداقل مقاومت کششی مشخصه مصالح.
لوله‌هایی که در آنها جزییات خاصی برای تحمل تغییرمکان‌های نسبی در محل اتصال به سایر تجهیزات پیش‌بینی نشده باشد، باید به اتصالاتی با انعطاف‌پذیری کافی مجهز باشند به طوریکه از خرابی اتصال بین تجهیزات جلوگیری به عمل آید.
تبصره- طراحی لوله و اتصالات آن برای نیروها و تغییرمکان‌های ذکر شده در بند ۸-۲ در موارد زیر لازم نیست:
۱- از سیستم کابلی انعطاف‌پذیر برای حمل لوله‌ها استفاده شده و هیچیک از لوله‌ها ضوابط ذکر شده در ردیف ۳ را نقض نمی‌نماید. همچنین وزن واحد طول کل لوله‌ها روی این سیستم از ۱۵daN/m کمتر است.
۲- لوله به آویزهایی متصل بوده و طول هر آویز بین سازه و بالای لوله در نقطه اتصال از ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر نباشد. هرگاه لوله بر کابل انعطاف‌پذیر متکی باشد، کابل باید به آویزهایی متصل بوده که طول هریک از ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر نباشد. در صورت استفاده از آویز میله‌ای، اتصال آن باید به صورت ساچمه‌ای یا با ابزار مشابهی باشد که از ایجاد خمش در آویز جلوگیری می‌نماید.
۳- ضریب رفتار لوله طبق جدول ۸-۲ برابر ۴٫۵ یا بیشتر است و تمهیداتی برای جلوگیری از وقوع ضربه بین لوله و اجزای غیرسازه‌ای یا سازه‌ای مجاور، یا حفاظت از لوله در صورت وقوع ضربه، در نظر گرفته شده است. علاوه بر این، شرایط زیر نیز برقرار است:
الف- برای I_P بزرگتر از ۱، قطر لوله از ۲۵ میلی‌متر بیشتر نباشد.
ب- برای I_P برابر با ۱، قطر لوله از ۸۰ میلی‌متر بیشتر نباشد.

۸-۶-۸ بالابرها و پله‌های برقی

بالابرهایی که سرعت کاری آنها از ۴۵ متر در دقیقه بیشتر است، باید به کلید لرزه‌ای مجهز باشند. کلید لرزه‌ای باید قادر باشد در مواقع لزوم با ارسال سیگنال الکترونیکی نشان دهد حرکات سازه به اندازه‌ای بزرگند که ممکن است عملکرد بالابر را مختل نمایند. هرگاه نصب کلید لرزه‌ای در مجاورت یک ستون امکان‌پذیر نباشد، کلید موردنظر باید دارای حسگر در دو امتداد افقی متعامد بوده و آستانه به کار افتادن آن روی 0.2g در حالت نصب در محدوده تراز پایه‌ی ساختمان و روی 0.5g در بقیه حالات تنظیم شده باشد.
در تاسیساتی که از کار انداختن بالابر موجب به خطر افتادن ایمنی جانی افراد خواهد شد، استفاده از بالابر تنها باید پس از به کار افتادن کلید لرزه‌ای انجام شود به شرطی که:
۱- سرعت بالابر از سرعت بهره‌برداری آن بیشتر نباشد.

۲- پیش از سوارشدن افراد، بالابر یک بار از بالا به پایین و سپس از پایین به بالای مسیر خود حرکت داده شود تا از قابل استفاده بودن آن اطمینان حاصل گردد.
همچنین، در رو و زیر اتاق بالابر و وزنه تعادل باید صفحه محافظ نصب شده باشد.

۸-۶-۹ سایر تجهیزات برقی و مکانیکی

در طراحی تجهیزات مکانیکی حاوی مواد خطرناک و با ضریب اهمیت ۱٫۵، و ظروف جوشان و مخازن تحت فشار، باید از مشخصات مکانیکی زیر استفاده گردد:
۱- برای تجهیزات ساخته شده از مصالح شکل‌پذیر، مانند فولاد، آلومینیوم، یا مس، ۹۰ درصد حداقل تنش تسلیم مشخصه
۲- برای تجهیزات ساخته شده از مصالح شکل‌پذیر و با اتصالات رزوه‌ای، ۷۰ درصد حداقل تنش تسلیم مشخصه
۳- برای تجهیزات ساخته شده از مصالح غیرشکل‌پذیر، مانند چدن، سرامیک یا پلاستیک، ۱۰ درصد حداقل مقاومت کششی مشخصه مصالح
۴- برای تجهیزات ساخته شده از مصالح غیرشکل‌پذیر و با اتصالات رزوه‌ای، ۸ درصد حداقل مقاومت کششی مشخصه مصالح

فصل نهم
جداسازی لرزه‌ای

۹-۱ ملاحظات کلی

در این فصل ضوابط تحلیل و طراحی سیستم جداساز لرزه‌ای، اجزا و اعضای روسازه‌ی جداسازی شده و شالوده آن ارائه می‌شود. اگرچه جداسازی لرزه‌ای برای سازه‌های سخت‌تر و کوتاه‌تر کارایی بیشتری دارد، استفاده از آن در کلیه‌ی سازه‌ها در اغلب موارد باعث بهبود رفتار و کاهش خسارات اجزای غیرسازه‌ای می‌شود.

۹-۱-۱ تغییرات در خواص مواد

در تحلیل سازه‌ی جدا شده، شامل زیرسازه، جداساز و روسازه، باید تغییرات محتمل در خواص مصالح جداساز لرزه‌ای که در طول عمر سازه پیش‌بینی شده است، در نظر گرفته شود. از جمله دلایل این تغییرات می‌توان به افزایش سن، آلودگی، قرار گرفتن در معرض مخاطرات محیط زیست، نرخ بارگذاری و درجه حرارت اشاره نمود.

۹-۱-۲ تعاریف

روسازه: قسمت بالای سازه که از نظر لرزه‌ای جداسازی شده است.

زیرسازه: قسمت پایین سازه که همگام با زمین در زلزله حرکت می‌کند.

فصل مشترک جداسازی: به مرز بین روسازه و زیرسازه گفته می‌شود.

سیستم جداساز: سیستم جداساز شامل جداگرها و اتصالات آنها به روسازه و تکیه‌گاه زیرین، دال صلب توزیع‌کننده‌ی نیرو، اجزای تامین‌کننده‌ی مقاومت در برابر باد، میراگرها در صورت وجود و سیستم محدودکننده‌ی جابجایی می‌باشد.

واحد جداساز: یک جزء سازه‌ای با سختی افقی اندک و سختی قائم زیاد می‌باشد، که قابلیت تحمل تغییرشکل جانبی زیاد را دارد. واحدهای جداساز ممکن است انتقال‌دهنده کل بار قائم یا بخشی از آن باشند.

سیستم‌های بازدارنده تغییرمکان: مجموعه‌ای از عناصر سازه‌ای که جابجایی جانبی سازه‌ی جداسازی شده را با توجه به زلزله‌ی نادر (طبق فصل سوم) محدود می‌کند.

تغییرمکان طرح: عبارت است از تغییرمکان جانبی در زلزله طرح بدون در نظر گرفتن آثار پیچش تصادفی و پیچش واقعی. از این مقدار در طراحی جداگرهای لرزه‌ای استفاده می‌شود.

تغییرمکان طرح کل: عبارت است از تغییر مکان جانبی در زلزله طرح با در نظر گرفتن آثار پیچش تصادفی و پیچش واقعی. از این مقدار در طراحی جداگرهای لرزه‌ای و یا اجزای متصل به آنها استفاده می‌شود.

تغییرمکان بیشینه: عبارت است از تغییر مکان جانبی در زلزله نادر (طبق فصل سوم) بدون در نظر گرفتن آثار پیچش تصادفی و پیچش واقعی.

تغییرمکان بیشینه‌ی کل: عبارت است از تغییرمکان جانبی در زلزله‌ی نادر با در نظر گرفتن آثار پیچش تصادفی و پیچش واقعی. از این کمیت برای کنترل پایداری سیستم جداساز و اجزای آن و کنترل درز انقطاع و آزمایش واحد جداساز تحت بار قائم همزمان استفاده می‌شود.

میرایی موثر: برابر است با میرایی ویسکوز متناظر با انرژی مستهلک شده در طول پاسخ چرخه‌ای سیستم جداگر.

سختی موثر: برابر است با حاصل تقسیم نیروی وارد بر جداساز لرزه‌ای بر تغییرمکان جانبی نظیر آن.

۹-۲ ملاحظات کلی طراحی

عملکرد اجزای سیستم جداساز لرزه‌ای باید بر اساس تحلیل و آزمایش طبق این فصل برای آثار تغییرمکان بیشینه کل کنترل شود. برای روسازه، به استثنای مواردی که در این فصل آمده است، ضریب اهمیت، ضریب اضافه مقاومت سیستم، ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی، محدودیت ارتفاع سازه و همچنین نوع سیستم لرزه‌بر، مشابه سازه‌ی بدون جداساز تعیین می‌شود.

۹-۲-۱ ضریب اهمیت

ضریب اهمیت سازه‌ی جداسازی شده صرف‌نظر از گروه کاربری و خطرزایی آن، $I=1$ می‌باشد.

۹-۲-۲ طبقه‌بندی سازه بر حسب شکل

منظم یا نامنظم بودن سازه‌ی جداسازی شده بر اساس مشخصات روسازه و طبق جدول ۴-۱ و جدول ۴-۲ تعیین می‌شود.

۹-۳ حرکت زمین

۹-۳-۱ طیف ویژه‌ی ساختگاه

تهیه‌ی طیف ویژه‌ی ساختگاه نظیر زلزله‌ی طرح طبق بند ۳-۴-۲ و نظیر زلزله نادر طبق بند ۳-۴-۳، برای تحلیل و طراحی تمامی سازه‌های جداسازی شده الزامی است. طیف نظیر زلزله‌ی نادر برای کنترل تغییر مکان بیشینه کل و واژگونی و انجام آزمایش‌های لازم برای سیستم جداساز، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۹-۳-۲ شتابنگاشت

انتخاب شتابنگاشت برای تحلیل تاریخچه زمانی با توجه به ضوابط بند ۴-۱۰ با در نظر گرفتن محدوده‌ی زمان تناوب $0.5T_D$ تا $1.25T_M$ به جای $0.2T$ تا $1.5T$ انجام می‌شود. T_D و T_M به ترتیب در بندهای ۹-۵-۲-۲ و ۹-۵-۲-۴ تعریف شده‌اند.

۹-۴ انتخاب روش تحلیل

روش تحلیل بر اساس شرایط مندرج در بندهای ۹-۴-۱ تا ۹-۴-۳ انتخاب می‌شود.

۹-۴-۱ حدود کاربرد روش بار جانبی معادل

در صورت برقراری تمام شرایط زیر استفاده از روش بار جانبی معادل مجاز است:

۱- سازه در ساختگاهی با S_1 کوچکتر از ۰/۶ قرار داشته باشد، که در آن S_1 پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g) در زمان تناوب یک ثانیه بر روی سنگ بستر نظیر زلزله‌ی نادر می‌باشد.

۲- سازه روی خاک نوع I ، II یا III، طبق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ قرار داشته باشد.

۳- روسازه حداکثر ۴ طبقه یا با ارتفاع ۲۰ متر باشد.

۴- زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده نظیر تغییرمکان حداکثر، T_M، طبق بند ۹-۵-۲-۴ کوچکتر یا مساوی ۳ ثانیه باشد.

۵- زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده نظیر تغییرمکان طرح، T_D، طبق بند ۹-۵-۲-۲ بیشتر از ۳ برابر زمان تناوب روسازه با فرض پایه صلب باشد.

۶- روسازه باید ویژگی‌های سازه‌ی منظم را دارا باشد.

۷- سیستم جداساز دارای تمامی مشخصات زیر باشد:

الف- سختی موثر سیستم جداساز نظیر تغییرمکان طرح، طبق بند ۹-۱۱-۴-۱، کمتر از یک سوم سختی موثر نظیر ۲۰٪ تغییر مکان طرح نباشد.

ب- سیستم جداساز قادر به تامین نیروی بازگرداننده طبق بند ۹-۷-۱-۴ باشد.

پ- برای هریک از جداگرهای سیستم جداساز، جابجایی نظیر زلزله‌ی نادر به کمتر از تغییرمکان بیشینه کل (بند ۹-۵-۳) محدود نشود.

۹-۴-۲ حدود کاربرد تحلیل طیفی

استفاده از روش تحلیل طیفی برای سازه‌ی جداسازی شده که دارای شرایط ردیف‌های ۲ و ۷ از بند ۹-۴-۱ می‌باشد مجاز است.

۹-۴-۳ حدود کاربرد تحلیل تاریخچه زمانی

این روش را می‌توان برای تمامی سازه‌های جداسازی شده به‌کار برد.

۹-۵ روش بار جانبی معادل

۹-۵-۱ مشخصات سیستم جداساز

مشخصات سیستم جداساز طبق آزمایش‌های بند ۹-۱۱ تعیین می‌شود. اگر سیستم جداساز شامل اجزای مقاوم در برابر باد باشد، اثر وجود آنها را نیز باید در نظر گرفت.

۹-۵-۲ تغییرمکان جانبی

۹-۵-۲-۱ تغییرمکان جانبی طرح

تغییرمکان جانبی طرح سیستم جداساز در راستای مورد نظر، D_D، از رابطه‌ی ۹-۱ محاسبه می‌شود:

$$D_D = gS_{D1}T \times \frac{1}{4\pi^2 B_D} \qquad ۹-۱$$

که در آن:

g: شتاب ثقل زمین

S_{D1}: پارامتر شتاب طیفی طبق تعریف فصل سوم

T_D: زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده نظیر زلزله‌ی طرح در راستای مورد نظر بر حسب ثانیه، مطابق بند ۹-۵-۲-۲

B_D: ضریب عددی متناظر با نسبت میرایی موثر سیستم جداساز نظیر زلزله‌ی طرح طبق جدول ۹-۱

جدول ۹-۱ مقادیر ضرایب B_D و B_M

نسبت میرایی موثر جداساز در زلزله‌ی نادر یا طرح	B_D یا B_M
مساوی یا کمتر از ٪۲	۰٫۸
٪۵	۱٫۰
٪۱۰	۱٫۲
٪۲۰	۱٫۵
٪۳۰	۱٫۷
٪۴۰	۱٫۹
مساوی یا بیشتر از ٪۵۰	۲٫۰

۹-۵-۲-۲ زمان تناوب موثر نظیر جابجایی جانبی طرح

زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی‌شده نظیر جابجایی جانبی طرح، T_D، بر اساس مشخصات سیستم جداساز از رابطه‌ی ۹-۲ تعیین می‌شود:

$$T_D = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{D\min} g}} \qquad ۹-۲$$

که در آن:

$K_{D\min}$: سختی موثر حداقل سیستم جداساز نظیر تغییرمکان طرح در راستای جانبی مورد نظر، مطابق بند ۹-۱۱-۴-۱

W: وزن موثر لرزه‌ای روسازه

۹-۵-۲-۳ تغییر مکان جانبی بیشینه

تغییرمکان جانبی بیشینه‌ی سیستم جداساز در راستای مورد نظر، D_M، از رابطه‌ی ۹-۳ محاسبه می‌شود:

$$D_M = g\, S_{M\,1} T_M \times \frac{1}{4\pi^2 B_M} \qquad ۹-۳$$

که در آن:

S_{M1}: پارامتر شتاب طیفی نظیر زمان تناوب یک ثانیه و نسبت میرایی ۵٪ نظیر زلزله‌ی نادر (بر حسب g)

T_M: زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده نظیر تغییرمکان بیشینه بر حسب ثانیه، طبق بند ۹-۵-۴-۲

B_M: ضریب عددی متناظر با نسبت میرایی موثر سیستم جداساز نظیر زلزله‌ی نادر طبق جدول ۹-۱

۹-۵-۲-۴ زمان تناوب موثر نظیر تغییرمکان بیشینه

زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده نظیر تغییرمکان بیشینه، T_M، بر اساس مشخصات سیستم جداساز طبق رابطه‌ی ۹-۴ تعیین می‌شود:

$$T_M = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{M\,min} g}} \qquad ۹-۴$$

که در آن:

$K_{M\,\min}$: سختی موثر حداقل سیستم جداساز نظیر تغییر مکان بیشینه در راستای جانبی مورد نظر، مطابق بند ۹-۱۱-۴-۱

W: وزن موثر لرزه‌ای روسازه

۹-۵-۳ تغییرمکان جانبی کل

تغییرمکان طرح کل، D_{TD}، و تغییرمکان بیشینه‌ی کل، D_{TM}، برای هر دستگاه از سیستم جداساز باید با لحاظ کردن تغییرمکان اضافی ناشی از پیچش واقعی و اتفاقی محاسبه شود. اثر پیچش با در نظر گرفتن توزیع مکانی سختی موثر سیستم جداساز و بحرانی‌ترین حالت خروج از مرکزیت جرم محاسبه می‌شود (شکل ۹-۱). مقادیر D_{TD} و D_{TM} دستگاه‌های سیستم جداساز با توزیع یکنواخت مکانی سختی موثر نباید کمتر از مقادیر حاصل از روابط ۹-۵ و ۹-۶ باشد.

$$D_{TD} = D_D\left[1+y(\frac{12e}{b^2+d^2})\right] \qquad ۹-۵$$

$$D_{TM} = D_M\left[1+y(\frac{12e}{b^2+d^2})\right] \qquad ۹-۶$$

که در آنها:

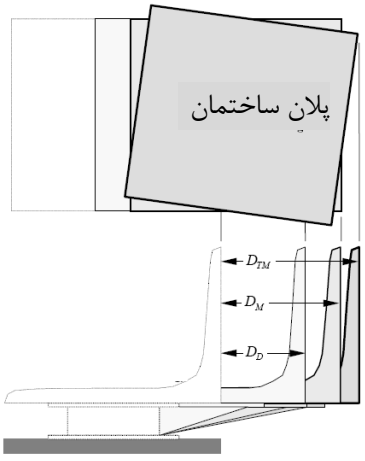
b: بعد کوچکتر پلان سازه عمود بر d

d: بعد بزرگتر پلان سازه

e: خروج از مرکزیت واقعی مرکز جرم روسازه نسبت به مرکز سختی سیستم جداساز به اضافه خروج از مرکزیت تصادفی به اندازه ۵٪ بزرگترین بعد پلان در جهت عمود بر راستای مورد نظر

y: فاصله مرکز سختی سیستم جداساز از مرکز دستگاه جداساز مورد نظر در جهت عمود بر امتداد بارگذاری زلزله

مقادیر D_{TD} و D_{TM} حاصل از روابط ۹-۵ و ۹-۶ نباید به ترتیب کمتر از $1.1D_D$ و $1.1D_M$ در نظر گرفته شوند.



شکل ۹-۱ تعریف جابجایی

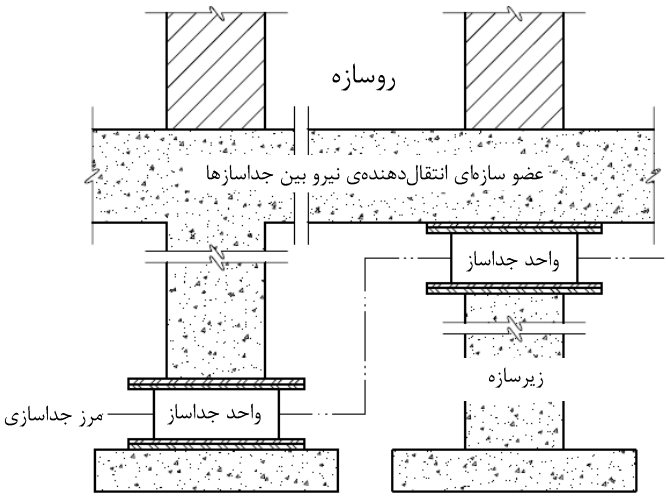
۹-۵-۴ نیروی جانبی

نیروی جانبی سازه و سیستم جداساز طبق ضوابط این بند تعیین می‌شود.

۹-۵-۴-۱ سیستم جداساز و زیرسازه

سیستم جداساز و زیرسازه آن (شکل ۹-۲) باید برای نیروی جانبی لرزه‌ای، V_b، طبق رابطه‌ی ۹-۷ طراحی شوند.

$$V_b = K_{D\max} D_D \qquad ۷-۹$$



شکل ۹-۲ جداساز و اجزای سازه‌ای متصل

که در آن:

$K_{D\max}$: سختی موثر حداکثر سیستم جداساز نظیر تغییر مکان طرح در راستای مورد نظر طبق بند ۹-۴-۱۱-۱

D_D: جابجایی طرح در مرکز سختی سیستم جداساز در راستای مورد نظر طبق بند ۹-۵-۲-۱

۹-۵-۴-۲ روسازه

روسازه (شکل ۹-۲) باید برای حداقل نیروی جانبی، V_S، طبق رابطه‌ی ۹-۸ طراحی شود:

$$V_S = \frac{K_{D\max} D_D}{R_I} \qquad ۸-۹$$

که در آن:

R_I: ضریبی که مقدار آن از رابطه‌ی $R_I = 0.375R_u$ محاسبه می‌شود و R_u ضریب رفتار روسازه‌ی جداسازی نشده است. مقدار R_I نباید بیشتر از ۲ و کمتر از یک لحاظ گردد.

۹-۵-۴-۳ محدودیت‌های نیروی جانبی زلزله

نیروی جانبی زلزله، V_S، نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

۱- برش پایه‌ی محاسبه شده برای سازه‌ی جداسازی نشده با وزن W و زمان تناوب T_D

۲- برش پایه‌ی حاصل از نیروی طراحی باد

۳- ۱/۵ برابر نیروی جانبی لازم برای فعال نمودن کامل سیستم جداساز (طبق بند ۹-۱۱)، به عنوان مثال حد تسلیم سیستم میراگر، ظرفیت نهایی سیستم ایمنی در برابر باد و یا شکستن سطح اصطکاک در سیستم لغزشی.

در صورتی که طبق ضوابط این بند، به مقدار V_S اضافه گردد، لازم است طراحی سیستم جداساز تکرار شود.

۹-۵-۵ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

برش پایه باید در ارتفاع روسازه طبق رابطه‌ی ۹-۹ توزیع شود:

$$F_x = V_s \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i} \qquad ۹-۹$$

که در آن:

V_S: برش پایه روسازه طبق بند ۹-۵-۴-۲

w_x و w_i: سهم وزن موثر لرزه‌ای طبقه یا تراز x یا i

h_x و h_i: ارتفاع تراز x یا i از تراز پایه

F_x: نیروی جانبی طبقه یا تراز x

n: تعداد طبقات یا ترازها

۹-۵-۶ محدودیت تغییرمکان نسبی

جابجایی جانبی روسازه در تراز x از رابطه‌ی ۹-۱۰ تعیین می‌شود.

$$\delta_x = R_I \delta_{xe} \qquad ۹-۱۰$$

که در آن:

δ_{xe}: جابجایی جانبی ارتجاعی روسازه در تراز x

پس از تعیین δ_x، جابجایی نسبی طبقه از رابطه‌ی ۴-۲۳ بدست می‌آید. این تغییرمکان نباید از $0.015h_{sx}$ تجاوز نماید، که در آن h_{sx} ارتفاع طبقه x می‌باشد.

۹-۶ تحلیل دینامیکی

تحلیل دینامیکی سازه‌های جداسازی شده طبق ضوابط این بند انجام می‌شود.

۹-۶-۱ مدل‌سازی

مدل‌سازی سیستم جداساز و روسازه طبق ضوابط این بند و با رعایت ضوابط مرتبط با مدل‌سازی فصل چهارم مانند کاهش سختی در اعضای بتنی، اثر چشمه اتصال، صلبیت دیافراگم، اثر P-Δ و نظایر آن انجام می‌شود.

۹-۶-۱-۱ سیستم جداساز

سیستم جداساز با استفاده از مشخصه‌های نیرو- تغییرشکل حاصل از نتایج آزمایشگاهی طبق بند ۹-۱۱ باید مدل شود. همچنین سیستم جداساز باید به گونه‌ای مدل شود که:

۱- نحوه توزیع دستگاه‌های جداساز را در برگیرد.

۲- امکان جابجایی در هر دو راستای متعامد افقی و پیچش روسازه با در نظر گرفتن بدترین وضعیت خروج از مرکز جرم سازه‌ی فوقانی وجود داشته باشد.

۳- نیروهای حاصل از لنگر واژگونی و برکَنش در هریک از دستگاه‌های جداساز ارزیابی شود.

۴- آثار بار قائم، بارگذاری جانبی در دو جهت و نرخ بارگذاری، در صورتی‌که منحنی نیرو- تغییرشکل دستگاه جداساز به عوامل یادشده بستگی داشته باشد، در نظر گرفته شود.

تغییرمکان طرح کل و تغییرمکان بیشینه کل در سیستم جداساز باید با استفاده از مدلی که خصوصیات نیرو- تغییرشکل غیرخطی دستگاه‌های جداساز و سیستم باربر جانبی سازه فوقانی را در نظر می‌گیرد محاسبه شود.

۹-۶-۱-۲ روسازه

جابجایی حداکثر هر طبقه و نیروی طراحی و جابجایی هر عضو سیستم مقاوم لرزه‌ای روسازه را می‌توان با استفاده از مدل ارتجاعی خطی نیز محاسبه نمود، به شرطی که:

۱- سختی ارتجاعی معادل هر مولفه غیرارتجاعی سیستم جداساز بر مبنای حداکثر سختی موثر سیستم جداساز تعیین شود.

۲- تمام اجزای روسازه برای زلزله طرح در محدوده ارتجاعی خطی باقی بمانند.

۹-۶-۲ روش‌های تحلیل دینامیکی

تحلیل دینامیکی به یکی از دو روش طیفی یا تاریخچه زمانی انجام می‌شود که ضوابط آن بر اساس بند ۹-۴ و ۱۰-۴ و الزامات این بند انجام می‌شود.

۹-۶-۲-۱ زلزله ورودی

از زلزله‌ی طرح (سطح خطر ۲ طبق فصل سوم) برای محاسبه جابجایی کل سیستم جداساز، نیروهای جانبی و جابجایی‌ها در روسازه و از زلزله‌ی نادر (سطح خطر ۳ طبق فصل سوم) برای محاسبه جابجایی بیشینه کل سیستم جداساز استفاده می‌شود.

۹-۶-۲-۲ تحلیل طیفی

تحلیل طیفی طبق بند ۹-۴ انجام می‌شود. نسبت میرایی موثر برای مود اصلی هر راستا در تحلیل طیفی نباید بزرگتر از نسبت میرایی موثر سیستم جداساز و ۰٫۳ در نظر گرفته شود. نسبت میرایی مودهای بالاتر بر اساس خصوصیات روسازه با فرض پایه‌ی گیردار تعیین می‌شود. در این تحلیل برای محاسبه تغییرمکان طرح کل و تغییرمکان بیشینه کل هر دستگاه باید اثر همزمان ۱۰۰٪ حرکت زمین در یک جهت و ۳۰٪ در جهت عمود بر آن در نظر گرفته شود. تغییرمکان حداکثر سیستم جداساز با ترکیب برداری دو مولفه‌ی متعامد بدست می‌آید. برش طراحی هر طبقه، نباید از برش طبقه‌ی بدست آمده از (رابطه‌ی ۹-۹) با جایگزینی V_S با برش پایه‌ی حاصل از تحلیل طیفی کمتر باشد.

۹-۶-۲-۳ تحلیل تاریخچه زمانی

تحلیل تاریخچه زمانی طبق بند ۹-۴-۱۰ انجام می‌شود. حداکثر تغییر مکان سیستم جداساز (بند ۹-۵-۲-۳) با در نظر گرفتن جمع برداری دو مولفه‌ی جابجایی بدست می‌آید.

۹-۶-۳ حداقل جابجایی جانبی و نیروهای طراحی

۹-۶-۳-۱ سیستم جداساز و زیرسازه

سیستم جداساز، پی و اجزای سازه‌ای زیر جداساز باید براساس نیروی جانبی زلزله بدون در نظر گرفتن ضریب R_I، طراحی شوند. نیروی جانبی طراحی نباید کمتر از $0.9V_b$ در نظر گرفته شود.
تغییرمکان طرح کل و تغییرمکان بیشینه کل هر دستگاه از سیستم جداساز به ترتیب نباید کمتر از $0.9D_{TD}$ و $0.8D_{TM}$ مطابق بند ۹-۵-۳ در نظر گرفته شود. با این توجه که برای محاسبه D_{TD} و D_{TM} به جای D_D و D_M به ترتیب باید از D'_D و D'_M طبق روابط ۹-۱۱ و ۹-۱۲ استفاده گردد:

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1+(T/T_D)^2}} \qquad ۹\text{-}۱۱$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1+(T/T_M)^2}} \qquad ۹\text{-}۱۲$$

که در آنها:
T: زمان تناوب اصلی روسازه با فرض تکیه بر بستر صلب

۹-۶-۳-۲ روسازه

روسازه باید با نیروی V_S و توزیع آن در ارتفاع طبق بند ۹-۵-۵ طراحی شود.
در صورت استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی، حداقل برش پایه در سازه‌های منظم $0.6V_S$ و در سازه‌های نامنظم $0.8V_S$ می‌باشد و در صورت استفاده از روش طیفی حداقل برش پایه، در سازه‌های منظم $0.8V_S$ و در سازه‌های نامنظم V_S می‌باشد.

۹-۶-۳-۳ همپایه کردن

هنگامی که برش پایه‌ی حاصل از روش تحلیل طیفی یا تاریخچه زمانی کمتر از حداقل‌های بند ۹-۶-۳-۱ و ۹-۶-۳-۲ باشد، نیروهای داخلی اعضاء باید متناسب با حداقل‌های یاد شده همپایه شود.

۹-۶-۳-۴ محدودیت تغییرمکان نسبی

حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه ناشی از زلزله که شامل جابجایی ناشی از تغییرشکل قائم جداساز نیز می‌گردد دارای محدودیت‌های زیر است:
۱- حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات روسازه طبق روش طیفی نباید از $0.015h_{sx}$ بیشتر شود.
۲- حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات سازه حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (با در نظر گرفتن خصوصیات نیرو- تغییر مکان غیرخطی اجزاء) نباید از $0.02h_{sx}$ بیشتر شود. جابجایی باید با در نظر گرفتن ضریب C_d برابر با R_I طبق رابطه‌ی ۹-۱۰ تعیین شود. اگر تغییرمکان نسبی از $0.01/R_I$ بیشتر شود، اثر ثانویه $P-\Delta$، حاصل از جابجایی جانبی در سازه‌ی فوقانی برای زلزله‌ی نادر باید درنظر گرفته شود. در جدول ۹-۲، خلاصه ضوابط طراحی و محدودیت‌های مربوط به تغییرمکان سازه‌های جداسازی شده بر اساس روش‌های مختلف تحلیل آورده شده است.

جدول ۹-۲ پارامترهای طراحی لرزه‌ای

پارامتر طراحی	روش بار جانبی معادل	روش‌های تحلیل دینامیکی	
		طیفی	تاریخچه زمانی
تغییرمکان جانبی طرح، D_D	$D_D=(g/4\pi^2)(S_{D1}T_1T_D/B_D)$	-	-
تغییرمکان جانبی طرح کل، D_{TD}	$D_{TD}\geq 1.1D_D$	$\geq 0.9D_{TD}$	$\geq 0.9D_{TD}$
تغییرمکان جانبی بیشینه، D_M	$D_M=(g/4\pi^2)(S_{M1}T_1T_M/B_M)$	-	-
تغییرمکان جانبی بیشینه کل، D_{TM}	$D_{TM}\geq 1.1D_M$	$\geq 0.8D_{TM}$	$\geq 0.8D_{TM}$
برش طراحی زیر سیستم جداساز، V_b	$V_b=K_{D\max}D_D$	$\geq 0.9V_b$	$\geq 0.9V_b$
برش طراحی در سازه‌ی منظم	$V_s=K_{D\max}D_D/R_I$	$\geq 0.8V_s$	$\geq 0.6V_s$
برش طراحی در سازه‌ی نامنظم	$V_s=K_{D\max}D_D/R_I$	$\geq 1.0V_s$	$\geq 0.8V_s$
تغییرمکان نسبی جانبی (با فرض R_I بجای C_d)	$0.015h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.020h_{sx}$

۹-۷ سایر ضوابط طراحی

سیستم جداساز و روسازه باید شرایط و جزئیات مندرج در این بند را نیز دارا باشد.

۹-۷-۱ سیستم جداساز

۹-۷-۱-۱ شرایط محیطی

علاوه بر ضوابط بارهای قائم و جانبی حاصل از باد و زلزله، سیستم جداساز باید برای شرایط محیطی دیگر مانند اثر گذشت زمان، خزش، خستگی، حرارت، رطوبت و مواد مضر طراحی شود.

۹-۷-۱-۲ نیروی باد

سازه‌ی جداسازی شده باید نیروی طراحی باد وارد بر روسازه را تحمل کند. در محل سیستم جداساز باید سیستم مهار مناسبی برای محدود کردن تغییرمکان جانبی سیستم جداساز در حد تغییرمکان نسبی مجاز، طبق بند ۹-۵-۶، نصب شود.

۹-۷-۱-۳ مقاومت در مقابل آتش سوزی

مقاومت در مقابل آتش‌سوزی بر اساس آیین‌نامه‌های معتبر، مشابه آنچه که برای اعضای اصلی سازه نظیر ستون، دیوار و اعضای باربر قائم، تامین می‌شود، باید برای سیستم جداساز نیز در نظر گرفته شود.

۹-۷-۱-۴ نیروی جانبی بازگرداننده

سیستم جداساز باید طوری طراحی شود که در زمان رسیدن به جابجایی طراحی کل، توانایی ایجاد نیروی بازگرداننده، به مقدار حداقل $0.025W$ بیشتر از نیروی متناظر با ۵۰٪ جابجایی طراحی کل، را داشته باشد.

۹-۷-۱-۵ قید جابجایی

فاصله‌ی آزاد در محل قید جابجایی نباید کمتر از تغییرمکان بیشینه کل، D_{TM}، باشد، مگر آنکه تمامی موارد زیر رعایت شوند:

۱- سیستم جداساز و روسازه، برای زلزله‌ی نادر به روش‌های دینامیکی طبق بند ۹-۶ با در نظر گرفتن خصوصیات غیرخطی اعضا و اجزای آنها تحلیل شود.

۲- ظرفیت نهایی سیستم جداساز و اجزای سازه‌ای زیر آن از نیازهای مقاومت و جابجایی زلزله‌ی نادر بیشتر باشد.

۳- سازه‌ی فوقانی برای پایداری و نیاز شکل‌پذیری در زلزله‌ی نادر کنترل شود.

۴- قید جابجایی، در جابجایی کمتر از ۰/۷۵ تغییرمکان طرح کل فعال نگردد، مگر آنکه با تحلیل نشان داده شود که درگیر شدن زود هنگام قید منجر به عملکرد نامطلوب نمی‌گردد.

۹-۷-۱-۶ پایداری در برابر بارهای قائم

هر جزء از سیستم جداساز باید طوری طراحی شود که تحت بار قائم طراحی و تغییرمکان بیشینه کل، پایدار باشد. بار قائم طراحی از ترکیب بار حداکثر و حداقل، به ترتیب روابط ۲-۱۳ و ۲-۲۹ با در نظر گرفتن S_{MS}، پارامتر شتاب طیفی نظیر زلزله‌ی نادر در زمان تناوب ۰/۲ ثانیه، بجای S_{DS} در هر دو ترکیب بار، بدست می‌آید.

۹-۷-۱-۷ واژگونی

ضریب اطمینان در برابر واژگونی روسازه برای ترکیب بار بحرانی (در زلزله‌ی نادر) نباید از یک کمتر باشد. برکنش موضعی هیچیک از اجزای سیستم مطلوب نیست، اما در صورت وجود برکنش، باید ظرفیت و پایداری دستگاه‌های جداساز و سایر اجزای سازه کنترل شود.

۹-۷-۱-۸ بازبینی و جایگزینی

دسترسی برای بازرسی و جایگزین کردن احتمالی هر یک از اجزای سیستم جداساز باید توسط یک تیم مهندسی شامل افراد با تجربه امکان‌پذیر باشد.

۹-۷-۱-۹ کنترل کیفیت

برنامه‌ای مناسب برای آزمایش‌های کنترل کیفیت برای نگهداری سیستم جداساز توسط کارشناس متخصص مسوول طرح باید ارائه شود.

۹-۷-۲ سیستم سازه‌ای

۹-۷-۲-۱ توزیع افقی نیرو

روی سیستم جداساز باید یک سیستم سازه‌ای افقی (مانند دیافراگم) برای حفظ پیوستگی سازه در این تراز پیش‌بینی شود. این سیستم باید دارای مقاومت و شکل‌پذیری کافی برای انتقال نیرو، در اثر حرکات غیر یکنواخت، از یک قسمت سازه به قسمت دیگر آن باشد.

۹-۷-۲-۲ درز انقطاع

حداقل عرض درز انقطاع بین روسازه و دیوارهای حائل اطراف آن و یا سایر موانع ثابت دیگر نباید کمتر از تغییرمکان بیشینه کل طبق بند ۹-۵-۳ باشد.

۹-۷-۲-۳ سازه‌ی غیرساختمانی

سازه‌ی غیرساختمانی باید بر اساس تغییرمکان طرح و نیروهای محاسبه شده طبق بندهای ۹-۵ یا ۹-۶ و فصل هفتم طراحی شود.

۹-۸ اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای

اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای باید طبق این بند و با رعایت ضوابط فصل مربوطه طراحی شوند.

۹-۸-۱ اجزای روسازه

اجزای روسازه باید برای نیروها و تغییرمکان‌های بدست آمده طبق بندهای قبلی طراحی شوند.

۹-۸-۲ اجزای عبورکننده از فصل مشترک جداسازی

این اجزا باید قابلیت تحمل تغییرمکان بیشینه کل، D_{TM} ، را دارا باشند.

۹-۸-۳ اجزای زیرسازه

این اجزا باید طبق ضوابط لرزه‌ای فصل چهارم، فصل هفتم و فصل هشتم بسته به مورد طراحی شوند.

۹-۹ پی

پی باید برای نیروهای حاصل از بندهای ۹-۵ یا ۹-۶ این فصل طراحی شود.

۹-۱۰ بازبینی طرح

بازبینی طرح سیستم جداساز و برنامه‌ریزی آزمایش‌های مربوط باید توسط یک تیم مستقل مهندسی انجام شود. این تیم باید شامل افراد صاحب‌نظر و با تجربه در تحلیل و طراحی سیستم‌های جداساز لرزه‌ای باشد. این بازبینی باید حداقل شامل موارد زیر باشد:

۱- مطالعات ویژه‌ی ساختگاهی شامل نحوه‌ی تهیه‌ی شتابنگاشت، طیف ویژه‌ی ساختگاهی و بررسی کلیه‌ی معیارهای طراحی به‌کار رفته در پروژه

۲- طراحی اولیه شامل تغییرمکان طرح و تغییرمکان بیشینه کل سیستم جداساز و نیروی جانبی

۳- نظارت بر انجام آزمایش نمونه‌های با مقیاس واقعی دستگاه‌های جداساز (بند ۹-۱۱)

۴- طرح نهایی سازه‌ی جداسازی شده و تحلیل‌های انجام شده

۵- برنامه‌ی آزمایش‌های کنترل کیفیت دستگاه جداساز (بند ۹-۷-۱-۹)

۹-۱۱ آزمایش

خصوصیات تغییرشکل و نسبت میرایی اجزای سیستم جداساز بر اساس آزمایش‌های مشخص شده در این بند تعیین می‌شود. در صورتی که از سیستم مقاوم در برابر باد استفاده شده باشد، باید رفتار آن نیز در برنامه‌ی آزمایش گنجانده شود.

۹-۱۱-۱ آزمایش روی نمونه‌ی واقعی

برای هر اندازه و نوع جداساز حداقل باید دو نمونه واقعی تمام مقیاس مورد آزمایش قرار گیرد.

۹-۱۱-۱-۱ ثبت نتایج

برای تمام چرخه‌های بارگذاری، منحنی نیرو- تغییرشکل باید ثبت شود.

۹-۱۱-۱-۲ ترتیب مراحل و چرخه‌های بارگذاری

در آزمایش دستگاه جداساز با هر نوع و اندازه، ترتیب زیر باید رعایت شود. در هر مرحله، تعداد از پیش تعیین شده‌ای چرخه‌ی بارگذاری جانبی، تحت بار قائمی برابر با میانگین بار مرده بعلاوه‌ی نصف بار زنده وارد بر دستگاه، در نظر گرفته شود.

۱- تعداد بیست چرخه‌ی کامل رفت و برگشتی تحت بار جانبی نظیر نیروی طراحی باد درصورت نیاز.

۲- تعداد سه چرخه‌ی کامل رفت و برگشتی به ترتیب برای هریک از دامنه‌های تغییرمکان $0.25D_D$، $0.5D_D$، D_D و D_M

۳- تعداد سه چرخه‌ی کامل رفت و برگشتی تا تغییرمکان بیشینه کل، D_{TM}

۴- تعداد $30S_{D1}/(S_{DS}B_D)$ چرخه‌ی کامل رفت و برگشت بارگذاری تا جابجایی طرح کل، D_{TD}، ولی نه کمتر از ۱۰ چرخه

اگر جداساز لرزه‌ای وظیفه‌ی حمل بار قائم حاصل از زلزله را نیز به عهده داشته باشد، در ادامه‌ی آزمایش‌های مرحله‌ی ۲، باید آزمایش‌های مشابه تحت دو بارگذاری قائم اضافی نظیر ترکیب بارگذاری‌های ۲-۱۳ و ۲-۲۹ فصل دوم نیز تکرار شود. برای هر دامنه‌ی جابجایی نظیر مرحله ۲، مقدار E یا Q_E در دو بارگذاری ذکر شده، برابر یا بزرگتر با زلزله‌ی نظیر دامنه‌ی جابجایی جانبی می‌باشد. برای هر نوع و اندازه دستگاه جداساز مورد آزمایش می‌توان بار قائم حاصل از میانگین نیروهای رو به پایین وارد بر دستگاه‌های جداساز مشابه را اعمال کرد.

۹-۱۱-۱-۳ جداساز وابسته به نرخ بارگذاری

هرگاه خصوصیات اندازه‌گیری شده (سختی یا میرایی موثر جداساز) در تغییرمکان طرح حاصل از آزمایش در هر فرکانسی بین ۰٫۱ برابر تا دو برابر فرکانس موثر طرح، $1/T_D$ بیش از ۱۵٪ با مقادیر نظیر حاصل از آزمایش با فرکانس موثر طرح اختلاف داشته باشد؛ خصوصیات نیرو- جابجایی دستگاه

جداساز، وابسته به نرخ بارگذاری در نظر گرفته می‌شود. اگر خصوصیات نیرو- تغییرمکان دستگاه جداساز وابسته به نرخ بارگذاری باشد، آزمایش‌های بند ۹-۱۱-۱-۲ باید با فرکانس موثر طرح، به صورت دینامیکی انجام شود. اگر از نمونه‌هایی با ابعاد کاهش‌یافته برای آزمایش استفاده شود، فرکانس بارگذاری باید به نحوی مقیاس شود که نرخ بارگذاری دستگاه مقیاس واقعی را نمایندگی کند.

۹-۱۱-۱-۴ جداساز وابسته به بارگذاری دو جهته

در صورتی‌که سختی موثر جداساز برای حالات بارگذاری یک و دو جهته بیش از ۱۵٪ با یکدیگر اختلاف داشته باشند، خصوصیات نیرو- جابجایی جداساز وابسته به بارگذاری دو جهته می‌باشد. در این صورت، باید آزمایش‌ها با در نظر گرفتن بار در دو جهت با نسبت‌های ۱: ۰٫۲۵، ۱: ۰٫۵، ۱: ۰٫۷۵ و ۱:۱ برابر جابجایی طرح کل انجام شود.

۹-۱۱-۱-۵ حداکثر و حداقل بار قائم

واحد جداسازی که بار قائم را تحمل می‌کند باید به‌طور استاتیکی برای حداکثر و حداقل بار قائم در تغییرمکان حداکثر کل آزمایش شود. برای انجام آزمایش، حداکثر و حداقل بار قائم به ترتیب برابر $(1.2+0.2S_{MS})D+\rho Q_E+L+0.2S$ و $(0.9-0.2S_{MS})D+\rho Q_E+1.6H$ می‌باشد که باید روی جداساز از یک نوع و اندازه اعمال شود. مولفه‌ی قائم روی جداساز ناشی از بار جانبی زلزله، Q_E، باید بر اساس زلزله‌ی نادر محاسبه شود.

۹-۱۱-۱-۶ سیستم فیوزی مقاوم به باد

اگر از سیستم فیوزی مقاوم به باد در سیستم جداساز استفاده شود، ظرفیت نهایی آن باید با انجام آزمایش تعیین شود.

۹-۱۱-۱-۷ آزمایش واحدهای جداساز مشابه

آزمایش نمونه‌ی جداساز در حالتی که در مقایسه با نمونه‌ی آزمایش شده دیگری شرایط زیر را دارا باشد، لازم نیست:

۱- دارای ابعاد مشابه

۲- دارای نوع و مصالح یکسان

۹-۱۱-۲ تعیین خصوصیات نیرو- جابجایی

خصوصیات نیرو- جابجایی جداساز براساس آزمایش بارگذاری چرخه‌ای بند ۹-۱۱-۱ مشخص می‌شود. سختی موثر جداساز، K_{eff}، برای هر چرخه‌ی بارگذاری از رابطه‌ی ۹-۱۳ بدست می‌آید:

$$K_{eff}=\frac{\left|F^{+}\right|+\left|F^{-}\right|}{\left|\Delta^{+}\right|+\left|\Delta^{-}\right|} \qquad ۹\text{-}۱۳$$

که در آن:

F^+ و F^-: نیروهای مثبت و منفی در جابجایی نظیر Δ^+ و Δ^-

Δ^+ و Δ^-: حداکثر جابجایی مثبت و منفی جداساز در هر چرخه از آزمایش با مقیاس واقعی

نسبت میرایی موثر جداساز، β_{eff}، برای هر چرخه‌ی بارگذاری از رابطه‌ی ۹-۱۴ بدست می‌آید:

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{E_{loop}}{K_{eff}(|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \qquad ۹-۱۴$$

که در آن:

E_{loop}: انرژی تلف شده در هر چرخه‌ی بارگذاری

۹-۱۱-۳ کفایت نمونه‌ی آزمایش

عملکرد نمونه‌ی آزمایشی جداساز در صورت برآورده شدن شرایط زیر قابل قبول خواهد بود:

۱- منحنی نیرو- جابجایی در کلیه‌ی آزمایش‌های بند ۹-۱۱-۱ دارای شیب مثبت باشد.

