جمهوری اسلامی ایران
وزارت نفت

آیین نامه طراحی لرزه‌ای

تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت

(ویرایش ۲)

نشریه شماره ۳۸۰
۱۳۸۹

معاونت مهندسی و ساخت داخل

بنام آفریدگار

آیین‌نامه‌ی طراحی لرزه‌ای
تاسیسات و سازه‌های صنعت نفت

وزارت نفت
معاونت مهندسی و ساخت داخل
۱۳۸۹

معاونت مهندسی و ساخت داخل [وزارت نفت]
آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تاسیسات و سازه‌های صنعت نفت / وزرات نفت، معاونت مهندسی و ساخت داخل - تهران: وزارت نفت، معاونت مهندسی و ساخت داخل، ۱۳۸۹
ص: ۲۱۱ ص . : مصور، جدول، نمودار.
ISBN : 978-600-90129-2-3
فهرست‌نویسی بر اساس اطلاعات فیپا.

۱.زلزله-- مهندسی. ۲.ساختمانهای صنعتی-- طرح و ساختمان. ۳. ساختمانهای صنعتی-- اثر زلزله. ۴.سازه-- تجزیه و تحلیل. ۵. سازه‌های دریایی-- اثر زلزله. الف. ایران. وزارت نفت. معاونت مهندسی و ساخت داخل.
TA۶۵۴/۶آ۹ ۶۲۴/۱۷۶۲ ۲۱۶۷۱۳۰

شابک ۳-۲-۹۰۱۲۹-۶۰۰-۹۷۸ ISBN 978-600-90129-2-3

آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تاسیسات و سازه‌های صنعت نفت
تهیه کننده: معاونت مهندسی و ساخت داخل وزارت نفت
ناشر: معاونت مهندسی و ساخت داخل وزارت نفت
چاپ اول: ۱۰۰۰ نسخه، ۱۳۸۹
قیمت: ۵۰۰۰۰ ریال

همه حقوق برای ناشر محفوظ است.

معاونت مهندسی و ساخت داخل

جمهوری اسلامی ایران
وزارت نفت
بسمه تعالی

تاریخ : ۸۹/۸/۹
شماره : ۸۹۲/۲۲۶۱۵/۱۰۳
پیوست : دارد

به: معاونین محترم وزارت نفت
:مدیران عامل شرکتهای اصلی و فرعی

موضوع: ابلاغ آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تاسیسات و سازه‌های صنعت نفت - ویرایش ۲

باسلام،

به منظور یکسان‌سازی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و تاسیسات صنعت نفت و انطباق آن با شرایط پهنه‌بندی خطر لرزه‌ای کشور، به پیوست «آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تاسیسات و سازه‌های صنعت نفت - ویرایش ۲» برای استفاده در طراحی 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 در صورت عدم تناقض با مفاد این آیین‌نامه مجاز می‌باشد.

ضمنا متن آیین‌نامه از طریق تارنمای معاونت به آدرس www.det-mop.com قابل دسترسی و دریافت می‌باشد.

حمدا... محمدنژاد
معاون وزیر در امور مهندسی و ساخت داخل

بنام خدا

پیشگفتار

با توجه به پهنه‌بندی خطر لرزه‌ای ایران و گستردگی تاسیسات صنعت نفت، معاونت مهندسی و ساخت داخل وزارت نفت در سال ۱۳۸۲ ابتدا نسبت به انتشار راهنمای طرح لرزه‌ای تاسیسات نفتی اقدام نمود و در مرحله بعد تهیه آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تاسیسات و سازه‌های صنعت نفت را در دستورکار خود قرار داد. هدف از تهیه این آیین‌نامه، تکمیل راهنمای منتشر شده و ایجاد مرجعی به روز و جامع برای طراحی لرزه‌ای تاسیسات و سازه‌های صنعت نفت همگام با توسعه و پیشرفت کشور بود. در تدوین این آیین‌نامه ضمن گردآوری و بهره‌گیری از منابع و مراجع به‌روز بین‌المللی، از همکاری جمعی از استادان برجسته مهندسی زلزله کشور و کارشناسان وزارت نفت استفاده شد. ابتدا متن اولیه آیین‌نامه تهیه شد و سپس بطور دقیق مورد بازبینی و اصلاح قرار گرفت؛ همچنین تلاش شد تا این آیین‌نامه با شرایط ایران و مدارک فنی موجود از جمله آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد۲۸۰۰) مطابقت داشته باشد.

طبق تقسیم‌بندی صورت گرفته، آیین‌نامه در دو بخش کلی تهیه شد. بخش اول شامل فصول اول تا نهم است که مباحث کلی طرح لرزه‌ای در صنعت نفت را بیان می‌کند. بخش دوم، شامل فصول دهم تا چهاردهم است که به بررسی ضوابط ویژه سازه‌های خاص در تاسیسات نفتی مانند دودکش، برج خنک‌کن، مخزن، خط لوله، و سازه فراساحلی می‌پردازد.

با توجه به بازخورد مناسب آیین‌نامه در جوامع صنعتی، مهندسین مشاور، عوامل کارفرمایی و دانشگاه‌ها، و دریافت نظرات و پیشنهادهای متعدد از مراجع یادشده و همچنین روزآمد شدن آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های بین‌المللی که به عنوان مرجع تدوین آیین‌نامه مورد استفاده قرار گرفته‌اند، بازنگری در آیین‌نامه در دستورکار معاونت قرار گرفت. به همین منظور کمیته بازنگری از سال ۱۳۸۷ تشکیل شد و با بررسی نظرات ارائه شده، و مدنظر قرار دادن تغییرات آیین‌نامه‌های مرجع، بازنگری آیین‌نامه را آغاز نمود. در این میان با دعوت از متخصصین و کارشناسان شرکت‌های مهندسی مشاور معتبر و اساتید دانشگاه که نظرات مفید و سازنده‌ای ارائه نموده بودند، زیرکمیته‌های مربوط به هر فصل با محور بررسی نکات مربوط به آن فصل تشکیل و نظرات آن به کمیته اصلی بازنگری منتقل گردید. استفاده از این روش علاوه بر سامان‌دهی نحوه ارائه نظرات، باعث تسریع در بررسی و پالایش پیشنهادهای ارائه شده گردید.

امید است کارشناسان، متخصصان، مدیران و دست‌اندرکاران صنعت نفت با اظهارنظرهای سازنده ما را در ارتقای این آیین‌نامه یاری دهند. همچنین لازم می‌دانم از اعضای کارگروه‌های تخصصی، کارشناسان شرکت‌های مهندسی مشاور، شرکت‌های تابعه وزارت نفت و اساتید دانشگاه و کارشناسان زلزله این معاونت که در تهیه، تدوین و ارائه این آیین‌نامه ما را یاری نموده‌اند، تشکر و قدردانی کنم.

حمدالله محمّدنژاد

معاون وزیر در امور مهندسی و ساخت داخل

پاییز ۱۳۸۹

اعضای کمیته تهیه متن اولیه آیین‌نامه به ترتیب حروف الفبا:

- مهندس سامان باقری	وزارت نفت
- مهندس فرشاد برهمن	وزارت نفت
- دکتر فرهاد بهنام‌فر	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
- 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 محمدتقی کاظمی	دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر حسن مقدم	دانشگاه صنعتی شریف
- دکتر احمد نیکنام (رییس کمیته)	دانشگاه علم و صنعت ایران

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

- مهندس سامان باقری (دبیر کمیته)	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 کمیته)	دانشگاه علم و صنعت ایران
- مهندس دارا نیک‌نهاد	وزارت نفت

کمیته بازنگری و تهیه متن نهایی بدینوسیله از پیشنهادهای اصلاحی آقای دکتر حسن مقدم در مورد چهار فصل اول و آقای دکتر فرهاد بهنام‌فر در مورد تمام فصول تشکر و قدردانی می‌نماید.

اعضای کمیته 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 کمیته)	وزارت نفت
- دکتر احمد نیکنام (رییس کمیته)	دانشگاه علم و صنعت ایران

کمیته بازنگری و تهیه متن نهایی ویرایش دوم بدینوسیله از حضور و ارائه نظرات آقای دکتر وحید شریف و آقای مهندس امید افشاریان زاده تشکر و قدردانی می‌نماید.

کارشناسان و متخصصین همکار در زیرکمیته‌ها 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

فهرست مطالب

فصل اول: کلیات ۱

۱-۱- هدف ۲

۱-۲- گستره ۲

۱-۳- مبانی طراحی ۲

۱-۴- ساختار آیین‌نامه ۲

۱-۵- سیستم آحاد ۳

۱-۶- علائم و اختصارات ۳

فصل دوم: بارگذاری ۱۷

۲-۱- ملاحظات کلی ۱۸

۲-۲- ترکیب بار ۱۸

۲-۲-۱- ترکیب‌های بارگذاری در روش تنش مجاز ۱۸

۲-۲-۱-۱- ترکیب‌های پایه ۱۸

۲-۲-۱-۲- ترکیب بارهای شامل کرنش‌های خودتعادلی ۱۹

۲-۲-۱-۳- ترکیب بارهای شامل بارهای تعریف‌نشده ۲۰

۲-۲-۲- ترکیب‌های بارگذاری ضریب‌دار در روش مقاومت ۲۰

۲-۲-۲-۱- ترکیب‌های پایه ۲۰

۲-۲-۲-۲- ترکیب بارهای شامل کرنش‌های خودتعادلی ۲۰

۲-۲-۲-۳- ترکیب بارهای شامل بارهای تعریف‌نشده ۲۱

۲-۲-۳- اثر بار ناشی از مولفه‌های زلزله در ترکیب‌های بارگذاری ۲۱

۲-۲-۳-۱- اثر مولفه‌ی افقی زلزله ۲۱

۲-۲-۳-۲- اثر مولفه‌ی قائم زلزله ۲۱

۲-۲-۳-۳- ترکیب مولفه‌های افقی و قائم زلزله ۲۱

۲-۲-۴- ترکیب بار شامل ضریب اضافه مقاومت ۲۲

۲-۲-۵- اثر رو به بالای زلزله در طره‌های افقی ۲۴

فصل سوم: تحلیل خطر ۲۵

۳-۱- ملاحظات کلی ۲۶

۳-۲- سطوح خطر زلزله ۲۶
۳-۲-۱- سطح خطر اول ۲۶
۳-۲-۲- سطح خطر دوم ۲۶
۳-۲-۳- سطح خطر سوم ۲۷
۳-۳- مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه ۲۷
۳-۳-۱- طیف با خطر یکنواخت به روش احتمالاتی ۲۸
۳-۳-۲- طیف تعینی ۲۹

فصل چهارم: روشهای تحلیل ۳۱
۴-۱- گستره ۳۲
۴-۲- گروه‌بندی سازه‌ها از نظر پیکربندی ۳۲
۴-۳- گروه‌بندی سازه‌ها از نظر کاربری ۳۶
۴-۴- سیستم‌های سازه‌ای و ضرایب لرزه‌ای ۳۸
۴-۵- گروه طراحی لرزه‌ای ۳۸
۴-۶- ضریب نامعینی r ۴۱
۴-۷- راستای اعمال مولفه‌ی افقی زلزله ۴۲
۴-۸- روش استاتیکی معادل ۴۳
۴-۸-۱- ملاحظات کلی ۴۳
۴-۸-۲- تعیین برش پایه ۴۳
۴-۸-۲-۱- حداقل برش پایه ۴۴
۴-۸-۳- تعیین زمان تناوب اصلی ۴۵
۴-۸-۴- توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ۴۶
۴-۸-۵- برش طبقه ۴۶
۴-۹- روش تحلیل دینامیکی طیفی ۴۶
۴-۹-۱- ملاحظات کلی ۴۶
۴-۹-۲- زمان‌های تناوب طبیعی و مودها ۴۷
۴-۹-۳- برش پایه‌ی مودی ۴۷
۴-۹-۴- نیروهای جانبی مودی ۴۸
۴-۹-۵- نیروهای ناشی از هر مود نوسانی ۴۸
۴-۹-۶- ترکیب مودها ۴۸

۴-۹-۷- اصلاح مقادیر بازتاب‌ها ۴۹
۴-۱۰- تحلیل تاریخچه زمانی ۴۹
۴-۱۰-۱- ملاحظات کلی ۴۹
۴-۱۰-۲- تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی ۴۹
۴-۱۰-۲-۱- تحلیل ارتجاعی با استفاده از زلزله‌ی تک‌مولفه ۴۹
۴-۱۰-۲-۲- تحلیل ارتجاعی با استفاده از زلزله‌ی دو مولفه‌ای ۴۹
۴-۱۰-۲-۳- اصلاح پاسخ تحلیل تاریخچه زمانی ۵۰
۴-۱۰-۳- تحلیل تاریخچه زمانی به روش غیر ارتجاعی ۵۱
۴-۱۰-۳-۱- پارامترهای بازتاب زلزله‌ی طرح ۵۱
۴-۱۰-۳-۲- بازنگری طراحی ۵۱
۴-۱۱- دیافراگم ۵۲
۴-۱۱-۱- طراحی دیافراگم ۵۲
۴-۱۱-۲- اجزای جمع‌کننده‌ی نیرو ۵۳
۴-۱۲- پیچش طبقه ۵۴
۴-۱۲-۱- پیچش تصادفی ۵۴
۴-۱۲-۲- ضریب بزرگنمایی دینامیکی پیچش ۵۴
۴-۱۳- دیوار سازه‌ای ۵۵
۴-۱۳-۱- طراحی در برابر نیروهای خارج از صفحه ۵۵
۴-۱۴- جابجایی طبقات ۵۵
۴-۱۴-۱- جابجایی جانبی طرح و جابجایی نسبی طرح طبقه ۵۵
۴-۱۴-۲- کنترل جابجایی افقی طبقات ۵۶
۴-۱۴-۳- درز انقطاع ۵۷
۴-۱۵- اثر $P-\Delta$ ۵۷
۴-۱۶- واژگونی ۵۸

فصل پنجم: اندرکنش سازه و خاک ۶۱
۵-۱- ملاحظات کلی ۶۲
۵-۲- روش تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر ۶۲
۵-۲-۱- کلیات ۶۲
۵-۲-۲- سختی پی سطحی ۶۳

۵-۲-۲-۱- کنترل صلبیت شالوده‌ی منفرد یا گسترده ۶۳
۵-۲-۲-۲- کنترل صلبیت شالوده‌ی نواری ۶۴
۵-۲-۲-۳- ضریب سختی فنر ۶۴
۵-۲-۳- سختی پی عمیق ۶۷
۵-۳- روش سازه‌ی معادل ۶۸
۵-۳-۱- کلیات ۶۸
۵-۳-۲- تحلیل استاتیکی معادل ۶۸
۵-۳-۲-۱- زمان تناوب معادل ۶۹
۵-۳-۲-۲- نسبت میرایی معادل ۶۹
۵-۳-۲-۳- برش پایه و توزیع آن در ارتفاع ۷۱
۵-۳-۲-۴- تغییر مکان جانبی هر تراز ۷۱

فصل ششم: ساختمان ضروری ۷۳
۶-۱- ملاحظات کلی ۷۴
۶-۱-۱- گستره ۷۴
۶-۱-۲- انواع ساختمان ضروری ۷۴
۶-۱-۳- زلزله‌ی طرح ۷۴
۶-۱-۴- زلزله‌ی بهره‌برداری ۷۴
۶-۱-۵- مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی ۷۵
۶-۱-۶- ضریب اهمیت ۷۵
۶-۱-۷- مطالعه‌ی مکانیک خاک ۷۵
۶-۱-۸- گروه‌بندی ساختمان بر حسب شکل ۷۵
۶-۱-۹- سیستم‌های سازه‌ای ۷۵
۶-۱-۱۰- شکل‌پذیری ۷۵
۶-۲- تحلیل و طراحی برای زلزله‌ی طرح ۷۶
۶-۲-۱- روش‌های تحلیل ۷۶
۶-۳- زلزله‌ی بهره‌برداری ۷۶
۶-۳-۱- کنترل مقاومت ۷۶
۶-۳-۲- کنترل تغییر مکان جانبی نسبی زلزله‌ی بهره‌برداری ۷۷
۶-۴- تجهیزات و اجزای غیرسازه‌ای ۷۷

فصل هفتم: سازه‌های غیرساختمانی ۷۹
۷-۱- ملاحظات کلی ۸۰
۷-۲- سازه‌ی غیرساختمانی دارای سازه‌ی نگهدارنده ۸۰
۷-۲-۱- طراحی لرزه‌ای سازه‌ی نگهدارنده ۸۱
۷-۲-۱-۱- روش تحلیل ۸۱
۷-۲-۱-۲- تحلیل استاتیکی معادل ۸۱
۷-۲-۱-۳- تحلیل دینامیکی ارتجاعی ۸۳
۷-۲-۲- پارامترهای طراحی لرزه‌ای ۸۳
۷-۲-۲-۱- ضریب رفتار سازه، R_u ۸۳
۷-۲-۲-۲- ضریب اهمیت ۸۶
۷-۲-۲-۳- زمان تناوب ۸۶
۷-۲-۲-۴- توزیع نیروی جانبی ۸۷
۷-۲-۲-۵- محدودیت تغییر مکان نسبی ۸۸
۷-۲-۲- ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌ی صنعتی و اتصالات آن ۸۸
۷-۳- سازه‌ی غیرساختمانی با جزء صنعتی متکی بر زمین ۸۹
۷-۳-۱- ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌ی غیرساختمانی غیر صلب با جزء صنعتی متکی بر زمین .. ۸۹
۷-۳-۲- ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌ی غیرساختمانی صلب با جزء صنعتی متکی بر زمین ۹۰

فصل هشتم: اجزای غیرسازه‌ای ۹۱
۸-۱- گستره ۹۲
۸-۲- مدل‌سازی ۹۲
۸-۳- روش‌های تحلیل ۹۳
۸-۳-۱- روش استاتیکی معادل ۹۳
۸-۳-۱-۱- کلیات ۹۳
۸-۳-۱-۲- نیروی زلزله ۹۳
۸-۳-۱-۳- جابجایی لرزه‌ای نسبی ۹۷
۸-۳-۱-۴- ضریب اهمیت تجهیزات ۹۸
۸-۳-۲- روش طیفی ساده شده ۹۹
۸-۳-۲-۱- کلیات ۹۹
۸-۳-۲-۲- نیروی جانبی معادل ۹۹

۸-۳-۲-۳- ضریب بزرگنمایی اصلاح شده ۱۰۱
۸-۳-۲-۴- زمان تناوب جزء غیرسازه‌ای ۱۰۲
۸-۳-۳- روش طیف طبقه ۱۰۲
۸-۴- مهار اجزای غیرسازه‌ای ۱۰۳
۸-۴-۱- ظرفیت میل‌مهار ۱۰۳
۸-۴-۱-۱- ضرایب کاهش مربوط به مقاومت بتن، R_1 و R_1' ۱۰۴
۸-۴-۱-۲- ضریب کاهش مربوط به میزان ترک در بتن، R_2 ..... ۱۰۴
۸-۴-۱-۳- ضرایب کاهش مربوط به محتویات حساس، R_3 و R_3' ۱۰۵
۸-۴-۱-۴- ضرایب کاهش مربوط به کیفیت نظارت، R_4 و R_4' ۱۰۵
۸-۴-۲- کنترل ظرفیت میل‌مهار ۱۰۵
۸-۴-۲-۱- میل‌مهارهای انبساطی، رزوه‌شده درجا و با تزریق درجای گروت ۱۰۵
۸-۴-۲-۲- میل‌مهارهای جوش‌شده به فولاد مدفون در بتن یا نمایان ۱۰۵
۸-۵- ضوابط خاص اجزای معماری ۱۰۶
۸-۵-۱- کلیات ۱۰۶
۸-۵-۲- نیرو و جابجایی ۱۰۶
۸-۵-۳- دیوار غیرسازه‌ای خارجی و اتصالات آن ۱۰۶
۸-۵-۴- خمش خارج از صفحه ۱۰۷
۸-۵-۵- سقف کاذب ۱۰۷
۸-۵-۶- کف کاذب ۱۰۷
۸-۵-۷- تیغه‌ی جداکننده ۱۰۷
۸-۵-۸- شیشه ۱۰۸
۸-۶- ضوابط خاص تجهیزات مکانیکی و برقی ۱۰۸
۸-۶-۱- کلیات ۱۰۸
۸-۶-۲- تجهیزات مکانیکی ۱۰۸
۸-۶-۳- تجهیزات برقی ۱۰۹
۸-۶-۴- تکیه‌گاه تجهیزات ۱۰۹
۸-۶-۴-۱- طراحی برای جابجایی نسبی ۱۰۹
۸-۶-۴-۲- اتصال تجهیزات به تکیه‌گاه ۱۰۹
۸-۶-۴-۳- سایر موارد ۱۱۰
۸-۶-۵- خطوط خدماتی ۱۱۰

فصل نهم: جداسازی لرزه‌ای ۱۱۱
۹-۱- ملاحظات کلی ۱۱۲
۹-۱-۱- ضریب اهمیت ۱۱۲
۹-۱-۲- طبقه‌بندی سازه بر حسب شکل ۱۱۲
۹-۱-۳- انتخاب روش تحلیل ۱۱۲
۹-۱-۳-۱- حدود کاربرد تحلیل استاتیکی معادل ۱۱۲
۹-۱-۳-۲- حدود کاربرد تحلیل دینامیکی طیفی ۱۱۳
۹-۱-۳-۳- حدود کاربرد تحلیل تاریخچه زمانی ۱۱۳
۹-۱-۴- حرکت زمین ۱۱۳
۹-۱-۴-۱- طیف ویژه‌ی ساختگاه ۱۱۳
۹-۱-۴-۲- شتابنگاشت ۱۱۳
۹-۲- روش استاتیکی معادل ۱۱۴
۹-۲-۱- مشخصات سیستم جداساز ۱۱۴
۹-۲-۲- حداقل تغییرمکان جانبی ۱۱۴
۹-۲-۲-۱- تغییرمکان جانبی طرح ۱۱۴
۹-۲-۲-۲- زمان تناوب موثر نظیر تغییرمکان جانبی طرح ۱۱۴
۹-۲-۲-۳- حداکثر تغییرمکان جانبی ۱۱۵
۹-۲-۲-۴- زمان تناوب موثر نظیر تغییرمکان حداکثر ۱۱۵
۹-۲-۳- جابجایی جانبی کل ۱۱۶
۹-۲-۴- حداقل نیروی جانبی ۱۱۷
۹-۲-۴-۱- سیستم جداساز و اجزای زیر آن ۱۱۷
۹-۲-۴-۲- سازه‌ی روی سیستم جداساز ۱۱۷
۹-۲-۴-۳- محدودیت نیروی جانبی زلزله، V_s ۱۱۸
۹-۲-۵- توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ۱۱۸
۹-۲-۶- محدودیت تغییرمکان نسبی ۱۱۸
۹-۳- تحلیل دینامیکی ۱۱۹
۹-۳-۱- سیستم جداساز و اجزای سازه‌ای زیر آن ۱۱۹
۹-۳-۲- سازه‌ی جداسازی شده ۱۱۹
۹-۳-۳- مدلسازی ۱۲۰
۹-۳-۳-۱- سیستم جداساز ۱۲۰