۲- در هر نمو جابجایی در آزمایش مشخص شده در ردیف ۲ بند ۹-۱۱-۱-۲ و برای هر ترکیب بار قائم ذکر شده در همان بند:

الف- سختی موثر هر یک از سه چرخه‌ی آزمایش با متوسط سختی‌های موثر بیش از ۱۵٪ اختلاف نداشته باشد.

ب- سختی موثر هر چرخه و متوسط سختی موثر دو نمونه‌ی آزمایشی جداساز از یک نوع و اندازه (بند ۹-۱۱-۱) اختلافی بیش از ۱۵٪ با یکدیگر نداشته باشند.

۳- تغییر در سختی موثر هر نمونه‌ی آزمایشی طی چرخه‌های مشخص شده در ردیف ۴ بند ۹-۱۱-۱-۲ نسبت به مقدار اولیه‌ی سختی موثر بیش از ۲۰٪ نباشد.

۴- کاهش در نسبت میرایی موثر هر نمونه‌ی آزمایشی طی چرخه‌های مشخص شده در ردیف ۴ بند ۹-۱۱-۱-۲ نسبت به مقدار اولیه‌ی میرایی موثر بیش از ۲۰٪ نباشد.

۵- نمونه‌های آزمایش شده طبق بند ۹-۱۱-۱-۵ ، باید طی آزمایش پایداری خود را حفظ نمایند.

۹-۱۱-۴ خصوصیات طراحی سیستم جداساز

۹-۱۱-۴-۱ سختی موثر حداکثر و حداقل

سختی موثر حداکثر، $K_{D\max}$، و حداقل، $K_{D\min}$، سیستم جداساز نظیر جابجایی طرح، براساس آزمایش‌های چرخه‌ای ردیف ۲ بند ۹-۱۱-۱-۲ (شکل ۹-۳) با استفاده از روابط ۹-۱۵ و ۹-۱۶ محاسبه می‌شود:

$$K_{D\max} = \frac{\sum |F_D^+|_{\max} + \sum |F_D^-|_{\max}}{2D_D} \qquad ۹-۱۵$$

$$K_{D\min}=\frac{\sum\left|F_D^{+}\right|_{\min}+\sum\left|F_D^{-}\right|_{\min}}{2D_D} \qquad ۱۶-۹$$

که در آنها:

$\sum\left|F_D^{+}\right|_{\max}$: مجموع قدرمطلق حداکثر نیروهای جداگرها نظیر جابجایی D_D مثبت

$\sum\left|F_D^{-}\right|_{\max}$: مجموع قدرمطلق حداکثر نیروهای جداگرها نظیر جابجایی D_D منفی

$\sum\left|F_D^{+}\right|_{\min}$: مجموع قدرمطلق حداقل نیروهای جداگرها نظیر جابجایی D_D مثبت

$\sum\left|F_D^{-}\right|_{\min}$ مجموع قدرمطلق حداقل نیروهای جداگرها نظیر جابجایی D_D منفی

سختی موثر حداکثر، $K_{M\max}$، و حداقل، $K_{M\min}$، سیستم جداساز نظیر جابجایی حداکثر، بر اساس آزمایش‌های چرخه‌ای ردیف ۳ بند ۹-۱۱-۱-۲ با استفاده از روابط ۹-۱۷ و ۹-۱۸ محاسبه می‌شود:

$$K_{M\max}=\frac{\sum\left|F_M^{+}\right|_{\max}+\sum\left|F_M^{-}\right|_{\max}}{2D_M} \qquad ۱۷-۹$$

$$K_{M\min}=\frac{\sum\left|F_M^{+}\right|_{\min}+\sum\left|F_M^{-}\right|_{\min}}{2D_M} \qquad ۱۸-۹$$

که در آنها:

$\sum\left|F_M^{+}\right|_{\max}$: مجموع قدرمطلق حداکثر نیروهای جداسازها نظیر جابجایی D_M مثبت

$\sum\left|F_M^{-}\right|_{\max}$: مجموع قدرمطلق حداکثر نیروهای جداسازها نظیر جابجایی D_M منفی

$\sum\left|F_M^{+}\right|_{\min}$: مجموع قدرمطلق حداقل نیروهای جداسازها نظیر جابجایی D_M مثبت

$\sum\left|F_M^{-}\right|_{\min}$: مجموع قدرمطلق حداقل نیروهای جداسازها نظیر جابجایی D_M منفی

۹-۱۱-۴-۲ نسبت میرایی موثر

نسبت میرایی موثر سیستم جداساز نظیر جابجایی طرح، β_D، بر اساس آزمایش‌های چرخه‌ای ردیف ۲ بند ۹-۱۱-۱-۲ و با استفاده از رابطه‌ی ۹-۱۹ محاسبه می‌شود:

$$\beta_D=\frac{1}{2\pi}\left[\frac{\sum E_D}{K_{D\max}{D_D}^2}\right] \qquad ۱۹-۹$$

که در آن:

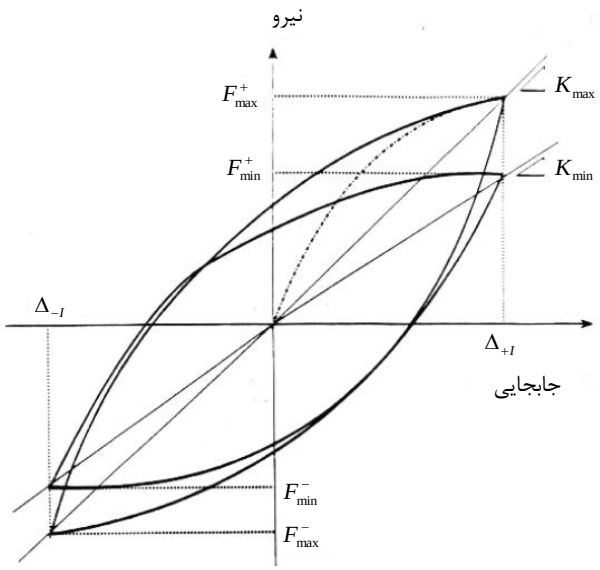
$\sum E_D$: کل انرژی تلف شده در سیستم جداساز طی یک چرخه‌ی کامل نظیر جابجایی طرح، D_D است. این انرژی از جمع انرژی‌های تلف‌شده در تمامی جداسازها بدست می‌آید. انرژی تلف‌شده‌ی هر جداساز بر اساس چرخه‌ای که کمترین میرایی موثر را می‌دهد، محاسبه می‌شود.

نسبت میرایی موثر سیستم جداساز نظیر جابجایی حداکثر، β_M، براساس آزمایش‌های چرخه‌ای ردیف ۲ بند ۹-۱۱-۱-۲ و با استفاده از رابطه‌ی ۹-۲۰ محاسبه می‌شود:

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{\sum E_M}{K_{M\max} D_M^2}\right] \qquad ۹\text{-}۲۰$$

که در آن:

$\sum E_M$: کل انرژی تلف شده در سیستم جداساز طی یک چرخه کامل نظیر جابجایی حداکثر، D_M است. این انرژی از جمع انرژی‌های تلف‌شده در تمامی جداسازها بدست می‌آید. انرژی تلف‌شده‌ی هر جداساز بر اساس چرخه‌ای که کمترین نسبت میرایی موثر را می‌دهد، محاسبه می‌شود.



شکل ۹-۳ تاثیر سختی در رفتار چرخه‌ای هر جداساز

فصل دهم
سازه با میراگر

۱۰-۱ ملاحظات کلی

۱۰-۱-۱ گستره

کلیه‌ی سازه‌های دارای سیستم میراگر و تمامی اجزای آن‌ها باید بر اساس الزامات این آیین‌نامه و ملاحظات این فصل طراحی و اجرا شوند. چنانچه میراگر در مرز جدایش سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای به کار رفته باشد، مقادیر جابجایی، سرعت و شتاب باید بر اساس ضوابط فصل نهم تعیین شود.

۱۰-۱-۲ تعاریف

دستگاه میراگر:

عضو سازه‌ای انعطاف‌پذیر از سیستم میراگر که به سبب حرکت نسبی دو انتهای دستگاه، باعث استهلاک انرژی می‌شود. دستگاه میراگر شامل تمام مفصل‌ها، پیچ‌ها، صفحه‌های اتصال، اجزای الحاقی مهاربندها و سایر اجزایی است که به منظور اتصال دستگاه میراگر به سایر اعضای سازه‌ای موردنیاز است. دستگاه میراگر به گروه‌های وابسته به جابجایی، سرعت و یا ترکیبی از آن دو دسته‌بندی می‌شود و با توجه به پیکربندی آن ممکن است به صورت خطی یا غیرخطی رفتار نماید.

سیستم میراگر:

مجموعه‌ی اعضای سازه‌ای شامل تمام دستگاه‌های میراگر، همه‌ی اعضای سازه‌ای یا مهاربندهایی است که به منظور انتقال نیرو از دستگاه میراگر به شالوده سازه یا سیستم باربر لرزه‌ای استفاده می‌شود.

دستگاه میراگر وابسته به جابجایی:

پاسخ نیرویی میراگر وابسته به جابجایی، به طور عمده، تابعی از جابجایی نسبی بین دو انتهای آن بوده و مستقل از سرعت نسبی بین دو انتها و فرکانس تحریک است.

دستگاه میراگر وابسته به سرعت:

رابطه نیرو- جابجایی دستگاه میراگر وابسته به سرعت، به طور عمده، تابعی از سرعت نسبی بین دو انتهای آن است و می‌تواند تابعی از جابجایی نسبی بین دو انتهای دستگاه میراگر نیز باشد.

۱۰-۲ الزامات عمومی طراحی

۱۰-۲-۱ الزامات سیستم

طراحی سازه باید با در نظر گرفتن مبانی طراحی سیستم باربر لرزه‌ای و نیز الزامات خاص سیستم میراگر که در بندهای این فصل آمده است، انجام پذیرد. سیستم باربر لرزه‌ای باید دارای مقاومت کافی برای تحمل نیروهای تعریف شده در بند ۱۰-۲-۱-۱ باشد. ترکیب سیستم باربر لرزه‌ای و سیستم میراگر می‌تواند به منظور تامین ضوابط جابجایی نسبی به‌کارگرفته شود.

۱۰-۲-۱-۱ سیستم باربر لرزه‌ای

سازه با سیستم میراگر، در هر راستای جانبی باید دارای یکی از انواع سیستم باربر لرزه‌ای مندرج در جدول ۴-۴ باشد.

سیستم باربر لرزه‌ای در هر راستا باید الزامات بند ۱۰-۷ و نیز الزامات زیر را تامین کند:

الف- برش پایه‌ی طراحی نباید کمتر از برش پایه‌ی حداقل، $V_{\min}$، محاسبه شده توسط روابط ۱۰-۱ و ۱۰-۲ باشد:

$$V_{\min} = \frac{V_u}{B_{V+I}} \qquad ۱۰-۱$$

$$V_{\min} = 0.75V_u \qquad ۱۰-۲$$

که در آن:

V_u: برش پایه‌ی لرزه‌ای در راستای مورد نظر که بر اساس بند ۴-۸ تعیین می‌شود.

B_{V+I}: ثابت عددی که مقدار آن در جدول ۱۰-۱ با فرض نسبت میرایی موثر برابر با مجموع نسبت میرایی ویسکوز، β_{Vm}، در مود اصلی سازه (m=1)، در راستای مورد نظر و نسبت میرایی ذاتی، β_I، داده شده است.

در راستای مورد نظر، منظور از مود اصلی سازه که در این فصل با m=1 نشان داده شده است، مودی است که بیشترین مشارکت جرمی در آن راستا را دارا باشد، که لزوما متناظر با بزرگترین زمان تناوب نیست. اگرچه برای سازه‌های متداول معمولا مود اصلی سازه متناظر با بزرگترین زمان تناوب می‌باشد.

تبصره: برش پایه‌ی لرزه‌ای که برای طراحی سیستم لرزه‌بر مورد استفاده قرار می‌گیرد، در صورت وجود یکی از شرایط زیر باید برابر $1.0V_u$ در نظر گرفته شود:

۱- تعداد دستگاه‌های میراگر نصب شده در هر طبقه در راستای مورد نظر به منظور تحمل پیچش، کمتر از ۲ باشد.

۲- سیستم لرزه‌بر دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع ب (جدول ۴-۱) و یا نامنظمی در پلان از نوع ب (جدول ۴-۲) باشد.

ب- حداقل مقاومت مورد نیاز برای اعضای سیستم لرزه‌بر که به طور مشترک با سیستم میراگر کار می‌کنند و یا به نحوی در تحمل نیروهای سیستم میراگر مشارکت دارند، باید الزامات بند ۱۰-۷-۲ را نیز تامین کند.

۱۰-۲-۱-۲ سیستم میراگر

اعضای سیستم میراگر باید به نحوی طراحی شوند که تحت نیروهای زلزله‌ی طرح کاهش نیافته، بر اساس بند ۱۰-۷-۲-۱ ارتجاعی باقی بمانند، مگر آنکه نتایج تحلیل و یا آزمایش نشان دهد که پاسخ غیرارتجاعی، اثر منفی بر عملکرد سیستم میراگر نداشته و الزامات بند ۱۰-۷-۲-۶ رعایت شده باشد.

جدول ۱۰-۱ ثابت میرایی B_{V+I} ، B_{1D} ، B_R ، B_{1M} ، B_{mD} ، B_{mM} و B_{1E}
(در شرایطی که زمان تناوب سازه بزرگتر یا مساوی T_0 است)

نسبت میرایی موثر، β (درصد میرایی بحرانی)	ثابت‌های میرایی
≤ ۲	۰/۸
۵	۱/۰
۱۰	۱/۲
۲۰	۱/۵
۳۰	۱/۸
۴۰	۲/۱
۵۰	۲/۴
۶۰	۲/۷
۷۰	۳/۰
۸۰	۳/۳
۹۰	۳/۶
≥ ۱۰۰	۴/۰

۱۰-۲-۲ حرکت زمین

۱۰-۲-۲-۱ طیف طرح

طیف‌های زمین‌لرزه‌های زلزله‌ی طرح و زلزله‌ی نادر که منطبق با الزامات بند ۳-۴ ایجاد شده‌اند باید برای تحلیل و طراحی سازه‌ی دارای سیستم میراگر مورد استفاده قرار گیرند. تهیه‌ی طیف‌های طرح ویژه‌ی ساختگاه در صورت احراز یکی از شرایط زیر به منظور طراحی سازه‌ی دارای سیستم میراگر الزامی است:

الف- سازه بر روی خاک نوع IV (طبق استاندارد ۲۸۰۰) واقع باشد.

ب- سازه در ساختگاهی با S_1 (بر حسب g) بزرگتر یا مساوی ۰/۶ قرار داشته باشد که در آن S_1 پارامتر شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه روی بستر سنگی در زلزله‌ی نادر (زلزله‌ای با احتمال فراگذشت ۲٪ در ۵۰ سال) می‌باشد.

۱۰-۲-۲-۲ تاریخچه‌ی حرکت زمین

در صورت برقراری یکی از شرایط زیر، تحلیل و طراحی تمامی سازه‌های دارای سیستم میراگر تحت زلزله‌ی طرح و زلزله‌ی نادر باید توسط شتاب‌نگاشت تولید شده بر اساس الزامات این بخش صورت بگیرد:

الف- سازه در ساختگاهی با S_1 بزرگتر یا مساوی ۰/۶ قرار داشته باشد.
ب- سیستم میراگر به صورت صریح مدل شده باشد.
انتخاب شتابنگاشت برای تحلیل تاریخچه زمانی با توجه به ضوابط بند ۴-۱۰ با در نظر گرفتن محدوده‌ی زمان تناوب $0.5T_{1D}$ تا $1.25T_{1M}$ به جای $0.2T$ تا $1.5T$ انجام می‌شود. T_{1D} و T_{1M} به ترتیب زمان تناوب موثر مود اصلی نوسان سازه در جابجایی طرح و جابجایی بیشینه هستند که برای راستای مورد بررسی مقدار آن‌ها در روش طیفی و روش بارجانبی معادل به ترتیب توسط بند ۱۰-۴-۲-۵ یا ۱۰-۵-۲-۵ تعیین می‌شود.

۱۰-۲-۳ انتخاب روش تحلیل

برای طراحی سازه‌ی دارای سیستم میراگر باید با توجه به الزامات این بند از روش‌های خطی، غیرخطی و یا ترکیبی از آن‌ها استفاده نمود.
در صورت قرارگیری سازه در ساختگاهی دارای S_1 بزرگتر یا مساوی ۰/۶، صرفنظر از روش تحلیل مورد استفاده، بیشینه پاسخ دینامیکی سازه و اعضای سیستم میراگر باید توسط یک تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی مورد تایید قرار بگیرد.

۱۰-۲-۳-۱ روش‌های غیرخطی

روش‌های غیرخطی مورد اشاره در بند ۱۰-۳ می‌توانند برای طراحی تمامی سازه‌های دارای سیستم میراگر به کار برده شوند.

۱۰-۲-۳-۲ روش طیفی

به کارگیری روش طیفی مورد اشاره در بند ۱۰-۴ برای طراحی سازه‌ی دارای سیستم میراگر مشروط به شروط زیر است:
الف- در راستای مورد نظر، سیستم میراگر در هر طبقه دارای حداقل ۲ دستگاه میراگر باشد که قابلیت تحمل پیچش را دارند.
ب- نسبت میرایی موثر کل سازه در جابجایی طرح، β_{mD}، در مود اصلی سازه، (m = 1) در راستای مورد نظر از ۳۵٪ بیشتر نباشد.

۱۰-۲-۳-۳ روش بار جانبی معادل معادل

استفاده از روش بار جانبی معادل مورد اشاره در بند ۱۰-۵ در صورتی برای طراحی سازه‌ی دارای سیستم میراگر مجاز است که:
الف- در راستای مورد نظر، سیستم میراگر در هر طبقه دارای حداقل ۲ دستگاه میراگر باشد که قابلیت تحمل پیچش را دارند.

ب- نسبت میرایی موثر کل سازه در جابجایی طرح، β_{mD}، درمود اصلی سازه، (m = 1) در راستای مورد نظر از ۳۵٪ بیشتر نباشد.
پ- سیستم لرزه‌بر دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع الف، ب، پ و یا ت جدول ۴-۱ و یا نامنظمی در پلان از نوع الف یا ب جدول ۴-۲ نباشد.
ت- با توجه به الزامات بند ۴-۱۱ سقف‌ها دارای دیافراگم صلب باشند.
ث- ارتفاع سازه از روی تراز پایه از ۳۰ متر تجاوز نکند.

۱۰-۲-۴ سیستم میراگر

۱۰-۲-۴-۱ طراحی دستگاه میراگر

طراحی، ساخت و نصب دستگاه‌های میراگر باید در برابر زلزله‌های نادر و نیز شرایط زیر پاسخ‌گو باشد:
الف- افت ناشی از نیروهای لرزه‌ای در چرخه‌های پایین و جابجایی‌های بزرگ
ب- افت ناشی از نیروی باد، نیروهای حرارتی و یا سایر نیروهای چرخه‌ای در چرخه‌های بالا و جابجایی‌های کوچک
پ- نیروها و جابجایی‌های ناشی از بارهای ثقلی
ت- چسبندگی اجزای دستگاه میراگر به سبب خوردگی و یا سایش، فساد زیستی، رطوبت و یا واکنش‌های شیمیایی
ث- مواجهه با شرایط محیطی شامل حرارت، بخار، رطوبت، تشعشعات رادیویی (مانند نور فرابنفش)، مواد واکنش‌دهنده و یا خورنده (مانند آب‌نمک) و شرایط احتمالی دیگر
دستگاه‌های میراگر در معرض خرابی ناشی از خستگی در چرخه‌های پایین باید بدون لغزش، حرکت و یا ارتعاش غیرارتجاعی در برابر نیروی باد مقاومت کنند.
طراحی دستگاه‌های میراگر باید با درنظر گرفتن محدوده‌ی دمایی، خراشیدگی سطحی دستگاه میراگر، رواداری‌های تولید و سایر آثاری که سبب تغییر مشخصات دستگاه میراگر در طی عمر طراحی آن می‌شود، صورت گیرد.

۱۰-۲-۴-۲ حرکت چندمحوره

نقاط اتصال دستگاه‌های میراگر باید دارای تمهیدات لازم برای سازگاری با جابجایی همزمان در جهات طولی، جانبی و قائم سیستم میرایی باشند.

۱۰-۲-۴-۳ بازرسی و آزمایش دوره‌ای

دسترسی کافی جهت بازرسی و جداکردن تمامی دستگاه‌های میراگر باید فراهم باشد.
طراح رسمی که مسوولیت طراحی سازه را بر عهده دارد باید یک برنامه‌ی زمان‌بندی مناسب برای بازرسی و آزمایش هریک از انواع دستگاه‌های میراگر تنظیم کند تا از پاسخ قابل اعتماد دستگاه‌های

میراگر در طول عمر طراحی آنها اطمینان حاصل کند. میزان بازرسی باید با توجه به اطلاعات موجود از تاریخچه‌ی کارکرد دستگاه‌های میراگر و احتمال تغییر مشخصات دستگاه‌های میراگر در طی عمر طراحی آن‌ها تعیین شود.

۱۰-۲-۴-۴ کنترل کیفیت

به عنوان بخشی از برنامه‌ی اطمینان از کیفیت که با توجه به توصیه‌های مراجع معتبر تنظیم شده است، طراح رسمی مسوول طراحی سازه باید یک برنامه‌ی کنترل کیفیت برای تولید دستگاه‌های میراگر تنظیم کند. به عنوان یک حداقل، این برنامه باید شامل آزمایش‌های لازم مورد اشاره در بند ۱۰-۹ باشد.

۱۰-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی

مشخصات سختی و میرایی به کار رفته در مدل‌سازی دستگاه‌های میراگر باید برگرفته از، یا تایید شده توسط آزمایش دستگاه‌های میراگر، چنانکه در بند ۱۰-۹ تصریح شده است، باشد. بر اساس نیاز، مشخصات نیرو- تغییرشکل غیرخطی دستگاه‌های میراگر باید منعکس‌کننده‌ی وابستگی دستگاه‌های میراگر به بسامد، دامنه و مدت زمان بارگذاری لرزه‌ای باشد.

۱۰-۳-۱ روش تاریخچه زمانی غیرخطی

مدل ریاضی سازه و سیستم میرایی استفاده شده در یک تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید بر اساس الزامات بند ۴-۱۰-۳ و نیز بند حاضر تعیین شود. مدل باید به طور مستقیم رفتار غیرخطی چرخه‌ای اعضای سازه و سیستم میراگر را به منظور تعیین پاسخ در بر بگیرد.

میرایی ذاتی سازه نباید بزرگتر از ۵٪ میرایی بحرانی در نظر گرفته شود، مگر آنکه اطلاعات مربوط به آزمایش‌های انجام شده در سطح تغییر شکل متناظر با جابجایی سیستم لرزه‌بر در آستانه‌ی نقطه‌ی تسلیم، استفاده از مقادیر بزرگتر را توجیه کند.

اگر نیروی محاسبه شده در یکی از اعضای سیستم لرزه‌بر از ۱٫۵ برابر مقاومت اسمی آن تجاوز نکند، مدل‌سازی آن عضو به صورت ارتجاعی بلامانع است.

۱۰-۳-۱-۱ مدل‌سازی دستگاه میراگر

مدل‌های ریاضی دستگاه‌های میراگر وابسته به جابجایی باید دربرگیرنده‌ی رفتار چرخه‌ای دستگاه‌های میراگر منطبق با اطلاعات آزمایشگاهی و منعکس‌کننده‌ی تمامی تغییرات قابل توجه در مقاومت، سختی و شکل منحنی چرخه‌ای باشند. مدل‌های ریاضی دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت باید از ثابت سرعت برگرفته شده از اطلاعات آزمایشگاهی استفاده کنند. در صورت تغییر این ثابت با تغییر

زمان و یا دما انعکاس چنین رفتاری در مدل ریاضی الزامی است. مدل‌سازی اعضایی از سیستم میراگر که متصل‌کننده‌ی واحدهای میراگر به سازه هستند الزامی است.

استثنا: چنانچه انتظار تغییر مشخصات دستگاه‌های میراگر طی تحلیل تاریخچه زمانی می‌رود، اجازه‌ی محاسبه‌ی کران‌های بالا و پایین پاسخ سازه‌ای با در نظرگرفتن حدود بالا و پایین مشخصات دستگاه میراگر داده می‌شود. در نظر گرفتن حدود مربوط به مشخصات تغییرپذیر دستگاه‌های میراگر باید به نحوی باشد که نتایج مشابهی با انعکاس صریح وابستگی این ویژگی‌ها به زمان در تحلیل تاریخچه زمانی ایجاد کند.

۱۰-۳-۱-۲ پارامترهای پاسخ

علاوه بر پارامترهای پاسخ ارائه شده در بند ۴-۱۰-۳-۱ برای هر زمین‌لرزه، مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی، پارامترهای پاسخ مربوط به مقدار بیشینه نیرو، جابجایی و سرعت (در مورد دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت) هریک از دستگاه‌های میراگر نیز باید تعیین گردد.

در صورت استفاده از حداقل ۷ جفت شتاب‌نگاشت جهت انجام تحلیل تاریخچه زمانی، مقادیر طرح نیروها، جابجایی‌ها و سرعت‌های دستگاه‌های میراگر را می‌توان از میانگین‌گیری مقادیر بدست آمده از تحلیل محاسبه نمود. در صورت به کارگیری کمتر از ۷ جفت شتاب‌نگاشت، مقادیر بیشینه‌ی نیروها، جابجایی‌ها و سرعت‌های دستگاه‌های میراگر باید به عنوان مقادیر طرح به کار برده شوند. استفاده از کمتر از ۳ جفت شتاب‌نگاشت به منظور انجام تحلیل مجاز نیست.

۱۰-۳-۲ روش استاتیکی غیرخطی

در این روش، مدل‌سازی غیرخطی توضیح داده شده در بند ۴-۱۰-۳ و روش محاسبه‌ی نیروهای جانبی توضیح داده شده در بند ۴-۸ باید در مورد سیستم لرزه‌بر به کار برده شود. به منظور محاسبه‌ی تقاضای شکل‌پذیری موثر مربوط به زمین‌لرزه‌ی زلزله‌ی طرح، μ_D، و زمین‌لرزه‌ی زلزله‌ی نادر، μ_M، به ترتیب موجود در روابط ۱۰-۵۴ و ۱۰-۵۵، می‌باید منحنی نیرو- جابجایی بدست آمده از این تحلیل جایگزین جابجایی تسلیم موثر، D_Y، موجود در رابطه‌ی ۱۰-۵۶ شود. در روابط ۱۰-۶، ۱۰-۷، ۱۰-۱۰ و ۱۰-۱۱ مربوط به روش طیفی و ۱۰-۲۵، ۱۰-۲۶ و ۱۰-۳۴ مربوط به روش بار جانبی معادل، نسبت R_u/C_d باید برابر با ۱ فرض شود.

۱۰-۴ روش طیفی

در صورت استفاده از روش طیفی به منظور تحلیل سازه‌ی دارای سیستم میراگر، الزامات این بند باید در نظر گرفته شوند.

۱۰-۴-۱ مدل‌سازی

مدل ریاضی سیستم لرزه‌بر و سیستم میراگر باید بیانگر توزیع جرم، سختی و میرایی در فضای سه‌بعدی در تمام قسمت‌های سازه باشد. روش مدل‌سازی و تحلیل باید از الزامات بند ۴-۹ برای سیستم لرزه‌بر و الزامات این بند برای سیستم میراگر پیروی کند. مشخصات سختی و میرایی سیستم میراگر باید مبتنی بر (یا تایید شده توسط) نتایج آزمایشگاهی مربوط به دستگاه‌های میراگر که در بند ۱۰-۹ آمده است باشد.

سختی ارتجاعی قسمت‌هایی از سیستم میرایی که مجزا از دستگاه‌های میراگر هستند، باید به صورت صریح مدل‌سازی شود. سختی دستگاه‌های میراگر با توجه به نوع دستگاه میراگر به صورت زیر مدل‌سازی می‌شود:

الف- دستگاه‌های میراگر وابسته به جابجایی: دستگاه‌های میراگر وابسته به جابجایی باید به کمک یک سختی معادل که منعکس‌کننده‌ی نیروی دستگاه میراگر در جابجایی پاسخ مورد نظر (به عنوان مثال جابجایی نسبی طرح طبقه) است مدل‌سازی شود. به عنوان یک جایگزین، سختی دستگاه‌های میراگر هیسترتیک و اصطکاکی را می‌توان از تحلیل طیفی حذف نمود مشروط بر آن‌که نیروهای طرح در دستگاه‌های میراگر وابسته به جابجایی، Q_{DSD}، به صورت نیروهای خارجی به مدل وارد شوند (بند ۱۰-۷-۲-۵).

ب- دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت: دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت که دارای مؤلفه‌ی سختی هستند (مانند دستگاه‌های میراگر ویسکوالاستیک) باید با سختی موثر متناظر با دامنه و بسامد مورد نظر مدل‌سازی شوند.

۱۰-۴-۲ سیستم مقاوم لرزه‌ای

۱۰-۴-۲-۱ برش پایه‌ی لرزه‌ای

برش پایه‌ی لرزه‌ای سازه، V_u، در یک راستای داده شده باید به صورت ترکیبی از مولفه‌های مودی، V_m، تعیین شود ضمن آن‌که رابطه‌ی ۱۰-۳ را نیز برآورده کند. مقدار طبق بند ۱۰-۲-۱-۱ تعیین می‌شود:

$$V_u \geq V_{\min} \qquad ۳\text{-}۱۰$$

برش پایه‌ی لرزه‌ای سازه، V_u، باید بر اساس روش جذر مجموع مربعات (SRSS) و یا ترکیب مرتبه‌ی دوم کامل مولفه‌های مودی برش پایه، V_m، تعیین شود.

۱۰-۴-۲-۲ برش پایه‌ی مودی

برش پایه‌ی مودی مود m نوسان سازه ، V_m، در راستای مورد نظر باید با توجه به روابط ۱۰-۴ تعیین شود:

$$V_m = C_{sm} W_m$$ ۱۰-۴- الف

$$W_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{im}\right)^2}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{im}^2}$$ ۱۰-۴- ب

که در آن:

C_{sm}: ضریب زلزله در مود m نوسان سازه در جهت مورد نظر که با توجه به بند ۱۰-۴-۲-۴ (برای مود اصلی با m=1) و یا بند ۱۰-۴-۲-۶ (برای مودهای بالاتر با m>1) تعیین می‌شود.

W_m: وزن موثر لرزه‌ای مود m نوسان سازه

w_i: سهمی از وزن موثر لرزه‌ای کل، W، که به تراز i اختصاص می‌یابد.

ϕ_{im}: دامنه‌ی شکل مودی تراز i سازه در مود m نوسان در راستای مورد نظر

n: تعداد مودهای نوسان سازه، درنظرگرفته شده به نحوی که حداقل ۹۰٪ وزن موثر لرزه‌ای را پوشش دهند.

۱۰-۴-۲-۳ ضریب مشارکت مودی

ضریب مشارکت مودی مود m نوسان سازه، Γ_m، در راستای مورد نظر باید با توجه به رابطه‌ی ۱۰-۵ تعیین شود:

$$\Gamma_m = \frac{\overline{W}_m}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{im}}$$ ۱۰-۵

۱۰-۴-۲-۴ ثابت پاسخ لرزه‌ای مود اصلی

ثابت پاسخ لرزه‌ای مود اصلی، C_{s1}، در راستای مورد نظر باید با توجه به روابط ۱۰-۶ و ۱۰-۷ تعیین شود:

$$C_{s1} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right)\frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_{1D}} \qquad \text{برای} \qquad T_{1D} < T_s$$ ۱۰-۶

$$C_{s1} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right)\frac{S_{D1}}{T_{1D}\left(\Omega_0 B_{1D}\right)} \qquad \text{برای} \qquad T_{1D} \geq T_s$$ ۱۰-۷

که در آن:

T_s: زمان تناوب تعریف شده طبق رابطه‌ی ۱۲-۳

C_d، Ω_0 و R_u: ضرایب مربوط به سازه طبق جدول ۴-۴

B_{1D}: ثابت عددی که مقدار آن در جدول ۱۰-۱ برای میرایی موثر، β_{mD} (با m = 1)، در زمان تناوب T_{1D}، داده شده است.

S_{D1} و S_{DS}: پارامترهای شتاب طیفی طبق فصل سوم

۱۰-۴-۲-۵ تعیین زمان تناوب مود اصلی

زمان تناوب موثر مود اصلی (m = 1) در زلزله‌ی طرح، T_{1D}، و زلزله‌ی نادر، T_{1M}، باید با در نظرگرفتن صریح مشخصه‌ی نیرو- تغییرشکل پس از تسلیم سازه و یا به کمک روابط ۱۰-۸ و ۱۰-۹ و با لحاظ زمان تناوب مود اصلی سازه، T_1، تعیین شود:

$$T_{1D} = T_1\sqrt{\mu_D} \qquad ۱۰\text{-}۸$$

$$T_{1M} = T_1\sqrt{\mu_M} \qquad ۱۰\text{-}۹$$

۱۰-۴-۲-۶ ثابت پاسخ لرزه‌ای مود بالاتر

ثابت پاسخ لرزه‌ای مود m نوسان سازه بالاتر از مود اصلی (m > 1) ، C_{sm}، در راستای مورد نظر باید با استفاده از روابط ۱۰-۱۰ و ۱۰-۱۱ تعیین شود:

$$C_{sm} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right)\frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_{mD}} \qquad \text{برای} \qquad T_m < T_S \qquad ۱۰\text{-}۱۰$$

$$C_{sm} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right)\frac{S_{D1}}{T_m\left(\Omega_0 B_{mD}\right)} \qquad \text{برای} \qquad T_m \geq T_S \qquad ۱۰\text{-}۱۱$$

که در آن:

T_m: زمان تناوب مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر

B_{mD}: ثابت عددی که مقدار آن در جدول ۱۰-۱ برای میرایی موثر، β_{mD}، در زمان تناوب T_m، داده شده است.

۱۰-۴-۲-۷ نیروی جانبی طرح

نیروی جانبی طرح در تراز i در مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر، F_{im}، با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۱۲ تعیین می‌شود:

$$F_{im} = w_i\phi_{im}\frac{\Gamma_m}{\overline{W}_m}V_m \qquad ۱۰\text{-}۱۲$$

نیروهای طرح در اعضای سیستم لرزه‌بر با استفاده از روش SRSS و یا ترکیب مرتبه‌ی دوم کامل نیروهای طرح مودی محاسبه می‌شود.

۱۰-۴-۳ سیستم میراگر

نیروهای طرح در دستگاه‌های میراگر و سایر اعضای سیستم میراگر باید بر مبنای پارامترهای بازتاب تغییرشکل هر طبقه، جابجایی نسبی طبقه و سرعت طبقه که در بندهای بعد توضیح داده می‌شود، محاسبه شود.

جابجایی‌ها و سرعت‌های به کار رفته برای محاسبه‌ی بیشینه نیروی ایجاد شده در دستگاه‌های میراگر در هر طبقه، باید با توجه به زاویه‌ی قرارگیری دستگاه میراگر نسبت به افق و افزایش پاسخ به سبب پیچش مورد نیاز برای طراحی سیستم لرزه‌بر محاسبه شوند.

تغییرشکل‌های سقف در تراز i، δ_{iD} و δ_{iM}، جابجایی‌های نسبی طبقه، Δ_D و Δ_M و سرعت‌های طبقه، ∇_D و ∇_M باید به ترتیب برای زلزله‌های طرح و نادر با توجه به الزامات این بند محاسبه شود.

۱۰-۴-۳-۱ تغییرشکل طبقه در زلزله‌ی طرح

تغییرشکل سازه در اثر زلزله‌ی طرح در تراز i در مود m نوسان سازه، δ_{imD}، در راستای مورد نظر با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۱۳ تعیین می‌شود:

$$\delta_{imD} = D_{mD}\phi_{im} \qquad \text{۱۰-۱۳}$$

که در آن:

D_{mD}: جابجایی بام در مود m سازه در زلزله‌ی طرح طبق بند ۱۰-۴-۳-۲

تغییرشکل طرح کل در هر طبقه‌ی سازه با استفاده از روش SRSS و یا ترکیب مرتبه‌ی دوم کامل تغییرشکل‌های مودی زلزله‌ی طرح محاسبه می‌شود.

۱۰-۴-۳-۲ جابجایی بام در زلزله‌ی طرح

جابجایی بام در مود اصلی (m = 1) و مودهای بالاتر (m > 1) سازه در اثر زلزله‌ی طرح، D_{1D} و D_{mD}، در راستای مورد نظر باید با استفاده از روابط ۱۰-۱۴ و ۱۰-۱۵ محاسبه شود:

برای m = 1 :

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{DS}T_{1D}^2}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{DS}T_1^2}{B_{1E}} \qquad \text{برای} \quad T_{1D} < T_s \qquad \text{۱۰-۱۴-الف}$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{D1}T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{D1}T_1}{B_{1E}} \qquad \text{برای} \quad T_{1D} \geq T_s \qquad \text{۱۰-۱۴-ب}$$

برای m > 1 :

$$D_{mD} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_m \frac{S_{D1}T_m}{B_{mD}} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_m \frac{S_{DS}T_m^2}{B_{mD}} \qquad \text{۱۰-۱۵}$$

که در آن:

B_{1E}: ثابت عددی که مقدار آن در جدول ۱۰-۱ برای میرایی موثر، $\beta_I + \beta_{V1}$، در زمان تناوب T_1، داده شده است.

Γ_m: ضریب مشارکت مود m نوسان سازه با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۵

۱۰-۴-۳-۳ جابجایی نسبی طبقه در اثر زلزله‌ی طرح

جابجایی نسبی طرح طبقه در مود اصلی، Δ_{1D}، و مودهای بالاتر، Δ_{mD} (m > 1)، در راستای مورد نظر باید با توجه به الزامات بند ۴-۱۴-۱ و با استفاده از جابجایی‌های مودی بام بند ۱۰-۴-۳-۲ محاسبه شود.

جابجایی نسبی طرح کل طبقه، Δ_D، باید با استفاده از روش SRSS و یا ترکیب مرتبه‌ی دوم کامل (CQC)، جابجایی‌های نسبی زلزله‌ی طرح مودی تعیین شود.

۱۰-۴-۳-۴ سرعت طبقه در اثر زلزله‌ی طرح

سرعت طرح طبقه‌ی سازه در مود اصلی، ∇_{1D}، و مودهای بالاتر، ∇_{mD} (m > 1)، در راستای مورد نظر باید با استفاده از روابط ۱۰-۱۶ و ۱۰-۱۷ تعیین شود:

$$\nabla_{1D} = 2\pi \frac{\Delta_{1D}}{T_{1D}} \qquad ۱۰-۱۶$$

$$\nabla_{mD} = 2\pi \frac{\Delta_{mD}}{T_m} \qquad ۱۰-۱۷$$

سرعت طرح کل طبقه، ∇_D، باید با استفاده از روش SRSS و یا ترکیب مرتبه‌ی دوم کامل (CQC)، جابجایی‌های نسبی مودی زلزله‌ی طرح تعیین شود.

۱۰-۴-۳-۵ پاسخ تحت زلزله‌ی نادر

بیشینه‌ی تغییرشکل مودی کل سقف در تراز i، مقادیر جابجایی نسبی طبقه‌ی طرح و مقادیر سرعت طبقه‌ی طرح باید به ترتیب مبتنی بر بندهای ۱۰-۴-۳-۱، ۱۰-۴-۳-۳ و ۱۰-۴-۳-۴ باشد به جز جابجایی بام طرح که باید با بیشینه جابجایی بام جایگزین شود. بیشینه جابجایی بام سازه در راستای موردنظر برای مود اصلی، D_{1M}، و مودهای بالاتر، D_{mM}، (m>1) باید با توجه به روابط ۱۰-۱۸ و ۱۰-۱۹ محاسبه شود:

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{MS}T_{1M}^2}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{MS}T_1^2}{B_{1E}} \qquad \text{برای} \quad T_{1M} < T_s \qquad ۱۰-۱۸\text{-الف}$$

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{M1}T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{M1}T_1}{B_{1E}} \qquad \text{برای} \quad T_{1M} \geq T_s \qquad ۱۰-۱۸\text{-ب}$$

$$D_{mM} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_m \frac{S_{M1}T_m}{B_{mM}} \le \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_m \frac{S_{MS}T_m^2}{B_{mM}} \qquad ۱۹\text{-}۱۰$$

که در آن:

B_{mM}: ثابت عددی که مقدار آن در جدول ۱۰-۱ برای نسبت میرایی موثر، β_{mM}، در زمان تناوب T_m، داده شده است.

S_{MS}: پارامتر شتاب طیفی نظیر زلزله‌ی نادر برای نسبت میرایی ۵٪ در زمان تناوب کوتاه (۰/۲ ثانیه) که از رابطه‌ی $S_{MS} = F_a S_s$ (طبق فصل سوم) بدست می‌آید.

S_{M1}: شتاب طیفی نظیر زلزله‌ی نادر برای نسبت میرایی ۵٪ در زمان تناوب یک ثانیه که از رابطه‌ی $S_{M1} = F_v S_1$ (طبق فصل سوم) بدست می‌آید.

۱۰-۵ روش بار جانبی معادل

در صورت استفاده از روش بار جانبی معادل برای طراحی سازه‌ی دارای سیستم میراگر، رعایت الزامات این بخش ضروری است.

۱۰-۵-۱ مدل‌سازی

اعضای سیستم باربر لرزه‌ای باید به نحوی مدل‌سازی شوند که با الزامات بند ۴-۸ سازگار باشد. به منظور تحلیل سازه، تکیه‌گاه آن را می‌توان صلب فرض نمود.

اعضای سیستم میراگر باید برای تحمل نیروهای طرح دستگاه‌های میراگر که به زمین و نیز به سیستم باربر لرزه‌ای منتقل می‌شوند مدل‌سازی شوند. سختی موثر دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت باید در مدل منعکس شود.

در صورت محاسبه‌ی میرایی موثر بر اساس روش ارائه شده در بند ۱۰-۶ و اصلاح پاسخ بر اساس این میرایی مطابق با ضوابط بندهای ۱۰-۵-۲ و ۱۰-۵-۳، نیازی به مدل‌سازی صریح دستگاه‌های میراگر نیست.

خصوصیات سختی و میرایی دستگاه‌های میراگر جهت انعکاس در مدل باید مبتنی بر یا تایید شده توسط آزمایش دستگاه‌های میراگر براساس مندرجات بند ۱۰-۹ باشد.

۱۰-۵-۲ سیستم مقاوم لرزه‌ای

۱۰-۵-۲-۱ برش پایه‌ی لرزه‌ای

برش پایه‌ی لرزه‌ای سیستم باربر لرزه‌ای، V_u ، در راستای مورد نظر باید به صورت ترکیب دو مولفه‌ی مودی V_1 و V_R با توجه به رابطه‌ی ۱۰-۲۰ تعیین شود:

$$V_u = \sqrt{V_1^2 + V_R^2} \ge V_{\min} \qquad ۲۰\text{-}۱۰$$

که در آن:

V_1: مقدار برش پایه‌ی لرزه‌ای مود اصلی در راستای موردنظر از پاسخ در زلزله‌ی طرح مطابق با بند ۱۰-۵-۲-۲

V_R: مقدار برش پایه‌ی لرزه‌ای مود ماندگار در راستای موردنظر در زلزله‌ی طرح مطابق با بند ۱۰-۵-۲-۶

$V_{\min}$: حداقل مقدار مجاز برش پایه برای طراحی سیستم باربر لرزه‌ای سازه در راستای موردنظر مطابق با بند ۱۰-۲-۱-۱

۱۰-۵-۲-۲ برش پایه‌ی مود اصلی

برش پایه‌ی مود اصلی، V_1، باید با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۲۱ تعیین شود:

$$V_1 = C_{s1}\overline{W_1} \qquad ۱۰-۲۱$$

که در آن:

C_{s1}: ضریب زلزله برای مود اصلی که طبق بند ۱۰-۵-۲-۴ تعیین می‌شود.

$\overline{W_1}$: وزن لرزه‌ای موثر مود اصلی، دربرگیرنده‌ی سهمی از بار زنده که توسط رابطه‌ی ۱۰-۴-ب و برای m =1 تعیین می‌شود.

۱۰-۵-۲-۳ خصوصیات مود اصلی

بردار شکل مودی مود اصلی، ϕ_{i1}، و ضریب مشارکت آن، Γ_1، باید یا به کمک تحلیل دینامیکی از مدل منعکس‌کننده‌ی خصوصیات الاستیک سازه‌ای و خصوصیات تغییرشکلی اعضای مقاوم و یا به وسیله روابط ۱۰-۲۲ و ۱۰-۲۳ تعیین شود:

$$\phi_{i1} = \frac{h_i}{h_r} \qquad ۱۰-۲۲$$

$$\Gamma_1 = \frac{\overline{W_1}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{i1}} \qquad ۱۰-۲۳$$

که در آن:

h_i: ارتفاع از تراز پایه تا تراز i

h_r: ارتفاع سازه از تراز پایه تا تراز بام

زمان تناوب اصلی، T_1، یا به کمک تحلیل دینامیکی از مدل منعکس‌کننده‌ی خصوصیات ارتجاعی سازه‌ای و خصوصیات تغییرشکلی اعضای مقاوم و یا به وسیله‌ی رابطه‌ی ۱۰-۲۴ محاسبه می‌شود:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^{n} F_i \delta_i}} \qquad ۲۴\text{-}۱۰$$

که در آن:

F_i: نیروی جانبی در تراز i سازه که بر اساس ضوابط بند ۴-۸-۴ توزیع می‌شود.