۹-۳-۳-۲- سازه فوقانی ۱۲۰
۹-۳-۴- روش‌های تحلیل ۱۲۰
۹-۳-۴-۱- تحلیل طیفی ۱۲۱
۹-۳-۴-۲- تحلیل تاریخچه زمانی ۱۲۱
۹-۳-۵- جابجایی جانبی نسبی و نیروهای طراحی ۱۲۱
۹-۳-۵-۱- سیستم جداساز ۱۲۱
۹-۳-۵-۲- سازه‌ی فوقانی ۱۲۱
۹-۳-۵-۳- همپایه کردن ۱۲۱
۹-۳-۵-۴- محدودیت تغییرمکان نسبی ۱۲۱
۹-۴- اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ۱۲۲
۹-۴-۱- اجزای روی سیستم جداساز ۱۲۲
۹-۴-۲- اجزای عبورکننده از مرز سیستم جداساز ۱۲۲
۹-۴-۳- اجزای پایین سیستم جداساز ۱۲۳
۹-۵- سایر ضوابط طراحی ۱۲۳
۹-۵-۱- سیستم جداساز ۱۲۳
۹-۵-۱-۱- شرایط محیطی ۱۲۳
۹-۵-۱-۲- نیروی باد ۱۲۳
۹-۵-۱-۳- مقاومت در برابر آتش‌سوزی ۱۲۳
۹-۵-۱-۴- نیروی جانبی بازگرداننده ۱۲۳
۹-۵-۱-۵- قید جابجایی ۱۲۳
۹-۵-۱-۶- پایداری در برابر بارهای قائم ۱۲۴
۹-۵-۱-۷- واژگونی ۱۲۴
۹-۵-۱-۸- بازبینی و جایگزینی ۱۲۴
۹-۵-۱-۹- کنترل کیفیت ۱۲۴
۹-۵-۲- سیستم سازه‌ای ۱۲۴
۹-۵-۲-۱- توزیع افقی نیرو ۱۲۴
۹-۵-۲-۲- درز انقطاع ۱۲۴
۹-۵-۲-۳- سازه‌ی غیرساختمانی ۱۲۵
۹-۶- پی ۱۲۵
۹-۷- بازبینی طرح ۱۲۵

۹-۸- آزمایش ۱۲۵
۹-۸-۱- آزمایش‌های با مقیاس واقعی ۱۲۵
۹-۸-۱-۱- ثبت نتایج ۱۲۵
۹-۸-۱-۲- ترتیب مراحل و چرخه‌های بارگذاری ۱۲۶
۹-۸-۱-۳- جداساز وابسته به نرخ بارگذاری ۱۲۶
۹-۸-۱-۴- جداساز وابسته به بارگذاری دوجهته ۱۲۶
۹-۸-۱-۵- حداکثر و حداقل بار قائم ۱۲۷
۹-۸-۱-۶- سیستم فیوزی مقاوم به باد ۱۲۷
۹-۸-۱-۷- آزمایش واحدهای جداساز مشابه ۱۲۷
۹-۸-۲- تعیین خصوصیات نیرو - جابجایی ۱۲۷
۹-۸-۳- کفایت نمونه‌ی آزمایش ۱۲۸
۹-۸-۴- خصوصیات طراحی ۱۲۸
۹-۸-۴-۱- سختی موثر حداکثر و حداقل ۱۲۸
۹-۸-۴-۲- میرایی موثر ۱۲۹

فصل دهم: دودکش ۱۳۱
۱۰-۱- ملاحظات کلی ۱۳۲
۱۰-۲- مدل‌سازی ۱۳۲
۱۰-۳- روش‌های تحلیل ۱۳۳
۱۰-۳-۱- روش استاتیکی معادل ۱۳۳
۱۰-۳-۱-۱- برش پایه ۱۳۳
۱۰-۳-۱-۲- توزیع نیروی جانبی و برش ۱۳۴
۱۰-۳-۱-۳- توزیع لنگر ۱۳۵
۱۰-۳-۲- تحلیل دینامیکی ۱۳۵
۱۰-۳-۲-۱- تحلیل طیفی ۱۳۵
۱۰-۳-۲-۲- تحلیل تاریخچه زمانی ۱۳۵
۱۰-۴- ضوابط طراحی ۱۳۶
۱۰-۴-۱- کنترل واژگونی ۱۳۶
۱۰-۴-۲- کنترل جابجایی ۱۳۶
۱۰-۴-۳- ترکیب‌های بارگذاری ۱۳۶

۱۰-۴-۴- جزییات طراحی دودکش‌های بتنی ۱۳۷

فصل یازدهم: برج خنک‌کن ۱۳۹
۱۱-۱- ملاحظات کلی ۱۴۰
۱۱-۲- بارگذاری و تحلیل برج خنک‌کن ۱۴۰
۱۱-۲-۱- کلیات ۱۴۰
۱۱-۲-۲- تحلیل ۱۴۰
۱۱-۲-۲-۱- ملاحظات کلی ۱۴۰
۱۱-۲-۲-۲- مدل‌سازی ۱۴۱
۱۱-۲-۳- بار ثقلی ۱۴۱
۱۱-۲-۴- بار زلزله ۱۴۱
۱۱-۲-۵- پایداری ۱۴۲
۱۱-۳- ضوابط طراحی ۱۴۲
۱۱-۳-۱- ضوابط مقاومتی ۱۴۲
۱۱-۳-۲- میلگردگذاری ۱۴۲
۱۱-۳-۳- وصله در میلگردگذاری ۱۴۲
۱۱-۳-۴- کنترل تغییرمکان جانبی ۱۴۳

فصل دوازدهم: مخزن ۱۴۵
۱۲-۱- ملاحظات کلی ۱۴۶
۱۲-۱-۱- حدود کاربرد ۱۴۶
۱۲-۱-۲- انواع مخزن ۱۴۶
۱۲-۱-۳- مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه ۱۴۶
۱۲-۱-۴- مطالعه‌ی مکانیک خاک ۱۴۷
۱۲-۲- ضوابط کلی تحلیل و طراحی لرزه‌ای مخزن ۱۴۷
۱۲-۲-۱- مدل‌سازی ۱۴۸
۱۲-۲-۲- مایع سخت و مایع مواج ۱۴۸
۱۲-۲-۳- آسیب‌های محتمل ناشی از زلزله ۱۴۸
۱۲-۲-۴- گروه‌بندی مخازن برحسب کاربری (خطرپذیری) ۱۴۹
۱۲-۲-۵- ترکیب بار ۱۵۰
۱۲-۲-۵-۱- روش تنش مجاز ۱۵۰

۱۲-۲-۵-۲- روش مقاومت ۱۵۰
۱۲-۳- روش تحلیل استاتیکی معادل مخازن زمینی ۱۵۰
۱۲-۳-۱- مبانی روش ۱۵۰
۱۲-۳-۲- زمان تناوب ۱۵۱
۱۲-۳-۳- جرم مایع سخت و مایع مواج ۱۵۲
۱۲-۳-۴- نیروهای طراحی و برش پایه‌ی مخزن ۱۵۲
۱۲-۳-۵- لنگر پای جداره ۱۵۳
۱۲-۳-۶- لنگر زیر کف ۱۵۴
۱۲-۳-۷- ضریب زلزله‌ی جرم سخت ۱۵۵
۱۲-۳-۸- ضریب زلزله‌ی جرم مواج ۱۵۵
۱۲-۳-۹- ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب افزایش جابجایی ۱۵۵
۱۲-۳-۱۰- اثر مولفه‌ی قائم زلزله ۱۵۶
۱۲-۳-۱۱- توزیع نیروی جانبی ۱۵۷
۱۲-۳-۱۲- فاصله آزاد از سطح مایع ۱۵۸
۱۲-۳-۱۳- نیروهای هیدرودینامیکی حلقوی در جداره‌ی مخزن ۱۵۸
۱۲-۳-۱۴- اندرکنش سازه و خاک ۱۵۹
۱۲-۴- طراحی لرزه‌ای مخزن فولادی استوانه‌ای زمینی ۱۶۰
۱۲-۴-۱- مقابله با واژگونی ۱۶۰
۱۲-۴-۱-۱- مخزن خودمهار ۱۶۰
۱۲-۴-۱-۲- مخزن مهارشده با مهار مکانیکی ۱۶۱
۱۲-۴-۲- حداکثر تنش فشاری قائم در روش تنش مجاز ۱۶۳
۱۲-۴-۲-۱- مخزن خودمهار ۱۶۳
۱۲-۴-۲-۲- مخزن مهارشده با مهار مکانیکی ۱۶۳
۱۲-۴-۳- تنش مجاز فشاری قائم جداره ۱۶۳
۱۲-۴-۴- تنش مجاز حلقوی ۱۶۴
۱۲-۴-۵- جزییات مهار مکانیکی مخزن ۱۶۴
۱۲-۴-۶- انتقال برش موضعی ۱۶۵
۱۲-۴-۷- انعطاف‌پذیری سامانه‌ی لوله‌کشی ۱۶۵
۱۲-۴-۸- اتصال مخزن به سازه‌های مجاور ۱۶۶
۱۲-۴-۹- اتصالات ۱۶۷

۱۲-۴-۱۰- قطعات داخلی ۱۶۷
۱۲-۵- طراحی لرزه‌ای مخزن بتنی زمینی ۱۶۷
۱۲-۵-۱- روش طراحی ۱۶۷
۱۲-۵-۲- زمان تناوب جانبی مخزن با امکان لغزش روی کف ۱۶۸
۱۲-۶- طراحی لرزه‌ای پی مخزن زمینی ۱۶۹
۱۲-۶-۱- مبانی طراحی ۱۶۹
۱۲-۶-۲- نیروهای طراحی شالوده‌ی مخزن فلزی استوانه‌ای ۱۶۹
۱۲-۶-۳- مقابله با لغزش در مخزن فلزی با کف تخت ۱۷۰
۱۲-۶-۴- تکیه‌گاه جداره‌ی مخزن فلزی ۱۷۱
۱۲-۶-۵- شالوده با مصالح خاکی بدون دیواره‌ی حلقوی ۱۷۱
۱۲-۶-۶- شالوده با مصالح خاکی با دیواره‌ی حلقوی ۱۷۱
۱۲-۶-۷- شالوده‌ی دال بتنی برای مخزن زمینی ۱۷۲
۱۲-۷- طراحی لرزه‌ای مخزن هوایی ۱۷۲
۱۲-۷-۱- ضوابط طراحی ۱۷۲
۱۲-۷-۲- روش تحلیل ۱۷۲
۱۲-۷-۳- جابجایی جانبی و اثر $P-D$ ۱۷۳

فصل سیزدهم: خط لوله ۱۷۵
۱۳-۱- ملاحظات کلی ۱۷۶
۱۳-۲- گروه کاربری ۱۷۶
۱۳-۳- خط لوله‌ی مدفون ۱۷۷
۱۳-۳-۱- تحلیل خط لوله‌ی مدفون در برابر امواج زلزله به روش استاتیکی معادل ۱۸۰
۱۳-۳-۱-۱- کرنش لوله ناشی از امواج زلزله ۱۸۰
۱۳-۳-۲- تحلیل خط لوله‌ی مدفون در برابر امواج زلزله به روش دینامیکی ۱۸۱
۱۳-۳-۳- تحلیل خط لوله‌ی مدفون تحت اثر حرکت گسل ۱۸۱
۱۳-۳-۳-۱- تغییرمکان خط لوله در تقاطع با گسل امتدادلغز ۱۸۲
۱۳-۳-۳-۲- تغییرمکان خط لوله در تقاطع با گسل نرمال ۱۸۲
۱۳-۳-۳-۳- تغییرمکان خط لوله در تقاطع با گسل معکوس ۱۸۳
۱۳-۳-۳-۴- تغییرمکان خط لوله در تقاطع با گسل با رفتار مرکب ۱۸۴
۱۳-۳-۳-۵- تغییرمکان طراحی گسل ۱۸۴