δ_i: تغییرشکل ارتجاعی در تراز i سازه در اثر نیروی جانبی F_i

۱۰-۵-۲-۴ ضریب زلزله برای مود اصلی

ضریب زلزله برای مود اصلی، C_{s1}، با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۲۵ یا ۱۰-۲۶ محاسبه می‌شود:

$$C_{s1} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right) \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_{1D}} \qquad \text{برای} \qquad T_{1D} < T_s \qquad ۲۵\text{-}۱۰$$

$$C_{s1} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right) \frac{S_{D1}}{T_{1D}\left(\Omega_0 B_{1D}\right)} \qquad \text{برای} \qquad T_{1D} \geq T_s \qquad ۲۶\text{-}۱۰$$

۱۰-۵-۲-۵ تعیین زمان تناوب مود اصلی

زمان تناوب موثر مود اصلی (m = 1) در زلزله‌ی طرح، T_{1D}، و زلزله‌ی نادر، T_{1M}، باید با در نظر گرفتن صریح مشخصه‌ی نیرو- تغییرشکل پس از تسلیم سازه و یا به کمک روابط ۱۰-۲۷ و ۱۰-۲۸ تعیین شود:

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D} \qquad ۲۷\text{-}۱۰$$

$$T_{1M} = T_1 \sqrt{\mu_M} \qquad ۲۸\text{-}۱۰$$

۱۰-۵-۲-۶ برش پایه‌ی مود ماندگار

برش پایه‌ی مود ماندگار، V_R، باید با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۲۹ تعیین شود:

$$V_R = C_{sR} \overline{W}_R \qquad ۲۹\text{-}۱۰$$

که در آن:

C_{sR}: ضریب زلزله برای مود ماندگار طبق بند ۱۰-۵-۲-۸

$\overline{W}_R$: وزن موثر سازه در مود ماندگار موثر که با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۳۲ تعیین می‌شود.

۱۰-۵-۲-۷ خصوصیات مود ماندگار

خصوصیات مود ماندگار شامل شکل مودی، ϕ_{iR}، ضریب مشارکت، Γ_R ، وزن لرزه‌ای موثر سازه، $\overline{W_R}$، و زمان تناوب موثر، T_R، باید با استفاده از روابط ۱۰-۳۰ تا۱۰-۳۳ تعیین شوند:

$$\phi_{iR} = \frac{1-\Gamma_1\phi_{i1}}{1-\Gamma_1} \qquad ۳۰\text{-}۱۰$$

$$\Gamma_R = 1-\Gamma_1 \qquad ۳۱\text{-}۱۰$$

$$\overline{W_R} = 1-\overline{W_1} \qquad ۳۲\text{-}۱۰$$

$$T_R = 0.4T_1 \qquad ۳۳\text{-}۱۰$$

۱۰-۵-۲-۸ ضریب زلزله برای مود ماندگار

ضریب زلزله برای مود ماندگار، C_{sR}، باید با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۳۴ تعیین شود:

$$C_{sR} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right)\frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_R} \qquad ۳۴\text{-}۱۰$$

که در آن:

B_R: ثابت عددی که مقدار آن در جدول ۱۰-۱ برای میرایی موثر، β_R، در زمان تناوب T_R، داده شده است.

۱۰-۵-۲-۹ نیروی جانبی طرح

نیروی جانبی طرح در اعضای سیستم باربر لرزه‌ای در تراز i ناشی از پاسخ سازه در مود اصلی، F_{i1}، و مود ماندگار، F_{iR}، در راستای مورد نظر با استفاده از روابط ۱۰-۳۵ و ۱۰-۳۶ تعیین می‌شود:

$$F_{i1} = w_i\phi_{i1}\frac{\Gamma_1}{\overline{W_1}}V_1 \qquad ۳۵\text{-}۱۰$$

$$F_{iR} = w_i\phi_{iR}\frac{\Gamma_R}{\overline{W_R}}V_R \qquad ۳۶\text{-}۱۰$$

نیروهای طرح در اعضای سیستم باربر لرزه‌ای باید به روش SRSS از نیروهای حاصل از مود اصلی و مود ماندگار بدست آیند.

۱۰-۵-۳ سیستم میراگر

نیروهای طرح در دستگاه‌های میراگر و سایر اعضای سیستم میراگر باید بر اساس پارامترهای بازتاب تغییرشکل طبقه، جابجایی نسبی طبقه و سرعت طبقه که در بندهای بعدی توضیح داده می‌شوند تعیین شوند.

جابجایی‌ها و سرعت‌های مورد استفاده برای محاسبه‌ی نیروهای بیشینه در دستگاه‌های میراگر هر طبقه باید با در نظر گرفتن زاویه‌ی تمایل هر دستگاه میراگر از راستای افق محاسبه شده باشند و در این محاسبه، اثر افزایش پاسخ به سبب پیچش مورد نیاز برای طراحی سیستم باربر لرزه‌ای نیز لحاظ شده باشد.

تغییرشکل سقف در تراز i، δ_{iD} و δ_{iM}، جابجایی‌های نسبی طبقه، Δ_D و Δ_M و سرعت‌های طبقه، ∇_D و ∇_M باید به ترتیب برای زلزله‌ی طرح و زلزله‌ی نادر با توجه به الزامات بندهای زیر محاسبه شوند.

۱۰-۵-۳-۱ تغییر شکل طبقات در زلزله‌ی طرح

تغییرشکل طرح کل در هر طبقه از سازه در راستای مورد نظر باید به صورت SRSS تغییرشکل سقف در مودهای اصلی و ماندگار محاسبه شود. تغییرشکل سقف در مودهای اصلی و ماندگار در اثر زلزله‌ی طرح، δ_{i1D} و δ_{iRD}، در مرکز سختی تراز i از سازه در راستای مورد نظر باید با استفاده از روابط ۱۰-۳۷ و ۱۰-۳۸ تعیین شود:

$$\delta_{i1D} = D_{1D}\phi_{i1} \qquad \text{۱۰-۳۷}$$

$$\delta_{iRD} = D_{RD}\phi_{iR} \qquad \text{۱۰-۳۸}$$

که در آن:

D_{RD}: جابجایی طرح در مود ماندگار در مرکز سختی بام سازه در راستای مورد نظر (بند ۱۰-۵-۳-۲)

۱۰-۵-۳-۲ تغییرشکل بام در زلزله‌ی طرح

جابجایی مودهای اصلی و ماندگار ناشی از زلزله‌ی طرح، D_{1D} و D_{RD}، در مرکز سختی تراز بام سازه در راستای مورد نظر باید با استفاده از روابط ۱۰-۳۹ و ۱۰-۴۰ تعیین شود:

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{DS}T_{1D}^2}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{DS}T_1^2}{B_{1D}} \quad \text{برای} \quad T_{1D} < T_S \qquad \text{۱۰-۳۹-الف}$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{D1}T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{D1}T_1}{B_{1E}} \quad \text{برای} \quad T_{1D} \geq T_S \qquad \text{۱۰-۳۹-ب}$$

$$D_{RD} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_R \frac{S_{D1}T_R}{B_R} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_R \frac{S_{DS}T_R^2}{B_R} \qquad \text{۱۰-۴۰}$$

۱۰-۵-۳-۳ جابجایی نسبی زلزله‌ی طرح

جابجایی نسبی طرح طبقه، Δ_D، در راستای موردنظر باید با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۴۱ محاسبه شود:

$$\Delta_D = \sqrt{\Delta_{1D}^2 + \Delta_{RD}^2} \qquad \text{۱۰-۴۱}$$

که در آن:

Δ_{1D}: جابجایی نسبی طرح طبقه ناشی از مود اصلی نوسان سازه در راستای مورد نظر

Δ_{RD}: جابجایی نسبی طرح طبقه ناشی از مود ماندگار نوسان سازه در راستای مورد نظر

جابجایی‌های نسبی طرح طبقه مودی، Δ_{1D} و Δ_{RD}، باید به صورت تفاضل تغییرشکل در بالا و پایین طبقه مورد نظر با استفاده از تغییرشکل‌های طبقه مورد اشاره در بند ۱۰-۵-۳-۲ محاسبه شود.

۱۰-۵-۳-۴ سرعت طبقه تحت زلزله‌ی طرح

سرعت طبقه در زلزله‌ی طرح، ∇_D، در راستای مورد نظر باید با توجه به روابط زیر محاسبه شود:

$$\nabla_D = \sqrt{\nabla_{1D}^2 + \nabla_{RD}^2} \qquad ۴۲\text{-}۱۰$$

$$\nabla_{1D} = 2\pi \frac{\Delta_{1D}}{T_{1D}} \qquad ۴۳\text{-}۱۰$$

$$\nabla_{RD} = 2\pi \frac{\Delta_{RD}}{T_R} \qquad ۴۴\text{-}۱۰$$

که در آن:

∇_{1D}: سرعت طبقه در زلزله‌ی طرح ناشی از مود اصلی نوسان سازه در راستای مورد نظر

∇_{RD}: سرعت طبقه در زلزله‌ی طرح ناشی از مود ماندگار نوسان سازه در راستای مورد نظر

۱۰-۵-۳-۵ پاسخ تحت زلزله‌ی نادر

به جز جابجایی‌های طرح بام که باید با جابجایی‌های بیشینه‌ی بام جایگزین شود، تغییرشکل‌های بیشینه‌ی مودی و کل در تراز i، جابجایی‌های نسبی طرح طبقه و سرعت‌های طرح طبقه باید به ترتیب بر اساس روابط بندهای ۱۰-۵-۳-۱، ۱۰-۵-۳-۳ و ۱۰-۵-۳-۴ محاسبه شوند. جابجایی‌های بیشینه‌ی بام باید با استفاده از روابط ۱۰-۴۵ و ۱۰-۴۶ محاسبه شود:

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{MS}T_{1M}^2}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{MS}T_1^2}{B_{1E}} \quad \text{برای} \quad T_{1M} < T_S \qquad ۴۵\text{-}۱۰\text{-الف}$$

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{M1}T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{M1}T_1}{B_{1E}} \quad \text{برای} \quad T_{1M} \geq T_S \qquad ۴۵\text{-}۱۰\text{-ب}$$

$$D_{RM} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_R \frac{S_{M1}T_R}{B_R} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_R \frac{S_{MS}T_R^2}{B_R} \qquad ۴۶\text{-}۱۰$$

۱۰-۶ اصلاح پاسخ دارای میرایی

مطابق بندهای ۱۰-۴ و ۱۰-۵ باید پاسخ سازه به منظور انعکاس اثرات سیستم میرایی اصلاح شود.

۱۰-۶-۱ ثابت میرایی

در شرایطی که زمان تناوب سازه بزرگتر یا مساوی T_0 باشد، ثابت میرایی باید بر اساس مقادیر جدول ۱۰-۱ تعیین شود. در صورت کوچکتر بودن زمان تناوب سازه از T_0، ثابت میرایی باید بین عدد ۱ که برای همه مقادیر میرایی موثر متناظر با زمان تناوب صفر ثانیه فرض شده است و میرایی بدست آمده از جدول ۱۰-۱ برای زمان تناوب T_0 به صورت خطی درونیابی شود.

۱۰-۶-۲ میرایی موثر

میرایی موثر در جابجایی طرح، β_{mD}، و جابجایی بیشینه، β_{mM}، مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر باید با استفاده از روابط ۱۰-۴۷ و ۱۰-۴۸ محاسبه شود:

$$\beta_{mD} = \beta_I + \beta_{Vm}\sqrt{\mu_D} + \beta_{HD} \qquad ۴۷\text{-}۱۰$$

$$\beta_{mM} = \beta_I + \beta_{Vm}\sqrt{\mu_M} + \beta_{HM} \qquad ۴۸\text{-}۱۰$$

که در آن:

β_{HD}: مولفه‌ی نسبت میرایی موثر سازه در راستای موردنظر ناشی از رفتار چرخه‌ای پس از تسلیم سیستم لرزه‌بر و اعضای سیستم میراگر در تقاضای شکل‌پذیری موثر زلزله‌ی طرح، μ_D

β_{HM}: مولفه‌ی نسبت میرایی موثر سازه در راستای موردنظر ناشی از رفتار چرخه‌ای پس از تسلیم سیستم لرزه‌بر و اعضای سیستم میراگر در تقاضای شکل‌پذیری موثر زلزله‌ی نادر، μ_M

β_I: مولفه‌ی نسبت میرایی موثر سازه ناشی از استهلاک انرژی ذاتی توسط اعضای سازه، در یا درست زیر مقدار جابجایی تسلیم سیستم لرزه‌بر

β_{Vm}: مولفه‌ی نسبت میرایی موثر کل مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر ناشی از استهلاک انرژی ویسکوز سیستم میراگر، در یا درست زیر مقدار جابجایی تسلیم موثر سیستم باربر لرزه‌ای

به جز در حالتی که نتایج تحلیل و یا آزمایش، استفاده از مقادیر دیگری را مجاز می‌شمرد، تقاضای شکل‌پذیری موثر مودهای نوسان بالاتر در راستای مورد نظر باید برابر با یک فرض شود.

۱۰-۶-۲-۱ میرایی ذاتی

میرایی ذاتی، β_I، باید بر اساس نوع مصالح، پیکربندی، و رفتار دینامیکی سازه و اجزای غیرسازه‌ای رو و یا درست زیر نقطه تسلیم سیستم لرزه‌بر تعیین شود. به جز در حالتی که نتایج تحلیل و یا آزمایش استفاده از مقادیر بالاتر را مجاز می‌شمرد، میرایی ذاتی در همه مودهای نوسان نباید بزرگتر از ۵٪ میرایی بحرانی در نظر گرفته شود.

۱۰-۶-۲-۲ میرایی چرخه‌ای

میرایی چرخه‌ای سیستم لرزه‌بر و اعضای سیستم میراگر باید بر اساس آزمایش، تحلیل و یا روابط ۱۰-۴۹ و ۱۰-۵۰ تعیین شود:

$$\beta_{HD} = q_H (0.64 - \beta_I)(1 - \frac{1}{\mu_D}) \qquad ۱۰-۴۹$$

$$\beta_{HM} = q_H (0.64 - \beta_I)(1 - \frac{1}{\mu_M}) \qquad ۱۰-۵۰$$

که در آن:

q_H: ضریب اصلاح چرخه که تعریف آن در بند ۱۰-۶-۲-۲-۱ آمده است.

به جز شرایطی که اطلاعات آزمایشگاهی و یا تحلیلی استفاده از مقادیر دیگری را توصیه می‌کند، میرایی چرخه‌ای مودهای بالاتر نوسان در راستای مورد نظر باید برابر صفر فرض شود.

۱۰-۶-۲-۲-۱ ضریب اصلاح چرخه

محاسبه‌ی میرایی چرخه‌ای سیستم لرزه‌بر و اعضای سیستم میراگر باید با در نظر گرفتن جمع‌شدگی و سایر آثاری که سبب کاهش مساحت چرخه در طی چرخه‌های متوالی ناشی از تقاضای زلزله می‌شود صورت بگیرد. به جز در صورت تایید اطلاعات آزمایشگاهی و یا تحلیلی، نسبت مساحت کامل چرخه‌ی سیستم لرزه‌بر که برای طراحی به کار می‌رود باید برابر نسبت q_H که توسط رابطه‌ی ۱۰-۵۱ محاسبه می‌شود در نظر گرفته شود:

$$q_H = 0.67 \frac{T_S}{T_1} \qquad ۱۰-۵۱$$

که در آن:

T_S: زمان تناوب تعریف شده طبق رابطه‌ی ۳-۱۱

مقدار q_H نباید بزرگتر از ۱ انتخاب شود و نیز نیازی نیست که کمتر از ۰/۵ درنظر گرفته شود.

۱۰-۶-۲-۳ میرایی ویسکوز

میرایی ویسکوز مود m نوسان سازه، β_{Vm}، باید به کمک روابط ۱۰-۵۲ و ۱۰-۵۳ محاسبه شود:

$$\beta_{Vm} = \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_m} \qquad ۱۰-۵۲$$

$$W_m = \frac{1}{2} \sum_j F_{im} \delta_{im} \qquad ۱۰-۵۳$$

که در آن:

W_{mj}: کار انجام شده توسط دستگاه میراگر j در یک چرخه‌ی کامل از پاسخ دینامیکی متناظر با مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر در جابجایی‌های مودی، δ_{im}

W_m: انرژی کرنشی بیشینه در مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر در جابجایی‌های مودی، δ_{im}

F_{im}: نیروی اینرسی مود m در تراز i

δ_{im}: تغییرشکل تراز i در مود m نوسان در مرکز سختی سازه در راستای مورد نظر

میرایی ویسکوز مودی دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت باید بر اساس دامنه‌ی پاسخی برابر با جابجایی تسلیم موثر سازه تعیین شود.

محاسبه کار انجام شده توسط دستگاه‌های میراگر باید با در نظرگرفتن جهت‌گیری و مشارکت هر میراگر با توجه به مود نوسان مورد نظر انجام شود. اثر تغییرشکل اجزایی مانند میخ‌ها، پیچ‌ها، ورق‌های اتصال، انتهای مهاربندها و سایر اجزایی که دستگاه‌های میراگر را به سایر اعضای سازه متصل می‌کنند بر کاهش کار انجام شده توسط دستگاه‌های میراگر باید در نظر گرفته شود.

۱۰-۶-۳ تقاضای شکل‌پذیری موثر

تقاضای شکل‌پذیری موثر وارد بر سیستم لرزه‌بر ناشی از زلزله‌ی طرح، μ_D، و زلزله‌ی نادر، μ_M، باید با استفاده از روابط ۱۰-۵۴ تا ۱۰-۵۶ محاسبه شود:

$$\mu_D = \frac{D_{1D}}{D_Y} \geq 1.0 \qquad ۱۰\text{-}۵۴$$

$$\mu_M = \frac{D_{1M}}{D_Y} \geq 1.0 \qquad ۱۰\text{-}۵۵$$

$$D_Y = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\left(\frac{\Omega_0 C_d}{R_u}\right)\Gamma_1 C_{S1} T_1^2 \qquad ۱۰\text{-}۵۶$$

که در آن:

تقاضای شکل‌پذیری طرح، μ_D، نباید از مقدار بیشینه‌ی تقاضای شکل‌پذیری موثر، $\mu_{\max}$، داده شده در بند ۱۰-۶-۴ تجاوز کند.

۱۰-۶-۴ بیشینه تقاضای شکل‌پذیری موثر

به منظور تعیین ضریب اصلاح چرخه‌ی هیسترزیس، میرایی هیسترتیک و سایر پارامترها، مقدار بیشینه تقاضای شکل‌پذیری موثر، $\mu_{\max}$، باید با استفاده از روابط ۱۰-۵۷ و ۱۰-۵۸ محاسبه شود:

$$\mu_{\max} = 0.5\left[\left(\frac{R_u}{\Omega_0 I}\right)^2 + 1\right] \qquad \text{برای } T_S \geq T_{1D} \qquad ۱۰\text{-}۵۷$$

$$\mu_{\max} = \frac{R_u}{\Omega_0 I} \qquad \text{برای } T_S < T_1 \qquad ۱۰\text{-}۵۸$$

که در آن:

I : ضریب اهمیت که با توجه به بند ۴-۳ تعیین می‌شود.

برای $T_1 < T_S < T_{1D}$ ، $\mu_{\max}$ را می‌توان از طریق درون‌یابی خطی بین مقادیر روابط ۱۰-۵۷ و ۱۰-۵۸ بدست آورد.

۱۰-۷ شرایط بار لرزه‌ای و معیارهای پذیرش

برای روش‌های تحلیل غیرخطی (بند ۱۰-۳)، سیستم لرزه‌بر، سیستم میرایی، شرایط بارگذاری و معیارهای پذیرش برای پارامترهای پاسخ موردنظر باید از ضوابط بند ۱۰-۷-۱ پیروی کنند. نیروها و جابجایی‌های طرح تعیین شده بر اساس روش طیفی (بند ۱۰-۴) یا روش بار جانبی معادل (بند ۱۰-۵) باید بر اساس معیار طراحی مقاومتی این آیین‌نامه و بارگذاری لرزه‌ای بندهای ۱۰-۷-۱ و ۱۰-۷-۲ کنترل شوند.

۱۰-۷-۱ روش‌های غیرخطی

در صورت استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی، سیستم لرزه‌بر، سیستم میراگر، شرایط بارگذاری و معیارهای پذیرش بایستی از بندهای ۱۰-۷-۱-۱ الی ۱۰-۷-۱-۲ پیروی کنند.

۱۰-۷-۱-۱ سیستم لرزه‌بر

سیستم لرزه‌بر باید الزامات مقاومت ارائه شده در فصل چهارم را بر اساس برش پایه، $V_{\min}$، داده شده در بند ۱۰-۲-۱-۱ تامین کند. جابجایی نسبی طبقه باید به کمک زلزله‌ی طرح تعیین شود.

۱۰-۷-۱-۲ سیستم میراگر

دستگاه‌های میراگر و اتصالات آن‌ها باید ابعاد مناسب برای مقاومت در برابر نیروها، جابجایی‌ها و سرعت‌های ناشی از زلزله‌ی نادر را داشته باشند.

۱۰-۷-۱-۳ ترکیب آثار بارگذاری

آثار بارهای ثقلی و لرزه‌ای بر روی سیستم میرایی باید بر اساس ضوابط بند ۲-۲-۲ با به کارگیری نیروهای جانبی لرزه‌ای Q_E بدست آمده از تحلیل با یکدیگر ترکیب شوند. ضریب افزونگی، ρ، باید در همه موارد برابر با ۱ در نظر گرفته شود و نیازی به در نظر گرفتن ضریب اضافه مقاومت بند ۲-۲-۴ در اثرات بارگذاری لرزه‌ای به منظور طراحی سیستم میراگر وجود ندارد.

۱۰-۷-۱-۴ معیارهای پذیرش برای پارامترهای بازتاب موردنظر

اجزای سیستم میراگر باید بر اساس معیار طراحی مبتنی بر مقاومت این آیین‌نامه با به کارگیری نیروهای لرزه‌ای و شرایط بارگذاری لرزه‌ای تعیین شده با روش‌های غیرخطی و بدون اعمال کاهش

مقاومت برآورد شوند. در زمان استفاده از نیروهای حاصل از روش‌های تحلیل غیرخطی نیازی به ارزیابی اعضای سیستم لرزه‌بر نیست.

۱۰-۷-۲ روش‌های طیفی و بار جانبی معادل

در شرایط به کارگیری روش طیفی یا بار جانبی معادل در تحلیل، سیستم لرزه‌بر، سیستم میراگر، شرایط بارگذاری لرزه‌ای و معیارهای پذیرش باید از بندهای ۱۰-۷-۲-۱ الی ۱۰-۷-۲-۶ پیروی کنند.

۱۰-۷-۲-۱ سیستم لرزه‌بر

سیستم لرزه‌بر باید الزامات طراحی ارائه شده در فصل چهارم را با به کارگیری برش پایه‌ی لرزه‌ای و نیروهای طرح تعیین شده بر اساس بند ۱۰-۴-۲ یا ۱۰-۵-۲ تامین نماید.

جابجایی نسبی طبقه، Δ_D، تعیین شده توسط هر یک از بندهای ۱۰-۴-۳-۳ یا ۱۰-۵-۳-۳ نباید از R_u/C_d برابر جابجایی نسبی مجاز طبقه بدست آمده از جدول ۴-۸ که در آن اثرات پیچش طبق ضوابط بند ۴-۱۳ لحاظ شده است، تجاوز کند.

۱۰-۷-۲-۲ سیستم میراگر

سیستم میراگر باید برای نیروهای طرح لرزه‌ای ضوابط فصل چهارم، و برای شرایط بارگذاری لرزه‌ای ضوابط این بند را تامین کند.

۱۰-۷-۲-۳ ترکیب آثار بارگذاری

آثار بارهای لرزه‌ای و ثقلی بر روی سیستم میرایی باید بر اساس ضوابط بند ۲-۲ و با در نظر گرفتن اثر بارهای لرزه‌ای افقی Q_E تعیین شده بر اساس بند ۱۰-۷-۲-۵ با یکدیگر ترکیب شوند. ضریب افزونگی ρ در تمام حالات می‌تواند برابر ۱ در نظر گرفته شود و نیازی به در نظر گرفتن ضریب اضافه مقاومت بند ۲-۲-۴ در محاسبه‌ی اثر بار لرزه‌ای طرح سیستم میراگر نیست.

۱۰-۷-۲-۴ نیروهای طراحی مودی سیستم میراگر

نیروهای طرح مودی سیستم میراگر باید بر اساس نوع دستگاه‌های میراگر و جابجایی‌ها و سرعت‌های طرح مودی طبقه تعیین شده توسط هریک از بندهای ۱۰-۴-۳ یا ۱۰-۵-۳ محاسبه شود.

در صورت نیاز به تایید پاسخ بیشینه توسط تحلیل تاریخچه زمانی، جابجایی‌ها و سرعت‌های طرح مودی طبقه باید به نحوی افزایش یابند که از مقادیر سرعت‌ها و جابجایی‌های کل طرح طبقه که بر اساس ضوابط بند ۱۰-۳ تعیین شده‌اند بزرگتر شوند.

الف- دستگاه‌های میراگر وابسته به جابجایی: نیروی لرزه‌ای طرح در دستگاه‌های میراگر وابسته به جابجایی باید مبتنی بر نیروی بیشینه‌ی دستگاه در جابجایی‌های برابر با یا کمتر از جابجایی نسبی طرح طبقه، Δ_D باشد.

ب- دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت: نیروی لرزه‌ای طرح در هر مود نوسانی دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت باید مبتنی بر نیروی بیشینه دستگاه در سرعت‌های برابر با یا کمتر از سرعت طرح طبقه‌ی نظیر مود مورد نظر باشد.

جابجایی‌ها و سرعت‌های به کار رفته برای تعیین نیروهای طرح دستگاه‌های میراگر هر طبقه باید با احتساب زاویه‌ی جهت‌گیری دستگاه میراگر نسبت به راستای افقی و لحاظ کردن اثر افزایش پاسخ طبقه به سبب حرکت‌های پیچشی محاسبه شده باشد.

۱۰-۷-۲-۵ شرایط بارگذاری لرزه‌ای و ترکیب پاسخ‌های مودی

نیروی طرح لرزه‌ای، Q_E، در هریک از اعضای سیستم میراگر باید بیشینه‌ی سه مقدار زیر باشد:

۱- وضعیت بیشینه‌ی جابجایی: نیروی طرح لرزه‌ای در وضعیت بیشینه‌ی جابجایی باید توسط رابطه‌ی ۱۰-۵۹ محاسبه شود:

$$Q_E = \Omega_0 \sqrt{\sum_m \left(Q_{mSFRS}\right)^2} \pm Q_{DSD} \qquad ۱۰-۵۹$$

که در آن:

Q_{mSFRS}: نیروی اعضای سیستم میراگر برابر با نیروی طرح لرزه‌ای مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر

Q_{DSD}: نیروی اعضای سیستم میراگر که برای مقاومت در برابر نیروهای طرح لرزه‌ای دستگاه‌های میراگر مورد نیاز است.

نیروهای طرح لرزه‌ای اعضای سیستم میراگر، Q_{DSD}، باید از طریق اعمال نیروهای طرح دستگاه‌های میراگر وابسته به جابجایی بر سیستم میراگر به صورت نیروهای شبه استاتیکی محاسبه شوند. نیروهای طرح لرزه‌ای دستگاه‌های میراگر وابسته به جابجایی باید در جابجایی اوج سازه در هر دو راستای مثبت و منفی اعمال شوند.

۲- وضعیت بیشینه‌ی سرعت: نیروی طرح لرزه‌ای در وضعیت بیشینه‌ی سرعت باید با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۶۰ محاسبه شود:

$$Q_E = \sqrt{\sum_m \left(Q_{mDSV}\right)^2} \qquad ۱۰-۶۰$$

که در آن:

Q_{mDSV}: نیروی یکی از اعضای سیستم میراگر که برای تحمل نیروهای طرح لرزه‌ای دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت ناشی از مود m نوسان سازه در راستای مورد نظر لازم است.

نیروهای طرح لرزه‌ای مودی در اعضای سیستم میراگر، Q_{mDSV}، باید از طریق اعمال نیروهای طرح مودال دستگاه‌های وابسته به سرعت به صورت نیروهای شبه استاتیکی بر سیستم میراگر تغییرشکل نیافته محاسبه شوند. نیروهای طرح لرزه‌ای مودی باید در راستاهایی هم‌سنگ با تغییرشکل مود مورد

نظر اعمال شوند. نیروهای افقی تکیه‌گاهی باید در هر تراز i سیستم میراگر تغییرشکل نیافته به صورت همزمان با نیروهای طرح دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت به نحوی اعمال شوند که جابجایی افقی در هر تراز از سازه برابر با صفر باشد. در هر تراز i، نیروهای تکیه‌گاهی باید متناسب با جرم‌های نقطه‌ای بوده و به همین نقاط نیز اعمال شوند.

۳- وضعیت بیشینه‌ی شتاب: نیروی طرح لرزه‌ای در وضعیت بیشینه‌ی شتاب باید با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۶۱ محاسبه شود:

$$Q_E = \sqrt{\sum_m \left(C_{mFD}\Omega_0 Q_{mSFRS} + C_{mFV}Q_{mDSV}\right)^2} \pm Q_{DSD} \qquad ۱۰\text{-}۶۱$$

ضرایب نیرویی C_{mFD} و C_{mFV} باید به ترتیب به کمک جدول ۱۰-۲ و جدول ۱۰-۳ با استفاده از مقادیر نسبت میرایی موثر تعیین شده طبق ضوابط زیر تعیین شوند:

برای مود اصلی پاسخ (m = 1) در راستای مورد نظر، C_{1FD} و C_{1FV} مبتنی بر نمای سرعت α که مرتبط‌کننده‌ی نیروی دستگاه میراگر به سرعت آن می‌باشد هستند. میرایی موثر مود اصلی باید برابر با میرایی موثر کل منهای مولفه‌ی چرخه‌ای میرایی ($\beta_{1D} - \beta_{HD}$ یا $\beta_{1M} - \beta_{HM}$) در سطح پاسخ مورد نظر ($\mu = \mu_D$ یا $\mu = \mu_M$) در نظر گرفته شود.

برای پاسخ مودهای بالاتر (m > 1) و یا مود ماندگار در راستای مورد نظر، ضرایب C_{mFD} و C_{mFV} باید با درنظر گرفتن $\alpha = 1$ محاسبه شوند. میرایی موثر مودی باید برابر با میرایی موثر کل مود مورد نظر در نظر گرفته شود (β_{mD} یا β_{mM}). به منظور تعیین ثابت C_{mFD}، تقاضای شکل‌پذیری باید برابر با تقاضای شکل‌پذیری مود اصلی ($\mu = \mu_D$ یا $\mu = \mu_M$) درنظر گرفته شود.

۱۰-۷-۲-۶ محدودیت‌های پاسخ غیرخطی

اجازه داده می‌شود به شرط احراز شرایط زیر توسط تحلیل و یا آزمایش، اعضای سیستم میراگر الزامات مقاومتی در برابر نیروهای طرح را برآورده ننمایند:

۱- پاسخ غیرخطی، اثر منفی بر عملکرد سیستم میراگر به جا نمی‌گذارد.

۲- نیروهای اعضا که با توجه به بند ۱۰-۷-۲-۵ و با استفاده از مقدار Ω_0 برابر با یک محاسبه شده‌اند، مقاومت لازم برای تحمل ترکیب بارهای بخش ۲-۲-۲ را دارند.

جدول ۱۰-۲ ضرایب نیرو، C_{mFD} [۱ و ۲]

نسبت میرایی موثر	$\mu \le ۱/۰۰$				$C_{mFD} = ۱/۰۰$ [۳]
	$\alpha \le ۰/۲۵$	$\alpha = ۰/۵۰$	$\alpha = ۰/۷۵$	$\alpha \ge ۱/۰۰$	
$\le ۰/۰۵$	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	$\mu \ge ۱/۰$
۰/۱	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	$\mu \ge ۱/۰$
۰/۲	۱/۰۰	۰/۹۵	۰/۹۴	۰/۹۳	$\mu \ge ۱/۱$
۰/۳	۱/۰۰	۰/۹۲	۰/۸۸	۰/۸۶	$\mu \ge ۱/۲$
۰/۴	۱/۰۰	۰/۸۸	۰/۸۱	۰/۷۸	$\mu \ge ۱/۳$
۰/۵	۱/۰۰	۰/۸۴	۰/۷۳	۰/۷۱	$\mu \ge ۱/۴$
۰/۶	۱/۰۰	۰/۷۹	۰/۶۴	۰/۶۴	$\mu \ge ۱/۶$
۰/۷	۱/۰۰	۰/۷۵	۰/۵۵	۰/۵۸	$\mu \ge ۱/۷$
۰/۸	۱/۰۰	۰/۷۰	۰/۵۰	۰/۵۳	$\mu \ge ۱/۹$
۰/۹	۱/۰۰	۰/۶۶	۰/۵۰	۰/۵۰	$\mu \ge ۲/۱$
≥ ۱	۱/۰۰	۰/۶۲	۰/۵۰	۰/۵۰	$\mu \ge ۲/۲$

[۱] اگر تحلیل و آزمایش‌ها مقادیر دیگری را نشان ندهند، ضریب نیرو، C_{mFD}، برای سیستم ویسکوالاستیک برابر با یک در نظر گرفته شود.

[۲] برای تعیین مقادیر میانی نماینده‌ی سرعت، α و تقاضای شکل‌پذیری، μ، از درون‌یابی استفاده شود.

[۳] C_{mFD} برای مقادیر تقاضای شکل‌پذیری μ برابر یا بزرگتر از مقادیر نشان داده شده، برابر با یک است.

جدول ۱۰-۳ ضرایب نیرو، C_{mFV} [۱ و ۲]

نسبت میرایی موثر	$\alpha \le ۰/۲۵$	$\alpha = ۰/۵۰$	$\alpha = ۰/۷۵$	$\alpha \ge ۱/۰۰$
$\le ۰/۰۵$	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	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰

[۱] اگر تحلیل و آزمایش‌ها مقادیر دیگری را نشان ندهند، ضریب نیرو، C_{mFV}، برای سیستم ویسکوالاستیک برابر با یک در نظر گرفته شود.

[۲] برای تعیین مقادیر میانی نماینده‌ی سرعت، α، از درون‌یابی استفاده شود.

۱۰-۸ بازنگری طراحی

یک گروه مستقل از طراحان رسمی متخصص در رشته‌های لازم و افراد ذی‌صلاح دیگر در زمینه‌ی روش‌های تحلیل لرزه‌ای و تئوری و کاربرد سیستم‌های استهلاک انرژی باید به بازنگری سیستم میراگر و برنامه‌های آزمایشگاهی مرتبط بپردازند.

بازبینی طراحی باید حداقل شامل موارد زیر باشد:

۱- بازبینی معیارهای لرزه‌ای ویژه‌ی ساختگاه شامل تهیه‌ی طیف ساختگاه و تاریخچه‌ی شتاب‌نگاشت و سایر معیارهای طراحی خاص پروژه

۲- بازبینی طراحی اولیه‌ی سیستم مقاوم لرزه‌ای و سیستم میرایی شامل پارامترهای طراحی دستگاه‌های میرایی

۳- بازبینی طراحی نهایی سیستم مقاوم لرزه‌ای و سیستم میرایی و سایر تحلیل‌ها

۴- بازبینی الزامات آزمایش‌های دستگاه میرایی، کنترل و حصول اطمینان از کیفیت تولید دستگاه، برنامه‌های نگهداری و بازرسی

۱۰-۹ آزمایش‌ها

رابطه نیرو- جابجایی و نیرو- سرعت و سایر مشخصات میراگر که در طراحی مورد استفاده قرارگرفته است، باید منطبق بر نتایج آزمایش‌های به عمل آمده بر روی نمونه‌ها مطابق با الزامات این بخش باشند.

روند ساخت و کنترل کیفیت برای کلیه نمونه‌های آزمایشگاهی و دستگاه‌های میراگر تولید شده باید یکسان باشد.

۱۰-۹-۱ آزمایش‌ها بر روی نمونه

آزمایش‌های زیر باید بر اساس روندی که در ادامه به آن اشاره می‌شود به صورت جداگانه بر روی دو نمونه با مقیاس کامل از هر نوع و اندازه‌ی دستگاه میراگر مورد استفاده در طراحی انجام شود.

در صورت تحقق هر دو شرط زیر، کاربرد اندازه‌ی نمونه از هر نوع دستگاه برای آزمایش‌ها بلامانع است:

الف- روند ساخت و کنترل کیفیت برای هر نوع و اندازه دستگاه استفاده شده در سازه یکسان باشد.

ب- انجام آزمایش‌ها بر روی اندازه‌های نمونه به تایید گروه طراحی صلاحیت‌دار مسوول طراحی سازه رسیده باشد.

استفاده از نمونه‌های آزمایشگاهی برای ساخت، منوط به تایید گروه طراحی صلاحیت‌دار مسوول طراحی سازه و نیز برآورده کردن ضوابط لازم برای نمونه‌ی اصلی و آزمایش‌های تولید است.

۱۰-۹-۱-۱ ثبت اطلاعات

رابطه‌ی نیرو- تغییرشکل برای هر چرخه‌ی آزمایش باید ثبت شود.

۱۰-۹-۱-۲ ترتیب و چگونگی چرخه‌های آزمایش

سلسله آزمایش‌های زیر باید بر روی هر یک از دستگاه‌های میراگر در حالی که تحت اثر بار ثقلی و شرایط دمای محیطی مشابه شرایط نصب قرار گرفته است انجام شود. برای آزمایش لرزه‌ای باید از تغییرمکان دستگاه‌ها که برای زلزله‌ی نادر محاسبه شده است و در اینجا از آن به عنوان «حداکثر جابجایی دستگاه» یاد می‌شود، استفاده شود.

الف- هر یک از دستگاه‌های میراگر باید تعداد چرخه‌های مورد انتظار از بار باد طرح، ولی نه کمتر از ۲۰۰۰ چرخه‌ی پیوسته و کاملا بازگشتی را تجربه کند. بار باد اعمال شده باید با دامنه‌ی مورد انتظار از بار باد طراحی و با فرکانسی برابر با عکس زمان تناوب اصلی سازه $(f_1 = 1/T_1)$ باشد.

استثنا: اگر دستگاه‌های میراگر در معرض نیروها و یا جابجایی‌های مشتمل بر اثر باد قرار نمی‌گیرند و یا اگر نیروی ناشی از بار باد طراحی کمتر از نیروی متناظر با لغزش یا تسلیم دستگاه باشد نیازی به انجام این آزمایش نیست.

ب- هر دستگاه میراگر باید در معرض پنج چرخه‌ی سینوسی کاملا برگشتی با دامنه‌ای برابر با حداکثر جابجایی دستگاه و فرکانسی برابر با $1/T_{1M}$ (محاسبه شده در بند ۱۰-۴-۲-۵) قرار داده شود. چنانچه مشخصه‌ی دستگاه‌های میراگر با دما تغییر می‌کند، این آزمایش باید حداقل در سه دما (دمای حداقل، دمای محیط و دمای حداکثر) که دربرگیرنده‌ی محدوده‌ی دمای عملکردی هستند، انجام شود.

استثنا: در صورت تحقق کلیه‌ی شرایط زیر، دستگاه‌های میراگر را می‌توان با روش‌های جایگزین آزمایش کرد:

۱- روش‌های آزمایش جایگزین، معادل با الزامات آزمایش‌های چرخه‌ای این بخش باشند.

۲- روش‌های جایگزین قابلیت ثبت وابستگی پاسخ دستگاه میراگر به دمای محیط، فرکانس بارگذاری و افزایش دما هنگام آزمایش را داشته باشند.

۳- روش‌های جایگزین مورد تایید گروه طراحی صلاحیت‌دار مسوول طراحی سازه باشند.

پ- اگر مشخصه‌ی نیرو- تغییرشکل دستگاه میراگر در تغییرمکان‌های کوچکتر یا مساوی حداکثر جابجایی دستگاه به ازای تغییر فرکانس آزمایش از $1/T_{1M}$ به $2.5/T_1$، بیشتر از ۱۵ درصد تغییر کند، آنگاه آزمایش‌های اشاره شده‌ی فوق باید در دو فرکانس $1/T_1$ و $2.5/T_1$ صورت پذیرند.

در صورت استفاده از نمونه‌های آزمایشگاهی با مقیاس کوچک، برای تایید کفایت مشخصات وابسته به نرخ بارگذاری، نوع و مصالح و نیز روند تولید و کنترل کیفیت، نمونه‌های آزمایشگاهی با مقیاس

کوچک باید مشابه با نمونه‌های با مقیاس کامل بوده و فرکانس بارگذاری باید به منظور مشابهت با نرخ بارگذاری آزمایش با مقیاس کامل با ضریب مشابهی همپایه شود.

۱۰-۹-۱-۳ آزمایش دستگاه‌های مشابه

در صورت برقراری هر دو شرط زیر، آزمایش بر روی نمونه‌ی دستگاه‌های میراگر لازم نیست:
الف- کلیه‌ی اطلاعات مربوط به آزمایش‌های مربوطه و سایر اطلاعات دستگاه‌های میراگر در اختیار و مورد تایید گروه طراحی صلاحیت‌دار مسوول طراحی سازه قرار گرفته باشند.
ب- این گروه طراحی، شباهت دستگاه میراگر به دستگاه‌های آزمایش شده در گذشته را تایید کند.

۱۰-۹-۱-۴ تعیین مشخصات نیرو- سرعت- جابجایی

مشخصات نیرو- سرعت- جابجایی دستگاه میراگر باید توسط آزمایش‌های شامل بارگذاری و جابجایی چرخه‌ای که در بالا تعیین شد مشخص شوند. سختی موثر دستگاه میرایی، k_{eff}، باید برای هر یک از چرخه‌های تغییرشکل با استفاده از رابطه‌ی ۹-۱۳ محاسبه گردد.

۱۰-۹-۱-۵ کفایت دستگاه

در صورت تحقق کلیه‌ی شرایط زیر، عملکرد دستگاه میراگر نمونه را می‌توان کافی دانست. افزایش حد ۱۵ درصد مورد اشاره در بندهای ۱۰-۹-۱-۵-۱ و ۱۰-۹-۱-۵-۲ توسط گروه طراحی مجاز مسوول طراحی سازه امکان‌پذیر است مشروط بر آن که به کمک نتایج تحلیل نشان داده شود که حد افزایش داده شده تاثیر کاهنده‌ای بر پاسخ سازه ندارد.

۱۰-۹-۱-۵-۱ دستگاه‌های میراگر وابسته به جابجایی

در صورت تحقق شرایط زیر که مبتنی بر آزمایش‌های بند ۱۰-۹-۱-۲ هستند، عملکرد دستگاه‌های میراگر وابسته به جابجایی کافی فرض می‌شود.
۱- در آزمایش الف، عدم مشاهده‌ی علامت‌های خرابی همانند سوراخ شدگی، تسلیم و یا شکست.
۲- در آزمایش‌های ب و پ، در فرکانس و دمای مشخص، در هر چرخه بیشینه و کمینه‌ی نیروی متناظر با جابجایی صفر برای دستگاه میراگر بیشتر از ۱۵ درصد با مقدار میانگین حداکثر و حداقل نیرو در جابجایی صفر محاسبه شده برای کلیه چرخه‌ها در آن آزمایش تفاوت نداشته باشد.
۳- در آزمایش‌های ب و پ، در فرکانس و دمای مشخص، در هر چرخه بیشینه و کمینه‌ی نیروی متناظر با جابجایی بیشینه برای دستگاه میراگر بیشتر از ۱۵ درصد با مقدار میانگین حداکثر و حداقل نیرو در جابجایی بیشینه‌ی محاسبه شده برای کلیه‌ی چرخه‌ها در آن آزمایش تفاوت نداشته باشد.
۴- در آزمایش‌های ب و پ، در فرکانس و دمای مشخص، مساحت حلقه‌ی هیسترزیس دستگاه میراگر (E_{loop}) در هر یک از چرخه‌ها بیشتر از ۱۵ درصد با مقدار میانگین مساحت حلقه‌های هیسترزیس محاسبه شده برای کلیه‌ی چرخه‌ها در آن آزمایش تفاوت نداشته باشد.

۵- میانگین حداکثر و حداقل نیرو در جابجایی صفر و بیشینه و میانگین مساحت حلقه‌ی هیسترزیس (E_{loop}) محاسبه شده طی آزمایش‌های ب و پ بیشتر از ۱۵ درصد با مقدار مورد نظر گروه طراحی مجاز مسوول طراحی سازه تفاوت نداشته باشد.

۱۰-۹-۱-۵-۲ دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت

در صورت تحقق شرایط زیر که مبتنی بر آزمایش‌های بند ۱۰-۹-۱-۲ هستند، عملکرد دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت کافی فرض می‌شود.

۱- در آزمایش الف، عدم مشاهده‌ی علامت‌های خرابی همانند، سوراخ شدگی، تسلیم و یا شکست.

۲- در آزمایش‌های ب و پ، در فرکانس و دمای مشخص، در هر چرخه سختی موثر دستگاه میراگر بیشتر از ۱۵ درصد با مقدار میانگین سختی محاسبه شده برای کلیه‌ی چرخه‌ها در آن آزمایش تفاوت نداشته باشد.

۳- در آزمایش‌های ب و پ، در فرکانس و دمای مشخص، در هر چرخه بیشینه و کمینه‌ی نیروی متناظر با جابجایی صفر برای دستگاه میراگر بیشتر از ۱۵ درصد با مقدار میانگین بیشینه و کمینه‌ی نیرو در جابجایی صفر محاسبه شده برای کلیه‌ی چرخه‌ها در آن آزمایش تفاوت نداشته باشد.

۴- در آزمایش‌های ب و پ، در فرکانس و دمای مشخص، مساحت حلقه‌ی هیسترزیس دستگاه میراگر (E_{loop})در هر یک از چرخه‌ها بیشتر از ۱۵ درصد با مقدار میانگین مساحت حلقه‌های هیسترزیس محاسبه شده برای کلیه‌ی چرخه‌ها در آن آزمایش تفاوت نداشته باشد.

۵- میانگین حداکثر و حداقل نیرو در جابجایی صفر، سختی موثر (تنها در مورد دستگاه‌های میراگر دارای سختی) و میانگین سطح حلقه‌ی هیسترزیس (E_{loop}) محاسبه شده طی آزمایش‌های ب و پ بیشتر از ۱۵ درصد با مقدار مورد نظر گروه طراحی مجاز مسوول طراحی سازه تفاوت نداشته باشد.