۱۳-۳-۳-۶- کرنش لوله در تقاطع با گسل ۱۸۴
۱۳-۳-۳-۷- روش اجزاء محدود ۱۸۵
۱۳-۳-۴- تحلیل خط لوله‌ی مدفون تحت اثر زمین‌لغزش ۱۸۶
۱۳-۳-۵- تحلیل خط لوله‌ی مدفون تحت اثر روانگرایی ۱۸۶
۱۳-۳-۶- تحلیل خط لوله‌ی مدفون تحت اثر تغییرشکل دائمی زمین ۱۸۹
۱۳-۴- خط لوله‌ی روزمینی ۱۹۱
۱۳-۴-۱- تحلیل خط لوله‌ی روزمینی در برابر امواج زلزله به روش استاتیکی معادل ۱۹۱
۱۳-۴-۲- تحلیل خط لوله‌ی روزمینی در برابر امواج زلزله به روش دینامیکی ۱۹۱
۱۳-۴-۳- تحلیل خط لوله‌ی روزمینی تحت اثر حرکت گسل ۱۹۲
۱۳-۴-۴- تحلیل خط لوله‌ی روزمینی تحت اثر زمین‌لغزش ۱۹۲
۱۳-۴-۵- تحلیل خط لوله‌ی روزمینی تحت اثر روانگرایی ۱۹۲
۱۳-۴-۶- معیارهای پذیرش خط لوله‌ی روزمینی ۱۹۲
۱۳-۴-۶-۱- طراحی تجویزی ۱۹۳
۱۳-۴-۶-۲- طراحی تحلیلی لوله ۱۹۴
۱۳-۴-۶-۳- روش‌های طراحی جایگزین ۱۹۴
۱۳-۴-۶-۴- اتصالات مکانیکی ۱۹۴
۱۳-۴-۶-۵- مهارهای لرزه‌ای ۱۹۵
۱۳-۴-۶-۶- اجزاء ۱۹۵
۱۳-۴-۶-۷- اندرکنش‌ها ۱۹۵
۱۳-۵- خط لوله‌ی متکی بر سازه‌ی نگهدارنده (Pipe Rack) ۱۹۵

فصل چهاردهم: سازه‌ی فراساحلی ۱۹۷
۱۴-۱- گستره ۱۹۸
۱۴-۲- کلیات ۱۹۸
۱۴-۳- حرکت زمین ۱۹۸
۱۴-۴- ضوابط تامین مقاومت ۱۹۹
۱۴-۴-۱- مبانی طراحی ۱۹۹
۱۴-۴-۲- مدل‌سازی ۱۹۹
۱۴-۴-۳- ترکیب پاسخ‌ها ۲۰۰
۱۴-۴-۴- ارزیابی پاسخ‌ها ۲۰۰

۱۴-۵- ضوابط شکل‌پذیری ۲۰۰
۱۴-۵-۱- هدف ۲۰۰
۱۴-۵-۲- تامین شکل‌پذیری ۲۰۱
۱۴-۵-۳- کنترل شکل‌پذیری ۲۰۱
۱۴-۶- توصیه‌های تکمیلی ۲۰۲
۱۴-۶-۱- اتصالات اعضای لوله‌ای ۲۰۲
۱۴-۶-۲- ملحقات و تجهیزات سازه‌ی عرشه ۲۰۲

پیوست۱: روابط زمان تناوب سازه‌های غیرساختمانی ۲۰۳

فهرست مراجع ۲۰۹

فصل اول

کلیات

۱- کلیات

۱-۱- هدف

هدف این آیین‌نامه ارائه‌ی حداقل ضوابط برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و تجهیزات صنعت نفت 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 بازه‌ی خطی باقی بمانند و 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 در نظر گرفته شده است که بسته به مورد ممکن است از یک یا دو سطح خطر استفاده شود.

این آیین‌نامه برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های موجود تدوین نشده است.

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، استفاده نماید. در هر صورت رعایت ضوابط این آیین‌نامه نیز الزامی است.

۱-۴- ساختار آیین‌نامه

این آیین‌نامه در چهارده فصل 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 و 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 بکارگیری جداگر لرزه‌ای، باید از ضوابط

فصل نهم استفاده شود. در فصول ده الی چهارده به ضوابط خاص طراحی لرزه‌ای برخی سازه‌های غیرساختمانی مانند دودکش، برج خنک‌کن، مخزن، خط لوله و سازه‌ی فراساحلی پرداخته شده است.

۱-۵- سیستم آحاد

اگرچه 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 بطور کلی سازگار با مراجع معتبر بین‌المللی و داخلی اختیار شده‌اند. در ادامه علائم مورد استفاده در روابط و بندهای آیین‌نامه ارائه شده است.

A = شتاب مبنای طرح

A_B = مساحت پلان ساختمان در تراز پایه

A_c = ضریب زلزله‌ی جرم مواج

A_f = مساحت پلان پی موثر

A_i = ضریب زلزله‌ی جرم سخت

A_p = سطح مقطع شمع یا لوله

A_s = سطح مقطع کابل، سیم یا میلگرد مهار دیوار به کف

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

A_v = ضریب زلزله در راستای قائم

A_x = ضریب بزرگنمایی پیچشی تراز x

a = بعد متوسط پلان پی موثر در راستای مورد بررسی

a_p = ضریب بازتاب اجزای غیر سازه‌ای

B = عرض شالوده (بعد کوچکتر شالوده)

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

B_g = بعد پشت تا پشت گروه شمع

B_m = ضریب بازتاب مود m

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

b = بعد کوچکتر پلان سازه عمود بر d

b_f = بعد شالوده در جهت عمود بر امتداد مورد بررسی (برابر L یا B)

C = سرعت انتشار موج زلزله

C_c = ضریب تعیین زمان تناوب مایع مواج در مخزن

C_d = ضریب بزرگنمایی جابجایی غیرارتجاعی

C_i = ضریب بی بعد تعیین زمان تناوب مخزن

C_p = ضریب بزرگنمایی برش پایه‌ی جزء غیر سازه‌ای

C_{sm} = ضریب زلزله در مود m

C_u = ضریب زلزله

C_{u1} = حد پایین ضریب زلزله

C_{u2} = حد پایین ضریب زلزله

C_{u3} = حد پایین ضریب زلزله

C_{vm} = ضریب توزیع نیرو در ارتفاع در مود m

C_{vx} = ضریب توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

C_W = پارامتر تعیین زمان تناوب تجربی برای ساختمان‌های دارای دیوار برشی بتنی

D = اثر بار مرده

D = قطر اسمی مخزن یا قطر خارجی لوله

D_1 = پارامتر تعیین زمان تناوب مایع مواج

D_D = تغییرمکان جانبی طرح در سیستم جداساز

D_f = فاصله‌ی کف شالوده تا سطح زمین

D_{fr} = پارامتر کنترل صلبیت شالوده‌ی منفرد یا گسترده

D_i = طول دیوار برشی i

D_M = حداکثر تغییر مکان جانبی سیستم جداساز در راستای بحرانی

D_p = جابجایی نسبی بین نقاط اتصال جزء غیرسازه‌ای به سازه

D_n = قطر اسمی لوله

D_s = ضریب تبدیل طیف با نسبت میرایی ۵ درصد

D_{TD} = جابجایی طرح کل

D_{TM} = جابجایی حداکثر کل

d = بعد بزرگتر پلان سازه

d_f = ارتفاع مفید وجه جانبی شالوده در تماس با خاک

$\bar{d}_b$ = قطر متوسط در کف

E = اثر بار زلزله، طبق بند ۲-۲-۳

E = مدول ارتجاعی

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 یا لوله

E_s = ضریب ارتجاعی مهار

E_v = اثر ناشی از مولفه‌ی قائم زلزله

e = خروج از مرکزیت واقعی مرکز جرم سازه‌ی فوقانی 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_b = نیروی خالص به سمت بالا در واحد طول خط لوله

F_c = تنش مجاز فشاری قائم جداره

F_D^- = نیروی جداگر نظیر جابجایی D_D منفی

F_D^+ = نیروی جداگر نظیر جابجایی D_D مثبت

F_i = نیروی جانبی زلزله در تراز i

F_i = نیروی جانبی وارد بر مرکز جرم قطعه یا قسمت i سازه

F_M^- = نیروی جداگر نظیر جابجایی D_M منفی

F_M^+ = نیروی جداگر نظیر جابجایی D_M مثبت

F_p = نیروی زلزله وارد بر جزء غیر سازه‌ای

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

F_{px} = حداقل نیروی طراحی دیافراگم

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 جداره مخزن

f_{c} = مقاومت مجاز فشاری بتن

G = مدول برشی نظیر کرنش بزرگ خاک پی

G_p = مدول برشی بالشتک الاستومر

g = شتاب ثقل زمین

g_e = شتاب ثقل موثر با در نظر گرفتن مولفه‌ی قائم

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

H = ارنفاع سازه از تراز پایه

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

H_L = ارتفاع حداکثر مایع

H_s = عمق خاک تا مرکز لوله

h = میانگین ارتفاع بام یا دودکش نسبت به 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_{cs} = ارتفاع محل اثر نیروی لرزه‌ای جانبی مربوط به مایع مواج از کف مخزن برای محاسبه‌ی لنگر زیر کف

h_f = فاصله قائم مرکز سطح وجه جانبی شالوده در تماس موثر با خاک تا سطح زمین

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_r = ارتفاع مرکز جرم سقف مخزن

h_s = ضخامت لایه‌ی خاک نرم

h_s = ارتفاع مرکز جرم جداره مخزن

h_{sp} = ارتفاع خاک روی لوله

h_{sx} = ارتفاع طبقه‌ی زیر تراز x

h_{sxA} = ارتفاع طبقه‌ای که در سازه‌ی A پایین تر از تراز اتصال جزء غیرسازه‌ای قرار دارد.

h_{syB} = ارتفاع طبقه‌ای که در سازه‌ی B پایین تر از تراز اتصال جزء غیرسازه‌ای قرار دارد.

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

I = ضریب اهمیت سازه یا مخزن

I_f = لنگر اینرسی مقطع شالوده حول محور عمود بر امتداد مورد بررسی

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

i = ضریب افزایش تنش ناشی از خستگی

i = شماره نزدیکترین قطعه‌ای که مرکز جرم ان بالاتر از تراز z می‌باشد.

J = نسبت مهار

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

$\overline{K}$ = سختی جانبی موثر سازه با فرض بستر صلب

K_a = سختی افقی در واحد طول پای دیوار

K_{Dmax} = سختی موثر حداکثر سیستم جداساز نظیر تغییرمکان طرح

K_{Dmin} = سختی موثر حداقل سیستم جداساز نظیر تغییرمکان طرح

K_{eff} = سختی مؤثر جداساز

K_h = سختی افقی پی

K_{Mmax} = سختی مؤثر حداکثر سیستم جداساز نظیر تغییرمکان حداکثر

K_{Mmin} = سختی موثر حداقل سیستم جداساز نظیر تغییرمکان حداکثر

K_p = سختی مجموعه‌ی جزء 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_{sur} = ضریب سختی معادل شالوده سطحی

K_{sv} = سختی قائم پی

K_θ = سختی چرخشی پی

k = عددی متناسب با زمان تناوب طبیعی سازه

k_0 = ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون

k_{sh} = ضریب عکس‌العمل بستر در راستای افقی

k_{sv} = پارامتر کنترل صلبیت شالوده‌ی منفرد یا گسترده

L = اثر بار زنده‌ی کاهش‌یافته

L = طول شالوده (بعد بزرگتر شالوده)

L_f = طول پی سهم هر ستون

L = عرض ورق حلقوی کف زیر جداره، اندازه‌گیری شده از بر داخلی جداره پس از کسر ضخامت مربوط به خوردگی از ورق جداره

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_g = بعد پشت تا پشت گروه شمع

L_i = فاصله‌ی مرکز جرم قسمت i جزء غیر سازه‌ای از محل اتصال

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

L_p = طول شمع یا طول هر بالشتک الاستومر

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 تغییرشکل دائمی

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_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

m_f = جرم کف مخزن

m_{fd} = جرم کل شالوده

m_g = جرم خاکی که مستقیما روی شالوده قرار دارد.

m_i = جرم مایع سخت

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 جداره به اضافه ملحقات آن

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

N = تعداد طبقات سازه

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

N_{ch} = ظرفیت باربری افقی جانبی خاک رس

N_g = تعداد شمع‌های گروه شمع

N_h = نیروی حلقوی هیدرواستاتیکی در واحد طول قائم

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

N_{qh} = ظرفیت باربری افقی جانبی خاک ماسه‌ای

N_s = نیروی حلقوی کل زلزله در واحد طول قائم جداره

n = تعداد طبقات، جرم‌های متمرکز یا جرم‌های جزء غیر سازه‌ای

n = شماره‌ی بالاترین قطعه (برابر تعداد قطعات)

n = پارامتر رابطه‌ی رامبرگ - اوسگود

n' = تعداد تقسیمات جزء غیرسازه‌ای

n_A = تعداد میل‌مهار یا تسمه مهار

P = نیروی برکننده‌ی ناشی از مجموع اثر بار زلزله و اثر بار مرده

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

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

P_f = نیروی فشاری ناشی از زلزله وارد بر واحد طول شالوده‌ی نواری حلقوی برای طراحی شالوده به روش مقاومت نهایی

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

P_n = ظرفیت اسمی بیرون کشیده‌شدگی یک میل‌مهار

P_{nr} = ظرفیت بیرون کشیده‌شدگی یک میل‌مهار

P_p = حداکثر فشار داخلی بهره‌برداری در لوله

P_u = حداکثر 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 ناشی از مایع مواج بر اساس توزیع ذوزنقه‌ای

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

Q_E = اثر نیروی افقی زلزله طبق فصل چهارم

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

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

R = اثر بار باران

R = شعاع لوله

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 محتویات حساس

R'_3 = ضرایب کاهش ظرفیت برشی میل‌مهار مربوط به محتویات حساس

R_4 = ضریب کاهش ظرفیت بیرون کشیده‌شدگی میل‌مهار مربوط به کیفیت نظارت

R'_4 = ضرایب کاهش ظرفیت برشی میل‌مهار مربوط به کیفیت نظارت

R_I = ضریب رفتار سازه‌ی جداسازی شده

R_p = ضریب رفتار اجزای غیرسازه‌ای

R_u = ضریب رفتار

R_{uc} = ضریب رفتار مربوط به جرم مایع مواج که می‌توان آن را برابر ۱٫۵ در نظر گرفت.

r = پارامتر رابطه‌ی رامبرگ - اوسگود

r = شعاع دایره‌ی معادل پی

S = اثر بار برف

S_1 = شتاب طیفی نظیر زمان تناوب یک ثانیه بر روی سنگ بستر ناشی از زلزله با احتمال فراگذشت ۲ درصد

S_a = شتاب طیفی بر حسب شتاب ثقل

S_{D1} = شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه و میرایی ۵٪ برای زلزله‌ی طرح (بر حسب g)

S_{DS} = شتاب طیفی نظیر زمان تناوب کوتاه ۰٫۲ ثانیه (بر حسب g)

S_{M1} = شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه و میرایی ۵٪ برای زلزله‌ی نادر (بر حسب g)

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 جداره

S_p = تنش طولی در لوله ناشی از فشار داخلی

S_r = تنش طولی ناشی از تغییر دما در لوله

S_s = فاصله مرکز تا مرکز مهارهای متوالی در امتداد محیطی جداره

S_s = تنش مجاز لرزه‌ای در دمای ۳۰- تا ۴۰ درجه سلسیوس

S_u = مقاومت برشی زه‌کشی نشده‌ی خاک

T = اثر بار ناشی از کرنش‌های خودتعادلی (کرنش‌های مستقل از نیروی خارجی مانند تغییرات دما، خطای مونتاژ، نشست، خزش)

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

$\overline{T}$ = زمان تناوب معادل

T_1 = زمان تناوب ۱ ثانیه

T_1 = دما در لوله هنگام نصب

T_2 = دما در لوله هنگام بهره‌برداری

T_c = زمان تناوب مایع مواج

T_D = زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده در زلزله‌ی طرح در راستای مورد نظر

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 غیرسازه‌ای

T_S = زمان تناوب گوشه

t = ضخامت شالوده

t = ضخامت جداره در محل محاسبه‌ی تنش حلقوی یا نوار مورد نظر جداره‌ی مخزن

t_p = ضخامت بالشتک الاستومر - ضخامت اسمی دیواره‌ی لوله

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 دودکش در پایین‌ترین نقطه

t_e = ضخامت موثر جداره‌ی مخزن

t_h = ضخامت دودکش در بالاترین نقطه

t_s = ضخامت پایین‌ترین نوار جداره 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

V_g = سرعت حداکثر زمین در طراحی

V_i = برش پایه‌ی نظیر مایع سخت، سقف، کف و جداره‌ی مخزن

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_s = حداقل نیروی جانبی لرزه‌ای طراحی سازه روی سیستم جداساز

V_s = حد بالای قابل قبول برش پایه در مخازن خودمهار با کف تخت

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 طبقه-ی بین تراز x و x-1

V_z = برش طراحی در تراز h_z

v_s = میانگین سرعت موج برشی در لایه‌ی خاک نرم

W = اثر بار ناشی از فشار باد که در آن اثر جهت باد لحاظ نشده است.

W = وزن موثر لرزه‌ای

$\overline{W}$ = وزن موثر سازه

W_c = وزن محتویات لوله در واحد طول

W_{ch} = وزن کل دودکش

W_m = وزن موثر سازه در مود m

W_p = وزن بهره‌برداری جزء - وزن لوله در واحد طول

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

W_z = عرض ناحیه‌ی تغییرشکل دائمی

w_a = وزن مایع مجاور جداره‌ی مخزن که می‌تواند برای مقابله با واژگونی بکار رود.

w_{Aa} = مقدار نیروی لازم برای طراحی میل‌مهار در متر طول محیط در روش تنش مجاز

w_{AS} = نیروی لرزه‌ای مهار مکانیکی

w_{Au} = مقدار نیروی لازم برای طراحی میل‌مهار در متر طول محیط در روش مقاومت نهایی

w_c = عرض ترک در بتن

w_{dp} = کشش قائم در واحد طول جداره بر اثر فشار داخلی طرح مخزن

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

w_i = وزن قطعه i

w_p = عرض هر بالشتک الاستومر

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_x = سهم وزن موثر لرزه‌ای طبقه یا تراز x

Y = فاصله قائم از سطح مایع تا نقطه‌ی مورد نظر

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 جانبی

Z_e = اساس مقطع ارتجاعی لوله

z = ارتفاع محل اتصال جزء غیر سازه‌ای به سازه

a = ضریب تخمین اثر مولفه‌ی قائم که می‌توان مقدار آن را برابر ۰٫۲ در نظر گرفت.

a_a = زاویه راستای مهار با افق

a_s = ضریب چسبندگی خاک و لوله

a_t = ضریب خطی انبساط حرارتی فولاد

a_e = ضریب کرنش زمین

b = ضریب اصلاح ضریب سختی شالوده‌های مدفون

b = زاویه‌ی تقاطع خط لوله با گسل

b_D = میرایی موثر سیستم جداساز نظیر جابجایی طرح

b_{eff} = میرایی موثر جداساز

b_M = میرایی موثرسیستم جداساز نظیر جابجایی حداکثر

D^+ = حداکثر جابجایی مثبت جداگر در هر چرخه از آزمایش با مقیاس واقعی

D^- = حداکثر جابجایی منفی جداگر در هر چرخه از آزمایش با مقیاس واقعی

D_{aA} = تغییرمکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای ساختمان A

D_{aB} = تغییرمکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای ساختمان B

D_x = جابجایی نسبی غیرارتجاعی طبقه x

d = زاویه اصطکاک بین خاک و لوله

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

d_{fax} = مولفه‌ی حرکت گسل در امتداد خط لوله

$d_{fax\text{-}design}$ = تغییرمکان طراحی گسل در جهت محور طولی خط لوله

d_{fb} = تغییرمکان گسل با رفتار نامشخص

d_{fn} = تغییرمکان گسل نرمال

d_{fr} = تغییرمکان گسل معکوس

d_{fs} = تغییرمکان گسل امتدادلغز

d_{ftr} = مولفه حرکت گسل عمود بر خط لوله

$d_{ftr\text{-}design}$ = تغییرمکان طراحی گسل در جهت عرضی (عمود) خط لوله

d_{fvt} = مولفه‌ی حرکت گسل قائم بر خط لوله

$d_{fvt\text{-}design}$ = تغییرمکان طراحی گسل در جهت قائم خط لوله

d_i = تغییرمکان جانبی ارتجاعی مرکز جرم قسمت i

d_{max} = بیشینه‌ی جابجایی جانبی در تراز x بدون درنظر گرفتن اثر A_x

d_s = حداکثر ارتفاع موج روی تراز طراحی مایع

$\overline{\delta}_x$ = تغییرمکان جانبی در تراز x در روش سازه‌ی معادل

d_x = جابجایی جانبی طرح (غیرارتجاعی) تراز x

d_{xA} = تغییر مکان جانبی طرح سازه‌ی A در تراز x

d_{xe} = جابجایی جانبی ارتجاعی در تراز x

d_{xem} = جابجایی ارتجاعی درتراز x در مود m

d_{yA} = تغییر مکان جانبی طرح سازه‌ی A در تراز y

d_{yB} = تغییر مکان جانبی طرح سازه‌ی B در تراز y

d^l = حداکثر تغییرمکان طولی زمین

$d^l{}_{design}$ = تغییرمکان طراحی زمین در جهت طولی

d^t = حداکثر تغییرمکان عرضی زمین

$d^t{}_{design}$ = تغییرمکان طراحی زمین در جهت عرضی

e = کرنش در لوله

e_a = کرنش محوری طولی در لوله

$e_{allowable}$ = کرنش مجاز لوله

e_b = حداکثر کرنش خمشی در لوله

$e_{cr\text{-}c}$ = کرنش آستانه‌ی چروکیدگی لوله

e_{D+L} = کرنش لوله ناشی از بارهای بهره‌برداری

e_{oper} = کرنش بهره‌برداری در خط لوله

e_p = کرنش لوله ناشی از فشار داخلی

$e_{seismic}$ = کرنش طراحی لوله ناشی از مخاطرات لرزه‌ای

e_t = کرنش لوله ناشی از تغییرات دما

e_y = کرنش جاری شدن مصالح

f_0 = پارامتر تعیین ضریب بزرگنمایی جزء غیرسازه‌ای

f_{im} = دامنه‌ی شکل مودی تراز i در مود m

f_{xm} = دامنه‌ی شکل مودی تراز x در مود m

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

g_d = وزن حجمی خاک خشک

g_w = وزن حجمی آب

h = نسبت میرایی

l = پارامتر تعیین برش پایه‌ی جزء غیر سازه‌ای

l_e = طول موج ظاهری زلزله در سطح زمین

m = ضریب شکل‌پذیری سازه

m_{eq} = ضریب شکل‌پذیری معادل

m_f = مقدار ضریب اصطکاک

m_p = ضریب شکل‌پذیری جزء غیرسازه‌ای

q = زاویه‌ی بین جهت زلزله با شعاع گذرنده از نقطه‌ی مورد نظر

q_x = شاخص پایداری تراز x

r = ضریب نامعینی (ضریب اعتماد - نامعینی) مطابق بند ۴-۶

r = جرم حجمی

SE_D = کل انرژی تلف‌شده در سیستم جداساز طی یک چرخه‌ی کامل نظیر جابجایی طرح

SE_M = کل انرژی تلف شده در سیستم جداساز طی یک چرخه‌ی کامل نظیر جابجایی حداکثر

s = تنش در لوله

s_{bf} = تنش خمشی ناشی از شناوری

s_c = مقدار تنش قائم فشاری کل در جداره

s_{cs} = حداکثر تنش قائم فشاری حاصل از زلزله در مخزن خودمهار در پایین جداره

s_y = تنش جاری شدن مصالح لوله

s_{yo} = تنش جاری شدن مصالح لوله در دمای بهره‌برداری

u = ضریب پواسن

u_f = ضریب پواسن مصالح شالوده (بتن)

W_0 = ضریب اضافه مقاومت

y = زاویه‌ی بین سطح شکست گسل نرمال و سطح افقی

$\bar{\zeta}$ = نسبت میرایی معادل

z_0 = نسبت میرایی پی

فصل دوم
بارگذاری

۲- بارگذاری

۲-۱- ملاحظات کلی

طراحی سازه‌های ساختمانی ضروری، سازه‌های غیر ساختمانی و تجهیزات صنعت نفت در این آیین‌نامه می‌تواند با دو روش "تنش مجاز" و "مقاومت" انجام گیرد. در هریک از این 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 بارگذاری شامل ضریب اضافه مقاومت مذکور در بند ۲-۲-۴ باشند.