۱۰-۹-۲ آزمایش محصول

دستگاه‌های میراگر قبل از نصب در ساختمان باید به منظور اطمینان از تحقق محدوده‌ی مجاز مشخصات نیرو- سرعت- جابجایی تعیین شده توسط گروه طراحی صلاحیت‌دار مسوول طراحی سازه آزمایش شوند. محدوده و فراوانی برنامه‌ی آزمایش محصول باید توسط این گروه طراحی تعیین گردد.

فصل یازدهم

دودکش

۱۱-۱ ملاحظات کلی

در این فصل، ضوابط تحلیل و طراحی لرزه‌ای پوسته‌ی دودکش و سایر سازه‌های مشابه ارائه می‌شود. دودکش‌ها از بتن مسلح، فولاد یا دیگر مصالح مناسب ساخته می‌شوند و دارای دو بخش اصلی می‌باشند:

۱- پوسته‌ی دودکش که عملکرد سازه‌ای داشته و کلیه‌ی بارهای وارده از قبیل مرده، زنده، زلزله و باد را تحمل می‌کند.

۲- پوشش داخلی دودکش که عملکرد سازه‌ای نداشته و به منظور ایجاد لایه‌ی محافظ در مقابل حرارت‌های زیاد، فرسایش و خوردگی برای پوسته‌ی دودکش عمل می‌کند.

دودکش‌ها از لحاظ ایستایی به دو نوع خودایستا و مهارشده تقسیم می‌شوند. دودکش‌هایی که به عنوان اجزای الحاقی سازه تلقی می‌شوند، باید بر اساس ضوابط مندرج در فصل هفتم یا فصل هشتم طراحی شوند.

ارتفاع و قطر فوقانی دودکش بر اساس سرعت خروج و پخش گاز، با توجه به ضوابط محیط‌زیست، تعیین می‌شود. انتخاب قطر تحتانی و ضخامت پوسته و طراحی شالوده بر اساس ضوابط این فصل انجام می‌شود.

طراحی دودکش برای سطح خطر دوم، بند ۳-۴-۲، انجام می‌شود.

۱۱-۲ مدل‌سازی

مدل تحلیلی دودکش باید به اندازه کافی دقیق باشد به طوری که تغییرات جرم و سختی پوسته و پوشش داخلی دودکش و همچنین شرایط پی در مدل لحاظ شود. در مدل‌سازی، ارتفاع دودکش باید حداقل به ۱۰ قطعه تقسیم شود.

مدل‌سازی دودکش به دو روش انجام می‌شود:

۱- مدل‌سازی با استفاده از اجزای پوسته (معمولا با روش اجزای محدود)

۲- مدل‌سازی به‌صورت تیر طره

روش اول دقیق‌تر بوده و امکان درنظر گرفتن اندرکنش پوسته و پوشش داخلی در آن وجود دارد.

درنظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک علاوه بر مواردی که طبق فصل پنجم الزامی دانسته شده است، در صورتی که دودکش با ارتفاع زیاد بر روی خاک نرم ساخته شود نیز توصیه می‌شود.

در صورتی که پوشش داخلی دودکش متکی بر پوسته در هر نقطه از دودکش باشد، مدل‌سازی باید شامل پوسته و پوشش داخلی باشد و اندرکنش پوسته و پوشش در مدل لحاظ شود.

چنانچه دودکش دارای سیستم مهار جانبی اعم از کابل یا قاب نگهدارنده باشد، اثرات اندرکنشی سیستم مهار جانبی در مدل‌سازی، تحلیل و طراحی دودکش باید درنظر گرفته شود.

۱۱-۳ روش‌های تحلیل

در این فصل، سه روش تحلیل استاتیکی معادل، طیفی و تاریخچه زمانی ارتجاعی برای تحلیل لرزه‌ای دودکش ارائه شده است. در صورت استفاده از مرجع معتبر دیگر که روش‌های غیرارتجاعی استاتیکی و یا دینامیکی را مجاز می‌داند، ضوابط طراحی آن مرجع باید مورد استفاده قرار گیرد و طراحی نیز باید توسط گروه کارشناسی مستقل صلاحیت‌دار تایید گردد. روش تحلیل استاتیکی معادل فقط برای تخمین اولیه مشخصات سازه‌ای دودکش می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد و انجام یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی الزامی است.

در نظر گرفتن اثر مولفه‌ی قائم زلزله در تحلیل و طراحی دودکش ضروری نیست.

۱۱-۳-۱ روش استاتیکی معادل

۱۱-۳-۱-۱ برش پایه

مقدار برش پایه، V_u، از رابطه‌ی ۱۱-۱ محاسبه می‌شود:

$$V_u = C_u W_{ch} \qquad ۱-۱۱$$

که در آن:

C_u: ضریب زلزله طبق رابطه‌ی ۱۱-۲

W_{ch}: وزن کل دودکش

$$C_u = \frac{S_a I}{R_u} \qquad ۲-۱۱$$

که در آن:

S_a: شتاب طیفی (بر حسب g) طبق فصل سوم

I: ضریب اهمیت دودکش که با توجه به نوع کاربری از جدول ۳-۴ بدست می‌آید، مگر آنکه در ضوابط اختصاصی ارائه شده توسط سازنده اعداد بزرگتری ارائه شود.

R_u: ضریب رفتار سازه طبق جدول ۷-۲

ضریب زلزله، C_u، نباید از مقادیر رابطه‌ی ۷-۵-الف و در دودکش واقع در منطقه‌ای با $S_1 \geq 0.6$ از رابطه‌ی ۷-۵-ب کمتر منظور شود.

زمان تناوب اصلی دودکش، T، را می‌توان از رابطه‌ی ۱۱-۳-الف برای دودکش با مقطع متغیر و رابطه‌ی ۱۱-۳-ب برای دودکش استوانه‌ای با مقطع یکنواخت تخمین زد.

$$T = \frac{5h_{ch}^2}{\overline{d}_b}\sqrt{\frac{\rho_{ch}}{E_{ch}}}\left[\frac{t_h}{t_b}\right]^{0.3} \qquad ۳-۱۱\text{-الف}$$

$$T = C_T . h_{ch} \sqrt{\frac{\rho_{ch}}{E_{ch}}}$$ ۱۱-۳-ب

که در آن:

h_{ch}: ارتفاع دودکش از تراز پایه

$\bar{d}_b$: قطر متوسط جداره در کف

ρ_{ch}: جرم حجمی معادل مصالح بدنه‌ی دودکش (شامل پوسته و پوشش)

E_{ch}: مدول ارتجاعی مصالح پوسته

t_h: ضخامت پوسته‌ی دودکش در بالاترین نقطه

t_b: ضخامت دودکش در پایین‌ترین نقطه

C_T: ضریب اصلاح زمان تناوب متناسب با لاغری دودکش طبق جدول ۱۱-۱

r_{ch}: شعاع ژیراسیون مقطع پوسته‌ی دودکش

جدول ۱۱-۱ ضریب اصلاح زمان تناوب دودکش استوانه‌ای

h/r_{ch}	۵	۱۰	۱۵	۲۰	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰ و بیشتر
C_T	۱۴٫۴	۲۱٫۲	۲۹٫۶	۳۸٫۴	۴۷٫۲	۵۶٫۰	۶۵٫۰	۷۳٫۸	۸۲٫۸	$1{,}8^{(h/r_{ch})}$

۱۱-۳-۱-۲ توزیع نیروی جانبی و برش

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع دودکش از رابطه‌ی ۱۱-۴ بدست می‌آید.

$$F_i = V_u \frac{w_i h_i^{\,2}}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^{\,2}}$$ ۱۱-۴

که در آن:

F_i: نیروی جانبی وارد بر مرکز جرم قطعه‌ی i

w_i: وزن قطعه‌ی i

h_i: ارتفاع مرکز جرم قطعه‌ی i از تراز پایه

n: شماره‌ی بالاترین قطعه (برابر تعداد قطعات)

برش طراحی در تراز h_z از رابطه‌ی ۱۱-۵ محاسبه می‌شود.

$$V_z = J_v^z \sum_{j=i}^{n} F_j$$ ۱۱-۵

که در آن:

i: شماره‌ی نزدیک‌ترین قطعه‌ای که مرکز جرم آن بالاتر از تراز z می‌باشد.

J_v^z: ضریب تصحیح اثر مودهای بالاتر برای برش تراز z که از رابطه‌ی ۱۱-۶ بدست می‌آید.

$$J_v^z = 8(J_v^{top} - J_v^{0.5h})(\frac{h_z}{h} - \frac{1}{2})^3 + J_v^{0.5h} \qquad 0.5 \le \frac{h_z}{h} \le 1 \quad \text{برای} \qquad \text{۱۱-۶-الف}$$

$$J_v^z = 1 - 2(1 - J_v^{0.5h})(\frac{h_z}{h}) \qquad 0 \le \frac{h_z}{h} \le 0.5 \quad \text{برای} \qquad \text{۱۱-۶-ب}$$

که در آن:

$$J_v^{top} = 0.96 + 0.23T \qquad \text{۱۱-۷}$$

$$J_v^{0.5h} = 0.43 + \frac{1}{2T^{1.5}} \qquad \text{۱۱-۸}$$

۱۱-۳-۱-۳ توزیع لنگر

لنگر در تراز h_z با استفاده از رابطه‌ی ۱۱-۹ محاسبه می‌شود:

$$M_z = J_m^z[\sum_{j=i}^{n} F_j(h_j - h_z)] \qquad \text{۱۱-۹}$$

که در آن:

$$J_m^z = 11.1(J_m^{base} - J_m^{0.3h})(0.3 - \frac{h_z}{h})^2 + J_m^{0.3h} \qquad 0 \le \frac{h_z}{h} \le 0.3 \quad \text{برای} \qquad \text{۱۱-۱۰-الف}$$

$$J_m^z = 2.78(J_m^{0.9h} - J_m^{0.3h})(\frac{h_z}{h} - 0.3)^2 + J_m^{0.3h} \qquad 0.3 \le \frac{h_z}{h} \le 1.0 \quad \text{برای} \qquad \text{۱۱-۱۰-ب}$$

در روابط ۱۱-۱۰:

$$J_m^{0.9h} = 1.15 + 0.025T^2 \qquad \text{۱۱-۱۱}$$

$$J_M^{0.3h} = 0.3 + 0.004(6 - T)^3 \qquad \text{۱۱-۱۲}$$

$$J_m^{base} = 0.4 + \frac{(6 - T)^3}{300} \qquad \text{۱۱-۱۳}$$

۱۱-۳-۲ تحلیل دینامیکی

تحلیل دینامیکی به دو روش تحلیل طیفی و تاریخچه زمانی با رعایت ضوابط فصل چهارم و با فرض نسبت میرایی مناسب انجام می‌شود. مقدار نسبت میرایی مناسب برای پوسته‌ی بتنی ۰٫۵٪ و فولادی ۱٫۵٪ در نظر گرفته می‌شود.

برای تعیین طیف با نسبت میرایی η (بر حسب درصد)، می‌توان مقادیر نظیر طیف ۰٫۵٪ را در ضریب D_s طبق رابطه‌ی ۱۱-۱۴ ضرب نمود.

$$D_s = \frac{-Ln\left(\frac{\eta}{100}\right)}{Ln(20)} \qquad ۱۴-۱۱$$

در دودکش‌های با مقطع غیردایره، در روش تاریخچه زمانی باید از شتابنگاشت‌های زوج مولفه‌ای افقی استفاده شود و در روش طیفی، از ترکیب SRSS نتایج تحلیل دو امتداد متعامد استفاده گردد.

۱-۲-۳-۱۱ تحلیل طیفی

تحلیل طیفی با استفاده از ضوابط فصل سوم و فصل چهارم این آیین‌نامه انجام می‌شود.
پاسخ دینامیکی دودکش با در نظر گرفتن حداقل ۵ مود موثر اول به نحوی که جرم تجمعی موثر مودی از ۹۰٪ کمتر نشود، با استفاده از روش SRSS یا روش CQC محاسبه می‌شود.

۲-۲-۳-۱۱ تحلیل تاریخچه زمانی

در صورت استفاده از روش تاریخچه زمانی، ضوابط بند ۴-۱۰ باید رعایت شود.

۴-۱۱ ضوابط طراحی

۱-۴-۱۱ کنترل واژگونی

حداقل ضریب اطمینان در مقابل واژگونی با در نظر گرفتن بارهای بدون ضریب، ۱٫۵ می‌باشد.

۲-۴-۱۱ کنترل جابجایی

حداکثر جابجایی ارتجاعی جانبی در بالاترین نقطه‌ی دودکش، $y_{\max}$ (بر حسب متر)، بدون اعمال ضرایب بار، نباید از مقدار حاصل از رابطه‌ی ۱۱-۱۵ بیشتر باشد.

$$y_{\max} = 0.0033h \qquad ۱۵-۱۱$$

در محاسبه‌ی جابجایی نسبی دودکش بتنی، درنظر گرفتن ترک‌خوردگی لازم نمی‌باشد و فرض می‌شود که پایه‌ی دودکش صلب است.
حداکثر تغییرمکان جانبی دودکش فولادی در اثر نیروهای باد بدون ضریب (طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان) باید به ۱/۲۰۰ ارتفاع بخش مهارنشده‌ی دودکش محدود شود.

۳-۴-۱۱ ترکیب‌های بارگذاری

برای طراحی دودکش به روش مقاومت، از ترکیب‌های بارگذاری شامل اثر بار زلزله، روابط ۱۱-۱۶، استفاده می‌شود:

$$1.2D + 1.2T + E \qquad ۱۶-۱۱\text{-الف}$$

$$0.9D + 1.2T + E \qquad ۱۶-۱۱\text{-ب}$$

برای طراحی دودکش به روش تنش مجاز، از ترکیب‌های بارگذاری شامل اثر بار زلزله، روابط ۱۱-۱۷، استفاده می‌شود:

$D + 0.9T + 0.75(0.7E)$ ۱۱-۱۷-الف

$D + 0.7E$ ۱۱-۱۷-ب

$0.6D + 0.9T + 0.7E$ ۱۱-۱۷-پ

که در آن:

T: اثرات ناشی از دمای بهره‌برداری دودکش

برای تعیین بار باد، توزیع آن و ترکیب بارهای شامل اثر باد، به مراجع معتبر مراجعه شود.

۱۱-۴-۴ ضوابط و جزییات طراحی

به طور کلی ابعاد دودکش بر اساس شرایط بهره‌برداری، مسایل زیست‌محیطی، موقعیت سازه‌های مجاور و نظایر آن تعیین می‌شود و با استفاده از آیین‌نامه و استانداردهای مربوطه طراحی می‌گردد. در هر حال رعایت ضوابط این بخش به عنوان حداقل نیاز طراحی لازم است.

۱۱-۴-۴-۱ جزییات طراحی دودکش‌های بتنی

دودکش‌های بتنی باید طبق ضوابط آیین‌نامه ACI 307 طراحی شود با این تفاوت که مقدار برش پایه و ضرایب مربوط، از بند ۱۱-۳-۱ این فصل تعیین می‌شود. همچنین در بازشوها، ضوابط زیر باید مدنظر قرار گیرد.

وصله‌ی آرماتورهای قائم باید به نحوی انجام شود که در هر مقطع بیش از ۵۰٪ آرماتورها وصله نشده باشند. بعلاوه چنانچه سطح مقطع بازشو بیش از ۱۰٪ سطح مقطع کل باشد، مقاطع در محل بازشو باید برای کلیه‌ی نیروهای قائم، برشی و لنگر خمشی در راستای قائم بر اساس مقطع موثر و با درنظرگرفتن ضریب اضافه مقاومتی برابر ۱٫۵ طراحی شود. محدوده‌ای که این ضریب اضافه مقاومت اعمال می‌گردد، در قسمت بالا و پایین بازشو و با فاصله‌ی معادل با نصف عرض بزرگترین بازشو در ناحیه‌ی مورد بررسی می‌باشد. در این محدوده، آرماتورگذاری مناسب و با لحاظ طول مناسب مهار در خارج از آن باید درنظر گرفته شود.

جزییات نواحی طرفین بازشو باید بر اساس جزییات مربوط به ستون‌ها، مندرج در بند 25.7.2 از آیین‌نامه‌ی ACI318-14 طراحی شود. جزییات یادشده باید در راستای عرضی حداقل به اندازه‌ی دو برابر ضخامت پوسته و در راستای طولی حداقل به اندازه‌ی دو برابر ضخامت پوسته در بالا و پایین محل بازشو، به شرطی که کمتر از طول مهار آرماتورهای طولی نباشد، رعایت شود.

درصورت وجود پی در نزدیکی محل بازشدگی به نحوی که امکان رعایت جزییات فوق در بخش تحتانی بازشدگی وجود نداشته باشد، آرماتورهای نواحی طرفین بازشدگی باید داخل پی ادامه یابند.

درصد آرماتورهای طولی در این محدوده طبق ضوابط بند 10.6 از ACI318-14 برای اعضای فشاری تعیین می‌شود.

۱۱-۴-۴-۲ ضوابط طراحی دودکش‌های فولادی

دودکش خودایستای فولادی با ارتفاع بیش از ۴۰ متر، به منظور حفظ پایداری نیازمند افزایش قطر در محل تراز پایه می‌باشد. به این بخش اصطلاحا ساق گفته می‌شود که حداقل ارتفاع آن یک سوم ارتفاع کل دودکش است. در دودکش بدون لایه‌ی عایق، قطر خارجی دودکش در بالاترین تراز باید حداقل یک بیستم ارتفاع بخش استوانه‌ای آن باشد. در مورد دودکش دارای لایه‌ی عایق، قطر خارجی دودکش باید حداقل یک بیست و پنجم ارتفاع بخش استوانه‌ای دودکش باشد. حداقل قطر خارجی دودکش در تراز پایه باید ۱٫۶ برابر قطر خارجی دودکش در بالاترین تراز آن باشد.

ضخامت پوسته باید بر اساس تلاش‌ها و جابجایی جانبی دودکش تعیین شود. لازم است مقادیر خوردگی مجاز طبق استاندارد مربوطه به ضخامت محاسباتی پوسته افزوده شود. ضخامت پوسته با افزودن خوردگی مجاز نباید در هیچ حالتی کمتر از ۶ میلیمتر و ۱/۵۰۰ قطر خارجی پوسته در نقطه‌ی مورد نظر باشد.

فصل دوازدهم

مخزن

۱۲-۱ ملاحظات کلی

در این فصل، حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای مخازن در برابر اثرهای زلزله‌ی طرح ارائه می‌شود. زلزله‌ی طرح، زلزله‌ی سطح خطر دوم طبق بند ۳-۴-۲ می‌باشد. در نظر گرفتن زلزله بهره‌برداری، زلزله‌ی سطح خطر اول طبق بند ۳-۴-۱، برای مخازن لازم نمی‌باشد.

۱۲-۱-۱ حدود کاربرد

ضوابط این فصل شامل مخازن زمینی و هوایی آب و انواع فرآورده‌های نفتی است. گروه‌بندی مخازن بر حسب اهمیت و خطرزایی طبق بند ۱۲-۲-۴ تعیین می‌شود. بسته به مورد، ضوابط سایر فصول این آیین‌نامه نیز باید رعایت شود. برای طراحی مخازن ساخته‌شده بر روی سیستم جداساز لرزه‌ای ضوابط فصل نهم نیز باید درنظر گرفته شود.

۱۲-۱-۲ انواع مخزن

مخزن از نظر نوع سازه به زمینی، هوایی و تحت فشار، متکی بر پی یا سازه‌ای دیگر، تقسیم می‌شود. مخزن زمینی می‌تواند کاملا بر روی زمین، نیمه مدفون یا کاملا مدفون باشد. مخزن هوایی بر روی سازه‌ی نگهدارنده‌ای در ارتفاعی بالاتر از سطح زمین استقرار می‌یابد. مخزن تحت فشار، معمولا با حجم کوچکتری، بر روی پی، پایه‌ی ویژه‌ی خود یا سازه‌ی دیگری نصب می‌شود. مخزن می‌تواند از فلز، بتن مسلح، بتن پیش‌تنیده، مصالح بنایی یا از دیگر مصالح مناسب ساخته شود. مخازن زمینی فلزی به دو دسته خودمهار و با مهار مکانیکی تقسیم می‌شوند. اگر مخزن فلزی متکی بر زمین به کمک وزن خود و مایع داخل آن مقابله با واژگونی را تامین نماید، خودمهار و اگر توسط میل‌مهار، تسمه و یا سایر ادوات مکانیکی به شالوده مهار شده باشد، مخزن با مهار مکانیکی نامیده می‌شود.

۱۲-۱-۳ مطالعات ویژه‌ی ساختگاه

برای طراحی مخزن با گروه کاربری و خطرزایی III و IV و هر مخزنی با گروه کاربری و خطرزایی II که نزدیک گسل فعال (فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر) باشد، مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی طبق فصل سوم الزامی است. مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی برای مخازن مستقر بر روی خاک نرم (تیپ IV طبق استاندارد ۲۸۰۰) نیز الزامی می‌باشد. در سایر موارد نیز در صورت تشخیص کارفرما مطالعه‌ی ویژه انجام می‌شود.

۱۲-۱-۴ مطالعات مکانیک خاک

انجام مطالعات مکانیک خاک، ژئوتکنیک لرزه‌ای و تعیین مشخصات لایه‌های خاک زیر مخزن، در حدی که بتواند نیازهای طراحی این فصل را برآورده سازد، ضروری است. در این مطالعه باید اثر عوامل

نامطلوب از قبیل قابلیت روانگرایی، زمین‌لغزش و ناپایداری شیب محل احداث بررسی شود. همچنین در طراحی پی مخزن موارد محتمل نامطلوب زیر نیز مورد توجه قرار گیرد:

الف- قرار گرفتن ساختگاه در دامنه کوه یا تپه، به‌طوری‌که بخشی از کف مخزن برروی زمین طبیعی محکم و بخش دیگر برروی خاکریز واقع شده باشد.

ب- وجود لایه‌هایی از خاک تراکم‌پذیر نباتی یا خاکریز در محل ساخت مخزن

پ- وجود خاک‌های رسی خمیری با نشست دراز مدت زیاد

ت- انجام حفاری و خاکبرداری نسبتا عمیق در مجاورت پی مخزن

ث- افت قابل توجه تراز سفره‌ی آب زیرزمینی، ناشی از احداث چاه‌های آب در اطراف مخزن و فرونشست خاک ناشی از آن

ج- امکان شناوری پی به علت در معرض سیلاب قرار گرفتن محوطه‌ی مخزن یا افزایش سطح آب زیرزمینی به دلایل دیگر

چ- امکان خوردگی شیمیایی خاک زیر مخزن

زمین سست و نامناسب باید با استفاده از روش‌های کارآمد، از جمله روش‌های زیر، اصلاح شود:

الف - برداشت لایه‌ها و مواد نامناسب و جایگزینی آن با مصالح مناسب کوبیده شده

ب - استفاده از شمع‌های کوتاه جهت افزایش تراکم و مقاومت خاک نرم

پ - پیش‌بارگذاری خاک نرم جهت تحکیم آن

ت - تثبیت خاک با استفاده از روش‌های شیمیایی یا تزریق دوغاب سیمان

ث - استفاده از شمع‌های عمیق جهت انتقال بار به بستر مقاوم

ج - آب‌گیری کنترل شده و با سرعت آهسته‌ی مخزن همراه با آزمایش هیدرولیکی (برای بررسی نشت) یا به‌طور جداگانه، به منظور تحکیم خاک

چ- پیش‌بینی تمهیدات مناسب برای جلوگیری یا کاهش خوردگی شیمیایی خاک زیر مخزن

ح- پیش‌بینی شبکه‌ی زهکشی مناسب برای تخلیه‌ی آب و مواد شیمیایی

۱۲-۲ ضوابط کلی تحلیل و طراحی لرزه‌ای مخزن

مخزن را می‌توان به کمک روش بار جانبی معادل یا دینامیکی تحلیل کرد. در بند ۱۲-۳ مبانی روش بار جانبی معادل برای مخزن زمینی بیان شده است. در صورت انجام روش تحلیل دینامیکی برای مخزن زمینی، لازم است آثار هیدرودینامیک، اندرکنش سیال- سازه، و اندرکنش خاک- سازه در مدل‌سازی با استفاده از روش‌های معتبر درنظر گرفته شود. در هر حال، مخزن زمینی باید بتواند حداقل ۸۵ درصد نیروهای حاصل از روش بار جانبی معادل طبق بند ۱۲-۳ را نیز جوابگو باشد. تحلیل مخازن هوایی بر اساس بند ۱۲-۷ انجام می‌شود. سازه‌ی نگهدارنده‌ی مخزن تحت فشار بر اساس فصل هفتم تحلیل می‌شود. در صورت استفاده از سیستم جداساز لرزه‌ای ضوابط فصل نهم ملاک طراحی سیستم جداساز خواهد بود و در صورت استفاده از سیستم‌های میراگر، اندرکنش آنها با مخزن باید با

بهره‌گیری از فصل دهم این آیین‌نامه و یا سایر مراجع معتبر در تحلیل و طراحی مخزن در نظر گرفته شود.

۱۲-۲-۱ مدل‌سازی

در مدل‌سازی مخزن زمینی، انعطاف‌پذیری جداره‌ی مخزن و بستر آن، حرکت گهواره‌ای و لغزش، که می‌تواند باعث افزایش زمان تناوب مربوط به مایع سخت (بند ۱۲-۳-۲) و تغییر در پاسخ لرزه‌ای شوند، باید مورد توجه قرار گیرد. در مخزن زمینی خودمهار با بستر صلب، جداشدن مخزن از بستر می‌تواند باعث کاهش نیروهای هیدرودینامیکی ولی افزایش تنش‌های فشاری قائم در جداره و امکان کمانش آن شود. در مخزن زمینی خودمهار با بستر انعطاف‌پذیر، افزایش تنش‌های فشاری در جداره کمتر بوده ولی امکان فرو رفتن مخزن در خاک وجود دارد. اتصال لوله و سایر قطعات الحاقی باید انعطاف لازم را برای تحمل جابجایی داشته باشد. توصیه می‌شود پله‌ی مخزن به زمین اتصال نداشته باشد، در غیر این صورت لازم است اثرات اندرکنش آن با مخزن در مدل‌سازی منظور شود.
سازه‌ی نگهدارنده‌ی مخزن هوایی یا تحت فشار را می‌توان مشابه سایر سازه‌های صنعتی و بر اساس ضوابط فصل هفتم مدل‌سازی کرد.

۱۲-۲-۲ مایع سخت و مایع مواج

برای سهولت تحلیل می‌توان جرم مایع داخل مخزن را به دو بخش معادل جرم مایع سخت و جرم مایع مواج تقسیم کرد. جرم مایع سخت، آن بخش از جرم مایع است که فرض می‌شود همراه سازه حرکت می‌کند. جرم مایع مواج مربوط به بخشی از سیال است که حرکت موجی در بخش فوقانی دارد. در اغلب موارد، بخش عمده‌ی برش پایه و لنگر واژگونی ناشی از مایع سخت می‌باشد. حرکت سطح آزاد مایع در داخل مخزن بر اساس مشخصات جرم مایع مواج تعیین می‌شود. محاسبه‌ی مشخصات مایع سخت و مایع مواج در روش استاتیکی معادل برای مخزن زمینی طبق بند ۱۲-۳ انجام می‌شود.

۱۲-۲-۳ آسیب‌های محتمل ناشی از زلزله

در طراحی مخزن باید انواع آسیب‌های محتمل ناشی از زلزله و به ویژه موارد زیر مورد توجه قرار گیرد:
- کمانش پافیلی ناشی از تنش فشاری در جداره‌ی مخزن
- تخریب سقف مخزن و ناحیه‌ی بالایی دیواره بر اثر امواج حاصل از حرکت نوسانی سیال
- پارگی جداره و تمرکز تنش در اطراف مهارهای مخزن به پی یا پایه
- لغزش مخزن زمینی ناشی از غلبه‌ی نیروی افقی زلزله بر مقاومت اصطکاکی
- آسیب به اتصالات غیر انعطاف‌پذیر لوله‌ها و دیگر تجهیزات متصل به مخزن، کنده شدن جوش بین کف و جداره، و نشست نسبی پی، بدلیل برکنش کف از زمین در مخازن خودمهار یا با مهار نسبی

- آتش‌سوزی پس از زلزله، غالبا به دلیل شکست اتصالات یا خروج سیال قابل اشتعال از محل سقف به ویژه در مخازن با سقف شناور

۱۲-۲-۴ گروه‌بندی مخزن بر حسب کاربری و خطرزایی

مخزن از نظر کاربری و خطرزایی، با توجه به جنبه‌های حفظ حیات و محیط‌زیست و نیز ملاحظات اقتصادی به چهار گروه تقسیم می‌شود. ضرایب اهمیت گروه‌های مختلف در جدول ۱۲-۱ آمده است.

گروه I - مخازن با اهمیت کم: شامل مخازن موقت کوچک که خرابی آنها باعث خطرات جانی نشود. برای این گروه از مخازن رعایت ضوابط این فصل الزامی نیست.

گروه II - مخازن با اهمیت معمولی: مخازنی هستند که خرابی یا توقف خدمت آنها تلفات انسانی یا زیان‌های اقتصادی زیادی نخواهد داشت. مخازن زمینی آب غیرشرب و غیر آتش‌نشانی و مخازن مواد شیمیایی غیر قابل اشتعال و غیرسمی، به شرطی که خروج سیال باعث ایجاد مشکلات بهره‌برداری در دیگر سازه‌های با اهمیت بالاتر نشود، جزء این گروه می‌باشند.

گروه III - مخازن با اهمیت زیاد: مخازنی هستند که باید آسیب حاصل از زلزله‌ی طرح در آنها محدود بوده و در فاصله‌ی زمانی کوتاهی امکان بازگرداندن آنها به بهره‌برداری وجود داشته باشد. این گروه از مخازن، تاسیساتی مهم هستند که تنها برای تعمیر به مدت محدود می‌توان آنها را از خدمت معاف کرد. مخازن حاوی مواد شیمیایی سمی با ثبات، سیالات با اشتعال‌پذیری کم، مخازن زمینی آب شرب و مخازن هوایی آب با ظرفیت بیشتر از یکصد متر مکعب جزء این گروه می‌باشند. این سازه‌ها می‌توانند تغییرشکل‌های غیرارتجاعی محدودی بر اثر زلزله‌ی طرح داشته باشند.

گروه IV - مخازن با اهمیت خیلی زیاد یا ضروری: مخازنی هستند که حفظ محتوا یا قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله ضروری است. خرابی این نوع مخزن می‌تواند باعث تلفات قابل توجه انسانی یا آثار زیانبار زیست‌محیطی شود. مخازن حاوی مواد شیمیایی سمی بی‌ثبات یا قابل انفجار، سیالات با اشتعال‌پذیری زیاد، و آب آتش‌نشانی در این گروه قرار دارند. همچنین مخازنی که خرابی آنها می‌تواند باعث توقف طولانی تولید شود، جزو این گروه می‌باشند. مخزن ضروری باید در اثر زلزله‌ی طرح عمدتا در محدوده‌ی رفتار ارتجاعی باقی بماند.

جدول ۱۲-۱ ضریب اهمیت مخازن

گروه کاربری و خطرزایی	ضریب اهمیت (I)
II	۱
III	۱٫۲۵
IV	۱٫۵

۱۲-۲-۵ ترکیب بارها

۱۲-۲-۵-۱ روش تنش مجاز

برای طراحی مخازن فولادی مستقر بر زمین، از روش تنش مجاز استفاده خواهد شد. ترکیب بارهای روش تنش مجاز طبق بند ۲-۲-۱ ولی بدون اعمال ضریب ۰/۷ در بار زلزله (با توجه به استفاده از ضریب رفتار تراز تنش مجاز در محاسبه‌ی نیروی زلزله) می‌باشد. در این ترکیب‌های بارگذاری لازم است اثر بار مایع، F، و اثر بار ناشی از فشار جانبی، H، نیز درنظر گرفته شود.

۱۲-۲-۵-۲ روش مقاومت

برای طراحی مخازن و سازه‌های بتنی نگهدارنده به روش مقاومت نهایی و پایه‌های فولادی مخازن هوایی و موارد مشابه به روش ضرایب بار و مقاومت، می‌توان از ترکیب بارهای روش مقاومت طبق بند ۲-۲-۲ استفاده کرد. در این ترکیب‌های بارگذاری لازم است اثر بار مایع، F، و اثر بار ناشی از فشار جانبی، H، نیز درنظر گرفته شود.

۱۲-۲-۵-۳ روش مقاومت مجاز

برای طراحی پایه‌های فولادی مخازن هوایی و موارد مشابه با روش مقاومت مجاز، می‌توان از ترکیب بارهای روش تنش مجاز طبق بند ۲-۲-۱ استفاده کرد.

۱۲-۳ روش بار جانبی معادل برای تحلیل مخازن زمینی

۱۲-۳-۱ مبانی روش

در این روش فقط یک مود ارتعاشی ناشی از جرم مایع سخت و یک مود ارتعاشی ناشی از جرم مایع مواج درنظر گرفته می‌شود.

برای مایع سخت و سازه‌ی مخزن از میرایی ۵ درصد و برای مایع مواج از میرایی ۰/۵ درصد استفاده می‌شود. پاسخ طیفی با میرایی ۰/۵ درصد را می‌توان ۱/۵ برابر پاسخ طیفی با میرایی ۵ درصد درنظر گرفت.

برای هر مولفه‌ی نیرو یا تغییرشکل، آثار ناشی از حرکت جرم سخت (شامل جرم مایع سخت و جرم قسمت‌های جامد مخزن)، حرکت جرم مایع مواج و اثر مولفه‌ی قائم زلزله (در مواردی که منظورکردن مولفه‌ی قائم طبق بند ۱۲-۳-۱۰ ضروری است) به‌صورت جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب می‌شوند.

۱۲-۳-۲ زمان تناوب

زمان تناوب اصلی سازه‌ی مخزن همراه با مایع سخت (جرم سخت)، برحسب ثانیه، از رابطه‌ی ۱۲-۱ بدست می‌آید:

$$T_i = C_i H_L \sqrt{\frac{\rho_L D}{2 t_e E_t}} \qquad ۱-۱۲$$

که در آن:

H_L: ارتفاع حداکثر مایع (m)

D: قطر اسمی مخزن (m)، (قطر داخلی در مخزن استوانه‌ای و بعد داخلی مخزن در راستای زلزله در مخزن مستطیلی)

t_e: ضخامت موثر جداره‌ی مخزن (m)

ρ_L: جرم حجمی مایع (kg/m^3)

E_t: مدول ارتجاعی موثر مصالح جداره‌ی مخزن (Pa)

C_i: ضریب بی بعد طبق جدول ۱۲-۲

ضخامت موثر جداره‌ی مخزن با توجه به تغییرات جنس، ضخامت و تنش قائم جداره تعیین می‌شود. برای جداره با جنس یکنواخت، می‌توان از ضخامت متوسط جداره به عنوان ضخامت موثر استفاده کرد. همچنین برای تعیین ضخامت موثر می‌توان از رابطه‌ی ۱۲-۲ استفاده کرد:

$$t_e = \frac{\sum_{i=1}^{n} t_i d_i x_i}{\sum_{i=1}^{n} d_i x_i} \qquad ۲-۱۲$$

که در آن:

t_i: ضخامت نوار i از جداره‌ی مخزن

d_i: عرض نوار i از جداره‌ی مخزن

x_i: فاصله‌ی وسط نوار i تا سطح آزاد مایع

n: تعداد نوارهای جداره‌ی مخزن

زمان تناوب مود مایع مواج از هر یک از رابطه‌های ۱۲-۳-الف و ۱۲-۳-ب برحسب ثانیه قابل محاسبه است:

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{D_1}{g}} \quad , \quad D_1 = \frac{D}{3.67 \tanh(\frac{3.67 H_L}{D})} \qquad ۳-۱۲\text{-الف}$$

$$T_c = C_c \sqrt{\frac{D}{2}} \qquad ۳-۱۲\text{-ب}$$

که در آن:

g: شتاب ثقل (m/s^2)

C_c: ضریب محاسبه زمان تناوب بر حسب $(s/\sqrt{m})$ که بر اساس H_L/D از جدول ۱۲-۲ بدست می‌آید.

برای مخزن مستطیل شکل، ضریب ۳٫۶۷ در رابطه‌ی ۱۲-۳-الف با ۳٫۱۶ جایگزین شود.

جدول ۱۲-۲ ضرایب محاسبه زمان تناوب

H_L/D	۰٫۱۵	۰٫۲۵	۰٫۳۵	۰٫۵	۰٫۷۵	۱٫۰	۱٫۲۵	۱٫۵
C_i	۹٫۲۸	۷٫۷۴	۶٫۹۷	۶٫۳۶	۶٫۰۶	۶٫۲۱	۶٫۵۶	۷٫۰۳
C_c	۲٫۰۹	۱٫۷۴	۱٫۶۰	۱٫۵۲	۱٫۴۸	۱٫۴۸	۱٫۴۸	۱٫۴۸

۱۲-۳-۳ جرم مایع سخت و مایع مواج

جرم مایع سخت، m_i، و مایع مواج، m_c، را می‌توان برحسب جرم کل مایع، m_p، از روابط ۱۲-۴ و ۱۲-۵ محاسبه کرد:

۱۲-۴-الف — برای $\frac{D}{H_L} \geq \frac{4}{3}$

$$m_i = \frac{\tanh(0.866\frac{D}{H_L})}{0.866\frac{D}{H_L}} m_p$$

۱۲-۴-ب — برای $\frac{D}{H_L} < \frac{4}{3}$

$$m_i = \left[1.0 - 0.218\frac{D}{H_L}\right] m_p$$

۱۲-۵

$$m_c = 0.230\frac{D}{H_L}\tanh(\frac{3.67H_L}{D}) m_p$$

در مخزن مستطیل شکل از رابطه‌ی ۱۲-۴-الف برای تمام نسبت‌های D/H_L استفاده می‌شود و همچنین ضرایب ۰٫۲۳۰ و ۳٫۶۷ در رابطه‌ی ۱۲-۵ به ترتیب با ۰٫۲۶۴ و ۳٫۱۶ جایگزین می‌شود.

۱۲-۳-۴ نیروهای طراحی و برش پایه‌ی مخزن

نیروی معادل جانبی مایع سخت، سقف، کف و جداره‌ی مخزن از حاصلضرب وزن هرکدام در ضریب زلزله‌ی A_i، طبق بند ۱۲-۳-۷، بدست می‌آید. نیروی معادل جانبی مایع مواج از حاصلضرب وزن مایع مواج در ضریب زلزله‌ی A_c، طبق بند ۱۲-۳-۸، تعیین می‌شود.

برش پایه‌ی کل طراحی، V_u، از رابطه‌ی ۱۲-۶ بدست می‌آید:

$$V_u = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \qquad ۱۲-۶$$

که در آن:

V_i: برش پایه‌ی نظیر مایع سخت، سقف، کف و جداره‌ی مخزن طبق رابطه‌ی ۱۲-۷

V_c: برش پایه‌ی نظیر مایع مواج طبق رابطه‌ی ۱۲-۸

$$V_i = A_i\, g\,(m_i + m_r + m_f + m_s) \qquad ۷\text{-}۱۲$$

$$V_c = A_c\, g\, m_c \qquad ۸\text{-}۱۲$$

در روابط فوق:

m_r: جرم سقف مخزن با سقف ثابت شامل قاب‌بندی و ملحقات آن به اضافه ده درصد جرم بار برف روی سقف

m_f: جرم کف مخزن

m_s: جرم جداره به اضافه ملحقات آن

۱۲-۳-۵ لنگر پای جداره

لنگر پای جداره، M_{rw}، بخشی از لنگر واژگونی ناشی از زلزله است که در تراز پای جداره پیرامونی اثر می‌کند. این لنگر برای محاسبه‌ی نیروی محوری قائم در پای جداره‌ی پیرامونی و کنترل ضخامت آن، بار قائم وارد بر پی نواری جداره و نیروی مهار مخزن به پی به‌کار می‌رود. اگر مخزن برروی پی گسترده (دال بتنی) بنا شود، مقدار M_{rw} فقط برای کنترل ضخامت جداره و مهار مخزن به پی به‌کار می‌رود. در مورد مخازن استوانه‌ای این لنگر، لنگر دیواره‌ی حلقوی نامیده می‌شود.

مقدار این لنگر از رابطه‌ی ۱۲-۹ بدست می‌آید:

$$M_{rw} = \sqrt{\left[A_i\, g\,(m_i h_i + m_s h_s + m_r h_r)\right]^2 + \left[A_c g m_c\, h_c\right]^2} \qquad ۹\text{-}۱۲$$

که در آن:

h_i: ارتفاع محل اثر نیروی لرزه‌ای جانبی مربوط به مایع سخت از کف مخزن به منظور محاسبه‌ی لنگر پای جداره (رابطه‌ی ۱۲-۱۰)

h_s: ارتفاع مرکز جرم جداره مخزن

h_r: ارتفاع مرکز جرم سقف مخزن

h_c: ارتفاع محل اثر نیروی لرزه‌ای جانبی مربوط به مایع مواج از کف مخزن به منظور محاسبه‌ی لنگر پای جداره (رابطه‌ی ۱۲-۱۱)

$$h_i = 0.375 H_L \qquad \text{برای} \quad \frac{D}{H_L} \geq \frac{4}{3} \qquad ۱۰\text{-}۱۲\text{-الف}$$

$$h_i = \left(0.500 - 0.094\frac{D}{H_L}\right) H_L \qquad \text{برای} \quad \frac{D}{H_L} < \frac{4}{3} \qquad ۱۰\text{-}۱۲\text{-ب}$$

$$h_c = \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H_L}{D}\right) - 1}{\frac{3.67H_L}{D}\sinh\frac{3.67H_L}{D}}\right] H_L \qquad ۱۱-۱۲$$

برای مخزن مستطیل‌شکل ضریب ۳٫۶۷ در رابطه‌ی ۱۲-۱۱ با ۳٫۱۶ جایگزین شود.

برای کنترل تنش وارد بر خاک زیر پی نواری جداره (پی حلقوی در مورد مخازن استوانه‌ای) با تنش مجاز خاک باید از ترکیب بارهای بند ۲-۲-۱، بدون افزایش تنش مجاز، استفاده شود.

۱۲-۳-۶ لنگر زیر کف

لنگر زیر کف، M_s، که وابسته به توزیع نیروی زلزله بر جداره‌ی پیرامونی و کف می‌باشد، از رابطه‌ی ۱۲-۱۲ محاسبه می‌شود. این لنگر برای طراحی دال کف یا سرشمع پی عمیق و کنترل خاک زیر شالوده در پی گسترده به‌کار می‌رود.

$$M_s = \sqrt{\left[A_i\, g\,(m_i h_{is} + m_s h_s + m_r h_r)\right]^2 + \left[A_c g m_c h_{cs}\right]^2} \qquad ۱۲-۱۲$$

که در آن:

h_{is}: ارتفاع محل اثر نیروی لرزه‌ای جانبی مربوط به مایع سخت از کف مخزن به منظور محاسبه‌ی لنگر زیر کف (رابطه‌ی ۱۲-۱۳)

h_{cs}: ارتفاع محل اثر نیروی لرزه‌ای جانبی مربوط به مایع مواج از کف مخزن به منظور محاسبه‌ی لنگر زیر کف (رابطه‌ی ۱۲-۱۴)

$$h_{is} = \left[\frac{0.866\frac{D}{H_L}}{2\tanh\left(0.866\frac{D}{H_L}\right)} - \frac{1}{8}\right] H_L \qquad \text{برای} \quad \frac{D}{H_L} \geq \frac{4}{3} \qquad ۱۲-۱۳\text{-الف}$$

$$h_{is} = \left(0.500 + 0.060\frac{D}{H_L}\right) H_L \qquad \text{برای} \quad \frac{D}{H_L} < \frac{4}{3} \qquad ۱۲-۱۳\text{-ب}$$

$$h_{cs} = \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H_L}{D}\right) - 1.937}{\frac{3.67H_L}{D}\sinh\left(\frac{3.67H_L}{D}\right)}\right] H_L \qquad ۱۲-۱۴$$

برای مخزن مستطیل‌شکل ضریب ۳٫۶۷ در رابطه‌ی ۱۲-۱۴ با ۳٫۱۶ و عدد ۱٫۹۳۷ با ۲٫۰۱ جایگزین می‌شود.

برای کنترل تنش وارد بر خاک زیر دال پی گسترده با تنش مجاز خاک باید از ترکیب بارهای بند ۲-۲-۱، بدون افزایش تنش مجاز، استفاده شود.

۱۲-۳-۷ ضریب زلزله‌ی جرم سخت

ضریب زلزله‌ی جرم سخت، A_i، از روابط ۱۲-۱۵ بدست می‌آید:

$$A_i = \frac{S_a I}{R_i} \geq (A_i)_{\min} \qquad \text{۱۲-۱۵-الف}$$

$$(A_i)_{\min} = \begin{cases} 0.01 & S_1 < 0.6 \\ \dfrac{0.5 S_1 I}{R} & S_1 \geq 0.6 \end{cases} \qquad \text{۱۲-۱۵-ب}$$

که در آن:

S_a: شتاب طیفی با نسبت میرایی ۵ درصد (بر حسب g) که با توجه به زمان تناوب جرم سخت (طبق رابطه‌ی ۱۲-۱) بدست می‌آید. اجازه داده می‌شود بدون استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۱، در رابطه‌ی ۱۲-۱۵ از مقدار S_{DS} بجای S_a استفاده کرد.

S_1: پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g)، نظیر زلزله‌ی نادر (سطح خطر سوم) در زمان تناوب یک ثانیه روی بستر سنگی طبق فصل سوم

R: ضریب رفتار، برابر R_w برای مخازن فولادی و R_u برای مخازن بتنی طبق جدول ۱۲-۳ضریب رفتار، R، ضریب اضافه مقاومت، Ω_0، و ضریب بزرگنمایی جابجایی، C_d، برای مخزن از جدول ۱۲-۳ بدست می‌آید. ضریب رفتار مربوط به جرم مواج، R_c، برای انواع مخازن بتنی برابر ۱ و برای مخازن فولادی و سایر مصالح برابر ۲ درنظر گرفته می‌شود. جابجایی جانبی طرح در هر ارتفاع از مخزن از حاصل‌ضرب C_d در تغییرمکان ارتجاعی جانبی مخزن بدست می‌آید. برای تعریف انواع مخازن بتنی مسلح و پیش‌تنیده، به بند ۱۲-۵-۱ مراجعه شود.

I: ضریب اهمیت طبق جدول ۱۲-۱

۱۲-۳-۸ ضریب زلزله‌ی جرم مواج

ضریب زلزله‌ی جرم مواج، A_c، از رابطه‌ی ۱۲-۱۶ بدست می‌آید:

$$A_c = \frac{1.5 S_a I}{R_c} \leq A_i \qquad \text{۱۲-۱۶}$$

که در آن:

S_a: شتاب طیفی با نسبت میرایی ۵ درصد (بر حسب g) با توجه به زمان تناوب جرم مواج

R_c: ضریب رفتار مربوط به جرم مایع مواج است که می‌توان آن را برابر با ۲ برای مخازن فولادی و برابر ۱ برای انواع مخازن بتنی درنظر گرفت.

ضریب ۱٫۵ در رابطه‌ی ۱۲-۱۶ به علت استفاده از طیف با نسبت میرایی ۵٪ بجای استفاده از طیف با نسبت میرایی ۰٫۵٪ برای جرم مواج می‌باشد. در صورتی‌که در رابطه‌ی ۱۲-۱۶ برای محاسبه شتاب

طیفی از طیف ویژه ساختگاه با نسبت میرایی ۰٫۵٪ استفاده شود، ضریب ۱٫۵ از رابطه‌ی یادشده حذف می‌شود.

۱۲-۳-۹ ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب بزرگنمایی جابجایی

ضریب رفتار، R، ضریب اضافه مقاومت، Ω_0، و ضریب بزرگنمایی جابجایی، C_d، برای مخزن از جدول ۱۲-۳ بدست می‌آید. ضریب رفتار مربوط به جرم مواج، R_c، برای انواع مخازن بتنی برابر ۱ و برای مخازن فولادی و سایر مصالح برابر ۲ درنظر گرفته می‌شود. جابجایی جانبی طرح در هر ارتفاع از مخزن از حاصل‌ضرب C_d در تغییرمکان ارتجاعی جانبی مخزن بدست می‌آید. برای تعریف انواع مخازن بتنی مسلح و پیش‌تنیده، به بند ۱۲-۵-۱ مراجعه شود.

جدول ۱۲-۳ پارامترهای لرزه‌ای مخازن زمینی

نوع مخزن	R_w	R_u	Ω_0	C_d
مخزن فولادی یا پلاستیکی مسلح به الیاف با مهار مکانیکی	۴	۳	۲	۲٫۵
مخزن خودمهار فولادی یا پلاستیکی مسلح به الیاف	۳٫۵	۲٫۵	۲	۲
مخزن بتن مسلح یا پیش تنیده‌ی غیرلغزان روی کف	–	۲	۲	۲
مخزن بتن مسلح یا پیش‌تنیده با جداره‌ی مهارشده به کف ولی با امکان لغزش	–	۳٫۲۵	۲	۲
مخزن بتن مسلح یا پیش تنیده با جداره‌ی مهار و مقید نشده به کف با امکان لغزش	–	۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵
انواع دیگر مخزن	–	۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵

در صورتی که مخزن بتن مسلح یا پیش‌تنیده‌ی غیرلغزان و در زمین مدفون باشد، می‌توان از $R_u = 2.8$ استفاده کرد. مخزن مدفون، مخزنی است که تراز طرح سطح مایع داخل مخزن پایین‌تر از تراز زمین اطراف مخزن باشد. برای مخزن نیمه مدفون می‌توان از درونیابی برای تعیین مقدار R_u استفاده کرد.

۱۲-۳-۱۰ اثر مولفه‌ی قائم زلزله

ضریب زلزله در راستای قائم، A_v، از رابطه‌ی ۱۲-۱۷ بدست می‌آید:

$$A_v = 0.2 S_{DS} I \qquad ۱۲-۱۷$$

S_{DS}: پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g) نظیر زمان تناوب کوتاه، ۰٫۲ ثانیه (طبق بند ۲-۲-۳-۲)

مولفه‌ی قائم زلزله می‌تواند رو به بالا و یا رو به پایین عمل نماید. لازم نیست اثر شتاب قائم را به طور همزمان برای تعیین نیروی واژگونی و مقاومت در برابر آن در نظر گرفت. در موارد زیر منظور داشتن مولفه‌ی قائم ضروری است:

الف- محاسبه‌ی تنش حلقوی جداره‌ی مخزن طبق بند ۱۲-۳-۱۳

ب- محاسبه‌ی نیروی فشاری قائم در جداره‌ی مخزن طبق بند ۱۲-۴-۱-۲
پ- طراحی میل‌مهار طبق بند ۱۲-۴-۱-۲
ت- طراحی قطعات سقف مخزن با سقف ثابت طبق بند ۱۲-۴-۱۰
ث- محاسبه‌ی لغزش مخزن طبق بند ۱۲-۶-۳
ج- طراحی پی طبق بند ۱۲-۶-۲

۱۲-۳-۱۱ توزیع نیروی جانبی

توزیع محیطی فشار هیدرودینامیکی وارد بر جداره‌ی مخزن استوانه‌ای در ارتفاع مورد نظر برای مایع سخت، q_i، و مایع مواج، q_c، را برای مخازن بتنی، می‌توان به ترتیب از روابط ۱۲-۱۸ و ۱۲-۱۹ بدست آورد:

$$q_i = \frac{2p_i \cos\theta}{\pi D} \qquad ۱۲-۱۸$$

$$q_c = \frac{2p_c \cos\theta}{\pi D} \qquad ۱۲-۱۹$$

که در آن:

p_i : شدت بار جانبی در ارتفاع مورد نظر ناشی از مایع سخت بر اساس توزیع ذوزنقه‌ای

p_c : شدت بار جانبی در ارتفاع مورد نظر ناشی از مایع مواج بر اساس توزیع ذوزنقه‌ای

θ: زاویه‌ی بین جهت زلزله با شعاع گذرنده از نقطه‌ی مورد نظر

توزیع فشار حاصل از روابط ۱۲-۱۸ و ۱۲-۱۹ در نیمه‌ی $-\pi/2 \le \theta \le \pi/2$ جداره‌ی استوانه به صورت فشار از داخل به بیرون و در نیمه‌ی دیگر به صورت مکش به داخل مخزن می‌باشد.

برای مخازن با پلان مستطیل شکل، شدت نیروهای p_i و p_c به طور مساوی بین دو دیوار عمود بر جهت زلزله تقسیم و به طور یکنواخت در طول دیوار توزیع می‌شود. این فشار به یکی از دو دیوار، از داخل به خارج و به دیوار دیگر به صورت مکش به سمت داخل اثر می‌کند. در شکل ۱۲-۱ توزیع نیروی جانبی مربوط به مایع سخت و مواج برای مخازن مستطیلی و استوانه‌ای نشان داده شده است.

توزیع نیروی جانبی مربوط به قسمت‌های جامد مخزن نظیر سقف ثابت، کف و جداره، متناسب با توزیع جرم هر قسمت است.

لنگر ناشی از جرم مایع سخت در تراز مورد نظر را می‌توان با فرض توزیع ذوزنقه‌ای نیروی جانبی $A_i\, g\, m_i$ در ارتفاع کل مایع، به‌طوری‌که برآیند آن در ارتفاع h_i قرار گیرد، بدست آورد. لنگر واژگونی حاصل از جرم مایع مواج در تراز مورد نظر را می‌توان با فرض توزیع ذوزنقه‌ای نیروی جانبی $A_c\, g\, m_c$ در ارتفاع کل مایع، به طوری که برآیند آن در ارتفاع h_c قرار گیرد، بدست آورد.

۱۲-۳-۱۲ فاصله‌ی آزاد از سطح مایع

فاصله آزاد از سطح مایع براساس حداکثر ارتفاع موج و مشخصات سازه تعیین می‌شود. حداکثر ارتفاع موج، δ_S، روی تراز طراحی مایع، H_L، طبق رابطه‌ی ۱۲-۲۰ تخمین زده می‌شود:

$$\delta_S = \frac{0.63DS_{D1}I}{T_c^2} \qquad \text{برای } T_c \le 4\sec \qquad \text{۱۲-۲۰-الف}$$

$$\delta_S = \frac{2.5DS_{D1}I}{T_c^2} \qquad \text{برای } T_c > 4\sec \qquad \text{۱۲-۲۰-ب}$$

فاصله‌ی آزاد سطح مایع تا زیر سقف (هواخور) حداقل باید طبق شرایط زیر تعیین شود:

الف- برای مخازن با گروه کاربری و خطرزایی II، لزومی به درنظرگرفتن فاصله آزاد نیست اما چنانچه لحاظ این فاصله مد نظر باشد، به منظور رعایت صرفه اقتصادی لازم نیست مقدار فاصله‌ی آزاد از $0.7\delta_S$ بزرگتر درنظر گرفته شود.

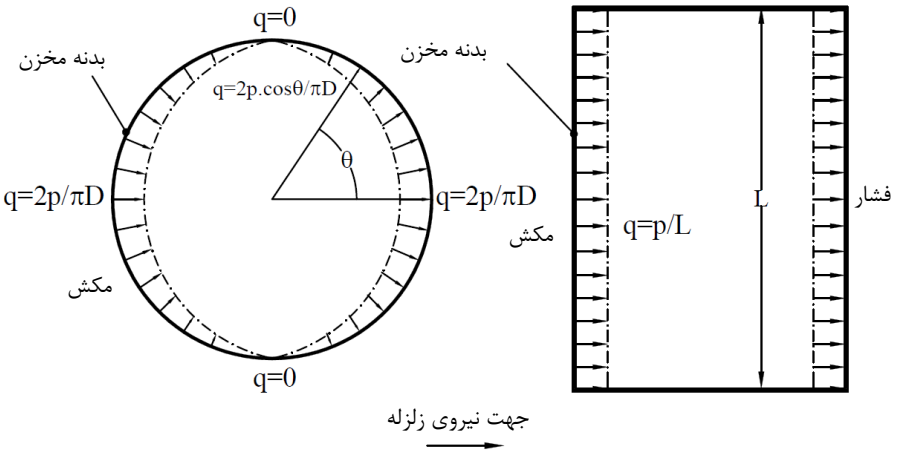
ب- برای مخازن با گروه کاربری و خطرزایی III، چنانچه $S_{DS} < 0.33$ باشد، لزومی به درنظرگرفتن فاصله آزاد نیست اما چنانچه لحاظ این فاصله مد نظر باشد، به منظور رعایت صرفه اقتصادی لازم نیست مقدار فاصله‌ی آزاد از $0.7\delta_S$ بزرگتر درنظر گرفته شود.

پ- برای مخازن با گروه کاربری و خطرزایی III، چنانچه $S_{DS} \ge 0.33$ باشد، مقدار فاصله‌ی آزاد باید برابر با $0.7\delta_S$ درنظر گرفته شود.

ت- برای مخازن با گروه کاربری و خطرزایی IV، فاصله‌ی آزاد باید برابر با δ_S درنظر گرفته شود.

تبصره ۱: برای ردیف‌های پ و ت، چنانچه هریک از شرایط زیر برقرار باشد، می‌توان از درنظرگرفتن فاصله آزاد صرفنظر کرد:

- پیش‌بینی محفظه‌ی ثانویه برای کنترل سرریز
- طراحی سقف و جداره‌ی مخزن برای مهار تلاطم سیال



شکل ۱۲-۱ توزیع افقی نیروی جانبی زلزله ناشی از جرم مایع سخت و مواج در مخازن استوانه‌ای و مستطیلی

۱۲-۳-۱۳ نیروهای هیدرودینامیکی حلقوی در جداره‌ی مخزن

نیروهای هیدرودینامیکی حلقوی حاصل از حرکت مایع سخت در واحد ارتفاع جداره‌ی استوانه‌ای، N_i و مایع مواج، N_c، بر حسب N/m، از روابط ۱۲-۲۱ و ۱۲-۲۲ بدست می‌آید:

۱۲-۲۱-الف برای $\frac{D}{H_L} \geq \frac{4}{3}$

$$N_i = 0.864 A_i \rho_L g D H_L \left[\frac{Y}{H_L} - 0.5 \left(\frac{Y}{H_L} \right)^2 \right] \tanh\left(0.866 \frac{D}{H_L} \right)$$

۱۲-۲۱-ب برای $\frac{D}{H_L} < \frac{4}{3}$ و $Y < 0.75D$

$$N_i = 0.532 A_i \rho_L g D^2 \left[\frac{Y}{0.75D} - 0.5 \left(\frac{Y}{0.75D} \right)^2 \right]$$

۱۲-۲۱-پ برای $\frac{D}{H_L} < \frac{4}{3}$ و $Y \geq 0.75D$

$$N_i = 0.264 A_i \rho_L g D^2$$

۱۲-۲۲ برای کلیه‌ی مقادیر $\frac{D}{H_L}$

$$N_c = \frac{0.189 A_c \rho_L g D^2 \cosh\left[\frac{3.67(H_L - Y)}{D} \right]}{\cosh\left(\frac{3.67 H_L}{D} \right)}$$

که در آنها:

ρ_L: جرم حجمی مایع بر حسب kg/m^3

روابط ۱۲-۲۱ و ۱۲-۲۲ برای مخازن استوانه‌ای جدار نازک فولادی می‌باشد. همچنین می‌توان با استفاده از توزیع نیروی حاصل طبق بند ۱۲-۳-۱۱، نیروهای داخلی جداره‌ی مخزن را بدست آورد.

نیروی حلقوی کل زلزله در واحد ارتفاع جداره از رابطه‌ی ۱۲-۲۳ بدست می‌آید:

۱۲-۲۳

$$N_s = \sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (A_v N_h)^2}$$

تنش حلقوی حاصل از زلزله، $\sigma_s = N_s / t$، با توجه به ترکیب بارهای بند ۲-۲-۱ با لحاظ بند ۱۲-۲-۵-۱، با تنش حلقوی حاصل از نیروی هیدرواستاتیکی، $\sigma_h = N_h / t$، ترکیب می‌شود.

در روابط فوق:

Y: فاصله قائم از سطح مایع تا نقطه‌ی مورد نظر بر حسب m

N_h: نیروی حلقوی هیدرواستاتیکی در واحد ارتفاع برحسب N/m. این نیرو را می‌توان از روش‌های مرسوم یا از رابطه‌ی $N_h = 0.5gD(Y-0.3)\rho_L$ به دست آورد.

t: ضخامت جداره در محل محاسبه‌ی تنش حلقوی پس از کسر ضخامت درنظرگرفته شده برای خوردگی، بر حسب m

۱۲-۳-۱۴ اندرکنش سازه - خاک

اندرکنش سازه- خاک را مطابق ضوابط فصل پنجم درصورت لزوم باید در نظر گرفت. چنانچه از ضوابط فصل پنجم برای درنظر گرفتن اندرکنش سازه - خاک استفاده شود مخزن باید دارای شالوده‌ی نواری (حلقوی) یا گسترده از بتن مسلح باشد و به‌طور مکانیکی به شالوده مهار شود. مقدار برش پایه و لنگر واژگونی برای مود جرم سخت نباید کمتر از ۸۰٪ مقادیر نظیر حالت بدون درنظرگرفتن اندرکنش باشد. نسبت میرایی موثر برای سیستم سازه- شالوده نباید بیشتر از ۰٫۲ درنظر گرفته شود.

۱۲-۴ طراحی لرزه‌ای مخزن فولادی استوانه‌ای زمینی

طراحی مخازن فولادی بر اساس روش تنش مجاز با توجه به بند ۱۲-۲-۵-۱ انجام خواهد شد.

۱۲-۴-۱ مقابله با واژگونی

لنگر مقاوم در برابر واژگونی در پای جداره می‌تواند توسط یکی از مجموعه‌ی عوامل زیر تامین شود:

- وزن جداره‌ی مخزن، وزن سقف روی جداره‌ی مخزن و وزن مایع مجاور جداره در مخزن بدون مهار
- ابزار مهار مکانیکی در مخزن با مهار مکانیکی

مخزن را می‌توان خودمهار دانست به شرطی که موارد زیر برقرار باشد:

۱- نسبت مهار، J کوچکتر از یک باشد.

۲- عرض ورق حلقوی که در تعیین نیروی مقاوم مورد استفاده قرار می‌گیرد، از ۳٫۵ درصد قطر مخزن تجاوز نکند.

۳- تنش فشاری وارد بر ورق جداره، طبق روابط بند ۱۲-۴-۲-۱محاسبه شده باشد.

۴- ضخامت لازم برای ورق حلقوی، از ضخامت ورق کف تجاوز نکند.

۵- ضوابط انعطاف‌پذیری لوله‌های متصل به مخزن رعایت شده باشد.

در غیر این صورت باید از مهار مکانیکی استفاده شود. نسبت مهار J از رابطه‌ی ۱۲-۲۴ بدست می‌آید.

$$J = \frac{M_{rw}}{\frac{\pi}{2}D^2\left[w_t(1-A_v)+w_a\right]} \qquad ۱۲-۲۴$$

که در آن M_{rw} برحسب N.m بوده و:

w_t: وزن در واحد طول محیط جداره بر حسب N/m که از جداره‌ی مخزن به کف وارد می‌شود (شامل وزن جداره و وزن بخشی از سقف ثابت، ملحقات سقف ثابت و ۱۰ درصد بار برف آن که به جداره منتقل می‌شود).

w_a: وزن مایع مجاور جداره‌ی مخزن بر حسب N/m، که برای مخزن خودمهار طبق بند ۱۲-۴-۱-۱ محاسبه شده و برای مخزن با مهار مکانیکی لحاظ نمی‌شود (بند۱۲-۴-۱-۲).

برای مخزن خودمهار با $J > 0.5$، که مخزن از کف بلند می‌شود، باید ضوابط مربوط به انعطاف لوله‌ها و قطعات متصل به مخزن طبق بندهای ۱۲-۴-۷ تا ۱۲-۴-۹ رعایت شود.

در ادامه، ضوابط هریک به‌طور جداگانه ارائه شده است.

۱۲-۴-۱-۱ مخزن خودمهار

مقابله با لنگر واژگونی در تراز پای جداره در مخزن خودمهار، M_{rw} طبق رابطه‌ی ۱۲-۹، توسط لنگر ناشی از وزن جداره‌ی مخزن، وزن سقف روی جداره‌ی مخزن و وزن مایع مجاور جداره تامین می‌شود. وزن مایع مجاور جداره‌ی مخزن که قابلیت مقابله با واژگونی دارد را برای طول واحد جداره بر حسب N/m را می‌توان از رابطه‌ی ۱۲-۲۵ تخمین زد:

$$w_a = t_a\sqrt{F_y\,\rho_L g_e H_L} \le 0.02\,\rho_L g_e H_L D \qquad ۱۲\text{-}۲۵$$

$$g_e = g(1 - A_v) \qquad ۱۲\text{-}۲۶$$

رابطه ۱۲-۲۵ در هر دو صورت ورق کف با ضخامت ثابت یا افزوده شده (وجود ورق حلقوی) کاربرد دارد. در صورتی که $w_a > 0.02\,\rho_L g_e H_L D$ شد، مقدار L باید برابر با $0.035D$ فرض شود و مقدار $w_a = 0.02\,\rho_L g_e H_L D$ خواهد شد. می‌توان از مقدار L کوچکتری نسبت به مقدار حاصل از رابطه ۱۲-۲۷ استفاده کرد. در این صورت، $w_a = 0.59 H_L \rho_L g_e L$ خواهد بود.

در این روابط:

t_a: ضخامت ورق حلقوی کف در زیر جداره پس از کسر ضخامت منظور شده برای خوردگی (mm) است. چنانچه این ورق حداقل به اندازه‌ی L_{req} (طبق رابطه‌ی ۱۲-۲۷) از داخل جداره‌ی مخزن به سمت داخل ادامه نداشته باشد، در رابطه‌ی ۱۲-۲۵ بجای مقدار t_a باید مقدار t_b را قرار داد (شکل ۱۲-۲).

t_b: ضخامت ورق کف پس از کسر ضخامت منظور شده برای خوردگی (mm)

F_y: تنش حد جاری شدن ورق حلقوی کف زیر جداره (MPa)

g: شتاب ثقل (m/s^2)

g_e: شتاب ثقل موثر با در نظر گرفتن مولفه‌ی قائم زلزله (m/s^2) طبق رابطه‌ی ۱۲-۲۶

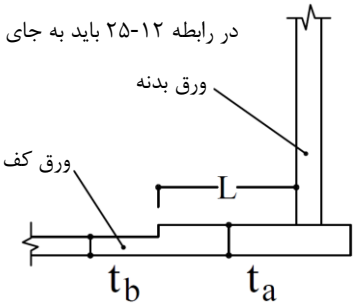
L_{req}: عرضی از ورق حلقوی کف زیر جداره (m)، اندازه‌گیری شده از بر داخلی جداره طبق رابطه‌ی ۱۲-۲۷ که مایع روی آن در مقابله با واژگونی مشارکت دارد.

L: عرض ورق حلقوی کف زیر جداره (m)، اندازه‌گیری شده از بر داخلی جداره. t_a هیچگاه نباید از t_b کمتر باشد.

$$L_{req} = \frac{(2+\sqrt{2})}{2} t_a \sqrt{\frac{F_y}{\rho_L g_e H_L}} \le 0.035D \qquad ۲۷\text{-}۱۲$$

ضخامت ورق حلقوی کف زیر جداره در عمل می‌تواند بیشتر از ضخامت پایین‌ترین نوار جداره‌ی مخزن باشد، ولی مقدار t_a مورد استفاده در رابطه‌ی ۱۲-۲۵ نباید از ضخامت ورق پایین‌ترین نوار جداره (پس از کسر ضخامت منظور شده برای خوردگی) بیشتر در نظر گرفته شود.

در رابطه ۱۲-۲۵ باید به جای t_a مقدار t_b را قرار داد $\rightarrow L < L_{req}$



شکل ۱۲-۲ ابعاد ورق‌های بدنه و کف مخزن

۱۲-۴-۱-۲ مخزن مهار شده با مهار مکانیکی

در مخزن با مهار مکانیکی، مقابله با لنگر واژگونی پای جداره، M_{rw} طبق رابطه‌ی ۱۲-۹، فقط توسط مهار طبق ضوابط این بند تامین می‌شود.

نیروی لرزه‌ای مهار مکانیکی در واحد طول جداره، w_{As}، با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۲۸ محاسبه می‌شود:

$$w_{As} = \frac{4M_{rw}}{\pi D^2} + A_v w_t \qquad ۲۸\text{-}۱۲$$

در روش تنش مجاز، نیروی طراحی مهار مکانیکی در واحد طول جداره بر حسب N/m، برابر با حداکثر مقادیر حاصل از دو ترکیب بار ۱۲-۲۹ که به ترتیب بیانگر ترکیب بار شامل بار زلزله و ترکیب بار شامل بار زلزله و فشار طراحی مخزن است، می‌باشد.

$$w_{Aa} = 0.75\,(w_{AS} - w_t) \qquad ۲۹\text{-}۱۲\text{-الف}$$

$$w_{Aa} = 0.75\left[(F_P P_i - 80t_r)\frac{D}{4} + \frac{4M_{rw}}{\pi D^2}\right] - 0.75 w_{tr}(1 - A_v) \qquad ۲۹\text{-}۱۲\text{-ب}$$

که در آنها:

F_P: نسبت فشار بهره‌برداری به فشار طراحی

P_i: فشار داخلی طراحی مخزن بر حسب Pa

t_r: ضخامت ورق سقف مخزن بر حسب mm

w_{tr}: وزن در واحد طول محیط جداره که از جداره‌ی مخزن به کف وارد می‌شود (شامل وزن جداره بدون لحاظ وزن سقف ثابت) (N/m).

در صورت استفاده از میل‌مهار (یا تسمه مهار) به تعداد n_A با فواصل یکسان به‌صورت محیطی، مقدار نیروی هر مهار از روابط ۱۲-۳۰ قابل محاسبه است:

$$P_{Aa} = w_{Aa}\left(\frac{\pi D}{n_A}\right) \qquad ۱۲\text{-}۳۰$$

در صورت استفاده از روش تنش مجاز، مقدار تنش مجاز ادوات مهار (شامل میل‌مهار یا تسمه مهار) و جداره در محل اتصال به لایه تحتانی جداره نباید از ۸۰٪ تنش تسلیم مربوطه بیشتر درنظر گرفته شود.

ادوات اتصال میل‌مهار به مخزن و شالوده برای کمترین نیروی تسلیم میل‌مهار یا تسمه مهار (برابر با حاصل‌ضرب سطح مقطع چون‌ساخت مهار در تنش تسلیم مشخصه‌ی حداقل) و نیز $\Omega_0 P_{Au}$ (در روش مقاومت) یا $1.5\Omega_0 P_{Aa}$ (در روش تنش مجاز) طرح خواهند شد. اثر افزایش مقطع مهار، در نظر گرفته شده جهت مقابله با خوردگی یا سایر عوامل، باید در طراحی قطعات اتصال و مهار میل‌مهار در شالوده در نظر گرفته شود.

۱۲-۴-۲ حداکثر تنش فشاری قائم در جداره مخزن

۱۲-۴-۲-۱ مخزن خودمهار

حداکثر تنش قائم فشاری حاصل از زلزله در مخزن خودمهار در پایین جداره از روابط ۱۲-۳۱ بدست می‌آید:

$$\sigma_{cs} = \left[A_v w_t + \frac{4M_{rw}}{\pi D^2}\right]\frac{1}{1000\ t_s} \qquad J \le 0.5 \qquad \text{الف-}۱۲\text{-}۳۱$$

$$\sigma_{cs} = \left[\frac{w_t(1+A_v)+w_a}{0.607-0.527J^{2.3}} - w_t - w_a\right]\frac{1}{1000\ t_s} \qquad J > 0.5 \qquad \text{ب-}۱۲\text{-}۳۱$$

در حالت $J \le 0.5$، مخزن برکنش محاسباتی نخواهد داشت. در حالت $0.5 < J \le 1$، مخزن دارای برکنش خواهد بود ولی همچنان پایدار می‌باشد، به شرط آنکه تنش فشاری در جداره‌ی مخزن از حد مجاز بیشتر نشود. با توجه به ترکیب بار ۲-۶-ب، مقدار تنش قائم فشاری کل در جداره در روش تنش مجاز، σ_c، بر حسب مگاپاسکال را می‌توان از رابطه‌ی ۱۲-۳۲ بدست آورد:

$$\sigma_c = 0.75\ \sigma_{cs} + \frac{w_t}{1000 t_s} \qquad ۱۲\text{-}۳۲$$

در روابط فوق:

t_s: ضخامت پایین‌ترین نوار جداره پس از کسر مقدار منظور شده برای خوردگی (mm).

۱۲-۴-۲-۲ مخزن مهارشده با مهار مکانیکی

حداکثر تنش قائم فشاری حاصل از زلزله در مخزن با مهار مکانیکی در پایین جداره از رابطه‌ی ۱۲-۳۱- الف و تنش قائم کل در روش تنش مجاز از رابطه‌ی ۱۲-۳۲ قابل محاسبه است.

۱۲-۴-۳ تنش مجاز فشاری قائم جداره

حداکثر تنش فشاری قائم در روش تنش مجاز، رابطه‌ی ۱۲-۳۲، باید از مقدار تنش مجاز، F_C، بر حسب مگاپاسکال طبق روابط ۱۲-۳۳ کمتر باشد:

۱۲-۳۳-الف اگر $\frac{\rho_L g H_L D^2}{t_c^{\,2}} \geq 440000$ $\quad F_C = \frac{62 t_s}{D}$

۱۲-۳۳-ب اگر $\frac{\rho_L g H_L D^2}{t_c^{\,2}} < 440000$ $\quad F_C = \frac{62 t_s}{2.5D} + 0.056\sqrt{\rho_L g H_L} \leq 0.375\, F_{ty}$

که در آن:

F_C: تنش مجاز فشاری قائم جداره (MPa)

t_c: ضخامت نوار موردنظر جداره (mm)

F_{ty}: تنش تسلیم نوار جداره (MPa)

در روابط ۱۲-۳۳، H_L و D بر حسب متر، ρ_L بر حسب $\mathrm{kg/m^3}$ و g برحسب $\mathrm{m/s^2}$ می‌باشد. در تعیین F_C، تاثیر فشار داخلی ناشی از محتویات مخزن درنظر گرفته شده است.

اگر ضخامت ورق جداره در پایین‌ترین نوار، محاسبه شده برای لنگر واژگونی زلزله، بیشتر از ضخامت مورد نیاز برای مقابله با فشار هیدرواستاتیک باشد، می‌توان ضخامت محاسبه شده براساس فشار هیدرواستاتیک را برای هر نوار بالاتر به همان نسبت (نسبت ضخامت پایین‌ترین نوار، محاسبه شده با درنظر گرفتن لنگر واژگونی به ضخامت محاسبه شده فقط برای فشار هیدرواستاتیکی) افزایش داد. در صورت انجام تحلیل جداگانه برای محاسبه‌ی تنش فشاری (با درنظر گرفتن لنگر واژگونی) در پایین‌ترین نقطه‌ی هر نوار جداره، می‌توان آن را ملاک کنترل ضخامت آن نوار قرار داد. بدیهی است ضخامت اضافی به منظور جبران اثر خوردگی، باید پس از محاسبات فوق به ضخامت‌های محاسبه شده نوارها اضافه شود.

۱۲-۴-۴ تنش مجاز حلقوی

حداکثر تنش حلقوی حاصل از زلزله، طبق بند ۱۲-۳-۱۳، پس از ترکیب با تنش حلقوی فشار هیدرواستاتیک با لحاظ بند ۱۲-۲-۵-۱، نباید از تنش مجاز ورق جداره (بر اساس استاندارد مورد

استفاده بدون افزایش ۳۳ درصد در تنش مجاز) و همچنین $0.67F_y$ ضرب در ضریب کیفیت اتصال قائم ورق، بیشتر باشد. F_y کمترین مقدار تنش تسلیم ورق جداره و مصالح جوش می‌باشد. ضریب کیفیت اتصال در مواردی که آزمایش پرتونگاری انجام شود برابر با ۰/۸۵ و در غیر اینصورت برابر با ۰/۷ درنظر گرفته می‌شود.

۱۲-۴-۵ جزییات مهار مکانیکی مخزن

در صورت نیاز به مهار مکانیکی، حداقل ۶ مهار برای مخزن درنظر گرفته خواهد شد. فاصله‌ی مهارها نباید از ۳ متر تجاوز کند. در مخازن با قطر کمتر از ۱۵ متر، مقدار حداکثر فاصله‌ی مهارها ۱/۸ متر خواهد بود. اگر از میل‌مهار استفاده شود، قطر آن حداقل ۲۵ میلیمتر، پس از کسر اضافه ضخامت منظور شده برای خوردگی، خواهد بود. در صورت استفاده از تسمه‌مهار، تسمه باید از فولاد ساختمانی با حداقل ۶ میلیمتر ضخامت باشد. علاوه بر آن، حداقل ۱/۵ میلیمتر ضخامت اضافی برای خوردگی در هر سطح باید برای تسمه منظور شود. طول ناحیه‌ی غیر مدفون در بتن تسمه حداقل ۷۵ و حداکثر ۳۰۰ میلیمتر می‌باشد.

مقاومت تامین شده برای مهار در بتن پی باید بیشتر از نیروی مقاومت تسلیم آن باشد. استفاده از میل‌مهارهای با قلاب انتهایی و نظایر آن که فقط بر اساس پیوستگی و اصطکاک بین بتن و مهار طراحی می‌شوند، مجاز نیست. از ورق انتهایی می‌توان برای تامین مقاومت مورد نیاز میل‌مهار یا تسمه‌مهار در بتن استفاده کرد. تعبیه میل‌مهار پس از سخت شدن بتن، در صورتی مجاز است که قابلیت تسلیم آن تحت بار چرخه‌ای در بتن ترک‌خورده با آزمایش بر اساس مراجع معتبر تایید شود.

۱۲-۴-۶ انتقال برش موضعی

امکان انتقال برش از سقف به جداره و از جداره به کف باید تامین شود. برای مخازن استوانه‌ای مقدار حداکثر برش موضعی در واحد طول محیط، $V_{\max}$، در محل اتصال جداره به کف از رابطه‌ی ۱۲-۳۴ بدست می‌آید:

$$V_{\max} = \frac{\Omega_0 V_u}{\pi D} \qquad ۱۲-۳۴$$

این برش باید توسط جوش از جداره به کف منتقل شود. تنش حاصل از $V_{\max}$ در جوش نباید از ۰/۸ برابر تنش تسلیم جوش و ۰/۹ برابر تنش تسلیم فلز پایه، بیشتر شود. V_u طبق رابطه‌ی ۱۲-۶ بدست می‌آید ولی جرم کف، m_f، در آن منظور نمی‌شود.

۱۲-۴-۷ انعطاف‌پذیری سامانه‌ی لوله‌کشی

در طراحی سامانه‌ی لوله‌ی متصل به مخزن، انعطاف‌پذیری کافی برای تحمل جابجایی نقاط اتصال در زمان زلزله باید درنظر گرفته شود تا در لوله شکست ایجاد نشده و سیال از آن خارج نشود. لوله‌ی

متصل به مخزن نباید بار قابل توجهی به قطعات متصل به جداره‌ی مخزن وارد سازد. نیروهای موضعی در محل اتصالات لوله در طراحی جداره‌ی مخزن باید در نظر گرفته شود. ادوات مکانیکی افزاینده‌ی انعطاف مانند اتصال آکاردئونی و مفصل انبساط را می‌توان در طراحی منظور داشت.

سامانه‌ی لوله‌کشی باید طوری باشد که تنش محاسبه شده بر اثر جابجایی‌های جدول ۱۲-۴، در لوله، تکیه‌گاه و اتصالات، در ترکیب با اثر سایر بارها طبق بند ۱۲-۲-۵-۱ از مقدار تنش مجاز (بدون اعمال ۳۳٪ افزایش) بیشتر نشود. . اگر طبق محاسبات دقیقتر، مقادیر دیگری برای جابجایی مخزن بدست آید، آن مقادیر ملاک طراحی سامانه‌ی لوله‌کشی خواهد بود. اگر محل اتصال لوله بالاتر از تراز کف باشد، به مقادیر جدول ۱۲-۴ باید مقادیر جابجایی نسبی محل اتصال نسبت به کف مخزن نیز اضافه شود. در مقادیر جدول ۱۲-۴، حرکت نسبی سامانه لوله‌کشی و فونداسیون ناشی از جابجایی‌های پی (به دلیل حرکت ناشی از زلزله یا نشست پی) لحاظ نشده است. این حرکت نسبی، باید در طراحی سیستم لوله‌کشی به مخزن درنظر گرفته شود. مقدار بلندشدگی ارتجاعی کف مخزن خودمهار، Y_u، برحسب mm را می‌توان به‌طور تقریبی از رابطه‌ی ۱۲-۳۵ نیز بدست آورد (با توجه به بند ۱۲-۴-۱):

$$Y_u = \frac{12.1 F_y L^2}{t_b} \qquad ۱۲\text{-}۳۵$$

سیستم لوله‌کشی و اتصالات آن به مخزن باید طوری باشد که پذیرای جابجایی طرح (حاصلضرب $1.4C_d$ در مقادیر جدول ۱۲-۴) بدون پارگی و شکست باشد، هر چند ایجاد تغییرشکل غیرارتجاعی و پس‌ماند در تکیه‌گاه لوله و مخزن مجاز می‌باشد.

جدول ۱۲-۴ جابجایی ارتجاعی طرح پایین جداره‌ی مخزن نسبت به تکیه‌گاه یا شالوده

نوع مخزن	جابجایی ارتجاعی طرح (mm)
مخزن با مهار مکانیکی	
جابجایی رو به بالا	۲۵
جابجایی رو به پایین	۱۳
جابجایی افقی (شعاعی و محیطی)	۱۳
مخزن خودمهار	
جابجایی رو به بالا	
نسبت مهار کمتر از ۰٫۵	۲۵
نسبت مهار بیشتر از ۰٫۵	۱۰۰
جابجایی رو به پایین	
مخزن با شالوده‌ی حلقوی یا دال	۱۳
مخزن مستقر بر بستر نرم	۲۵
جابجایی افقی (شعاعی و محیطی)	۵۰

۱۲-۴-۸ اتصال مخزن به سازه‌های مجاور

تجهیزات، لوله، راهرو و سایر قطعات متصل بین مخزن و سازه‌های مجاور باید طوری طراحی شوند که پذیرای مجموع جابجایی‌های طرح مخزن و سازه‌ی مجاور، با توجه به بند ۸-۲ باشند.

۱۲-۴-۹ اتصالات

اتصالات مهار مخزن در برابر نیروهای جانبی باید برای مقاومت تسلیم مهار (بر اساس تنش تسلیم در کشش مستقیم یا لنگر خمشی خمیری) و یا برای ۴ برابر نیروهای حاصل از تحلیل، طراحی شوند.
محل اتصال لوله، بازشو، دریچه و نظایر آن در جداره‌ی مخزن باید طوری طرح شود که مقاومت و پایداری جداره برای انتقال نیروهای غشایی کششی و فشاری حفظ شود. در صورت اتصال لوله به کف مخزن خودمهار، لازم است محل لبه‌ی اتصال حداقل به اندازه‌ی $L_{re\zeta}$ (طبق بند۱۲-۴-۱-۱) به اضافه‌ی ۳۰۰ میلیمتر از داخل جداره فاصله داشته باشد.

۱۲-۴-۱۰ قطعات داخلی

پایه و قطعات نگهدارنده‌ی تجهیزات و بخش‌هایی از سازه‌ی متکی به جداره، کف و سقف مخزن باید برای نیروی اینرسی زلزله و اثر مایع مواج طرح شوند. برای اثر مایع مواج، می‌توان از توزیع فشار حاصل از رابطه‌ی ۱۲-۱۹ استفاده کرد.
در طراحی سقف مخزن اثر مولفه‌ی قائم زلزله‌ی طرح، بند ۱۲-۳-۱۰، درنظر گرفته می‌شود. در طراحی ستون داخلی و اتصالات آن، لازم است نیروی جانبی زلزله ناشی از مایع مواج در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان از توزیع فشار حاصل از رابطه‌ی ۱۲-۱۹، با فرض $\theta = 0$، استفاده کرد.

۱۲-۵ طراحی لرزه‌ای مخزن بتنی زمینی

۱۲-۵-۱ روش طراحی

مخزن بتنی مسلح یا پیش‌تنیده می‌تواند به‌صورت مدفون، نیمه‌مدفون یا روزمینی طرح و اجرا شود. ضرایب رفتار، اضافه مقاومت و افزایش جابجایی انواع مخازن بتنی زمینی در جدول ۱۲-۳ آمده است.
در مخزن غیرلغزان، اتصال دیوار به کف از نظر انتقال لنگر خمشی می‌تواند گیردار یا مفصلی باشد. در شکل ۱۲-۳، مخزن با دیواره‌ی غیرلغزنده برای دو حالت اتصال گیردار و مفصلی نشان داده شده است.
در مخزن با امکان لغزش جداره بر روی کف می‌توان از مهار یا قید جانبی برای محدود کردن لغزش استفاده کرد. همچنین می‌توان آن را بدون هیچگونه قید و مهار طراحی نمود (شکل ۱۲-۴).
زمان تناوب مایع مواج انواع مخازن و جرم سخت مخزن غیرلغزان طبق بند ۱۲-۳-۲ بدست می‌آید و زمان تناوب جرم سخت مخزن لغزان طبق بند ۱۲-۵-۲ محاسبه می‌شود.

در صورت مدفون یا نیمه‌مدفون بودن مخزن، نیروهای ناشی از فشار دینامیکی خاک جزو نیروهای ناشی از زلزله باید در حالاتی که اثر افزاینده دارند، بدون در نظر گرفتن اثر کاهشی فشار مایع درون مخزن، در نظر گرفته شوند. فشار دینامیکی خاک را می‌توان A_i برابر فشار استاتیکی خاک در نظر گرفت. A_i طبق رابطه‌ی ۱۲-۱۵ بدست می‌آید.

۱۲-۵-۲ زمان تناوب حرکت جانبی مخزن با امکان لغزش روی کف

زمان تناوب جرم سخت مخزن با امکان لغزش جداره روی کف از رابطه‌ی ۱۲-۳۶ بدست می‌آید. در هر حال مقدار T_i نباید بیشتر از ۱٫۲۵ ثانیه درنظر گرفته شود.

$$T_i = 2\pi\sqrt{\frac{2(m_S + m_r + m_i)}{\pi D k_a}} \qquad ۱۲-۳۶$$

که در آن:

k_a: سختی افقی در واحد طول پای دیوار است که می‌تواند از رابطه‌ی ۱۲-۳۷ بدست آید:

$$k_a = \frac{A_s E_s \cos^2\alpha_a}{L_s S_s} + \frac{2G_p w_p L_p}{t_p S_p} \qquad ۱۲-۳۷$$

که در آن:

A_s: سطح مقطع کابل، سیم یا میلگرد مهار دیوار به کف

E_s: مدول ارتجاعی مهار

L_s: طول موثر مهار که می‌تواند ۳۵ برابر قطر مهار به اضافه ضخامت بالشتک بین دیوار و کف در نظر گرفته شود.

S_s: فاصله مرکز تا مرکز مهارهای متوالی در امتداد محیطی جداره

G_p: مدول برشی بالشتک الاستومر

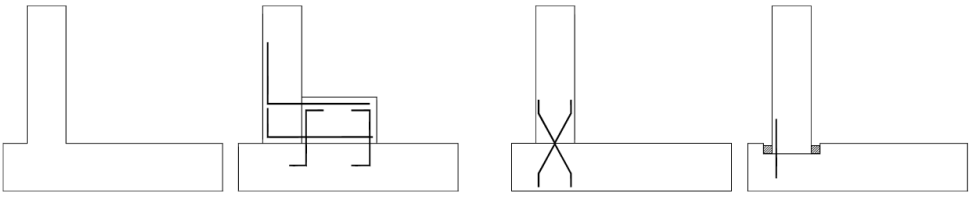
w_p: عرض هر بالشتک الاستومر

L_p: طول هر بالشتک الاستومر

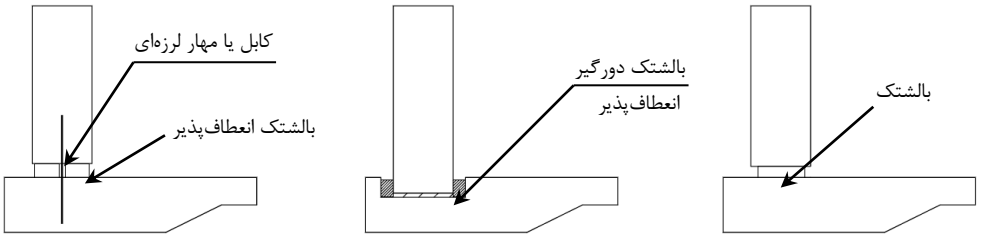
S_p: فاصله مرکز تا مرکز بالشتک‌های متوالی در امتداد محیطی جداره

t_p: ضخامت بالشتک الاستومر

α_a: زاویه‌ی راستای مهار با افق



شکل ۱۲-۳ اتصال دیوار به کف بدون امکان لغزش



پایه با انعطاف‌پذیری جانبی محدود مهار نشده — پایه با انعطاف‌پذیری جانبی مهار شده — پایه با انعطاف‌پذیری جانبی

شکل ۱۲-۴ اتصال دیوار به کف با امکان لغزش

۱۲-۶ طراحی لرزه‌ای پی مخزن زمینی

۱۲-۶-۱ مبانی طراحی

طراحی لرزه‌ای پی مخزن با توجه به بندهای ۱۲-۱-۴ و ۱۲-۳-۴ صورت می‌گیرد. برای مخازن فلزی لنگر نهایی ناشی از زلزله بر روی پی حلقوی طبق رابطه‌ی ۱۲-۹ و برروی پی بتن مسلح گسترده طبق رابطه‌ی ۱۲-۱۲ محاسبه می‌شود.

۱۲-۶-۲ نیروهای طراحی شالوده‌ی مخزن فلزی استوانه‌ای

شالوده‌ی مخزن با مهار مکانیکی باید بتواند نیروی برکنش حداکثر رو به بالای مهار و فشار حداکثر رو به پایین ناشی از واژگونی را تحمل کند. از وزن مایع و خاکی که مستقیما بر روی پی حلقوی یا پایه قرار دارد، برای مقابله با کشش رو به بالای وارده از میل‌مهار به شالوده می‌توان استفاده کرد به شرط آنکه اثر خروج از مرکزیت آنها درنظر گرفته شود. از وزن مایع برای کاهش نیروی مهار نباید استفاده شود.

در صورت استفاده از وزن مایع برای مقابله با کشش رو به بالای مهار وارد بر شالوده، لازم است اثر مولفه‌ی قائم زلزله به‌صورت اعمال ضریب $(1-A_v)$ در وزن مایع منظور شود. در طرح شالوده باید بار خارج از مرکز در دو حالت با و بدون اثر مولفه‌ی قائم زلزله درنظر گرفته شود. در محاسبه‌ی فشار رو به پایین وارد بر شالوده، فشار ناشی از وزن مایع داخل مخزن در ضریب $(1+A_v)$ ضرب خواهد شد و لازم است اثر خروج از مرکزیت فشار وارده برای دو حالت با و بدون اثر مولفه‌ی قائم زلزله منظور شود.

شرط رابطه‌ی ۱۲-۳۸ برای ضریب پایداری در واژگونی مخزن با مهار مکانیکی، بدون درنظر گرفتن اثر مولفه‌ی قائم، باید برقرار باشد.

$$\frac{0.5Dg(m_p+m_t+m_{fd}+m_g)}{M_s}\geq 2.0 \qquad ۱۲-۳۸$$

که در آن:

m_t: جرم کل مخزن خالی شامل جداره، سقف، کف، و قطعات متصل به آن

m_{fd}: جرم کل شالوده

m_g: جرم خاکی که مستقیما روی شالوده قرار دارد.

m_p: جرم کل مایع داخل مخزن

لنگر M_s از رابطه‌ی ۱۲-۱۲ بدست می‌آید.