در استفاده از ترکیبات بارگذاری ارائه شده در این آیین‌نامه لازم است به سازگاری آن با ضوابط طراحی توجه شود. در این آیین‌نامه ضوابط بار ناشی از زلزله ارائه گردیده است. برای تعیین بارهای قائم و باد از ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و مشخصات تجهیزات استفاده می‌شود، مگر آنکه در فصل مربوط، ضابطه‌ی جداگانه‌ای ارائه شده باشد. ضوابط سایر بارگذاری‌ها باید مطابق مراجع و استانداردهای معتبر دیگر 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 سایر بارها نظیر بارهای عملکردی سازه‌های صنعتی، اثرات جوی، یخبندان و نظایر آن، می‌توان از سایر مراجع معتبر استفاده نمود.

۲-۲-۱- ترکیب‌های بارگذاری در روش تنش مجاز

۲-۲-۱-۱- ترکیب‌های 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:

$$D \qquad (۲-۱)$$

$$D + L \qquad (۲-۲)$$

$$D + (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \qquad (۲-۳)$$

$$D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \qquad (۲-۴)$$

$D + (W \text{ یا } 0.7E)$ (۵-۲)

$D + 0.75W + 0.75L + 0.75(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$ (۶-۲-الف)

$D + 0.75(0.7E) + 0.75L + 0.75S$ (۶-۲-ب)

$0.6D + W$ (۷-۲)

$0.6D + 0.7E$ (۸-۲)

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 که در آن اثر جهت باد لحاظ نشده است.

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

T =اثر بار ناشی از کرنش‌های خودتعادلی (کرنش‌های مستقل از نیروی خارجی مانند تغییرات دما، خطای مونتاژ، نشست، خزش)

در ترکیب بارهای فوق، اثر یک یا چند بار که ممکن است اعمال نشوند نیز باید درنظر گرفته شوند.

در صورت وجود بار مایع، F، اثر آن با ضریب بار یکسان با بار مرده در ترکیب‌بارهای (۲-۱) الی (۲-۶) و (۲-۸) 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 مقابله کننده با بارهای پایه داشته باشد، در صورت دائمی بودن با ضریب بار ۰٫۶ ، در غیر این‌صورت با ضریب بار صفر منظور می‌گردد.

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

۲-۲-۱-۲- 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 مطابق 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- ترکیب‌های پایه

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

$$1.4D \qquad (۹-۲)$$

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

$$1.2D + 1.6\,(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + (L \text{ یا } 0.8W) \qquad (۱۱-۲)$$

$$1.2D + 1.3W + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \qquad (۱۲-۲)$$

$$1.2D + E + L + 0.2S \qquad (۱۳-۲)$$

$$0.9D + 1.3W \qquad (۱۴-۲)$$

$$0.9D + E \qquad (۱۵-۲)$$

چنانچه بار زنده‌ی کاهش‌نیافته کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع باشد (بجز 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 مقابله کننده 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 مطابق مراجع معتبر یا سایر فصول این آیین‌نامه باید در نظر گرفته شود. در هر حال ضریب بار T نباید از یک کمتر در نظر گرفته شود.

۲-۲-۳-۲- 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 (۲-۱۶) تعیین می‌شود:

$$E_h = r\, Q_E \qquad (۲-۱۶)$$

که در آن:

r =ضریب نامعینی (ضریب اعتماد- 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 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 (۲-۱۷) تعیین می‌شود:

$$E_v = a\, S_{DS}\, D \qquad (۲-۱۷)$$

که در آن:

S_{DS} =شتاب طیفی نظیر زمان تناوب کوتاه، ۰/۲ ثانیه (بر حسب g).

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

a =ضریب تخمین اثر مولفه‌ی قائم 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 Eدر ترکیب‌های بارگذاری مربوطه در بندهای ۲-۲-۱ و ۲-۲-۲ را به صورت روابط (۲-۱۸) و یا (۲-۱۹) جایگزین کرد.

$$E = E_h + E_v \quad (۱۸-۲)$$

$$E = E_h - E_v \quad (۱۹-۲)$$

لذا اثر همزمان مولفه های 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 :

$$(1.0+0.14S_{DS})D + 0.7rQ_E \quad (۲۰-۲)$$

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

$$(0.6-0.14S_{DS})D+0.7rQ_E \quad (۲۲-۲)$$

در صورت وجود بار مایع، F، اثر آن با ضریب بار یکسان با بار مرده در ترکیب‌بارهای (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 مقابله کننده با بارهای پایه داشته باشد، در صورت دائمی بودن با ضریب بار ۰٫۶ ، در غیر این‌صورت با ضریب بار صفر منظور می‌گردد.

ب- ترکیب‌های بارگذاری طراحی به روش مقاومت:

$$(1.2+0.2S_{DS})D+rQ_E +L+0.2S \quad (۲۳-۲)$$

$$(0.9-0.2S_{DS})D+rQ_E \quad (۲۴-۲)$$

در صورتیکه بار زنده‌ی کاهش‌نیافته کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع باشد (بجز 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 مقابله کننده با بارهای پایه داشته باشد، در صورت دائمی بودن با ضریب بار ۰٫۹ ، در غیر این‌صورت با ضریب بار صفر منظور می‌گردد.

۲-۲-۴- ترکیب بار شامل ضریب اضافه مقاومت

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

در سازه‌های با ستون طره‌ای، 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 مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و سایر آیین‌نامه‌های طراحی استفاده از ترکیب بار شامل ضریب اضافه مقاومت الزامی باشد، ترکیب بارهای آمده در این بند نیز باید اعمال شود.

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

$$(1.0+0.14S_{DS})D+ 0.7W_0Q_E \qquad (۲-۲۵)$$

$$(1.0+0.105S_{DS})D+0.75(0.7\ W_0Q_E)+0.75L + 0.75(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \qquad (۲-۲۶)$$

$$(0.6-0.14S_{DS})D +0.7W_0Q_E \qquad (۲-۲۷)$$

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 مقابله کننده با بارهای پایه داشته باشد، در صورت دائمی بودن با ضریب بار ۰٫۶ ، در غیر این‌صورت 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:

$$(1.2+0.2S_{DS})D+W_0Q_E +L+0.2S \qquad (۲-۲۸)$$

$$(0.9-0.2S_{DS})D+W_0Q_E \qquad (۲-۲۹)$$

در صورتیکه بار زنده‌ی کاهش‌نیافته کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع باشد (بجز 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 مقابله کننده 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:

$\Omega_0 =$ ضریب اضافه مقاومت طبق جدول ۴-۴ فصل چهارم

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

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

طره‌های افقی باید علاوه بر ترکیب بارهای یادشده، برای بار خالص حداقل برابر ۲۰٪ بار مرده رو به بالا طراحی شود.

فصل سوم
تحلیل خطر

۳- تحلیل خطر

۳-۱- ملاحظات کلی

در این آیین‌نامه بنا به نوع سازه از یک و یا دو سطح خطر برای طراحی سازه‌ها و تجهیزات صنعت نفت استفاده می‌شود. سطوح خطر مورد استفاده، در بند ۳-۲ ارائه شده است. سازه باید در برابر سطح خطر مورد نظر طبق ضوابط این آیین‌نامه طراحی شود. 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، جهت‌ها و نرخ انتشار گسیختگی و خصوصیات مکانیکی محیط چشمه‌ی لرزه‌زا - باید لحاظ شود. از این رو معمولا سطوح خطر در مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی به دو صورت احتمالاتی و تعینی مشخص می‌شود.

۳-۲- سطوح خطر زلزله

کلیه سازه‌ها و تجهیزات صنعت نفت باید طبق فصل مربوطه، برای یک یا دو سطح خطر از سطوح خطر مندرج در بندهای ۳-۲-۱، ۳-۲-۲ و ۳-۲-۳، طراحی شوند. سطح خطر سوم برای سازه با جداگر لرزه‌ای (فصل ۹) و نیز سازه‌ی فراساحلی (فصل ۱۴) بکار می‌رود. مبنای محاسبه‌ی دوره‌های بازگشت زلزله در هر سه سطح در این آیین‌نامه بر پایه‌ی توزیع پواسن رخداد زلزله می‌باشد.

۳-۲-۱- سطح خطر اول

زلزله‌ی سطح خطر اول (زلزله‌ی بهره‌برداری در این آیین‌نامه) زلزله‌ای با بزرگای کم تا متوسط است که در صورت وقوع آن در دوره‌ی بهره‌برداری سازه، انتظار می‌رود اعضای اصلی سازه در بازه‌ی رفتار ارتجاعی باقی بمانند. با توجه به نوع سازه، احتمال فراگذشت و دوره‌ی بازگشت زلزله متفاوت می‌باشد که در فصول مربوط به آن پرداخته شده است. طیف حاصل از این سطح خطر طیف زلزله‌ی بهره-برداری نامیده می‌شود.

برای ساختمان‌های ضروری (فصل ششم)، زلزله‌ی بهره‌برداری زلزله‌ای است با احتمال فراگذشت ۷۰ درصد در ۵۰ سال و یا با دوره‌ی بازگشت حدود ۴۰ سال.

برای خط لوله (فصل سیزدهم)، زلزله‌ی بهره‌برداری زلزله‌ای است با احتمال فراگذشت ۵۰ درصد در ۵۰ سال و یا با دوره‌ی بازگشت حدود ۷۵ سال.

برای سازه‌ی فراساحلی (فصل چهاردهم)، زلزله‌ی بهره‌برداری زلزله‌ای است با احتمال فراگذشت ۲۰ درصد در ۵۰ سال و یا با دوره‌ی بازگشت حدود ۲۰۰ سال.

۳-۲-۲- سطح خطر دوم

زلزله‌ی سطح خطر دوم (زلزله‌ی طرح)، زلزله‌ای با بزرگای نسبتا زیاد است که احتمال فراگذشت آن در دوره‌ی ۵۰ ساله در ساختگاه مورد نظر، ۱۰ درصد است (زلزله با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال). لازم نیست مقادیر طیف حاصل، از دوسوم مقادیر طیف زلزله‌ی تعینی (بند ۳-۳-۲)، بیشتر باشد. طیف حاصل، طیف زلزله‌ی طرح نامیده می‌شود. این طیف باید شرط حداقل ضوابط مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ ایران را در رابطه با طیف طرح ویژه‌ی ساختگاه نیز برآورده نماید.

در مواردی که طبق این آیین‌نامه مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی (بند ۳-۳) الزامی نمی‌باشد، می‌توان از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای زلزله‌ی طرح استفاده نمود.

در مواردی که در فصول دیگر تعاریف متفاوتی برای زلزله‌ی طرح ارائه شده باشد (مانند فصل ۱۳ در مورد خط لوله)، تعریف ارائه شده در فصل مربوطه جایگزین تعریف فوق می‌شود.

۳-۲-۳- سطح خطر سوم

زلزله‌ی سطح خطر سوم (زلزله‌ی نادر) زلزله‌ای با بزرگای خیلی زیاد است که احتمال وقوع زلزله‌ای بزرگتر از آن در دوره‌ی ۵۰ ساله در ساختگاه مورد نظر، ۲ درصد است. (زلزله با احتمال فراگذشت ۲ درصد). دوره‌ی بازگشت این زلزله در محدوده‌ی ساختگاه طرح ۲۴۷۵ سال می‌باشد. طیف حاصل از این سطح خطر طیف زلزله‌ی نادر نامیده می‌شود. برای این سطح خطر، حد بالای مقادیر این طیف به مقادیر طیف تعیّنی (بند ۳-۳-۲) محدود می‌شود. این طیف نباید از طیف طرح مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ ایران کمتر باشد.