شالوده‌ی حلقوی مخزن خودمهار باید برای نیروی فشاری ناشی از زلزله، P_{fs} طبق رابطه‌ی ۱۲-۳۹، که بر واحد طول شالوده‌ی نواری حلقوی وارد می‌شود، و نیروی قائم ناشی از وزن وارد از جداره، w_t، طراحی شود.

$$P_{fs} = \frac{4M_{rw}}{\pi D^2} + A_v w_t \qquad ۱۲-۳۹$$

کنترل فشار وارد بر خاک بر اساس روش تنش مجاز طبق بند ۱۲-۲-۵-۱ انجام می‌شود.

در صورت طراحی شالوده به روش مقاومت، فشار وارد بر واحد طول پی حلقوی، P_f، از رابطه‌ی ۱۲-۴۰ بدست می‌آید.

$$P_f = P_{fs} + 1.2w_t \qquad ۱۲-۴۰$$

۱۲-۶-۳ مقابله با لغزش در مخزن فلزی با کف تخت

در مخزن فلزی خودمهار، مقابله با لغزش توسط اصطکاک بین کف مخزن و شالوده یا زیرسازه صورت می‌گیرد. مقدار ضریب اصطکاک، μ_f، براساس آزمایش و یا مراجع معتبر بر اساس کف مخزن و شالوده یا زیرسازه تعیین می‌شود و در هر حال نباید بیشتر از ۰٫۵۶ در نظر گرفته شود. مقدار V_u (رابطه‌ی ۱۲-۶) نباید از مقدار V_s طبق رابطه‌ی ۱۲-۴۱ بیشتر شود.

$$V_s = \mu_f \, g\,(m_s + m_r + m_f + m_p)(1 - A_v) \qquad ۱۲-۴۱$$

در صورت استفاده از غشای نشت‌یاب یا مصالح دیگری که موجب کاهش اصطکاک می‌شود، مقدار کمتری برای μ_f درنظر گرفته می‌شود. برای مخزن فلزی با مهار مکانیکی کنترل لغزش لازم نیست، اگرچه لغزش در حدود ۲۵ میلیمتر محتمل می‌باشد.

۱۲-۶-۴ تکیه‌گاه جداره‌ی مخزن فلزی

تکیه‌گاه حلقوی زیر جداره‌ی مخزن خودمهار باید یکنواخت با تقارن محوری باشد. تکیه‌گاه حلقوی یکنواخت را به کمک یکی از روش‌های زیر می‌توان ایجاد کرد:

الف- استفاده از ورقه‌های پرکننده و گروت در زیر ورق حلقوی زیر جداره

ب- استفاده از ورقه‌های فیبری یا بالشتک‌های مناسب دیگر

پ- استفاده از ورقه‌های فولادی با آرایش متقارن محوری دو طرف جوش شده به ورق حلقوی زیر جداره که مستقیما بر شالوده متکی می‌شوند.

ت- استفاده از ورقه‌های تراز پرکننده با فواصل نزدیک بدون گروت، به شرط آنکه اثر بار متمرکز در جداره مخزن از لحاظ کمانش موضعی و در پی از نظر خردشدگی بتن درنظر گرفته شود.
در روش‌های ب، پ و ت لازم است که رواداری تراز روی شالوده کمتر از رواداری مجاز طبق استانداردهای معتبر باشد.
مخزن با مهار مکانیکی به کمک ورقه‌های تراز پرکننده و گروت، ترازبندی و نصب می‌شود.

۱۲-۶-۵ شالوده با مصالح خاکی بدون دیواره‌ی حلقوی

برای مخزن با ارتفاع کوتاه بدون دیواره‌ی حلقوی، در صورتی‌که باربری زمین مناسب بوده و نشست خاک زیاد نباشد، از مصالح سنگی و خاک جهت زیرسازی کف می‌توان استفاده کرد. بدین منظور سنگ شکسته همراه با شن و ماسه‌ی متراکم شده را می‌توان به‌کار برد. شالوده باید مقاومت لازم را برای مقابله با نیروهای لرزه‌ای این فصل داشته باشد.

۱۲-۶-۶ شالوده با مصالح خاکی با دیواره‌ی حلقوی

برای مخزن بزرگ یا با جداره‌ی بلند که در آن وزن انتقال یافته از جداره زیاد می‌باشد، از شالوده با مصالح خاکی با دیواره‌ی حلقوی می‌توان استفاده کرد. شالوده با دیواره‌ی حلقوی اغلب بتنی بوده ولی از مصالح سنگی نیز استفاده می‌شود. لازم است که عرض دیواره‌ی حلقوی به نحوی طرح و اجرا شود تا نشست نسبی مابین نواحی میانی و کناری کف مخزن محدود بماند. نشست نسبی زیاد می‌تواند تنش‌های زیادی در محل اتصال ورق کف به ورق جداره ایجاد کند. در دیواره‌ی حلقوی بتنی تعیین مقدار میلگرد براساس طراحی پی بتنی انجام می‌شود. تامین حداقل فولاد حرارتی نیز ضروری است. به دلیل فشار وارده از مخزن بر مصالح محصور در داخل دیواره‌ی حلقوی، فشار شعاعی از داخل به خارج به دیواره‌ی حلقوی وارد خواهد شد. این فشار که دیواره‌ی حلقوی باید آن را تحمل کند، حداقل پنجاه درصد فشار قائم در نظر گرفته می‌شود.
دیواره‌ی حلقوی باید بتواند خمش، پیچش و برش حاصل از بارهای جانبی را تحمل کند. در اغلب موارد لنگر واژگونی حاصل از زلزله طبق رابطه‌ی ۱۲-۹ موجب می‌شود که عرض مورد نیاز دیواره‌ی حلقوی، در مقایسه با مقدار محاسباتی بر اساس بار قائم، افزایش یابد. این افزایش عرض دیواره‌ی حلقوی می‌تواند رفتار نامطلوبی از نظر افزایش نشست نسبی در کف مخزن تحت اثر بار قائم ایجاد کند. بدین منظور لازم است اثر این افزایش عرض در رفتار پی تحت بارهای قائم بررسی و راه‌حل‌های مناسب اجرایی با توجه به شرایط زمین محل پیش‌بینی شود.

۱۲-۶-۷ شالوده‌ی دال بتنی برای مخزن زمینی

برای خاک‌های با مقاومت کم یا با نشست زیاد، از کف بتنی می‌توان استفاده کرد. در زیر کف در صورت نیاز از شمع جهت انتقال بار به لایه‌های پایین‌تر استفاده می‌شود. در تحلیل کف‌های بتنی

می‌توان از مدل ورق بر روی بستر ارتجاعی استفاده و به کمک نرم‌افزارهای رایج، محاسبات را انجام داد. در صورت استفاده از روش بار جانبی معادل، از رابطه‌ی ۱۲-۱۲ برای محاسبه‌ی لنگر خمشی انتقال یافته به روی کف بتنی استفاده می‌شود.

۱۲-۷ طراحی لرزه‌ای مخزن هوایی

۱۲-۷-۱ ضوابط طراحی

طراحی سازه نگهدارنده و مهارهای مخزن هوایی با توجه به ضوابط فصل هفتم صورت می‌گیرد. طراحی لوله و تجهیزات متصل به سازه بر اساس ضوابط فصل هشتم انجام می‌شود. ضریب اهمیت مخزن هوایی بر اساس بند ۱۲-۲-۴ تعیین می‌شود.

پارامترهای لرزه‌ای سازه‌ی نگهدارنده مخزن هوایی ازجدول ۷-۱ یا جدول ۷-۲ بسته به مورد بدست می‌آیند. طراحی سازه‌هایی که علاوه بر مخزن، تجهیزات دیگری نیز در آنها وجود دارد، براساس ضوابط فصول هفتم و هشتم انجام خواهد شد.

اتصالات مهارهای مخزن فلزی مستقر بر پایه‌ی بتنی باید برای نیروی محاسباتی مهار ضرب در ضریب اضافه مقاومت، Ω_0، طراحی شوند.

۱۲-۷-۲ روش تحلیل

چنانچه وزن کل پایه‌ی نگهدارنده مخزن بیشتر از ده درصد وزن کل مخزن پر باشد، استفاده از تحلیل دینامیکی ضروری است. در غیر این‌صورت می‌توان از روش استاتیکی معادل استفاده کرد.

۱۲-۷-۳ جابجایی جانبی و اثر پی - دلتا

بار قائم، P، مورد استفاده در محاسبه شاخص پایداری، بند ۴-۱۵، شامل ۱٫۲ برابر وزن کل مرده، کل بار زنده، ۱٫۲ وزن حداکثر مایع داخل مخزن و بیست درصد بار برف خواهد بود. در رابطه‌ی ۴-۲۶، Δ تغییرمکان ارتجاعی مرکز جرم مخزن پر نظیر برش پایه، V_u و h ارتفاع مرکز جرم تا تراز روی پی است.

اگر سازه‌ی پایه‌ی برج به‌صورت قاب چند طبقه (با یا بدون مهاربندی جانبی) باشد، شاخص پایداری برای هر طبقه آن نیز طبق ضوابط فصل چهارم باید کنترل شود. در محاسبه‌ی جابجایی و زمان تناوب مخزن با پایه‌های بتنی می‌توان از لنگر ماند کل مقطع ترک‌نخورده، I_g، بدون اعمال ضریب کاهش استفاده کرد.

فصل سیزدهم
خط لوله

۱-۱۳ ملاحظات کلی

طراحی اولیه‌ی خط لوله برای برآورده‌سازی نیازهای فرآیندی و مکانیکی از قبیل فشار، دما، نوع سیال و مانند آن انجام می‌شود که خارج از گستره‌ی این آیین‌نامه است. در این فصل از آیین‌نامه، فقط ضوابط مربوط به کنترل و طراحی لرزه‌ای خط لوله برای مخاطرات لرزه‌ای ارائه می‌شود.

خطوط لوله به دو نوع پیوسته و قطعه‌ای تقسیم‌بندی می‌شوند. خطوط لوله‌ی فولادی با اتصالات جوشی، پیوسته درنظر گرفته می‌شوند در حالی‌که خطوط لوله‌ی قطعه‌ای، شامل لوله‌ی چدنی با اتصالات واشردار، لوله‌ی آهن شکل‌پذیر با اتصالات دارای واشر لاستیکی، لوله‌ی آزبستی و مشابه آنها می‌باشند.

خط لوله باید برای همه‌ی مخاطرات لرزه‌ای متصور برای آن نیز کنترل گردد که در این فصل از آیین‌نامه به آن پرداخته می‌شود. در این فصل، روال تحلیل و معیارهای طراحی عمومی خط لوله برای برخی مخاطرات کلی لرزه‌ای آورده شده است. در مورد مخاطرات خاص مکانی، ارزیابی لرزه‌ای خط لوله باید بر مبنای گزارش‌های مطالعاتی آن مکان نیز انجام شود.

در مناطق مستعد مخاطرات ساختگاهی لرزه‌ای، باید تمهیدات مناسب به منظور قطع جریان سیال و جایگزینی سریع بخش‌های آسیب‌دیده‌ی لوله پیش‌بینی شود.

در بند ۱۳-۲ گروه کاربری و خطرزایی خط لوله مشخص می‌شود. جزییات مربوط به بارگذاری لرزه‌ای و روش‌های تحلیل خط لوله‌ی مدفون در بند ۱۳-۳، خط لوله‌ی رو زمینی در بند ۱۳-۴ و خط لوله‌ی متکی بر سازه‌ی نگهدارنده در بند ۱۳-۵ ارائه می‌شود.

تحلیل لرزه‌ای خط لوله می‌تواند به‌روش بار لرزه‌ای معادل، طبق ضوابط بندهای ۱۳-۳-۱ و ۱۳-۴-۱، و یا به منظور تحلیل دقیق‌تر به روش دینامیکی، طبق ضوابط بندهای ۱۳-۳-۲ و ۱۳-۴-۲ انجام شود.

۲-۱۳ گروه کاربری و خطرزایی

خط لوله از نظر کاربری و خطرزایی به چهار گروه تقسیم می‌شود:

گروه I : خط لوله با اهمیت بسیار کم که خسارت در آن تاثیر ناچیزی بر ایمنی جانی، محیط زیست و بهره‌برداری از تاسیسات خواهد داشت و نیازمند تعمیر فوری نخواهد بود.

گروه II : خط لوله با کاربری معمولی به استثنای گروه‌های I، III و IV، نظیر خط لوله نفت و گاز کم‌فشار

گروه III : خط لوله با کاربری مهم شامل خط لوله‌ای که خرابی آن برای عموم خطرزا می‌باشد. خط لوله‌ی توزیع اصلی و خط لوله‌ای که تخریب آن باعث ضررهای اقتصادی زیادی شود نظیر خط لوله‌ی نفت و گاز با فشار متوسط که تامین‌کننده‌ی حیاتی انرژی می‌باشد ولی عملکرد آن در حد انجام تعمیرات جزئی می‌تواند قطع شود، در این گروه کاربری قرار دارد.

گروه IV : خط لوله با کاربری ضروری شامل خط لوله‌ی حاوی مواد اشتعال‌زا با فشار یا دمای زیاد، یا خط لوله‌ی حاوی مواد سمی، خط لوله‌ای که باید در حین و بعد از زلزله طرح, عملکرد خود را حفظ نماید، نظیر خط لوله‌ی آب آتش‌نشانی، و خط لوله‌ای که خرابی یا خسارت آن می‌تواند منجر به تلفات جانی گسترده و یا تاثیر شدید بر محیط زیست شود.

۱۳-۳ خط لوله‌ی مدفون

مخاطرات لرزه‌ای که به‌طور مستقیم به خرابی خط لوله‌ی مدفون مرتبط هستند را می‌توان به قرار زیر طبقه‌بندی نمود:

۱- انتشار موج زلزله

۲- تغییرشکل ماندگار زمین ناشی از:

- گسلش
- زمین‌لغزش
- روانگرایی (شامل فرونشست، گسترش جانبی و برکنش)

تحلیل خط لوله‌ی مدفون در برابر امواج لرزه‌ای و نیز تحت اثر تغییرشکل زمین باید طبق ضوابط و معیارهای این بند انجام گیرد. زلزله‌ی طرح برای گروه‌های II، III و IV به ترتیب دارای دوره‌ی بازگشت ۴۷۵، ۹۷۵ و ۲۴۷۵ سال می‌باشد. همچنین اجازه داده می‌شود که برای کلیه‌ی گروه‌های کاربری و خطرزایی مورد نظر از مولفه‌های سرعت، شتاب و جابجایی زلزله‌ی طرح (سطح خطر دوم طبق بند ۳-۴-۲) با اعمال ضرایب اهمیت، I_L، ارائه شده در جدول ۱۳-۱ استفاده شود. برای گروه I، نیازی به درنظرگرفتن ملاحظات لرزه‌ای نیست.

جدول ۱۳-۱ ضریب اهمیت I_L برای گروه‌های کاربری و خطرزایی خط لوله

زمین لغزش	تغییرشکل دائمی طولی و عرضی زمین ناشی از روانگرایی	گسلش	انتشار موج	گروه کاربری خط لوله
۲٫۶	۱٫۵	۲٫۳	۱٫۵	IV
۱٫۶	۱٫۳۵	۱٫۵	۱٫۲۵	III
۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	II

به‌طور کلی توصیه می‌شود از ظرفیت رفتار غیرارتجاعی خط لوله استفاده شود، اما قسمت‌های بحرانی خط لوله که می‌توانند باعث تلفات جانی گسترده یا تاثیر شدید در محیط زیست شوند باید در محدوده‌ی رفتار ارتجاعی باقی بمانند.

اگر مدل رفتاری مصالح لوله معین نشده باشد، می‌توان بعنوان یک تخمین از رابطه‌ی ۱۳-۱ استفاده کرد:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_p}\left[1+\frac{n}{1+r}\left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right)^r\right] \qquad ۱-۱۳$$

که در آن:

ε: کرنش

σ: تنش

E_p: مدول ارتجاعی اولیه

σ_y: تنش جاری شدن مصالح لوله

n, r: پارامترهای مدل رفتاری که برای برخی از لوله‌های استاندارد API 5L در جدول ۱۳-۲ ارائه شده است.

برای سایر مصالح لوله، پارامترهای مدل را می‌توان از آزمایش یا مراجع معتبر بدست آورد.

جدول ۱۳-۲ پارامترهای مدل رفتاری لوله‌های فولادی

درجه‌بندی لوله	Grade-B	X-42	X-52	X-60	X-70
n	۱۰	۱۵	۹	۱۰	۵٫۵
r	۱۰۰	۳۲	۱۰	۱۲	۱۶٫۶

به دنبال اعمال بارهای بهره‌برداری، بار زلزله روی خط لوله اعمال شده و کرنش‌های ایجاد شده محاسبه می‌شود. کرنش حاصل، باید از مقدار مجاز کمتر باشد.

تنش‌ها (یا کرنش‌های) حاصله از تحلیل لرزه‌ای باید با تنش‌ها (یا کرنش‌های) ناشی از فشار داخلی و تغییر حرارت حاصل از روابط ۱۳-۲ و ۱۳-۳ ترکیب شوند.

تنش طولی در لوله ناشی از فشار داخلی، S_p، عبارت است از :

$$S_p = \frac{P_p D \nu}{2t_p} \qquad ۲-۱۳$$

P_p: بیشینه فشار داخلی بهره‌برداری در لوله

D: قطر خارجی لوله

ν : ضریب پواسون (برای فولاد معمولا ۰٫۳ فرض می‌شود)

t_p: ضخامت اسمی دیواره‌ی لوله

تنش طولی ناشی از تغییر دما در لوله، S_r، را می‌توان از رابطه‌ی ۱۳-۳ محاسبه نمود:

$$S_r = E_p \alpha_t (T_2 - T_1) \qquad ۳-۱۳$$

که در آن:

α_t: ضریب خطی انبساط حرارتی

T_1: دما در لوله هنگام نصب

T_2: دما در لوله هنگام بهره‌برداری

حداکثر مقادیر کرنش مجاز لوله‌های پیوسته‌ی مدفون، مربوط به لوله‌هایی که با استاندارد API-5L مطابقت دارند، در جدول ۱۳-۳ ارائه شده‌اند. برای سایر انواع لوله می‌توان کرنش‌های مجاز ارائه شده توسط تولیدکننده‌ی لوله را بعد از تایید مراجع ذیصلاح ملاک قرار داد.

جدول ۱۳-۳ کرنش مجاز برای خط لوله‌ی مدفون

مولفه‌ی کرنش کاربری خط لوله	نوع لوله	کرنش مجاز	
		فشار	کشش
خطوط لوله‌ی پیوسته‌ی نفت و گاز	لوله‌ی چدنی شکل‌پذیر	برای جابجایی ماندگار: آستانه‌ی چروکیدگی (ε_{cr-c}) برای انتشار موج: ۵۰٪ تا ۱۰۰٪ آستانه‌ی چروکیدگی	٪۲
	لوله‌ی فولادی		٪۳
	لوله‌ی پلی‌اتیلن		٪۲۰
	خم‌ها و سه‌راهی‌ها		٪۱
خطوط لوله‌ی پیوسته‌ی آب	لوله‌های فولادی یا آهنی	برای جابجایی ماندگار: ε_{c-PGD} برای انتشار موج: ε_{c-wave}	[۱] ε_u ۰٫۲۵ یا ٪۵

[۱] ε_u مقدار کرنش نهایی کششی مصالح لوله می‌باشد.

کرنش آستانه‌ی چروکیدگی لوله، ε_{cr-c}، از رابطه‌ی ۱۳-۴ تعیین می‌شود:

$$\varepsilon_{cr-c} = 0.175\frac{t_p}{R} \qquad ۴\text{-}۱۳$$

که در آن:

R: شعاع خارجی لوله

سایر مقادیر ارائه شده در جدول ۱۳-۳ از روابط ۱۳-۵ تا ۱۳-۷ تعیین می‌شوند:

$$\varepsilon_{c-PGD} = 0.88\frac{t}{R} \qquad ۵\text{-}۱۳$$

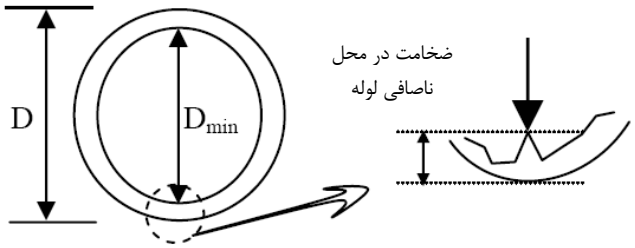
$$\varepsilon_{c-wave} = 0.75\left[0.5\frac{t}{D'} - 0.0025 + 3000\left(\frac{P_p D}{2E_p t}\right)^2\right] \qquad ۶\text{-}۱۳$$

$$D' = \frac{D}{1-\frac{3}{D}(D-D_{\min})} \qquad ۷\text{-}۱۳$$

که در آنها:

t: ضخامت دیواره‌ی لوله

$D_{\min}$: کمترین قطر داخلی لوله با درنظرگرفتن ناصافی یا اعوجاج دیواره‌ی لوله (شکل ۱۳-۱)



شکل ۱۳-۱ تعیین مقدار $D_{\min}$

کرنش طراحی خط لوله‌ی پیوسته باید کمتر از کرنش مجاز باشد یعنی:

$$\varepsilon_{seismic} + \varepsilon_{oper} \leq \varepsilon_{allowable} \qquad ۸-۱۳$$

که در آن:

$\varepsilon_{allowable}$: کرنش مجاز لوله طبق جدول ۱۳-۳

$\varepsilon_{seismic}$: کرنش طراحی لوله ناشی از مخاطرات لرزه‌ای

ε_{oper}: کرنش بهره‌برداری در خط لوله برابر با $\varepsilon_p + \varepsilon_t + \varepsilon_{D+L}$

ε_p: کرنش لوله ناشی از فشار داخلی

ε_t: کرنش لوله ناشی از تغییرات دما

ε_{D+L}: کرنش لوله ناشی از بارهای ثقلی

در لوله‌های قطعه‌ای حداکثر تغییر مکان اتصالات بخش‌های مختلف لوله باید کمتر از مقدار مجاز آن مطابق با رابطه‌ی ۱۳-۹ باشد:

$$\Delta_{oper+siesmic} \leq \Delta_{allowable} - \Delta_a \qquad ۹-۱۳$$

که در آن:

$\Delta_{allowable}$: تغییرمکان مجاز اتصال که توسط سازنده اتصال تعیین و ارائه می‌شود.

Δ_a: حاشیه اطمینان برای تغییرمکان اتصال، معمولا برابر با ۶ میلی‌متر

$\Delta_{oper+seismic}$: حداکثر تغییرمکان اتصال ناشی از اعمال بار بهره‌برداری و زلزله

Δ_{oper}: حداکثر تغییرمکان بهره‌برداری در اتصال برابر با $\Delta_p + \Delta_t + \Delta_{D+L}$

Δ_p: تغییرشکل اتصال ناشی از فشار داخلی

Δ_t: تغییرشکل اتصال ناشی از تغییرات دما

Δ_{D+L}: تغییرشکل اتصال ناشی از بارهای ثقلی

در محاسبه تغییرشکل ناشی از بارهای بهره‌برداری، آثار بار ثقلی، حرارتی و فشار باید در نظر گرفته شود. مقادیر تغییرشکل اتصال در رابطه‌ی فوق از حاصل‌ضرب کرنش خط لوله در طول قطعه‌ی لوله محاسبه می‌شوند.

۱۳-۳-۱ تحلیل برای امواج زلزله به روش بار لرزه‌ای معادل

می‌توان از کرنش خمشی لوله ناشی از انحنای زمین بعلت مقدار کم آن صرفنظر نمود و فقط کرنش محوری طولی لوله را بعنوان پاسخ لرزه‌ای خط لوله در برابر امواج زلزله درنظر گرفت.

در این آیین‌نامه، بیشینه سرعت زمین برای گروه کاربری و خطرزایی مربوطه به عنوان مشخصه‌ی طراحی لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شود. بیشینه سرعت زمین برای هر گروه کاربری و خطرزایی، V_g، را می‌توان با توجه به گروه کاربری و خطرزایی و دوره‌ی بازگشت مربوطه طبق بند ۱۳-۲ تعیین کرد و یا از رابطه‌ی ۱۳-۱۰ بدست آورد:

$$V_g = V_{g0}\, I_L \qquad ۱۳-۱۰$$

که در آن:

V_{g0}: بیشینه سرعت زمین در محل موردنظر در زلزله‌ی سطح خطر دوم (با دوره بازگشت ۴۷۵ سال) طبق بند ۳-۴-۲

I_L: ضریب اهمیت طبق جدول ۱۳-۱

۱۳-۳-۱-۱ کرنش لوله ناشی از امواج زلزله

کرنش محوری لوله‌ی پیوسته ناشی از امواج زلزله با استفاده از سرعت انتشار موج تخمین زده می‌شود. بعنوان یک قاعده‌ی کلی در تعیین این کرنش از سرعت موج برشی (موج S) در محل‌هایی که فاصله‌ی آنها تا رومرکز زلزله کمتر از پنج برابر عمق کانونی آن باشد، استفاده می‌شود. در غیر اینصورت از سرعت موج رایلی (موج R) استفاده می‌شود.

حداکثر کرنش محوری طولی که در اثر انتشار امواج زلزله می‌تواند در لوله ایجاد شود، $\varepsilon_{seismic}$، را می‌توان از رابطه‌ی ۱۳-۱۱ تخمین زد:

$$\varepsilon_{seismic} = \frac{V_g}{\alpha_\varepsilon C} \le \frac{t_u \lambda_e}{4 A_p E_p} \qquad ۱۳-۱۱$$

که در آن:

α_ε: ضریب کرنش زمین (۲ برای موج S و ۱ برای سایر امواج)

C: سرعت انتشار موج زلزله (درصورت عدم وجود اطلاعات دقیق می‌توان از عدد ۲ کیلومتر بر ثانیه برای موج S استفاده نمود.)

t_u: حداکثر نیروی اصطکاک در واحد طول سطح تماس لوله و خاک طبق رابطه‌ی ۱۳-۱۲

λ_e: طول موج ظاهری زلزله در سطح زمین (در صورت عدم وجود اطلاعات دقیق می‌توان از عدد ۱ کیلومتر استفاده کرد).

A_p: سطح مقطع لوله

$$t_u = \pi D c \alpha_s + \frac{\pi D}{2} \bar{\gamma} H_s (1 + k_0) \tan\delta \qquad ۱۲\text{-}۱۳$$

که در آن:

c: چسبندگی خاک

α_s: ضریب بدون بعد چسبندگی خاک و لوله که از رابطه‌ی ۱۳-۱۳ به دست می‌آید:

$$\alpha_s = 0.608 - 1.23c - \frac{0.274}{1+100c^2} + \frac{0.695}{1+1000c^3} \qquad ۱۳\text{-}۱۳$$

که در این رابطه واحد چسبندگی خاک، c، مگاپاسکال می‌باشد.

$\bar{\gamma}$: وزن مخصوص موثر خاک

H_s: عمق خاک تا مرکز لوله

k_0: ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون

δ: زاویه‌ی اصطکاک بین خاک و لوله که می‌توان آن را برابر $f \times \phi$ فرض کرد که ϕ زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک و f ضریب اصطکاک بین خاک و لوله است. برخی موارد پیشنهادی برای f از جدول ۱۳-۴ قابل استخراج است.

جدول ۱۳-۴ ضرایب اصطکاک بین خاک و لوله، f

نوع پوشش لوله	ضریب اصطکاک
بتن	۱/۰
قطران	۰/۹
فولاد زبر	۰/۸
فولاد نرم	۰/۷
اپوکسی با اتصال گرم	۰/۶
پلی‌اتیلن	۰/۶

در خطوط لوله‌ی قطعه‌ای، مقدار تغییرشکل در اتصال طبق رابطه‌ی ۱۳-۹ کنترل می‌شود. مقدار $\Delta_{oper+siesmic}$ در این رابطه می‌تواند از جمع تغییرمکان ناشی از بارهای بهره‌برداری و تغییرمکان ناشی از نیروهای لرزه‌ای بدست آید. همچنین دوران در اتصال از رابطه‌ی ۱۳-۱۴ تعیین می‌گردد:

$$\theta_{seismic} = 1.5 \frac{A_g}{C^2} L_0 \qquad ۱۴\text{-}۱۳$$

که در آن:

A_g: حداکثر شتاب در راستای عمود بر جهت انتشار امواج ناشی از زلزله طرح

L_0: طول قطعه‌ی لوله بین دو اتصال

مقدار دوران مجاز اتصال توسط سازنده تعیین و ارائه می‌شود.

۱۳-۳-۲ تحلیل در برابر امواج زلزله به روش دینامیکی

در مدل‌سازی دینامیکی خط لوله لازم است که پارامترهای مورد نیاز شامل پارامترهای رفتار غیرخطی خاک، سرعت انتشار امواج در خاک و لوله و فرکانس غالب ساختگاه در مسیر لوله براساس روش‌های معتبر بدست آید.

۱۳-۳-۳ تحلیل تحت اثر جابجایی ماندگار گسل

در صورت امکان، توصیه می‌شود مسیر عبور لوله به گونه‌ای انتخاب شود که از گسل فعال عبور نکند. درصورتی‌که عبور لوله از گسل اجتناب‌ناپذیر باشد، تعیین موارد زیر لازم خواهد بود:

۱- نوع گسل (امتداد لغز، عادی، معکوس، مرکب)

۲- درجه‌ی فعالیت گسل و نرخ لرزه‌خیزی آن

۳- عرض و گستردگی ناحیه‌ی شکستگی گسل

۴- راستای لغزش نسبت به مسیر خط لوله

۵- دامنه‌ی جابجایی‌های عمودی یا افقی متناسب با سطح خطر زلزله

بعد از تعیین موارد فوق، توصیه اکید می‌شود لوله از گسل به گونه‌ای عبور داده شود که حرکت گسل در لوله ایجاد فشار نکند. برای تخمین تغییرمکان محتمل گسل، می‌توان از روابط تجربی ۱۳-۱۵ یا روش‌های معتبر دیگر استفاده کرد:

$$\log \delta_{fs} = -6.32 + 0.90 M_W \qquad \text{۱۳-۱۵-الف}$$

$$\log \delta_{fn} = -4.45 + 0.63 M_W \qquad \text{۱۳-۱۵-ب}$$

$$\log \delta_{fr} = -0.74 + 0.08 M_W \qquad \text{۱۳-۱۵-پ}$$

$$\log \delta_{fb} = -4.80 + 0.69 M_W \qquad \text{۱۳-۱۵-ت}$$

که در آنها:

δ_{fs}: جابجایی متوسط گسل امتداد لغز (بر حسب متر)

δ_{fn}: جابجایی متوسط گسل نرمال (بر حسب متر)

δ_{fr}: جابجایی متوسط گسل معکوس (بر حسب متر)

δ_{fb}: جابجایی متوسط گسل با رفتار نامشخص (بر حسب متر)

M_W: بزرگای گشتاوری زلزله

۱۳-۳-۳-۱ تغییرمکان خط لوله در تقاطع با گسل امتداد لغز

مولفه‌های حرکت گسل در امتداد خط لوله، δ_{fax}، و عمود بر خط لوله، δ_{ftr}، برای یک گسل امتداد لغز را می‌توان از روابط ۱۳-۱۶ محاسبه نمود:

$$\delta_{fax} = \delta_{fs}\cos\beta$$ ۱۳-۱۶-الف

$$\delta_{ftr} = \delta_{fs}\sin\beta$$ ۱۳-۱۶-ب

که در آن:

β: زاویه تقاطع خط لوله با گسل (شکل ۱۳-۲)

۱۳-۳-۳-۲ جابجایی خط لوله در تقاطع با گسل نرمال

مولفه‌های حرکت گسل در امتداد خط لوله، δ_{fax}، و عمود بر خط لوله، δ_{ftr}، و قائم بر خط لوله، δ_{fvt}، برای یک گسل نرمال را می‌توان از روابط ۱۳-۱۷ محاسبه نمود:

$$\delta_{fax} = \delta_{fn}\cos\psi.\sin\beta$$ ۱۳-۱۷-الف

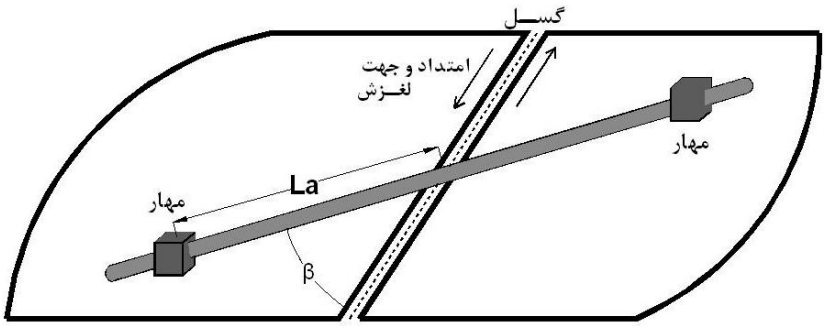
$$\delta_{ftr} = \delta_{fn}\cos\psi.\cos\beta$$ ۱۳-۱۷-ب

$$\delta_{fvt} = \delta_{fn}\sin\psi$$ ۱۳-۱۷-پ

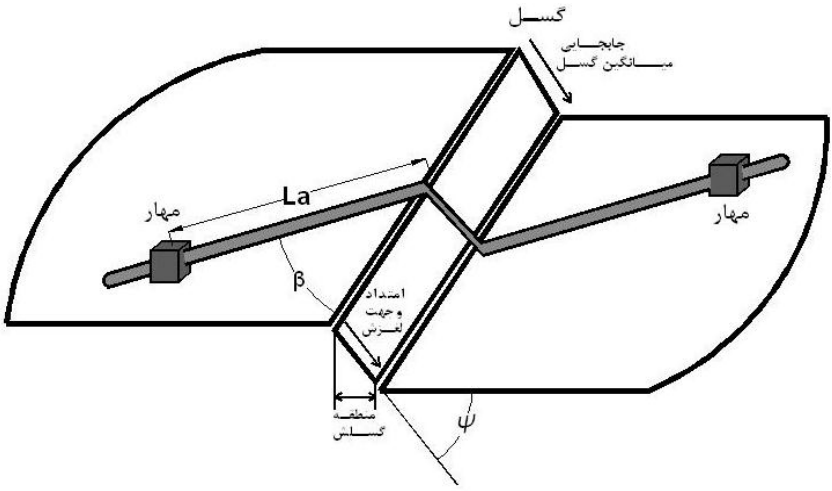
که در آن:

β: زاویه تقاطع خط لوله با گسل (شکل ۱۳-۲)

ψ: زاویه بین سطح شکست گسل نرمال و سطح افقی (شکل ۱۳-۳)



شکل ۱۳-۲ عبور لوله از گسل امتدادلغز



شکل ۱۳-۳ عبور لوله از گسل نرمال

۱۳-۳-۳-۳ جابجایی خط لوله در تقاطع با گسل معکوس

مولفه‌های جابجایی در یک گسل معکوس از روابط گسل نرمال با ملحوظ کردن علامت منفی برای زاویه سطح شکست گسل، ψ، حاصل می‌شوند.

۱۳-۳-۳-۴ جابجایی خط لوله در تقاطع با گسل با رفتار ترکیبی

در گسل با رفتار ترکیبی، جابجایی‌های امتداد لغز و نرمال (یا معکوس) در امتدادهای طولی، عرضی (عمود) و قائم بر محور خط لوله با لحاظ جهت‌های متناظر هم جمع می‌گردند.

۱۳-۳-۳-۵ جابجایی طراحی گسل

جابجایی طراحی گسل را می‌توان با ضرب ضریب اهمیت (جدول ۱۳-۱) در جابجایی محتمل گسل طبق روابط ۱۳-۱۸ بدست آورد:

۱۳-۱۸-الف جابجایی طراحی گسل در جهت محور طولی خط لوله $\delta_{fax-design} = \delta_{fax} I_L$

۱۳-۱۸-ب جابجایی طراحی گسل در جهت عرضی (عمود) خط لوله $\delta_{ftr-design} = \delta_{ftr} I_L$

۱۳-۱۸-پ جابجایی طراحی گسل در جهت قائم خط لوله $\delta_{fvt-design} = \delta_{fvt} I_L$

۱۳-۳-۳-۶ کرنش لوله در تقاطع با گسل

کرنش لرزه‌ای متوسط لوله در تقاطع با گسل از رابطه‌ی ۱۳-۱۹ بدست می‌آید:

$$\varepsilon_{seismic} = 2\left[\frac{\delta_{fax-design}}{2L_a} + \frac{1}{2}\left(\frac{\delta_{ftr-design}}{2L_a}\right)^2\right] \qquad ۱۳-۱۹$$

که در آن:

L_a: طول مهارنشده‌ی لوله که در منطقه‌ی تقاطع با گسل می‌تواند برابر کمترین دو مقدار زیر اختیار شود:

الف- اگر هیچگونه قیدی نظیر خم، اتصال و نظایر آن در منطقه‌ی تقاطع با گسل وجود نداشته باشد طول موثر مهارنشده‌ی خط لوله را می‌توان از رابطه‌ی ۱۳-۲۰ تعیین کرد:

$$L_a = \frac{\pi D t_p E_p \varepsilon_y}{t_u} \qquad ۱۳-۲۰$$

که در آن:

ε_y: کرنش جاری شدن مصالح

ب- در صورت وجود هرگونه مهار (نظیر خم، زانویی، تغییر ضخامت خاک روی لوله و ...)، آن محل باید بعنوان یک نقطه مهار فرض شود. طول خط لوله از آن نقطه تا خط گسل بعنوان طول موثر مهارنشده در نظر گرفته می‌شود.

کرنش متوسط لرزه‌ای لوله در تقاطع با گسل پس از ترکیب با کرنش بهره‌برداری، باید شرط کرنش مجاز (جدول ۱۳-۳) را برآورده نماید.

ضریب ۲ در رابطه‌ی ۱۳-۱۹ با توجه به عدم قطعیت در این رابطه به عنوان ضریب اطمینان در نظر گرفته شده است. رابطه‌ی یادشده تنها رابطه‌ای تقریبی جهت تخمین اولیه بوده و برای ارزیابی دقیق‌تر توصیه می‌گردد از مدل‌های مناسب‌تر با قابلیت تحلیل غیرخطی استفاده گردد.

در لوله‌های قطعه‌ای چنین فرض می‌گردد که جابجایی گسل با تغییرشکل اتصالات لوله در دو سمت گسل تحمل می‌گردد. میزان تغییرشکل طراحی در اتصالات لوله از رابطه‌ی ۱۳-۲۱ محاسبه با مقادیر تغییرمکان مجاز ارائه شده توسط سازنده مقایسه می‌گردد.

$$\Delta_{seismic} = \delta_{fax} I_L \qquad ۱۳-۲۱$$

۱۳-۳-۳-۷ روش اجزاء محدود

در این روش، به کمک نرم‌افزارهای مناسب می‌توان با استفاده از مدل‌های رفتار غیرخطی خاک و مصالح لوله و با درنظر گرفتن تغییرشکل‌های بزرگ (هندسه‌ی غیرخطی) خط لوله را تحلیل کرد. با اعمال تغییرمکان به هر نقطه‌ی دلخواه از سیستم خاک - لوله به عنوان ورودی، می‌توان اثر جابجایی گسل را درنظر گرفت. استفاده از چنین نرم‌افزارهایی مستلزم دارا بودن دانش کافی در رفتار غیرخطی خاک و سازه و نیز جنبه‌های کاربردی روش اجزاء محدود می‌باشد.

برای دستیابی به نتایج بهتر باید طول کافی از لوله در طرفین گسل درنظر گرفته شود. برای مدل‌سازی رفتار خاک، به کمک مراجع معتبر، می‌توان از اجزای حجمی و یا فنرهای غیرخطی معادل (شکل ۱۳-۴ و شکل ۱۳-۵) استفاده کرد. در بند ۱۳-۳-۷، مدل‌سازی خاک با فنرهای معادل آمده است.

۱۳-۳-۴ تحلیل تحت اثر زمین‌لغزش

در انتخاب مسیر خطوط لوله توصیه می‌شود که از عبور لوله از مناطق مستعد زمین‌لغزش پرهیز شود. شکل ۱۳-۶ نشان‌دهنده‌ی مدل لوله تحت اثر زمین‌لغزش می‌باشد. بارگذاری ناشی از لغزش همچنان که در شکل نشان داده شده می‌تواند به‌صورت یکنواخت در راستای لغزش فرض شود که شدت این بار یکنواخت بر اساس روابط اندرکنش خاک و لوله قابل محاسبه می‌باشد.

چنانچه راستای لغزش بر امتداد خط لوله عمود نباشد، علاوه بر مولفه‌ی جانبی نیروی خاک، مولفه‌ی محوری نیز باید در نظر گرفته شود. طول قطعات مهارشده‌ی لوله در طرفین منطقه‌ی مستعد لغزش باید از طریق آزمون و خطا تعیین شود. چنانچه در یک یا هر دو طرف منطقه‌ی لغزش، لوله توسط تکیه‌گاه مهار شده باشد و فاصله‌ی قید از محل لغزش از طول تعیین شده بیشتر نباشد، باید اثر قید یا قیود را نیز در تحلیل منظور کرد. معمولا لوله با مقطع تقویت نشده در اثر لغزش خاک از محدوده‌ی ارتجاعی خارج می‌شود. بدین منظور می‌توان تحلیل لوله‌ی شکل‌پذیر را به روش مفاصل خمیری در تیرها انجام داد.

مقادیر جابجایی دائم طرح حاصل از زمین‌لغزش را می‌توان بر اساس دوره‌ی بازگشت مربوط به گروه کاربری خط لوله (بند ۱۳-۲) محاسبه کرد. همچنین می‌توان این مقادیر را بر اساس زلزله با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال محاسبه کرده و نتایج را در ضریب اهمیت، I_L، طبق جدول ۱۳-۱ ضرب کرد. نحوه‌ی تعیین کرنش حاصل از زمین‌لغزش در لوله در بند ۱۳-۳-۶ ارائه شده است.

۱۳-۳-۵ تحلیل تحت اثر روانگرایی

در انتخاب مسیر خطوط لوله توصیه می‌شود که از عبور لوله از مناطق مستعد روانگرایی پرهیز شود. تحلیل خط لوله در مناطق مستعد روانگرایی می‌تواند با فرض لوله به صورت تیر بر بستر ارتجاعی انجام گیرد. در این روش سختی بستر لوله بر اساس روابط اندرکنش خاک و لوله قابل محاسبه می‌باشد. می‌توان سختی خاک در منطقه‌ی مستعد روانگرایی را به صورت محافظه‌کارانه برابر صفر فرض کرد. طول قسمت‌های مقید طرفین منطقه‌ی مستعد روانگرایی به روش آزمون و خطا تعیین می‌شود. بعنوان حدس اولیه می‌توان از طولی در حدود ۰٫۲۵ طول لوله‌ی گذرنده از منطقه مستعد روانگرایی شروع کرد. مقادیر جابجایی دائم حاصل از شناوری ناشی از روانگرایی را می‌توان بر اساس دوره‌ی بازگشت مربوط به گروه کاربری خط لوله (بند ۱۳-۲) یا ضرایب ستون جابجایی ماندگار زمین در جدول ۱۳-۱ محاسبه کرد.

وقتی روانگرایی در خاک اطراف لوله اتفاق می‌افتد، نیروهای شناوری بر خط لوله وارد می‌شود که لوله در برابر آنها باید به‌طور مناسب مهار شود. نیروی خالص به سمت بالا در واحد طول خط لوله، F_b، را می‌توان از رابطه‌ی ۱۳-۲۲ محاسبه نمود:

$$F_b = W_s - \left[W_p + W_c + \left(P_v - \gamma_w h_w\right)D\right] \qquad ۱۳-۲۲$$

که در آن:

W_s: وزن کل خاک معادل حجم اشغال شده توسط لوله در واحد طول

W_p: وزن لوله در واحد طول

W_c: وزن محتویات لوله در واحد طول

P_v: فشار قائم زمین طبق رابطه‌ی ۱۳-۲۳

γ_w: وزن حجمی آب

h_w: ارتفاع آب بالای لوله

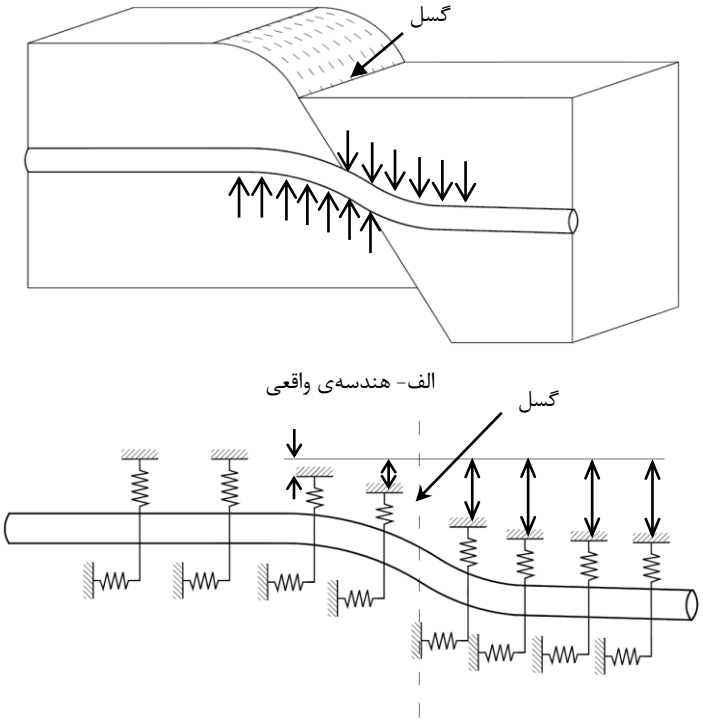
برای سادگی، از چسبندگی خاک به دیواره‌ی لوله در محاسبات فوق صرف‌نظر شده است.

$$P_v = \gamma_w h_w + \gamma_d h_{sp} - 0.33\gamma_d h_w \qquad ۱۳-۲۳$$

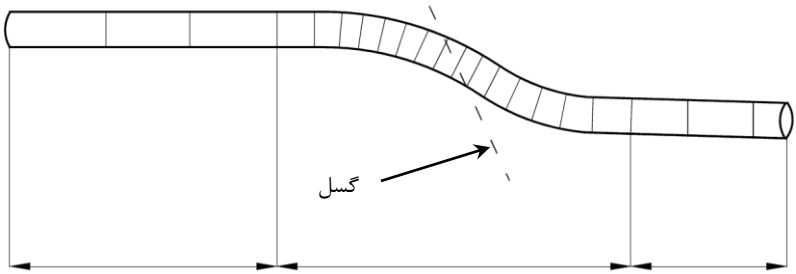
که در آن:

γ_d: وزن حجمی خاک خشک

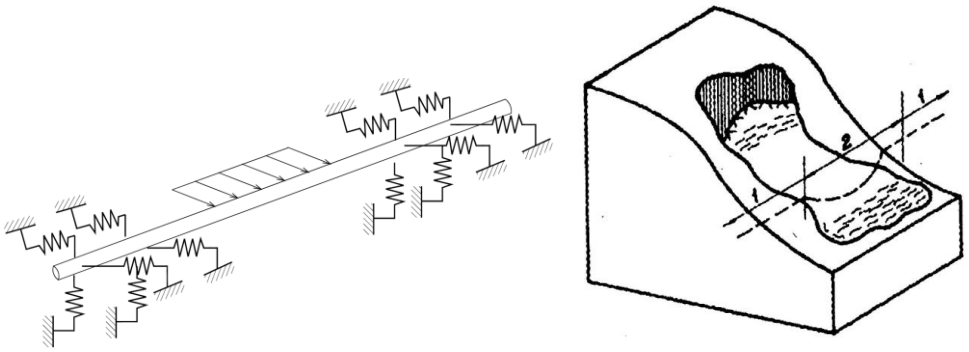
h_{sp}: ارتفاع خاک روی لوله



شکل ۱۳-۴ مدل‌سازی خط لوله تحت اثر حرکت گسل، الف) هندسه‌ی واقعی و ب) مدل‌سازی



شکل ۱۳-۵ مدل‌سازی خط لوله به روش اجزای محدود در محل عبور از گسل



شکل ۱۳-۶ مدل‌سازی خط لوله تحت اثر زمین‌لغزش

تنش ناشی از خمش، σ_{bf}، ناشی از شناوری در یک قطعه‌ی نسبتا کوتاه از خط لوله‌ی پیوسته بر حسب Pa را می‌توان از رابطه‌ی ۱۳-۲۴ محاسبه نمود. F_b در این رابطه بر حسب N/m می‌باشد:

$$\sigma_{bf} = \frac{F_b L_b^2}{10 Z_e} \qquad ۲۴\text{-}۱۳$$

که در آن:

L_b: طول لوله در محدوده‌ی شناوری بر حسب m

Z_e: اساس مقطع ارتجاعی لوله بر حسب m^3

حداکثر کرنش نظیر تنش ناشی از خمش را می‌توان از رابطه‌ی ۱۳-۱ بدست آورد. حداکثر کرنش حاصله $\varepsilon_{seismic}$ می‌باشد که پس از ترکیب با کرنش بهره‌برداری با توجه به رابطه‌ی ۱۳-۸، باید با مقادیر کرنش مجاز در جدول ۱۳-۳ مقایسه شود.