سطح خطر سوم برای کنترل یا طراحی بعضی از سازه‌ها مانند دستگاه جداساز لرزه‌ای (فصل نهم) و سازه‌ی فراساحلی (فصل چهاردهم) به کار می‌رود. همچنین از این سطح خطر در تعیین زلزله‌ی سطح خطر دوم طبق بند ۳-۲-۲ استفاده می‌شود.

۳-۳- مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه

در مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه، ساختار تکتونیکی محلی، زمین‌شناسی، لرزه‌خیزی منطقه، نرخ قابل انتظار وقوع زلزله، بیشینه بزرگای زلزله‌ی گسل‌های معلوم و نوع خاک ساختگاه از مواردی است که باید بررسی شود. بر اساس نیاز طراحی، طیف با خطر یکنواخت شتاب، سرعت و جابجایی هر سطح خطر مورد نظر بر روی بستر سنگی تهیه می‌شود.

برای تهیه‌ی طیف منطبق بر زمین ساختگاه، حداقل باید از ۵ شتاب‌نگاشت بستر سنگی با فاصله و بزرگای سازگار با طیف سطح خطر مورد نظر استفاده شود. هر شتاب‌نگاشت باید به نحوی مقیاس شود که متوسط طیف شتاب‌نگاشت‌ها در بستر سنگی در محدوده‌ی زمان‌های تناوب سازه‌های مورد نظر در

ساختگاه با طیف بستر سنگی مورد نظر به طور مناسب منطبق باشد. از انتقال شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده مذکور به زمین ساختگاه (با لحاظ مشخصات خاک ساختگاه) می‌توان شتاب‌نگاشت‌های لازم برای تحلیل تاریخچه زمانی را بدست آورد و در صورت نیاز از آنها برای تهیه‌ی طیف سطح خطر مورد نظر استفاده نمود.

مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی علاوه بر مواردی که در سایر فصول این آیین‌نامه لازم دانسته شده است، برای طراحی کلیه‌ی سازه‌های با گروه کاربری III و IV (طبق جدول ۴-۳) و برای سازه‌های با گروه کاربری II نزدیک به گسل فعال (فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر) و یا روی خاک نوع IV (طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران) الزامی است.

در مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه توجه به مسایل ویژه از جمله موارد زیر ضروری است:

الف: عدم قطعیت در مدل‌های مورد استفاده و پارامترهای مربوط به چشمه‌ی لرزه‌زا و حرکات زمین

ب: جهت‌داری زلزله (Directivity) و جابجایی ماندگار زمین (Fling step) در طیف حاصل برای مناطق نزدیک گسل (ساختگاه‌های با فاصله حدود ۱۰ کیلومتر از گسل فعال)

پ: روانگرایی در مناطق مستعد

ت: امکان رخداد پدیده آب‌تاز (Tsunami)

مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی به روش‌های احتمالاتی و تعیّنی طبق بندهای ۳-۳-۱ و ۳-۳-۲ انجام می‌شود.

۳-۳-۱- طیف با خطر یکنواخت به روش احتمالاتی

برای تعیین طیف با خطر یکنواخت به روش احتمالاتی، موقعیت جغرافیایی و ابعاد گسل‌های فعال در محدوده‌ی ساختگاه شناسایی می‌شود. با توجه به نوع ساختار تکتونیکی گسل‌های منطقه و سوابق لرزه‌خیزی در محدوده‌ی ساختگاه و محاسبات مورد نیاز، اطلاعات مربوط به زلزله‌های تاریخی و ثبت شده از قبیل بزرگا، ژرفای کانونی، موقعیت جغرافیایی و طول گسلش ناشی از هر زلزله، گردآوری و یا تعیین می‌شود. در نهایت، با استفاده از روابط کاهندگی سازگار با خاک زیرین ساختگاه، طیف در زمان‌های تناوب مختلف با خطر یکنواخت برای سطح خطر مورد نظر محاسبه می‌شود. محاسبات فوق باید بر اساس متوسط هندسی زوج مولفه‌های افقی انجام گیرد.

همچنین می‌توان طیف بر اساس "خطرپذیری یکنواخت" را به کمک منحنی‌های احتمال شکنندگی (با توزیع لوگ-نرمال که در آن محور افقی شتاب افقی زمین و محور قائم احتمال فروریزی سازه است)، طبق مراجع معتبر، بدست آورد و از آن بجای طیف با خطر یکنواخت استفاده کرد.

۳-۳-۲- طیف تعیّنی

برای تعیین طیف تعیّنی نظیر زلزله‌ی نادر، موثرترین چشمه‌های لرزه‌زا براساس بزرگا و فاصله تا ساختگاه باید شناسایی شده و روابط کاهندگی مناسب منطقه انتخاب و بکار رود. به منظور محاسبه‌ی این طیف، ابتدا برای هر گسل فعال در اطراف ساختگاه، طیف پاسخ نظیر زلزله‌ی مشخصه آن گسل با استفاده از معدل مقادیر حاصل از روابط کاهندگی میانه‌ی معتبر بدست می‌آید. سپس در هر زمان تناوب، ۱۵۰٪ بیشینه طیف‌های حاصل محاسبه شده و به عنوان طیف تعیّنی ساختگاه نامیده می‌شود. در این محاسبات نسبت میرایی ۵ درصد فرض می‌شود. طیف حاصل را می‌توان با استفاده از روش‌های معتبر هموار نمود.

زلزله‌ی مشخصه‌ی هر گسل فعال، با توجه به قویترین زلزله‌ی قابل رخداد در آن گسل بطوریکه بزرگای آن از بزرگای قویترین زلزله‌های تاریخی و ثبت شده کمتر نباشد، تعیین می‌شود.

فصل چهارم
روش‌های تحلیل

۴- روش‌های تحلیل

۴-۱- گستره

بارگذاری و تحلیل لرزه‌ای می‌تواند به یکی از سه روش استاتیکی معادل (بند ۴-۸)، دینامیکی طیفی (بند ۴-۹) و دینامیکی تاریخچه زمانی (ارتجاعی یا غیرارتجاعی) (بند ۴-۱۰) با رعایت ضوابط مربوط انجام شود. برای کنترل سازه‌های طراحی شده می‌توان از روش‌های عملکردی و یا سایر روش‌های معتبر استفاده کرد.

سازه باید دارای سیستم مقاوم جانبی مناسب افقی و قائم با سختی، مقاومت و ظرفیت شکل‌پذیری کافی باشد، بطوریکه اعضا و اتصالات آن بتوانند تغییر شکل‌ها در محدوده‌ی مجاز ارتجاعی و غیرارتجاعی این آیین‌نامه را تامین کنند. مدل ریاضی سازه باید با خصوصیات ارتجاعی و غیرارتجاعی مصالح و هندسه‌ی سازه سازگار باشد اما ساده‌سازی‌هایی مانند فرض بستر صلب مجاز می‌باشد، مگر اینکه در این آیین‌نامه 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 می‌شوند. در جداول ۴-۱ و ۴-۲ به ترتیب شرایط نامنظمی در ارتفاع و پلان مشخص شده است. در شکل ۴-۱ نیز این نامنظمی‌ها نشان داده شده است.

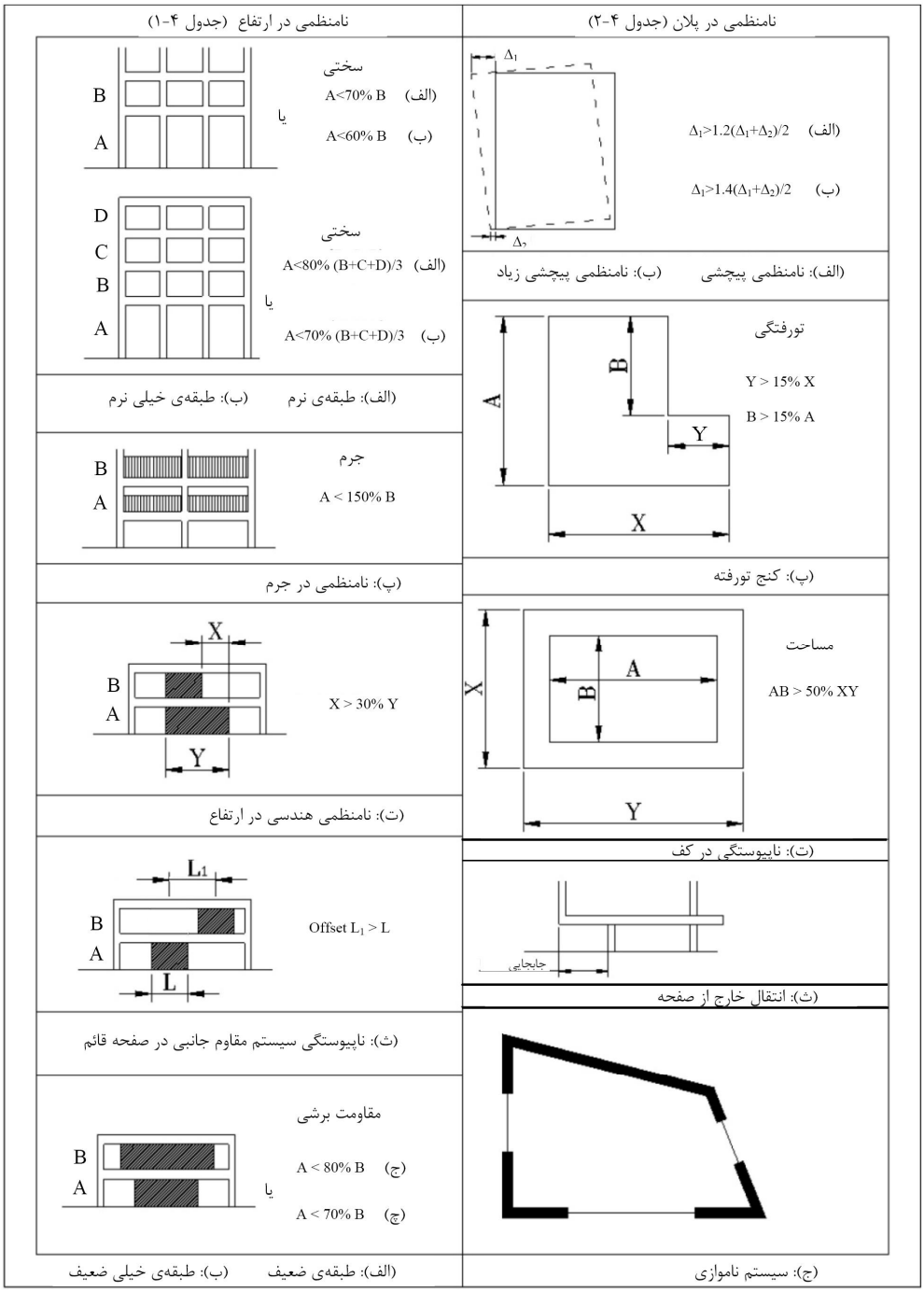
استفاده از سیستم دارای نامنظمی طبقه‌ی خیلی ضعیف در ارتفاع مجاز نمی‌باشد. همچنین استفاده از سیستم سازه‌ای دارای نامنظمی پیچشی زیاد در پلان، طبقه‌ی خیلی نرم و طبقه‌ی ضعیف در ارتفاع برای گروه‌های طراحی لرزه‌ای D_3 و D_2 (بند ۴-۵) مجاز نمی‌باشد.