برای قطعات بلندتر خط لوله تحت نیروی شناوری، مقاومت در برابر نیروی به سمت بالا را می‌توان بر اساس عملکرد توام تیری و زنجیره‌ای در لوله تخمین زد.

بررسی خط لوله تحت اثر تغییرشکل‌های دائمی زمین به علت گسترش جانبی زمین ناشی از روانگرایی در بند ۱۳-۳-۶ آمده است.

پاسخ لوله‌های قطعه‌ای تحت اثر نیروهای ناشی از پدیده‌ی روانگرایی باید با توجه به محل اتصالات و با استفاده از معادلات تعادل نیروها و لنگرهای خمشی تعیین شود. در این تحلیل‌ها، اتصالات لوله می‌توانند به‌صورت مفصل در نظر گرفته شده و تغییرشکل و دوران اتصال محاسبه گردد. افزایش طول اتصالات می‌توانند به عنوان تغییرشکل طراحی اتصال در نظر گرفته شده که مقدار آن باید کمتر از تغییر شکل مجاز اتصال لوله باشد.

۱۳-۳-۶ تحلیل در جابجایی ماندگار زمین ناشی از روانگرایی و زمین‌لغزش

این بند به جابجایی‌های ماندگار زمین به علت گسترش جانبی ناشی از روانگرایی و زمین‌لغزش می‌پردازد.

به کمک مطالعات ژئوتکنیکی باید به تخمین محدوده‌ی جابجایی ماندگار زمین یعنی طول L_z، عرض W_z و حداکثر تغییرمکان طولی زمین، δ^l، در ناحیه‌ی جابجایی ماندگار زمین اقدام نمود. عموما تخمین مناسب مقدار δ^l و ابعاد L_z و W_z دشوار می‌باشد، لذا محدوده‌ای از مقادیر برای پارامترهای فوق داده شده و بر این اساس کنترل‌های لرزه‌ای صورت می‌پذیرد. جابجایی ماندگار طراحی لوله در جهت طولی، δ^l_{design}، را می‌توان از رابطه‌ی ۱۳-۲۵ بدست آورد:

$$\delta^l_{design} = \delta^l I_L \qquad ۱۳-۲۵$$

به‌طور کلی برای خطوط لوله‌ی مدفونی که تحت‌تاثیر جابجایی طولی ماندگار زمین قرار می‌گیرند و با فرض یکنواخت بودن این جابجایی (یعنی حرکات طولی زمین در تمام ناحیه‌ی جابجایی ماندگار یکنواخت باشد) دو حالت زیر فرض می‌شود:

حالت ۱- مقدار جابجایی زمین، δ^l_{design}، بزرگ بوده و کرنش لوله توسط طول ناحیه‌ی جابجایی ماندگار، L_z، قابل محاسبه است. در این حالت حداکثر کرنش محوری طولی لوله در کشش و فشار از رابطه‌ی ۱۳-۲۶ محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_a = \frac{t_u L_z}{2\pi D t_p E_p}\left[1+\frac{n}{1+r}\left(\frac{t_u L_z}{2\pi D t_p \sigma_y}\right)^r\right] \qquad ۱۳-۲۶$$

که در آن:

n و r: پارامترهای رابطه‌ی ۱۳-۱

t_u: حداکثر نیروی اصطکاک در واحد طول لوله در سطح تماس با خاک طبق رابطه‌ی ۱۳-۱۲

حالت ۲- طول ناحیه‌ی تغییرشکل دائمی، L_z، بزرگ بوده و کرنش لوله بر اساس مقدار تغییرشکل زمین، δ^l_{design}، بدست می‌آید. در این حالت حداکثر کرنش لوله در کشش و فشار از رابطه‌ی ۱۳-۲۷ محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_a = \frac{t_u L_z}{2\pi D t_p E_p}\left[1+\frac{n}{1+r}\left(\frac{t_u L_z}{2\pi D t_p \sigma_y}\right)^r\right] \qquad ۱۳-۲۷$$

که در آن:

L_e: طول موثر خط لوله که در آن، نیروی اصطکاک t_u وارد می‌شود که از رابطه‌ی ۱۳-۲۸ قابل محاسبه می‌باشد:

$$\delta^l_{design} = \frac{t_u L_e^2}{\pi D t_p E_p}\left[1+\left(\frac{2}{2+r}\right)\left(\frac{n}{1+r}\right)\left(\frac{t_u L_e}{\pi D t_p \sigma_y}\right)^r\right] \qquad ۱۳-۲۸$$

کرنش لرزه‌ای لوله، $\varepsilon_{seismic}$، برای جابجایی ماندگار طولی زمین برابر کمترین میزان کرنش‌های حاصله از روابط ۱۳-۲۶ و ۱۳-۲۷ فرض می‌شود.

برای کاهش اثرات جابجایی ماندگار طولی در خطوط لوله‌ی پیوسته، توصیه می‌شود در دو طرف ناحیه جابجایی ماندگار از درز انبساط، استفاده شود.

جابجایی ماندگار جانبی زمین نیز نظیر جابجایی ماندگار طولی باید برای محدوده‌ای از مقادیر δ^t و ابعاد ناحیه‌ی تغییرشکل دائمی عرضی، L_z و W_z، برآورد شده و کنترل لرزه‌ای صورت پذیرد.

جابجایی ماندگار طراحی در جهت جانبی، δ^t_{design}، را می‌توان از رابطه‌ی ۱۳-۲۹ محاسبه نمود:

$$\delta^t_{design} = \delta^t I_L \qquad ۱۳-۲۹$$

که در آن:

δ^t: حداکثر جابجایی ماندگار جانبی زمین

حداکثر کرنش خمشی در لوله، ε_b، را می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه برابر کمترین مقدار حاصله از روابط ۱۳-۳۰ در نظر گرفت:

$$\varepsilon_b = \pm\frac{\pi D \delta^t_{design}}{W_z^2} \qquad ۱۳-۳۰\text{-الف}$$

$$\varepsilon_b = \pm\frac{P_u W_z^2}{3\pi E_p t_p D^2} \qquad ۱۳-۳۰\text{-ب}$$

که در آن:

P_u: حداکثر مقاومت جانبی خاک بر واحد طول لوله طبق روابط ۱۳-۳۱

کرنش حداکثر محاسبه شده‌ی فوق را باید بعنوان کرنش طراحی لوله، $\varepsilon_{seismic}$، فرض نمود.

$$P_u = S_u N_{ch} D \qquad \text{برای خاک رسی} \quad ۱۳-۳۱\text{-الف}$$

۱۳-۳۱-ب برای خاک ماسه‌ای $P_u = \bar{\gamma} H_s N_{qh} D$

که در آن:

S_u: مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی خاک

N_{ch}: ضریب ظرفیت باربری افقی جانبی وابسته به چسبندگی طبق رابطه‌ی ۱۳-۳۲

N_{qh}: ضریب ظرفیت باربری افقی جانبی وابسته به اصطکاک داخلی طبق رابطه‌ی ۱۳-۳۳

$$N_{ch} = A_1 + A_2 x + \frac{A_3}{(x+1)^2} + \frac{A_4}{(x+1)^3} \le 9 \qquad ۱۳-۳۲$$

$$N_{qh} = A_1 + A_2 x + A_3 x^2 + A_4 x^4 + A_5 x^5 \qquad ۱۳-۳۳$$

که در آنها ضرایب A_1 الی A_5 از جدول ۱۳-۵ تعیین می‌شوند و $x = H_s / D$

روابط محاسباتی ساده‌ی داده شده در بندهای فوق را می‌توان برای محاسبه‌ی کرنش لوله در طراحی اولیه استفاده کرد. توصیه می‌شود در طراحی خطوط لوله‌ی مهم، از روش تحلیل اجزای محدود با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در لوله و خاک استفاده شود.

جدول ۱۳-۵ مقادیر ضرایب روابط ۱۳-۳۲ و ۱۳-۳۳ با توجه به زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک

ضریب	ϕ (درجه)	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5
N_{ch}	۰	۶/۷۵۲	۰/۰۶۵	-۱۱/۰۶۳	۷/۱۱۹	-
N_{qh}	۲۰	۲/۳۹۹	۰/۴۳۹	-۰/۰۳	$۱/۰۵۹\times۱۰^{-۳}$	$-۱/۷۵۴\times۱۰^{-۵}$
	۲۵	۳/۳۳۲	۰/۸۳۹	-۰/۰۹	$۵/۶۰۶\times۱۰^{-۳}$	$-۱/۳۱۹\times۱۰^{-۴}$
	۳۰	۴/۵۶۵	۱/۲۳۴	-۰/۰۸۹	$۴/۲۷۵\times۱۰^{-۳}$	$-۹/۱۵۹\times۱۰^{-۵}$
	۳۵	۶/۸۱۶	۲/۰۱۹	-۰/۱۴۶	$۷/۶۵۱\times۱۰^{-۳}$	$-۱/۶۸۳\times۱۰^{-۴}$
	۴۰	۱۰/۹۵۹	۱/۷۸۳	۰/۰۴۵	$-۵/۴۲۵\times۱۰^{-۳}$	$-۱/۱۵۳\times۱۰^{-۴}$
	۴۵	۱۷/۶۵۸	۳/۳۰۹	۰/۰۴۸	$-۶/۴۴۳\times۱۰^{-۳}$	$-۱/۲۹۹\times۱۰^{-۴}$

در لوله‌های قطعه‌ای، تغییرشکل لرزه‌ای لوله برابر با حداکثر بازشدگی در اتصال لوله در اثر تغییرشکل دائمی زمین در نظر گرفته می‌شود و مقدار آن از رابطه‌ی ۱۳-۳۴ تعیین می‌گردد:

$$\Delta_{seismic} = \delta^l_{design} \qquad ۱۳-۳۴$$

در این رابطه δ^l_{design} جابجایی ماندگار طراحی در جهت طولی لوله می‌باشد. مقدار تغییرشکل طراحی اتصال باید کمتر از مقدار تغییر شکل مجاز آن که توسط سازنده ارائه می‌شود باشد.

تعداد اتصالات در لوله‌های قطعه‌ای به مقدار جابجایی ماندگار زمین بستگی دارد. در این لوله‌ها حداقل یک اتصال در ابتدا و یک اتصال در انتهای ناحیه جابجایی ماندگار زمین باید به‌کار برده شود. در نواحی با مقدار کم جابجایی ماندگار زمین، لوله‌هایی با اتصالات فشاری (بدون زبانه‌های نگهدارنده) را می‌توان به‌کار برد.

در نواحی با مقدار زیاد جابجایی ماندگار زمین، می‌توان از تعداد بیشتر اتصالات به‌صورت زنجیره‌ای در ابتدا و انتهای این ناحیه استفاده کرد. اتصالات زنجیره‌ای باید به نحوی تعبیه گردد که حداقل سه اتصال در خارج این محدوده و در نواحی مرزی آن قرار داشته باشند. تغییر مکان طراحی هر اتصال از رابطه‌ی ۱۳-۳۵ محاسبه می‌گردد:

$$\Delta_{seismic} = \left[\frac{\delta^{l}_{design}}{L/2}\right] L_0 \qquad ۱۳-۳۵$$

که در آن:

L: طول ناحیه‌ی با جابجایی ماندگار زمین

زبانه‌های نگهدارنده‌ی اتصال در اتصالات زنجیره‌ای باید به نحوی طراحی گردند که حداکثر نیروی اصطکاک طراحی، F_{stop}، مطابق رابطه‌ی ۱۳-۳۶ را تحمل نمایند.

$$F_{stop} = 2\left[\frac{n_c + 1}{2}\right] L_0 t_u \qquad ۱۳-۳۶$$

که در آن:

n_c: تعداد اتصالات زنجیره‌ای در ابتدا یا انتهای جرم متحرک خاک که با افزایش طول خود، جابجایی ماندگار زمین را تحمل می‌کنند.

در هیچ صورتی لازم نیست که مقدار نیروی اصطکاک طراحی، F_{stop}، بیش از مقاومت طراحی لوله باشد.

مقدار تغییرشکل طراحی لوله‌های قطعه‌ای برای جابجایی ماندگار زمین در جهت عرضی می‌تواند از جمع افزایش طول اتصالات و افزایش طول در اثر دوران اتصالات محاسبه گردد. مقدار تغییر شکل طراحی لوله را می‌توان از روابط ۱۳-۳۷ محاسبه کرد:

$$\Delta_{seismic} = \frac{\pi^2 L_0 {\delta^{t}_{design}}^2}{W^2}\left[\frac{2D}{\delta^{t}_{design}}\right] \qquad 0.268 \le D/\delta^{t}_{design} \le 3.73 \qquad ۱۳-۳۷\text{-الف}$$

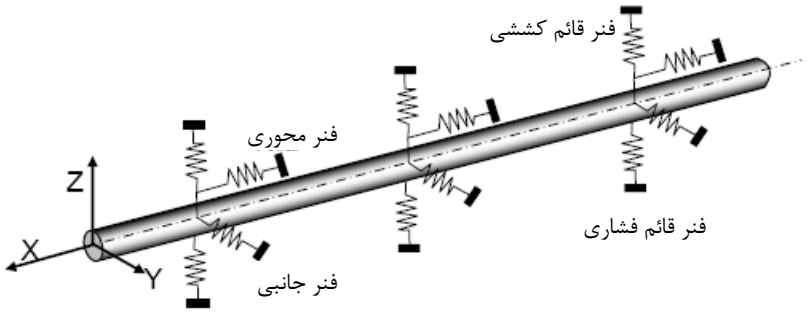
$$\Delta_{seismic} = \frac{\pi^2 L_0 {\delta^{t}_{design}}^2}{W^2}\left[1 + \left(\frac{D}{\delta^{t}_{design}}\right)^2\right] \qquad D/\delta^{t}_{design} \text{ سایر مقادیر} \qquad ۱۳-۳۷\text{-ب}$$

تغییرشکل طراحی اتصال باید کمتر از میزان تغییرشکل مجاز آن که توسط سازنده ارائه می‌شود باشد.

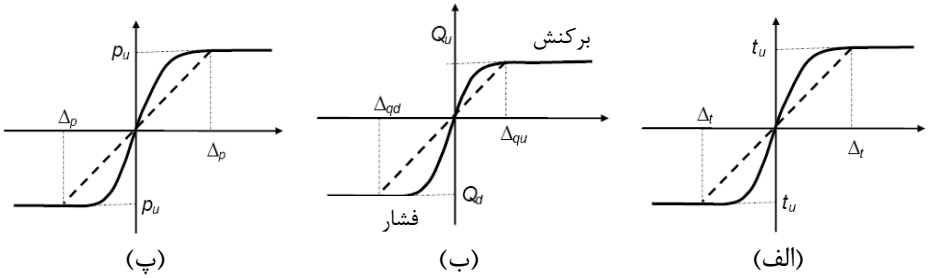
۱۳-۳-۷ مدل‌سازی لوله‌ی مدفون در خاک با استفاده از فنر معادل

برای مدل‌سازی خاک و اندرکنش لوله- خاک، می‌توان از روش‌های عددی استفاده کرد، یا لوله را در محیط نیمه بی‌نهایت خاک مدل‌سازی کرد. روش دیگر مدل‌سازی تاثیر خاک، که در شکل ۱۳-۷ نشان داده شده است، استفاده از تئوری تیر بر بستر غیرارتجاعی وینکلر و جایگزینی خاک با فنر (سه

فنر طولی، عرضی و قائم) است به نحوی که قادر به اعمال سختی خاک احاطه‌کننده‌ی لوله باشد. برای خاکی با پارامترهای ژئوتکنیکی معلوم، مشخصات این فنرها قابل محاسبه‌اند. رفتار غیرخطی این فنرها طبق شکل ۱۳-۸ مدل می‌شود.



شکل ۱۳-۷ مدل‌سازی اندرکنش لوله – خاک با فنرهای غیرارتجاعی



شکل ۱۳-۸ فنرهای معادل خاک در حالت الف- محوری، ب- قائم، پ- جانبی

برای بررسی رفتار لوله در اثر تغییرمکان دائمی، می‌توان از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده کرد. تغییرشکل مورد نظر نیز به انتهای مقید فنرها اعمال می‌شود.

برای بررسی رفتار لوله در برابر انتشار موج، می‌توان از روش‌های معتبر انتخاب تاریخچه زمانی، اعمال آن به انتهای مقید فنرها و انجام تحلیل دینامیکی استفاده کرد.

مقادیر نشان‌داده شده در شکل ۱۳-۸ بر حسب مشخصات خاک و لوله به شرح زیر تعیین می‌شوند. مشخصات فنرها با توجه به روش اجرا بر اساس خاکریز دور لوله یا خاک اصلی تعیین می‌شوند. روابط ارائه شده، برای خطوط لوله‌ی مدفون با عمق دفن بین ۰/۵ تا ۲ متر است. در صورت افزایش عمق دفن، مدل‌سازی باید با درنظرگرفتن محیط خاک انجام شود.

۱۳-۳-۷-۱ فنر محوری

مشخصات فنر محوری معمولا با توجه به مشخصات خاکریز تعیین می‌شود. بیشینه مقاومت محوری خاک در واحد طول لوله، t_u، از رابطه‌ی ۱۳-۱۲ بدست می‌آید. بیشینه جابجایی محرک خاک در راستای محور خط لوله، Δ_t، بستگی به نوع خاک داشته و از جدول ۱۳-۶ قابل تعیین است.

جدول ۱۳-۶ مقادیر با توجه به نوع خاک

نوع خاک	مقدار Δ_t (mm)
ماسه تراکم	۳
ماسه شل	۵
رس سخت	۸
رس نرم	۱۰

۱۳-۳-۷-۲ فنر جانبی

مشخصات فنر جانبی با توجه به مشخصات خاک اصلی تعیین می‌شود. بیشینه مقاومت جانبی خاک در واحد طول لوله، P_u، از رابطه‌ی ۱۳-۳۸ بدست می‌آید.

$$P_u = N_{ch} cD + N_{qh} \bar{\gamma} H_s D \qquad ۱۳-۳۸$$

که در آن مقادیر N_{ch} و N_{qh} از روابط ۱۳-۳۲ و ۱۳-۳۳ تعیین می‌شوند.

بیشینه مقدار جابجایی عرضی، Δ_p، از رابطه ۱۳-۳۹ تعیین می‌شود:

$$\Delta_p = 0.04(H_s + D/2) \le (0.1 - 0.15)D \qquad ۱۳-۳۹$$

۱۳-۳-۷-۳ فنر قائم

رفتار فنر قائم شامل دو بخش غیر مشابه است که یکی به برکنش و دیگری به بار فشاری اختصاص دارد. برای برکنش، از مشخصات خاکریز و برای بار فشاری از مشخصات خاک اصلی استفاده می‌شود.

مشخصات رفتار خاک در قسمت برکنش، از روابط ۱۳-۴۰ تا ۱۳-۴۳ قابل تعیین است:

$$Q_u = N_{cv} cD + N_{qv} \bar{\gamma} H_s D \qquad ۱۳-۴۰$$

که در آن:

N_{cv}: ضریب باربری وابسته به چسبندگی در برکنش طبق رابطه‌ی ۱۳-۴۱

N_{qv}: ضریب باربری وابسته به اصطکاک داخلی در برکنش طبق رابطه‌ی ۱۳-۴۲

$$N_{cv} = 2\frac{H_s}{D} \le 10 \qquad \text{برای مقادیر } \frac{H_s}{D} \le 10 \qquad ۱۳-۴۱$$

$$N_{qv} = \frac{\phi H_s}{44D} \le N_q \qquad ۱۳-۴۲$$

N_q: ضریب باربری خاک که از رابطه‌ی ۱۳-۴۳ یا شکل ۱۳-۹ قابل تعیین است:

$$N_q = \exp(\pi \tan\phi) \times \tan^2(45 + \phi/2) \qquad ۱۳-۴۳$$

مقدار تغییرمکان نظیر Q_u، Δ_{Q_u}، از رابطه‌ی ۱۳-۴۴ بدست می‌آید:

$$\Delta_{Qu} = (0.01 - 0.02)H_s < 0.1D \qquad \text{برای ماسه} \qquad ۱۳-۴۴\text{-الف}$$

$$\Delta_{Qu} = (0.1 - 0.2)H_s < 0.2D \qquad \text{برای رس} \qquad ۱۳-۴۴\text{-ب}$$

مشخصات رفتار خاک در قسمت بارگذاری فشاری، از روابط ۱۳-۴۵ تا ۱۳-۴۷ قابل تعیین است:

$$Q_d = N_c cD + N_q \bar{\gamma} H_s D + N_\gamma \gamma \frac{D^2}{2} \qquad ۱۳-۴۵$$

که در آن:

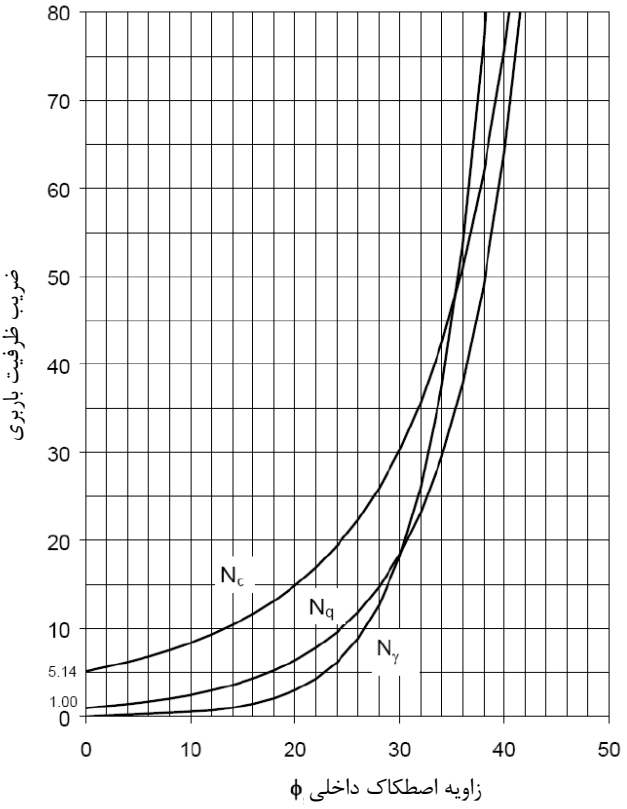
N_c و N_γ: ضرایب باربری خاک که از روابط ۱۳-۴۶ و ۱۳-۴۷ یا از روی شکل ۱۳-۹ تعیین می‌شود.

$$N_c = [\cot(\phi + 0.001)]\left\{\exp[\pi \tan(\phi + 0.001)]\tan^2\left(45 + \frac{\phi + 0.001}{2}\right) - 1\right\} \qquad ۱۳-۴۶$$

$$N_y = \exp(0.18\phi - 2.5) \qquad ۱۳-۴۷$$

در مواردی که زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک برابر صفر است، از مقدار حداقلی برای روابط فوق استفاده می‌شود.

مقدار تغییرمکان متناظر بیشینه نیروی فشاری، Δ_{Qd} برای خاک‌های دانه‌ای برابر با $0.1D$ و برای خاک‌های چسبنده برابر با $0.2D$ می‌باشد.



شکل ۱۳-۹ ضرایب باربری خاک بر حسب زاویه اصطکاک داخلی

۱۳-۴ خط لوله‌ی رو زمینی

خط لوله‌ی روزمینی علاوه بر نقاط مهاری، معمولا دارای تکیه‌گاه‌های متعدد با امکان لغزش نیز می‌باشد. در تحلیل لرزه‌ای خط لوله لازم است اصطکاک بین لوله و تکیه‌گاه و سایر عوامل موثر به صورت دقیق مدل شود. خط لوله برای تحمل تغییرشکل‌های ناشی از تغییرات دما، بسته به قطر لوله، دارای اتصالات انبساطی یا خم‌های ویژه می‌باشد که هندسه‌ی سازه را پیچیده‌تر می‌سازد. در طراحی لرزه‌ای خط لوله‌ی رو زمینی، تامین تکیه‌گاه‌های لغزشی با حداقل اصطکاک توصیه می‌شود. این تکیه‌گاه‌ها باید دارای عرض کافی یا قید مناسب در راستای عمود بر امتداد لوله باشند تا در اثر حرکت جانبی ناشی از زلزله، لوله از روی تکیه‌گاه سقوط نکند. در بند ۱۳-۴-۶ مقادیر مجاز پاسخ‌ها ارائه شده است.

۱۳-۴-۱ تحلیل در برابر امواج زلزله به روش بار لرزه‌ای معادل

در تحلیل خط لوله‌ی رو زمینی به روش بار لرزه‌ای معادل می‌توان حداکثر جابجایی نسبی بین نقاط مهاری مجاور هم را با تحلیل ویژه‌ی ساختگاهی برآورد کرده و خط لوله را به صورت یک تیر چند دهانه تحت اثر حداکثر جابجایی نسبی تحلیل کرد. اگر راستای برخورد امواج لرزه‌ای با خط لوله قابل تخمین باشد، می‌توان حرکات طولی و عرضی نقاط مهاری را مبنای محاسبات قرار داد. در غیر این صورت باید بدترین حالت ترکیب حرکات پایه‌ها، که بیشترین تنش را در لوله ایجاد می‌کند، و می‌تواند به کمک روش تکرار محاسبات برای امتدادهای مختلف انجام شود، مدنظر قرار داد. در این روش، تحلیل خط لوله در محدوده‌ی خم‌ها و سه راهی‌ها توجه ویژه‌ای را طلب می‌کند.

۱۳-۴-۲ تحلیل در برابر امواج زلزله به روش دینامیکی

تحلیل خط لوله‌ی رو زمینی به روش دینامیکی مشابه تحلیل لوله‌ی مدفون می‌باشد با این تفاوت که تکیه‌گاه‌ها یا سازه‌های نگهدارنده را می‌توان به صورت فنر معادل یا اجزای سازه‌ای مدل‌سازی نمود. طراحی لرزه‌ای می‌تواند بر اساس یکی از دو روش ترکیب مولفه‌های زلزله‌ی زیر انجام گیرد:

۱- جذر مجموع مربعات آثار هر یک از دو مولفه‌ی افقی و مولفه‌ی قائم، هر کدام که بزرگتر باشد.

۲- جذر مجموع مربعات آثار هر دو مولفه‌ی افقی و مولفه‌ی قائم به‌صورت همزمان.

سایر موارد مانند بند ۱۳-۳-۲ است.

۱۳-۴-۳ تحلیل تحت اثر جابجایی گسل

برای تحلیل خط لوله‌ی رو زمینی تحت اثر جابجایی گسل، لوله را می‌توان به صورت یک تیر چند دهانه با تکیه‌گاه‌های فنری غیرخطی در سه جهت متعامد در محل نقاط مهاری درنظر گرفت. تعداد نقاط مهاری که در این تحلیل درنظر گرفته می‌شود، می‌تواند به روش آزمون و خطا بدست آید. برای

این کار معمولا ابتدا دهانه‌های داخل محدوده‌ی گسل (حداقل یک دهانه) و دو دهانه روی لوله در طرفین محدوده‌ی گسل در نظر گرفته می‌شود. چنانچه نیروهای حاصل از حرکت گسل در دو تکیه‌گاه انتهایی به گونه‌ای باشد که فنرهای آنها از حالت ارتجاعی خارج نشوند، تحلیل از دقت کافی برخوردار است. در غیر این صورت باید از هر طرف یک دهانه به مدل اضافه کرد و محاسبات را تکرار کرد. برای تخمین جابجایی گسل و میزان تغییر مکان لوله می‌توان مشابه بند ۱۳-۳-۳ عمل کرد.

۱۳-۴-۴ تحلیل تحت اثر زمین‌لغزش

برای تحلیل خط لوله رو زمینی در اثر زمین‌لغزش، می‌توان از روش بند ۱۳-۳-۴ استفاده کرد، با این تفاوت که در این حالت یک تیر چند دهانه با تکیه‌گاه‌های فنری غیر ارتجاعی در سه جهت متعامد در محل نقاط مهاری درنظر گرفته می‌شود.

۱۳-۴-۵ تحلیل تحت اثر روانگرایی

برای این تحلیل می‌توان از روش بند ۱۳-۳-۵ استفاده کرد. برای تعیین تعداد دهانه‌ها در مدل‌سازی می‌توان مشابه بند ۱۳-۴-۳ عمل کرد.

۱۳-۴-۶ طراحی لرزه‌ای خط لوله‌ی رو زمینی

روش طراحی لرزه‌ای و بندهای مورد استفاده در این روش در جدول ۱۳-۷ ارائه شده است. روش طراحی لرزه‌ای وابسته به دسته‌بندی سیستم لوله (بحرانی یا غیربحرانی بودن) و شدت زمین‌لرزه‌ی ورودی و قطر لوله می‌باشد. در جدول ۱۳-۷، D_n قطر اسمی لوله می‌باشد. در همه‌ی حالت‌ها، طراحی می‌تواند با انجام تحلیل طبق بندهای ۱۳-۴-۶-۲ و ۱۳-۴-۶-۳ انجام گیرد.

۱۳-۴-۶-۱ طراحی تجویزی

در مواردی که در جدول ۱۳-۷ مجاز دانسته شده است، مقاومت لرزه‌ای سیستم لوله می‌تواند با تامین مهار لرزه‌ای جانبی و قائم با فاصله حداکثر $L_{\max}$ طبق رابطه‌ی ۱۳-۴۸ تامین گردد:

$$L_{\max} = \min \begin{cases} 1.94 L_T / S_{DS}^{0.25} \\ 0.211 L_T (\sigma_{yo} / S_{DS})^{0.5} \end{cases} \qquad ۱۳-۴۸$$

که در آن:

$L_{\max}$: حداکثر دهانه‌ی مجاز لوله بین دو مهار لرزه‌ای جانبی و قائم

L_T: مقدار توصیه شده برای فاصله‌ی بین تکیه‌گاه‌های ثقلی (جدول ۱۳-۸)

S_{DS}: پارامتر شتاب طیفی (بر حسب g) در زلزله‌ی طرح در زمان تناوب کوتاه (۰/۲ ثانیه)

σ_{yo}: تنش جاری شدن مصالح لوله در دمای بهره‌برداری بر حسب مگاپاسکال

علاوه بر این، در لوله‌های مستقیم با طول بزرگتر از سه برابر مقادیر ارائه شده در جدول ۱۳-۸، باید مهار طولی نیز تعبیه گردد. فاصله‌ی بین مهارهای افقی و قائم در لوله‌هایی که دارای اجزای سنگین هستند (با وزن کل اجزاء ۱۰ درصد بیش از وزن دهانه‌ی لوله) باید کاهش داده شود. رابطه‌ی ۱۳-۴۸ بر اساس محدود کردن تغییرشکل وسط دهانه‌ی لوله به مقدار ۵۰ میلیمتر و تنش حداکثر آن به میزان $0.5\sigma_{yo}$ ارائه شده است.

جدول ۱۳-۷ ملاحظات لازم طراحی لوله‌ی رو زمینی و بخش‌های مرتبط (D_n بر حسب mm).

S_{DS} (g)	لوله‌های غیربحرانی (گروه کاربری II)			لوله‌های بحرانی (گروه کاربری III و IV)	
	$D_n \le ۵۰$	$۵۰ < D_n < ۱۵۰$	$D_n \ge ۱۵۰$	$D_n \le ۵۰$	$D_n \ge ۱۵۰$
$\le ۰/۳$	۷-۶-۴-۱۳	۷-۶-۴-۱۳	۵-۶-۴-۱۳ ۶-۶-۴-۱۳ ۷-۶-۴-۱۳	۱-۶-۴-۱۳ ۴-۶-۴-۱۳ ۵-۶-۴-۱۳ ۶-۶-۴-۱۳ ۷-۶-۴-۱۳	۱-۶-۴-۱۳ ۴-۶-۴-۱۳ ۵-۶-۴-۱۳ ۶-۶-۴-۱۳ ۷-۶-۴-۱۳
$> ۰/۳$	۷-۶-۴-۱۳	۱-۶-۴-۱۳ ۴-۶-۴-۱۳ ۵-۶-۴-۱۳ ۶-۶-۴-۱۳ ۷-۶-۴-۱۳	۱-۶-۴-۱۳ ۴-۶-۴-۱۳ ۵-۶-۴-۱۳ ۶-۶-۴-۱۳ ۷-۶-۴-۱۳	۱-۶-۴-۱۳ ۴-۶-۴-۱۳ ۵-۶-۴-۱۳ ۶-۶-۴-۱۳ ۷-۶-۴-۱۳	۲-۶-۴-۱۳ (یا ۳-۶-۴-۱۳) ۴-۶-۴-۱۳ ۵-۶-۴-۱۳ ۶-۶-۴-۱۳ ۷-۶-۴-۱۳

جدول ۱۳-۸ فاصله‌ی توصیه شده تکیه‌گاه لوله‌ها، L_T

D_n	(in)	۱	۲	۳	۴	۶	۸	۱۲	۱۶	۲۰	۲۴
	(mm)	۲۵	۵۰	۷۵	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰	۳۰۰	۴۰۰	۵۰۰	۶۰۰
L_T (cm)	مایعات	۲۰۰	۳۰۰	۳۵۰	۴۳۰	۵۲۰	۵۸۰	۷۰۰	۸۲۰	۹۰۰	۹۸۰
	بخار، گاز یا سرویس‌های هوایی	۲۷۰	۴۰۰	۴۶۰	۵۲۰	۲۱۰	۶۴۰	۹۰۰	۱۰۷۰	۱۲۰۰	۱۲۸۰

۱۳-۴-۶-۲ طراحی تحلیلی لوله

در روش تحلیلی، تنش ارتجاعی طولی محاسبه شده در لوله در اثر زلزله‌ی طرح (محاسبه شده با روش‌های استاتیکی یا دینامیکی) باید شرایط رابطه‌ی ۱۳-۴۹ را تامین نماید:

$$i\sqrt{M_i^2 + M_a^2}\,/Z_e < S_s \qquad ۱۳-۴۹$$

که در آن:

i: ضریب افزایش تنش (بر اساس استاندارد طراحی لوله نظیر ASME B31)

M_i: برآیند لنگر در اثر نیروهای اینرسی

M_a: برآیند لنگر در اثر جابجایی نسبی مهارها

S_s: تنش مجاز لرزه‌ای در دمای ۳۰- تا ۴۰ درجه سلسیوس برابر ۱۱۰ مگاپاسکال برای فولاد نرمه و فولاد با آلیاژ کم و ۱۳۰ مگاپاسکال برای فولاد ضدزنگ

برآیند هریک از لنگرهای M_i و M_a در یک نقطه می‌تواند از جذر مجموع مربعات سه مولفه‌ی لنگر (خمشی درون صفحه، خمشی خارج از صفحه و پیچشی) در آن نقطه محاسبه گردد.

۱۳-۴-۶-۳ روش‌های طراحی جایگزین

در مواردی‌که شرایط رابطه‌ی ۱۳-۴۹ تامین نشود، سیستم لوله می‌تواند با انجام تحلیل‌های دقیق‌تر با در نظر گرفتن آثار خستگی و تغییرشکل‌های غیرارتجاعی یا تحلیل حد نهایی مورد بررسی قرار گیرد.

۱۳-۴-۶-۴ اتصالات مکانیکی

در لوله‌های بحرانی (گروه کاربری III و IV)، جابجایی و دوران و همچنین نیروهای داخلی در اتصالات مکانیکی باید در محدوده‌ی تعریف‌شده توسط سازنده باقی بمانند.

۱۳-۴-۶-۵ مهارهای لرزه‌ای

مهار لرزه‌ای برای جلوگیری از افتادن لوله از روی تکیه‌گاه تعبیه می‌شود. نیروهای لرزه‌ای ایجاد شده در مهارهای لرزه‌ای و اتصال آنها به سازه و شالوده باید با انجام تحلیل‌های استاتیکی یا دینامیکی محاسبه شوند. در لوله‌های تا قطر ۵۰ میلیمتر، درنظرگرفتن فاصله‌ی بین لوله و مهار حداکثر برابر قطر اسمی لوله و در لوله‌های بزرگتر، فاصله‌ای برابر ۵۰ میلیمتر، مجاز است. در صورت تعبیه‌ی این فاصله، باید ضریب ضربه برابر ۲ در نیروی زلزله‌ای که با احتساب عدم وجود فاصله حاصل شده، اعمال شود.

۱۳-۴-۶-۶ اجزای خط لوله

باید به عنوان بخشی از روال طراحی لوله، نیروهای لرزه‌ای به همراه نیروهای بهره‌برداری که در محل اتصال ملحقات به لوله وارد می‌گردند درنظر گرفته شود.

۱۳-۴-۶-۷ اندرکنش‌ها

اندرکنش محتمل سیستم‌های لوله‌ای باید بررسی شود. اندرکنش‌های موثر باید تعیین شده و تدابیر لازم برای حذف یا کاهش اثرات آن از طریق تحلیل، انجام آزمایش یا اصلاح طرح انجام گیرد.

۱۳-۵ خط لوله‌ی متکی بر سازه‌ی نگهدارنده

سازه‌ی نگهدارنده‌ی خط لوله طبق ضوابط فصل هفتم طراحی می‌شود. طراحی سایر قسمت‌های خط لوله مشابه بند ۱۳-۴ می‌باشد.

فصل چهاردهم
سازه‌ی فراساحلی

۱-۱۴ گستره

ضوابط این فصل برای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌ی فراساحلی ثابت بوده و طراحی لرزه‌ای سازه‌ی فراساحلی شناور و نیمه شناور خارج از محدوده‌ی این آیین‌نامه می‌باشد. طراحی این سازه برای سایر بارگذاری‌ها نظیر باد، طوفان، موج، شناوری، انفجار و دیگر موارد در این آیین‌نامه پیش‌بینی نشده است. برای سایر بارگذاری‌ها می‌توان از بخش سکوهای دریایی در آیین‌نامه طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران (نشریه شماره ۹-۳۰۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور) استفاده نمود.

۲-۱۴ کلیات

دو هدف عمده در طراحی این‌گونه سازه‌ها، تامین مقاومت در زلزله‌ی بهره‌برداری و شکل‌پذیری در زلزله‌ی نادر می‌باشد. ضوابط تامین مقاومت، بند ۱۴-۴، به منظور تعیین ابعاد اعضای سازه است به‌طوری‌که برای زلزله‌ی بهره‌برداری (بند ۱۴-۳)، اعضای اصلی سازه عمدتا رفتار ارتجاعی داشته و سازه دچار خسارت سازه‌ای چندانی نشود. ضوابط تامین شکل‌پذیری، بند ۱۴-۵، به منظور اطمینان از عدم فروریزش سازه در زلزله‌های نادر (بند ۱۴-۳) می‌باشد. در این آیین‌نامه فقط اثر جنبش زمین ناشی از زلزله بررسی می‌شود و سایر آثار لرزه‌ای نظیر تغییرشکل‌های بزرگ یا ناپایداری بستر نیازمند مطالعات ویژه می‌باشد.

۳-۱۴ حرکت زمین

در طراحی سازه‌ی فراساحلی دو سطح خطر زلزله که با مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی تعیین می‌گردد، باید در نظر گرفته شود:

۱- زلزله‌ی بهره‌برداری: این زلزله همان زلزله‌ی سطح خطر اول طبق بند ۳-۴-۱ برای سازه‌های فراساحلی می‌باشد.

۲- زلزله‌ی نادر: این زلزله همان زلزله‌ی سطح خطر سوم طبق بند ۳-۴-۳ می‌باشد مگر آنکه با بررسی فنی و اقتصادی دوره بازگشت دیگری توسط مشاور پیشنهاد و مورد تایید کارفرما قرار گیرد.

۴-۱۴ ضوابط تامین مقاومت

۱-۴-۱۴ مبانی طراحی

سازه‌ی فراساحلی برای زلزله‌ی بهره‌برداری (بند ۱۴-۳) باید به روش دینامیکی ارتجاعی (تاریخچه زمانی یا طیفی) تحلیل و طراحی شود. برای انجام تحلیل طیفی، از طیف‌های افقی و قائم حاصل از تحلیل خطر ویژه ساختگاه با نسبت میرایی ۵٪ استفاده می‌شود. هر سه طیف مذکور به صورت جداگانه اعمال و پاسخ‌ها طبق بند ۱۴-۴-۳ با درنظر گرفتن ضوابط فصل چهارم ترکیب می‌شوند.

در صورتی‌که مشخصات خاک در طول شمع‌های زیر سازه متفاوت باشد، برای محاسبه‌ی آثار مولفه‌های افقی زلزله، شرایط خاک در حوالی سرشمع‌ها ملاک تعیین طیف می‌باشد. برای محاسبه‌ی آثار قائم زلزله، شرایط خاک در ناحیه‌ی پایین شمع برای تعیین طیف قائم ملاک خواهد بود.
اگر از روش تحلیل تاریخچه زمانی استفاده شود، شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده باید با توجه به بند ۴-۱۰ انتخاب و مقیاس شوند.

۱۴-۴-۲ مدل‌سازی

جرم مورد استفاده در تحلیل دینامیکی شامل جرم مرده‌ی سازه (اسکلت سازه، تجهیزات و ملحقات)، جرم زنده‌ی بهره‌برداری نظیر تجهیزات ثابت دائمی، ۷۵ درصد جرم حداکثر مواد ذخیره شده، همچنین جرم مایع محبوس در سازه و ملحقات آن و جرم افزوده می‌باشد. جرم افزوده هر عضو در تماس با آب، برابر با جرم آب جابجا شده (جرم آب نظیر حجم دربرگیرنده‌ی عضو)، ناشی از ارتعاش عضو در راستای عمود بر محور طولی آن می‌باشد. اگر ارتعاش در راستای محور طولی عضو باشد از جرم افزوده‌ی نظیر آن می‌توان صرفنظر کرد.
سازه باید به صورت سه‌بعدی با در نظر گرفتن توزیع جرم و سختی مدل گردد و آثار عدم تقارن در نظر گرفته شود. برای محاسبه‌ی خصوصیات دینامیکی سازه‌ی فراساحلی فولادی متکی بر شمع و دارای مهاربندی، نسبت میرایی برابر با ۵٪ درنظر گرفته می‌شود. هرگاه اطلاعات دقیق‌تری وجود داشته باشد، می‌توان نسبت میرایی دیگری را به‌کار برد. در صورتی که نسبت میرایی، η (بر حسب درصد)، مقداری متفاوت با ۵٪ باشد مقادیر نظیر طیف ۵٪ می‌تواند در ضریب D_s (رابطه‌ی ۱۴-۱) ضرب شود:

$$D_s = \frac{-Ln\left(\frac{\eta}{100}\right)}{Ln(20)} \qquad ۱-۱۴$$

استفاده از ضریب D_s فوق برای مقادیر نسبت میرایی بین ۲٪ تا ۱۰٪ مناسب می‌باشد.

۱۴-۴-۳ ترکیب پاسخ‌ها

در تحلیل طیفی از دو طیف افقی و یک طیف قائم حاصل از تحلیل خطر ویژه‌ی ساختگاه استفاده می‌شود. در صورتی که که تنها یک طیف افقی در دسترس باشد مقادیر یکسانی از طیف در هر دو راستای افقی و نصف مقدار طیف در راستای قائم به سازه اعمال می‌شود. برای ترکیب پاسخ‌های مودها در هر راستا از روش مجذور مربعات کامل (CQC) و برای ترکیب پاسخ‌های راستاهای عمود بر هم از روش جذر مجموع مربعات (SRSS) استفاده می‌شود. در هر یک از امتدادهای متعامد اصلی سازه، تعداد مودهای نوسان باید به‌گونه‌ای درنظر گرفته شود که مجموع جرم‌های موثر مودی آنها از ۹۰ درصد جرم کل سازه در آن راستا کمتر نباشد.

روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، باید با استفاده از حداقل سه زلزله انجام شود. برای مقیاس کردن هریک از مولفه‌ها به‌طور مستقل (دو مولفه‌ی افقی و یک مولفه‌ی قائم)، با توجه به طیف‌های متناظر حاصل از تحلیل خطر ویژه‌ی ساختگاه، می‌توان از روش بند ۴-۱۰-۲ استفاده کرد.
بار زلزله باید با سایر بارهای همزمان از قبیل بارهای ثقلی، شناوری و فشار هیدرواستاتیکی طبق بند ۲-۲ ترکیب شود.

۱۴-۴-۴ ارزیابی پاسخ‌ها

برای تامین ضوابط مقاومت در طراحی سکو می‌توان از آیین‌نامه‌های طراحی معتبر استفاده کرد. در صورت استفاده از روش تنش مجاز برای تامین ضوابط مقاومت، تنش مجاز در ترکیب بارهای شامل زلزله می‌تواند ۳۰ درصد[1] افزایش داده شود.
رفتار شمع - خاک و نیازهای طراحی شمع باید بر اساس مطالعات خاص تعیین شود. در این مطالعات باید علاوه بر ترکیب بارهای طراحی بند ۱۴-۴-۳، روند نصب، و اثر زلزله بر ویژگی‌های خاک برای تعیین ظرفیت محوری یا جانبی نیز در نظر گرفته شود.

۱۴-۵ ضوابط شکل‌پذیری

۱۴-۵-۱ هدف

ضوابط این بخش برای تامین شکل‌پذیری سازه‌ی فراساحلی به منظور جلوگیری از فروریزش آن در زلزله‌ی نادر می‌باشد.
کنترل شکل‌پذیری طبق ضوابط بند ۱۴-۵-۳ به صورت تحلیلی انجام می‌شود. درصورت رعایت ضوابط تامین شکل‌پذیری بند ۱۴-۵-۲، نیاز به کنترل شکل‌پذیری با روش تحلیلی بند ۱۴-۵-۳ نمی‌باشد.

۱۴-۵-۲ تامین شکل‌پذیری

با رعایت ضوابط زیر، انجام مطالعات تحلیلی طبق بند ۱۴-۵-۳ برای کنترل تامین شکل‌پذیری لازم نیست:
- در زمان تناوب اصلی سازه، نسبت طیف زلزله‌ی نادر به طیف زلزله‌ی بهره‌برداری مساوی یا کمتر از ۲ باشد.
- خاک زیر شمع در بارگذاری چرخه‌ای تحت زلزله‌ی نادر از پایداری لازم برخوردار باشد.
- حداقل از ۸ پایه برای نگهداری سکو استفاده شود.

---

[1] در ترکیبات بارگذاری روش تنش مجاز در سازه‌های فراساحلی در ویرایش‌های قدیمی آیین‌نامه‌های مرجع، این افزایش ۷۰ درصد بوده است.

- پایه‌های سازه‌ی فراساحلی به همراه شمع‌های زیرین آن برای دو برابر نیاز زلزله‌ی سطح بهره‌برداری طراحی شود.
- نحوه‌ی آرایش مهاربندهای قطری به گونه‌ای باشد که نیروی برشی بین مهاربندهای قطری فشاری و کششی تقریبا به طور مساوی توزیع شود.
- از مهاربند k شکل استفاده نشود.
- از مهاربند ۷ یا ۸ استفاده نشود، مگر آنکه نشان داده شود که در صورت کمانش عضو فشاری مهاربند، توانایی انتقال برش توسط دیگر اعضاء تامین می‌شود.
- در بخشی که از مهاربندی استفاده نمی‌شود، نظیر قاب پرتال بین عرشه و پایه‌های سکو یا در قسمت‌هایی که ضوابط بیان شده برای مهاربندها در بالا رعایت نشده است، اعضای سازه باید برای دو برابر نیاز زلزله‌ی سطح بهره‌برداری طراحی شود.
- بین تمام پایه‌های مجاور در ترازهای مختلف در قاب‌های قائم، اعضای افقی وجود داشته باشند و این اعضا ظرفیت فشاری کافی برای تحمل باز توزیع بارهای ناشی از کمانش مهاربندهای قطری مجاور را داشته باشند.
- ضریب لاغری برای مهاربند قطری در قاب‌های قائم به ۸۰ محدود شود و نسبت قطر به ضخامت در این اعضا به $0.07E/F_y$ محدود شود.
- تمام اعضای غیرلوله‌ای در محل اتصال در قاب‌های قائم به صورت اعضای با مشخصات مقطع فشرده طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان باشند یا برای دو برابر نیاز زلزله‌ی سطح بهره‌برداری طراحی شوند.

۱۴-۵-۳ کنترل شکل‌پذیری

بررسی پایداری سیستم سازه و پی باید به روش‌های تحلیلی مناسب که بیانگر پاسخ مورد انتظار اجزای سیستم سازه و خاک به زلزله‌ی نادر باشد، انجام شود. مدل‌های رفتاری اجزای سازه و خاک باید شامل مشخصات زوال مقاومت و سختی تحت بار رفت و برگشتی شدید و آثار اندرکنشی نیروی محوری و لنگر خمشی، فشار هیدرواستاتیک و نیروهای اینرسی محلی به‌طور مناسب باشند. آثار غیرخطی هندسی (پی-دلتا)، ناشی از اثر نیروی محوری بر جابجایی ارتجاعی و غیرارتجاعی سازه و پی باید درنظر گرفته شود.

۱۴-۶ توصیه‌های تکمیلی

۱۴-۶-۱ اتصالات اعضای لوله‌ای

اتصالات اعضای لوله‌ای لرزه‌بر باید برای ظرفیت کششی یا ظرفیت بار کمانش اعضای متصل به آن، بنا به رفتار نهایی سازه، با استفاده از مراجع معتبر طراحی شوند.

ظرفیت اتصال می‌تواند براساس برش سوراخ‌کننده یا نیروهای اسمی مهاربندها تعیین شود. در صورت استفاده از روش تنش مجاز، می‌توان برش مجاز سوراخ‌کننده و ظرفیت‌های مجاز اتصال را ۳۰ درصد[۱] افزایش داد.

به منظور محاسبه‌ی ظرفیت مجاز برش سوراخ‌کننده، تنش‌های اسمی در اعضا بر اساس کمترین مقدار ظرفیت اسمی اعضای متصل به اتصال یا از ترکیب بارهای ثقلی، فشار هیدرواستاتیکی و شناوری با دو برابر نیروی زلزله‌ی سطح بهره‌برداری محاسبه می‌شود.

۱۴-۶-۲ ملحقات و تجهیزات عرشه

تجهیزات، لوله‌ها و سایر ملحقات عرشه باید به‌گونه‌ای به سازه‌ی اصلی متصل شوند که در مقابل نیروهای زلزله‌ی سطح بهره‌برداری بتوانند بدون هیچ خسارتی مقاومت کنند و جابجایی‌های حاصل را پذیرا باشند. تجهیزات می‌توانند بوسیله‌ی جوش، میل‌مهار، بست، مهار جانبی یا سایر قفل و بست‌های مناسب به سازه مهار شوند. طراحی قیدها باید بر اساس تامین ظرفیت مقاومت و جابجایی صورت پذیرد.

توجه ویژه‌ای باید به طراحی قیدهای مربوط به لوله‌ها و تجهیزات حیاتی و حساس، که شکست آنها می‌تواند منجر به خسارت جانی برای کارکنان، نشت مواد خطرناک، آلودگی یا تاخیر در واکنش اضطراری شود، مبذول گردد. مقدار شتاب طراحی باید شامل اثر پاسخ دینامیکی کلی سازه بوده و در صورت نیاز، پاسخ دینامیکی سازه‌ی عرشه و ملحقات آنرا (با توجه به ضوابط فصل هشتم) نیز در بر گیرد، با این تفاوت که بجای زلزله‌ی سطح خطر دوم، از زلزله‌ی بهره‌برداری استفاده شده و مقدار ضریب رفتار اجزای الحاقی، R_p، برابر با یک درنظر گرفته شود.

در صورت استفاده از روش تنش مجاز برای طراحی اتصالات تجهیزات متکی یا متصل به عرشه، نباید مقدار تنش مجاز را افزایش داد.

---

[۱] در ترکیبات بارگذاری روش تنش مجاز در سازه‌های فراساحلی در ویرایش‌های قدیمی آیین‌نامه‌های مرجع این افزایش ۷۰ درصد بوده است.

پیوست ۱
ملاحظات تراز پایه

پ۱-۱ کلیات

تراز پایه، ترازی است که انتقال حرکت لرزه‌ای افقی زمین به سازه در آن تراز لحاظ می‌شود. در این پیوست، عوامل موثر در تعیین محل تراز پایه ارائه شده است.

پ۱-۲ عوامل موثر در تعیین تراز پایه

عوامل متعددی در تعیین محل تراز پایه لرزه‌ای یک سازه تاثیرگذارند. بعضی از این عوامل عبارتند از:

الف- تراز سطح زمین نسبت به کف طبقات

ب- شرایط خاک مجاور ساختمان

پ- سختی و بازشوهای دیوارهای زیرزمین

ت- محل و سختی اعضای قائم سیستم باربر جانبی

ث- محل و توزیع درز انقطاع

ج- عمق زیرزمین

چ- شرایط تکیه‌گاهی دیوار زیرزمین

ح- نزدیکی به ساختمان مجاور

خ- شیب سطح زمین

در ادامه، نحوه‌ی تاثیر عوامل بالا در تعیین تراز پایه ارائه شده است.

پ۱-۳ تراز پایه با توجه به شرایط خاک مجاور

در ساختمان بدون زیرزمین، تراز پایه روی شالوده در نظر گرفته می‌شود. در مواردی که اعضای باربر قائم در ترازهای متفاوت بر روی شالوده، سر شمع و یا شالوده‌ی دیواری محیطی قرار می‌گیرد، تراز پایه روی پایین‌ترین تراز اجزای نگهدارنده اعضای قائم باربر لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شود.

در ساختمان با زیرزمین واقع روی زمین مسطح که دارای دیوار حائل یکپارچه با سیستم سازه‌ای است، تراز پایه روی اولین دیافراگم غیر نرم پایین‌تر از سطح زمین در نظر گرفته می‌شود (شکل پ۱-۱)، به شرطی که اطمینان از وجود خاک مناسب در کل ارتفاع دیوار حائل یکپارچه با سازه، در طول عمر ساختمان، وجود داشته باشد. منظور از خاک مناسب، خاکی است که سخت باشد (از نوع IV بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ نباشد و عدد حاصل از آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) لایه‌های آن کمتر از ۲۰ نباشد)، تحت زلزله‌ی نادر قابلیت روانگرایی نداشته باشد، از جنس رس سریع یا به شدت حساس نباشد و دارای چسبندگی کافی باشد.

در بعضی از موارد، می‌توان تراز پایه را در تراز دیافراگم غیر نرم اولین طبقه‌ی بالاتر از سطح زمین در نظر گرفت. به منظور اینکه تراز پایه در بالای سطح زمین قرار داده شود، باید دیوارهای سازه‌ای سخت در تمام پیرامون ساختمان از پی تا تراز پایه قرار داشته باشد و نیز شرایط بند ۴-۴-۲ (روش تحلیل دو

بخشی) برقرار باشد. همچنین در این حالت ارتفاع تراز پایه از سطح زمین نباید بیشتر از نصف ارتفاع طبقه زیر آن در نظر گرفته شود (شکل پ۱-۲).

پ۱-۴ تراز پایه با توجه به سختی دیوارهای زیرزمین و اعضای قائم لرزه‌بر

در حالاتی که تراز پایه نزدیکترین تراز به سطح زمین درنظر گرفته می‌شود، سختی جانبی دیوارهای زیرزمین باید به میزان قابل توجهی بیشتر از سختی جانبی سیستم لرزه‌ای باشد. یکی از حالاتی که ممکن است در آن سختی دیوار زیرزمین امتداد یافته تا بالای تراز زمین ناکافی تلقی گردد، وجود بازشوهای متعدد در این دیوارها می‌باشد (شکل پ۱-۳). در مواردی که سختی دیوارها ناکافی است، تراز پایه باید نزدیک‌ترین تراز دیافراگم غیرنرم پایین‌تر از سطح زمین در نظر گرفته شود. اگر تمامی اعضای سیستم باربر جانبی روی دیوارهای زیرزمین قرار داشته و این دیوارها دارای بازشوهای زیادی باشند، انتخاب ترازپایه در تراز کف پایین‌ترین بازشو مناسب است. حالت دیگری که سختی دیوارهای زیرزمین می‌تواند ناکافی تلقی گردد، زمانی است که سیستم باربرجانبی به‌صورت دیوارهای برشی بتنی طویل به‌طور سرتاسری در تمام ارتفاع و طول ساختمان وجود داشته باشد (شکل پ۱-۴). در این حالت محل مناسب برای تراز پایه، تراز روی شالوده دیوارهای زیرزمین می‌باشد.

اگر سازه و دیوار حایل مستقل و بدون اتصال به یکدیگر باشند، تراز پایه بر روی شالوده درنظر گرفته می‌شود.

پ۱-۵ تراز پایه با توجه به محل و توزیع درز انقطاع

در ساختمان با درز انقطاع در سراسر ارتفاع، امتداد یافته در ترازهای زیر سطح زمین، سازه‌های جدا شده توسط درز انقطاع در تمام اطراف به خاک متکی نخواهد بود. در این حالت تراز پایه را نمی‌توان بالاتر از پایین‌ترین نقطه درز انقطاع در نظر گرفت. در صورتی‌که تنها یک درز انقطاع میانی در ساختمان وجود داشته باشد، تراز پایه را می‌توان در نزدیک تراز سطح زمین درنظر گرفت مشروط بر آنکه خاک تمام اطراف ساختمان در ارتفاع زیر زمین سخت بوده، دیافراگم‌های زیر تراز پایه صلب باشند. وجود خاک سخت در اطراف ساختمان سبب انتقال بارهای لرزه‌ای از دیوارها به خاک و بالعکس می‌گردد. این انتقال نیرو از طریق اتکایی و اصطکاک بین خاک و دیوار انجام می‌گیرد. در صورت سخت نبودن خاک مجاور، اصطکاک بین خاک و دیوار به حدی نخواهد بود که بتواند حرکت ساختمان در جهت عمود بر درز را مهار نماید.

برای ساختمان با سطح اشغال وسیع، درزهای انقطاع ممکن است در دو امتداد ساختمان گسترش یابند و یا در یک امتداد، چندین درز موازی وجود داشته باشد. برای هر بلوکی از این ساختمان که اختلاف قابل توجهی بین مرکز سختی در ترازهای زیر سطح زمین با ترازهای بالای سطح زمین وجود داشته باشد، این امر می‌تواند سبب وقوع پاسخ‌های پیچشی گردد. برای چنین ساختمان‌هایی تراز پایه

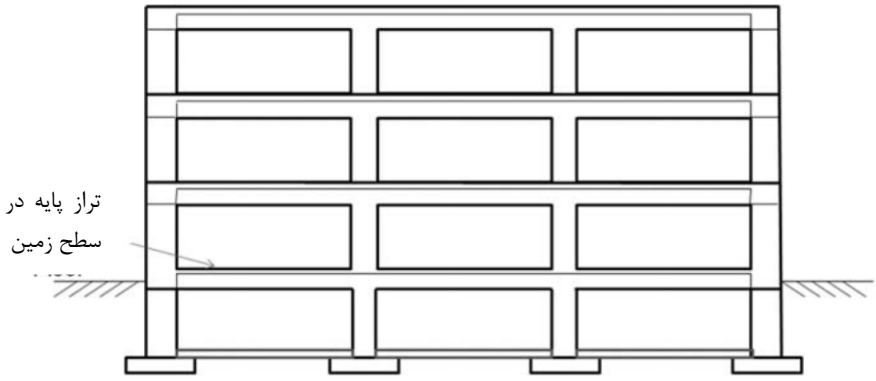
ترجیحا باید در تراز روی شالوده‌های زیرزمین و یا بالاترین تراز دال زیرزمینی که درز انقطاع تا آنجا امتداد نیافته باشد در نظر گرفته شود.

پ۱-۶ تراز پایه با توجه به ساختمان مجاور

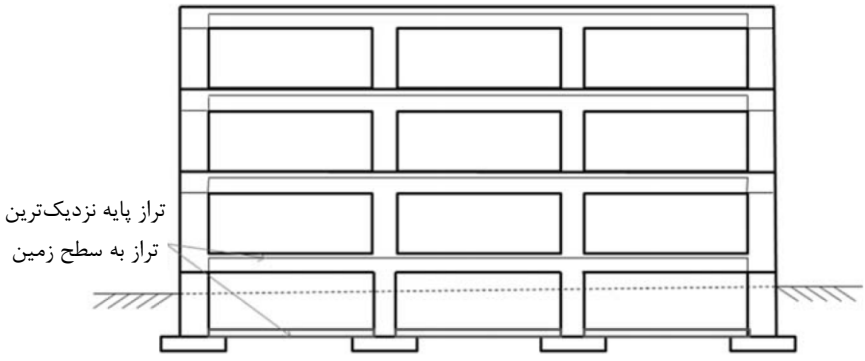
در صورتیکه ساختمان‌هایی با زیرزمین در یک یا چند سمت ساختمان وجود داشته باشند، ممکن است لازم باشد تراز پایه ساختمان مورد نظر در تراز زیرزمین ساختمان مجاور در نظر گرفته شود.

پ۱-۷ تراز پایه با توجه به شیب سطح زمین

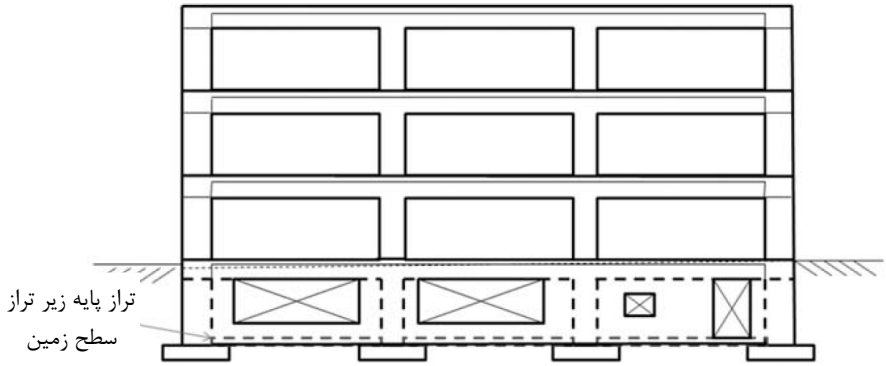
بسیاری از ملاحظات فوق که در خصوص زمین‌های هموار ارائه شد، برای زمین شیب‌دار نیز قابل استفاده می‌باشد. به عنوان نمونه در زمین‌های شیب‌داری که خاک اطراف ساختمان با دیوارهای حائل مستقل از سازه نگهداری شود، تراز پایه باید روی شالوده در نظر گرفته شود (شکل پ۱-۵).
در ساختمانی که دیوار حائل، جزء سیستم سازه‌ای باربر جانبی است (شکل پ۱-۶ و پ۱-۷)، توصیه می‌شود تراز پایه با توجه به پایین‌ترین سطح زمین اطراف ساختمان تعیین شود.



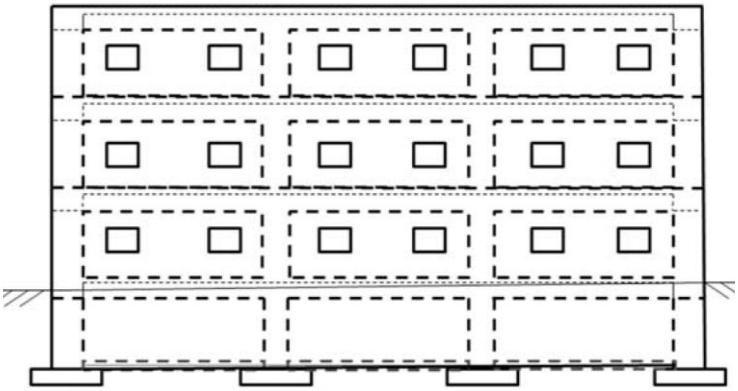
شکل پ۱-۱ ساختمان دارای زیرزمین



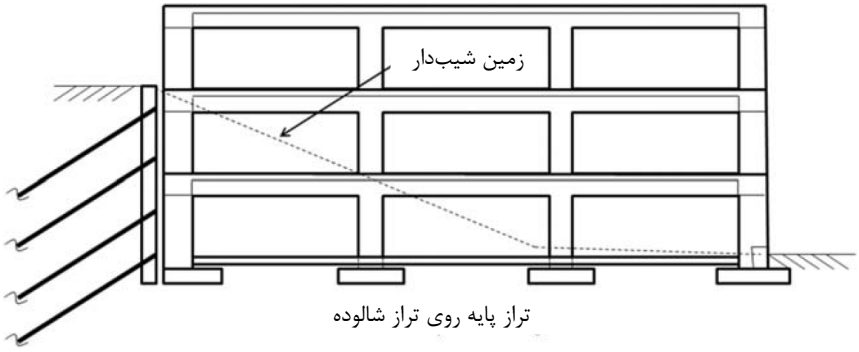
شکل پ۱-۲ ساختمان دارای زیرزمین و با سطح زمین بین زیرزمین و طبقه هم کف



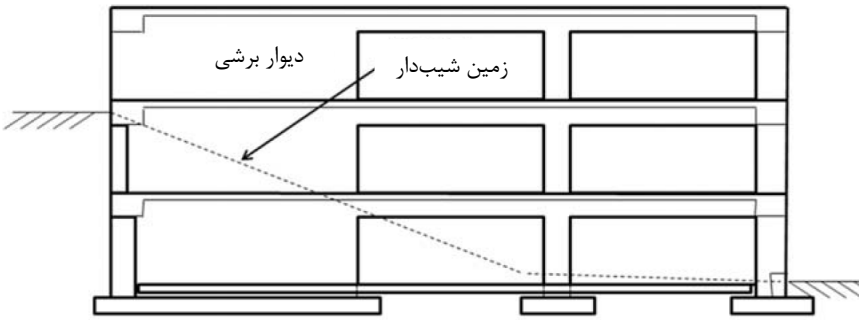
شکل پ۱-۳ ساختمان دارای بازشو در دیوار حایل



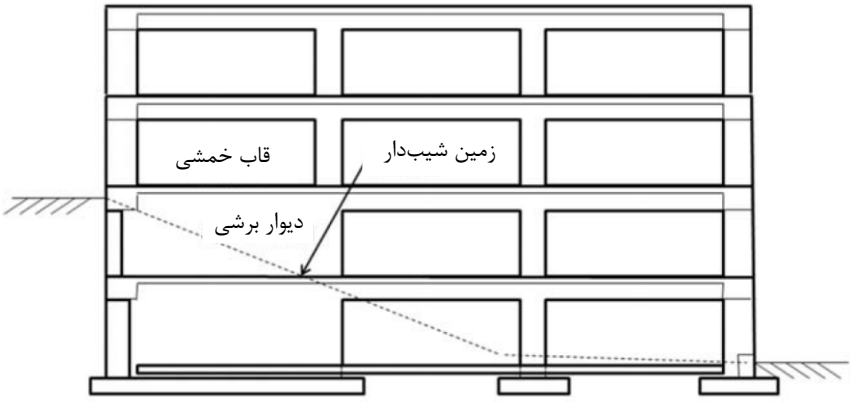
شکل پ۱-۴ ساختمان با دیوار حایل سرتاسری ناپیوسته با سیستم سازه‌ای



شکل پ۱-۵ ساختمان با دیوارهای حایل طره‌ای یا مهار شده، ناپیوسته با سیستم سازه‌ای



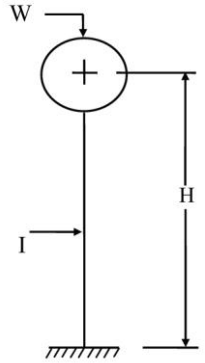
شکل پ۱-۶ ساختمان با دیوار برشی که فشار جانبی خاک را نیز تحمل می‌کند



شکل پ۱-۷ ساختمان با دیوار حایل پیوسته با سیستم سازه‌ای

پیوست ۲
روابط زمان تناوب
سازه‌های غیرساختمانی

پ۲-۱ زمان تناوب طبیعی سیستم خمشی با جرم متمرکز



$$T = 2\pi\sqrt{\frac{WH^3}{3EIg}}$$

T : زمان تناوب (بر حسب ثانیه)

W : وزن متمرکز (بر حسب نیوتن)

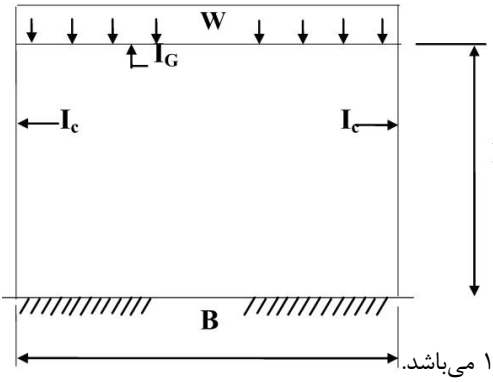
H : ارتفاع طره (بر حسب متر)

E : ضریب ارتجاعی (بر حسب نیوتن بر مترمربع)

I : ممان اینرسی (بر حسب متر به توان چهار)

g : شتاب ثقل (متر بر مجذور ثانیه)

پ۲-۲ زمان تناوب طبیعی قاب خمشی تک درجه آزاد



$$T = 1.814\sqrt{\frac{\alpha WH^3}{EI_c g}}$$

W : کل بار وارده (بر حسب نیوتن)

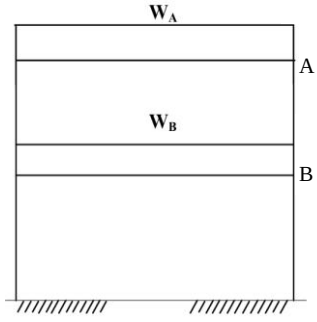
برای اتصال مفصلی پای ستون $\alpha = \dfrac{2K+1}{K}$

برای اتصال گیردار پای ستون $\alpha = \dfrac{3K+2}{6K+1}$

$$K = \left(\frac{I_G}{I_c}\right)\left(\frac{H}{B}\right)$$

I_C و I_G به ترتیب ممان اینرسی ستون و تیر می‌باشند. واحدهای سایر پارامترها مشابه بند پ۲-۱ می‌باشد.

پ۲-۳ زمان تناوب طبیعی سازه دو درجه آزاد



$$T = 2\pi\sqrt{\frac{W_A C_{aa} + W_B C_{bb} + \sqrt{(W_A C_{aa} - W_B C_{bb})^2 + 4W_A W_B C_{ab}^2}}{8900g}}$$

C_{aa}: جابجایی تراز A در اثر بار واحد وارد بر تراز A

C_{bb}: جابجایی تراز B در اثر بار واحد وارد بر تراز B

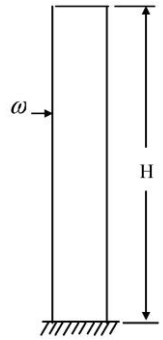
C_{ab}: جابجایی تراز B در اثر بار واحد وارد بر تراز A

W_A و W_B: کل نیروی قائم در A یا B

g : شتاب ثقل

(تمامی واحدها بر حسب نیوتن و متر)

پ۲-۴ زمان تناوب طبیعی ستون طره‌ای منشوری با توزیع یکنواخت وزن

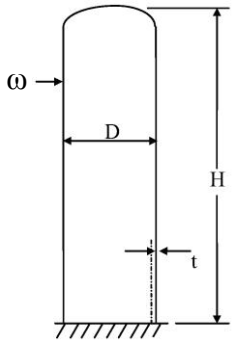


$$T = 1.79\sqrt{\frac{\omega H^4}{EIg}}$$

ω: وزن واحد طول (بر حسب نیوتن بر متر)

واحدهای سایر پارامترها مشابه بند پ۲-۱ می‌باشد.

پ۲-۵ زمان تناوب طبیعی ظرف استوانه‌ای یکنواخت



$$T = 0.0091\left(\frac{H}{D}\right)^2\sqrt{\frac{\omega D}{tE}}$$

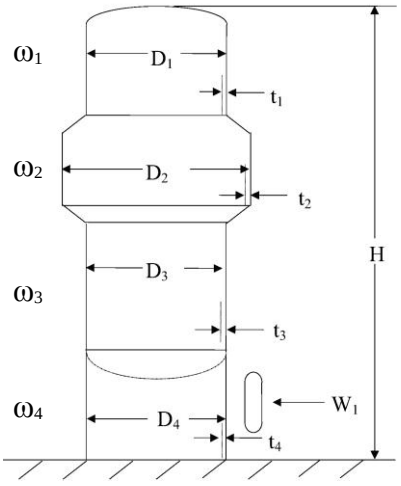
ω : وزن واحد طول (بر حسب نیوتن بر متر)

t : ضخامت پوسته (بر حسب سانتیمتر)

E : مدول ارتجاعی (بر حسب مگاپاسکال)

واحدهای سایر پارامترها مشابه بند پ۲-۱ می‌باشد.

پ۲-۶ زمان تناوب طبیعی ظرف فولادی استوانه‌ای غیر یکنواخت



$$T = \left(\frac{H}{100}\right)^2\sqrt{0.4\frac{\sum w\Delta\alpha + \frac{1}{H}\sum W\beta}{\sum ED^3t\Delta\gamma}}$$

H : ارتفاع کل (بر حسب متر)

ω : وزن واحد طول هر بخش (بر حسب نیوتن بر متر)

W : وزن هر یک از جرم‌های متمرکز (بر حسب نیوتن)

D : قطر (بر حسب متر)

t : ضخامت پوسته‌ی هر بخش (بر حسب سانتیمتر)

E : ضریب ارتجاعی (بر حسب مگاپاسکال)

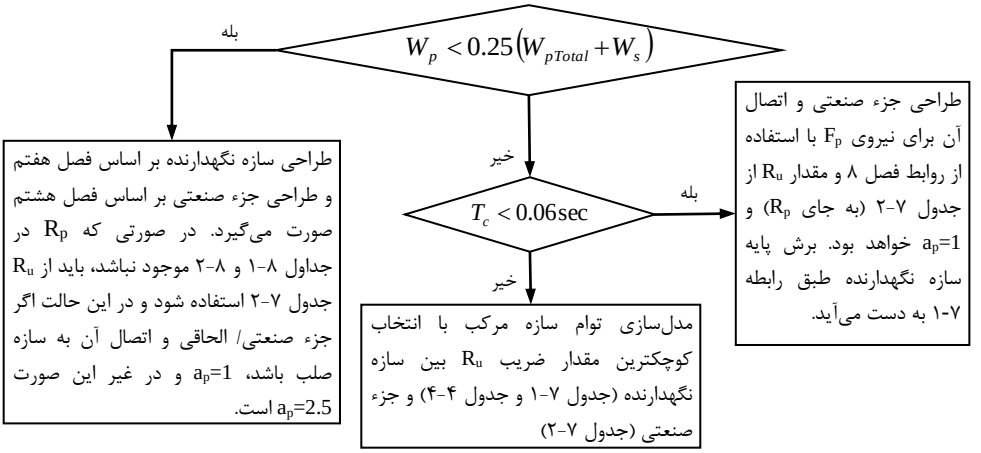
α، β و γ : ضرایبی که بستگی به نسبت ارتفاع به ارتفاع کل، h_x/H، دارد. $\Delta\alpha$ و $\Delta\gamma$ تفاوت مقادیر مزبور از بالا تا پایین هر بخش با وزن یکنواخت و قطر و ضخامت ثابت می‌باشند. β برای هر جرم متمرکز جداگانه حساب می‌شود. این مقادیر در جدول پ-۱-۱ ارائه شده است.

جدول پ-۱-۱ ضرایب α، β و γ مربوط به بند پ۲-۶

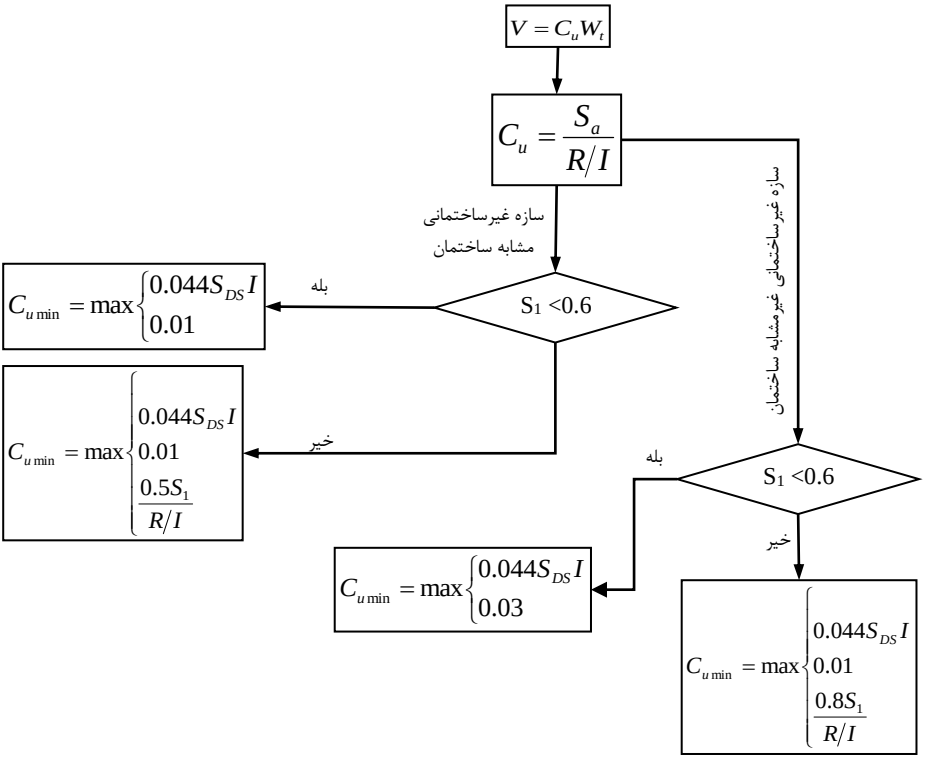
h_x/H	α	β	γ	h_x/H	α	β	γ
1.00	2.103	8.347	1.000000	0.50	0.1094	0.9863	0.95573
0.99	2.021	8.121	1.000000	0.49	0.0998	0.9210	0.95143
0.98	1.941	7.898	1.000000	0.48	0.0909	0.8584	0.94683
0.97	1.863	7.678	1.000000	0.47	0.0826	0.7987	0.94189
0.96	1.787	7.461	1.000000	0.46	0.0749	0.7418	0.93661
0.95	1.714	7.248	0.999999	0.45	0.0578	0.6876	0.93097
0.94	1.642	7.037	0.999998	0.44	0.0612	0.6361	0.92495
0.93	1.573	6.830	0.999997	0.43	0.0551	0.5372	0.91854
0.92	1.506	6.626	0.999994	0.42	0.0494	0.5409	0.91173
0.91	1.440	6.425	0.999989	0.41	0.0442	0.4971	0.90443
0.90	1.377	6.227	0.999982	0.40	0.0395	0.4557	0.89679
0.89	1.316	6.032	0.999971	0.39	0.0351	0.4167	0.88864
0.88	1.256	5.840	0.999956	0.38	0.0311	0.3801	0.88001
0.87	1.199	5.652	0.999934	0.37	0.0275	0.3456	0.87033
0.86	1.143	5.467	0.999905	0.36	0.0242	0.3134	0.86123
0.85	1.090	5.285	0.999867	0.35	0.0212	0.2833	0.85105
0.84	1.038	5.106	0.999317	0.34	0.0185	0.2552	0.84032
0.83	0.938	4.930	0.999754	0.33	0.0161	0.2291	0.82901
0.82	0.939	4.758	0.999674	0.32	0.0140	0.2050	0.81710
0.81	0.892	4.589	0.999576	0.31	0.0120	0.1826	0.80459
0.80	0.847	4.424	0.999455	0.30	0.010293	0.16200	0.7914
0.79	0.804	4.261	0.999309	0.29	0.008769	0.14308	0.7776
0.78	0.762	4.102	0.999133	0.28	0.007426	0.12576	0.7632
0.77	0.722	3.946	0.998923	0.27	0.006249	0.10997	0.7480
0.76	0.683	3.794	0.998676	0.26	0.005222	0.09564	0.7321
0.75	0.646	3.645	0.998385	0.25	0.004332	0.08267	0.7155
0.74	0.610	3.499	0.998047	0.24	0.003564	0.07101	0.6981
0.73	0.576	3.356	0.997656	0.23	0.002907	0.06056	0.6800
0.72	0.543	3.217	0.997205	0.22	0.002349	0.05126	0.6610
0.71	0.512	3.081	0.996689	0.21	0.001878	0.04303	0.6413
0.70	0.481	2.949	0.996101	0.20	0.001485	0.03579	0.6207
0.69	0.453	2.820	0.995434	0.19	0.001159	0.02948	0.5602
0.68	0.425	2.694	0.904681	0.18	0.000893	0.02400	0.5769
0.67	0.399	2.571	0.993834	0.17	0.000677	0.01931	0.5536
0.66	0.374	2.452	0.992885	0.16	0.000504	0.01531	0.5295
0.65	0.3497	2.3365	0.99183	0.15	0.000368	0.01196	0.5044
0.64	0.3269	2.2240	0.99065	0.14	0.000263	0.00917	0.4783
0.63	0.3052	2.1148	0.98934	0.13	0.000183	0.00689	0.4512
0.62	0.2846	2.0089	0.98739	0.12	0.000124	0.00506	0.4231
0.61	0.2650	1.9062	0.98630	0.11	0.000081	0.00361	0.3940
0.60	0.2464	1.8068	0.98455	0.10	0.000051	0.00249	0.3639
0.59	0.2288	1.7107	0.98262	0.09	0.000030	0.00165	0.3327
0.58	0.2122	1.6177	0.98052	0.08	0.000017	0.00104	0.3003
0.57	0.1965	1.5279	0.97823	0.07	0.000009	0.00062	0.2669
0.56	0.1816	1.4413	0.97573	0.06	0.000004	0.00034	0.2323
0.55	0.1676	1.3579	0.97301	0.05	0.000002	0.00016	0.1965
0.54	0.1545	1.2775	0.97007	0.04	0.000001	0.00007	0.1597
0.53	0.1421	1.2002	0.96683	0.03	0.000000	0.00002	0.1216
0.52	0.1305	1.1259	0.96344	0.02	0.000000	0.00000	0.0823
0.51	0.1196	1.0547	0.95973	0.01	0.000000	0.00000	0.0418

پیوست ۳
روندنمای طراحی سازه‌ی غیرساختمانی و اجزای غیرسازه‌ای

۱- تفکیک سازه‌ی غیرساختمانی و جزء غیرسازه‌ای



۲- تعیین برش پایه سازه نگهدارنده



مراجع

1. AAMA 501.6 (2009) *Recommended Dynamic Test Method for Determining the Seismic Dreift Causing Glass Fallout from A wall system*, American Architectural Manufactureres Assocaition, USA

2. ACI 371 (1998) *Guide for the Analysis, Design, and Construction of Concrete-Pedestal Water Towers*, American Concrete Institute, USA.

3. ACI 350 (2006) *Seismic Design of Liquid - Containing Concrete Structures and Commentary (350.3R-06)*, American Concrete Institute, USA.

4. ACI307 (2008) *Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys and Commentary*, American Concrete Institute, USA.

5. AISC341 (2010) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 341-10), American Institute of Steel Construction, USA.

6. ACI318 (2014) *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute, USA.

7. AISC360 (2010) *Specifications for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 360-10), American Institute of Steel Construction, USA.

8. ALA (2002) *Seismic Design and Retrofit of Piping Systems*, American Lifelines Alliance, A Public-Privative Partnership to Reduce Risk to Utility & Transportation Systems from Natural Hazards, American Society of Civil Engineers (ASCE) and Federal Emergency Management Agency (FEMA), USA.

9. ALA (2005) *Seismic Guidelines for Water Pipelines*, American Lifelines Alliance, A Public-Privative Partnership to Reduce Risk to Utility & Transportation Systems from Natural Hazards, American Society of Civil Engineers (ASCE) and Federal Emergency Management Agency (FEMA), USA.

10. API 650 (2013) *Welded Steel Tanks for Oil Storage*, 10th Edition, American Petrolium Institute Publishing Services, USA

11. API RP2A (2014) *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design*, 22nd Edition, American Petrolium Institute Publishing Services, USA.

12. ASCE (1977) *Dynamics of Structure – Foundation Systems*, Foundation and Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, USA.

13. ASCE7 (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineering, USA.

14. ASCE (2011) *Guideline for Seismic Evaluation and Design of Petrochemical Facilities*, 2nd Edition, American Society of Civil Engineers, Energy Committee, USA.

15. Behnamfar F., Dorafshan S., Taheri A., Hosseini Hashemi B. (2015) *A Method for Rapid Estimation of Dynamic Coupling and Spectral Responses of Connected Adjacent Structures,* The Structural Design of Tall and Special Buildings.

16. Bozorgnia ,Y., and Bertero V.V., (2004) *Earthquake Engineering, from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, CRC Press, USA.*

17. DOE (1997) *Seismic Evaluation Procedure for Equipment in U.S. Department of Energy Facilities*, U.S. Department of Energy.

18. DOE (2002) *Natural Phenomena Hazards Design and Evaluation Criteria for Department of Energy Facilities, U.S. Department of Energy, DOE-STD-1020-2002.*

19. FEMA 356 (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, USA.

20. FEMA 450 (2003) *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures*, Federal Emergency Management Agency, USA.

21. FEMA P695 (2009) *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, Federal Emergency Management Agency, USA.

22. ICC (2009) *International Building Code*, International Code Council, IBC 2009.

23. IIT (2007) *Guidelines for Seismic Design of Buried Pipelines*, Indian Institute of Technology.

24. IPS (2009) *Engineering Standard for Loads*, Iranian Petroleum Standards, IPS-E-CE-500, Department of Engineering, Ministry of Petroleum, Iran.

25. ISO19901-2 (2004) *Petroleum and Natural Gas Industries* - Specific Requirements for Offshore Structures Part 2: Seismic Design Procedures and Criteria.

26. JSCE & JGA (2000) *Recommended Practices for Earthquake Resistant Design of Gas Pipelines*, Japan Society of Civil Engineers, Japan Gas Association.

27. Malhotra, P.K., Wenk, T., and Wieland, M., (2000) *Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks*, Structural Engineering International, Reports, Vol.3, pp.197-201.

28. Manshoori M.R., (2011) *Evaluation of Seismic Vulnerability and Failure Modes for Piplines,* Procedia Engineering, V.14, PP.3042-3069, The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction.

29. McDonough, P.W., (1995) *Seismic Design Guide for Natural Gas Distributors*, American Society of Civil Engineers.

30. O'Rourke, M.J., and Liu, X., (1999) *Response of Buried Pipelines Subjected to Earthquake Effects*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.

31. SEAOC (1999) *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, Structural Engineers Association of California, USA.

32. Taheri A., Behnamfar F., (2011) *Interaction of Connected Single-Degree-of-Freedom Systems*, Procedia Engineering, V.14, PP.3059-3068, The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction.

33. Wozniak R.S., Mitchell W.W. (1978) *Basis of Seismic Design Provisions for Welded Steel Oil Storage Tanks*, Sessions on Advances in Storage Tank Design, American Petroleum Institute, 1978.

۳۴. بهرخ حسینی هاشمی، علی طاهری، فرهاد بهنام فر ، (۱۳۸۴) بررسی رفتار لرزه‌ای سازه های مجاور و متصل به هم در مجتمع‌های صنعتی، طرح پژوهشی، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

۳۵. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور (۱۳۸۵) آیین‌نامه طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران، نشریه‌ی شماره ۳۰۰، بخش نهم: سکوهای دریایی، معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، تهران.

۳۶. محمدرضا منشوری، مرتضی بسطامی، (۱۳۹۲) مروری بر ضوابط طرح لرزه‌ای خطوط لوله گاز، پژوهشنامه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

۳۷. معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی (۱۳۹۲) راهنمای کاربردی انجام تحلیل خطر زلزله، نشریه‌ی شماره ۶۲۶، معاونت نظارت راهبردی، امور نظام فنی، تهران.

۳۸. وزارت راه و شهرسازی (۱۳۹۲) بارهای وارد بر ساختمان، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، معاونت مسکن و ساختمان، دفتر امور مقررات ملی ساختمان، تهران.

۳۹. وزارت راه و شهرسازی (۱۳۹۲) طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، معاونت مسکن و ساختمان، دفتر امور مقررات ملی ساختمان، تهران.

۴۰. وزارت راه و شهرسازی (۱۳۹۳) آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله ، استاندارد۲۸۰۰-ویرایش۴، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران.

۴۱. وزارت نفت (۱۳۸۲) راهنمای طرح لرزه‌ای تاسیسات نفتی، اداره کل ضوابط فنی و استانداردها، نشریه شماره ۰۲۷، معاونت امور مهندسی و فناوری وزارت نفت، اداره کل ضوابط فنی و استانداردها، تهران.

۴۲. وزارت نفت (۱۳۹۰) راهنمای ارزیابی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت، نشریه شماره ۰۴۱، معاونت مهندسی و ساخت داخل، اداره کل استانداردها و مدیریت پروژه، معاونت امور مهندسی، تهران.

۴۳. وزارت نفت (۱۳۹۵) راهنمای ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت، نشریه شماره ۰۴۱- ویرایش دوم، معاونت امور مهندسی، تهران.

Iranian Seismic Design Code
for Petroleum Facilities
(3rd Edition)

این نشریه

با عنوان "آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت" به منظور ایجاد هماهنگی و یکنواختی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و تأسیسات صنعت نفت و با بهره‌گیری از منابع به‌روز بین‌المللی و داخلی تهیه شده است.

این آیین‌نامه در قالب دو بخش کلی شامل ۱۴ فصل و سه پیوست تهیه شده و در تدوین آن شرایط و ویژگی‌های جغرافیایی و پهنه‌بندی خطر لرزه‌ای ایران مدنظر قرار داده گرفته است.

به منظور سهولت در استفاده از متن آیین‌نامه، نسخه الکترونیکی آن در پایگاه اطلاع‌رسانی این معاونت به نشانی **dea.mop.ir** قرار داده شده است.

Pub.No.038 - 16