جدول ۴-۱: انواع نامنظمی در ارتفاع

نوع نامنظمی و تعریف آن
الف) نامنظمی در سختی ـ طبقه‌ی نرم: چنانچه سختی جانبی یک طبقه از سازه کمتر از ۷۰٪ سختی جانبی طبقه‌ی فوقانی و یا کمتر از ۸۰٪ میانگین سه طبقه‌ی بالای آن باشد، به آن طبقه‌ی نرم گفته می‌شود.
ب) نامنظمی در سختی ـ طبقه‌ی خیلی نرم: چنانچه سختی جانبی یک طبقه از سازه کمتر از ۶۰٪ سختی جانبی طبقه‌ی فوقانی و یا کمتر از ۷۰٪ میانگین 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 ۱۵۰٪ 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 ۱۳۰٪ 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٪ مقاومت طبقه‌ی فوقانی باشد. مقاومت جانبی یک طبقه عبارت است از مجموع مقاومت جانبی کلیه 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 میانگین جابجایی نسبی آن کنج و کنج دیگر (در راستای عمود بر جهت 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 عمود بر جهت زلزله) باشد، سازه‌ی مذکور دارای نامنظمی پیچشی زیاد است.
پ) کنج تو رفته: این نامنظمی در حالتی بوجود می‌آید که پیکربندی افقی سازه دارای کنج تورفته است، بگونه‌ای که هر دو بعد کنج تورفته نسبت به راستای افقی 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 وجود دارد 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 مسیر عبور بار جانبی دارای ناپیوستگی‌هایی همچون انتقال عناصر لرزه‌بر در جهت عرضی (عمود بر صفحه‌ی عنصر یادشده) باشد.
ج) سیستم ناموازی: این نامنظمی زمانی وجود دارد که اعضای لرزه‌بر قائم نه با محورهای اصلی و متعامد موازیند و نه نسبت به آنها متقارن می‌باشند.
چ) سیستم نامتقارن: این نامنظمی زمانی وجود دارد که اعضای مقاوم جانبی موازی محورهای عمود بر هم سیستم مقاوم جانبی و یا متقارن نسبت به این محورها نباشند.



شکل ۴-۱: انواع نامنظمی در سازه

۴-۳- گروه‌بندی سازه‌ها از نظر کاربری

سازه‌ها از نظر کاربری به چهار گروه تقسیم می‌شوند. گروه کاربری، که گروه خطرپذیری نیز نامیده می‌شود، با توجه به میزان مخاطرات جانی و مالی محتمل تعیین می‌گردد. ضریب اهمیت، I، هر گروه از جدول ۴-۳ بدست می‌آید.

جدول ۴-۳: ضرایب اهمیت سازه

نوع سازه	گروه‌کاربری	I
سازه‌های ضروری مانند: - بیمارستان‌ها و دیگر تسهیلات درمانی که دارای بخش‌های اورژانس و جراحی می‌باشند. - آتش‌نشانی، امدادرسانی، مراکز پلیس و پارکینگ ماشین‌های اورژانس - پناهگاه‌های اضطراری زلزله، سیل و مانند آن - ایستگاه‌های تولید نیرو و دیگر ابنیه‌ی عمومی برای خدمات اضطراری - برج‌های مخابراتی، مخازن ذخیره سوخت، برج‌های خنک‌کننده، ایستگاه‌های فرعی برق، مخازن ذخیره‌ی آب آتش‌نشانی و دیگر سازه‌های ذخیره‌ی آب یا مواد و ابزار اطفاء حریق که برای خدمت‌رسانی به دیگر سازه‌های ضروری 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 - سازه با عملکرد پدافندی ضروری ملی همچنین سازه‌هایی، به جز موارد فوق، با کاربری مرتبط با تولید، فرآورش، مدیریت، انبار، بهره‌برداری، یا امحای سوخت، مواد شیمیایی و ضایعات خطر زا و یا مواد منفجره، که دارای مقدار زیادی از مواد یادشده باشد بطوریکه رها شدن این مواد موجب خطر خیلی زیاد (وضعیت اضطراری) برای عموم شود، و نیز اتاق‌های کنترل و تاسیسات مکانیکی و تامین برق و بخار سایت.	IV	۱٫۵

جدول ۴-۳: ضرایب اهمیت سازه (ادامه)

کاربری سازه	گروه‌کاربری	I
سازه‌های با خطر ایمنی جانی قابل توجه در صورت خرابی 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 - بازداشتگاه‌ها سازه‌هایی، به جز گروه کاربری IV، که در صورت خرابی موجب بروز خسارات اقتصادی قابل توجه و یا اختلال در زندگی روزمره می‌شوند مانند: - ابنیه‌ی تولید نیرو - ابنیه‌ی تصفیه‌ی آب - ابنیه‌ی تصفیه‌ی فاضلاب - مراکز مخابراتی سازه‌هایی، به جز گروه کاربری IV، با کاربری مرتبط با تولید، فرآورش، مدیریت، انبار، بهره‌برداری، یا امحای سوخت، مواد شیمیایی و ضایعات خطر زا و یا مواد منفجره، که دارای مقدار کافی از مواد یادشده باشد بطوریکه رها شدن این مواد موجب خطر برای عموم شود.	III	۱٫۲۵
دیگر سازه‌ها به جز گروه‌های کاربری I، III و IV	II	۱
سازه‌های با خطر ایمنی جانی کم در زلزله‌های مخرب، مانند: - ابنیه‌ی موقت - انبارهای کم اهمیت - ابنیه‌ی کشاورزی	I	۰٫۸

۴-۴- سیستم‌های سازه‌ای و ضرایب لرزه‌ای

سیستم مقاوم جانبی در سازه می‌تواند طبق جداول ۴-۴، ۷-۱ و یا ۷-۲ طبق آنچه در این آیین‌نامه اجازه داده شده 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 جداول ۷-۱ و ۷-۲ انتخاب شوند. برای سایر سیستم‌هایی که در جداول فوق ذکر نشده‌اند، می‌توان از نتایج آزمایش، محاسبات یا مراجع معتبر استفاده نمود.

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

۴-۵- گروه طراحی لرزه‌ای

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

گروه طراحی لرزه‌ای سه (D_3): برای سازه‌های گروه کاربری نوع IV، در مناطق با شتاب طیفی (بر حسب g) برای زمان تناوب ۱ ثانیه مساوی یا بزرگتر از ۰/۴۵، حاصل از تحلیل ویژه‌ی ساختگاه برای زلزله‌ی طرح بر روی بستر سنگی و یا مقدار AB خاک نوع I استاندارد ۲۸۰۰ برای زمان تناوب ۱ ثانیه (با رعایت ضوابط این آیین‌نامه)

گروه طراحی لرزه‌ای دو (D_2): برای سازه‌های دیگر گروه‌های کاربری، در مناطق با شتاب طیفی (بر حسب g) برای زمان تناوب ۱ ثانیه مساوی یا بزرگتر از ۰/۴۵، حاصل از تحلیل ویژه‌ی ساختگاه برای زلزله‌ی طرح بر روی بستر سنگی و یا مقدار AB خاک نوع I استاندارد ۲۸۰۰ برای زمان تناوب ۱ ثانیه (با رعایت ضوابط این آیین‌نامه)

گروه طراحی لرزه‌ای یک (D_1): برای سازه‌های غیر از گروه‌های D_3 و D_2

برای ارتفاع مجاز سازه در گروه‌های طراحی لرزه‌ای مختلف به جدول ۴-۴ مراجعه شود. برای سازه‌های گروه طراحی لرزه‌ای D_1 در مناطق با شتاب مبنای طرح ۰/۲ یا کمتر (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰) در موارد غیرمجاز، می‌توان ارتفاع مجاز را تا ۱۰ متر درنظر گرفت.

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

ردیف	سیستم مقاوم لرزه‌ای	R_u	Ω_0	C_d	ارتفاع مجاز برای گروه‌های طراحی لرزه‌ای (متر)		
					D_3	D_2	D_1
الف	**سیستم 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 مسلح بنایی ویژه	۵	۲٫۵	۳٫۵	۳۰	۵۰	۵۰
۶	دیوار برشی مسلح بنایی متوسط	۳٫۵	۲٫۵	۲٫۲۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۷	دیوار ساخته شده از قاب سبک همراه پانل‌های برشی از مصالح مختلف	۲	۲٫۵	۲	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۸	دیوار ساخته شده از قاب سبک همراه مهاربندی با تسمه	۴	۲	۳٫۵	۲۰	۲۰	۲۰
ب	**سیستم قاب ساختمانی ساده**						
۱	قاب مهاربندی فولادی واگرا	۸	۲	۴	۳۰	۵۰	۵۰
۲	قاب مهاربندی فولادی همگرای ویژه	۶	۲	۵	۳۰	۵۰	۵۰
۳	قاب مهاربندی فولادی همگرای معمولی	۳٫۲۵	۲	۳٫۲۵	غیرمجاز	۱۰	۱۰
۴	دیوار برشی بتنی مسلح ویژه	۶	۲٫۵	۵	۳۰	۵۰	۵۰
۵	دیوار برشی بتنی مسلح معمولی	۵	۲٫۵	۴٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۶	دیوار برشی پیش‌ساخته‌ی متوسط	۵	۲٫۵	۴٫۵	۱۲	۱۲	۱۲
۷	قاب مرکب بتنی -فولادی با مهاربندی واگرا	۸	۲٫۵	۴	۳۰	۵۰	۵۰
۸	قاب مرکب بتنی -فولادی با مهاربندی همگرای ویژه	۵	۲	۴٫۵	۳۰	۵۰	۵۰
۹	قاب های مرکب بتنی -فولادی با مهاربندی معمولی	۳	۲	۳	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۱۰	دیوارهای برشی فولادی مرکب	۶٫۵	۲٫۵	۵٫۵	۳۰	۵۰	۵۰
۱۱	دیوارهای برشی ویژه‌ی مرکب بتن مسلح با اعضای فولادی	۶	۲٫۵	۵	۳۰	۵۰	۵۰
۱۲	دیوار برشی مسلح بنایی ویژه	۵٫۵	۲٫۵	۴	۳۰	۵۰	۵۰
۱۳	دیوار برشی مسلح بنایی متوسط	۴	۲٫۵	۴	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۱۴	قاب فولادی با مهاربندی کمانش‌ناپذیر	۸	۲٫۵	۵	۳۰	۵۰	۵۰
۱۵	دیوار برشی فولادی ویژه	۷	۲	۶	۳۰	۵۰	۵۰

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

ردیف	سیستم مقاوم لرزه‌ای	R_u	Ω_0	C_d	ارتفاع مجاز برای گروههای طراحی لرزه‌ای (متر)		
					D_3	D_2	D_1
پ	**سیستم‌های قاب مقاوم خمشی**						
۱	قاب مقاوم خمشی فولادی ویژه	۸	۳	۵۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۲	قاب مقاوم خمشی فولادی متوسط	۴٫۵	۳	۴	غیرمجاز	غیرمجاز	۱۰
۳	قاب مقاوم خمشی فولادی معمولی	۳٫۵	۳	۳	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۴	قاب مقاوم خمشی بتنی مسلح ویژه	۸	۳	۵۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۵	قاب مقاوم خمشی بتنی مسلح متوسط	۵	۳	۴٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۶	قاب مقاوم خمشی بتنی مسلح معمولی	۳	۳	۲٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۷	قاب مقاوم خمشی مرکب بتنی-فولادی ویژه	۸	۳	۵٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۸	قاب مقاوم 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	دیوار برشی بتنی مسلح ویژه	۷	۲٫۵	۵٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۴	دیوار برشی بتنی مسلح معمولی	۶	۲٫۵	۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۵	قاب مرکب بتنی-فولادی با مهاربند واگرا	۸	۲٫۵	۴	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۶	قاب مرکب بتنی-فولادی با مهاربند همگرای ویژه	۶	۲٫۵	۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۷	دیوار برشی مرکب با ورق فولادی	۷٫۵	۲٫۵	۶	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۸	دیوار برشی مرکب بتنی ویژه با اعضای فولادی	۷	۲٫۵	۶	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۹	دیوار برشی مرکب بتنی معمولی با اعضای فولادی	۶	۲٫۵	۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۱۰	دیوار برشی بنایی مسلح ویژه	۵٫۵	۳	۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۱	دیوار برشی بنایی مسلح متوسط	۴	۳	۳٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۱۲	دیوار برشی فولادی ویژه	۸	۲٫۵	۶٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۳	قاب با مهاربند کمانش‌ناپذیر	۸	۲٫۵	۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود

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

ردیف	سیستم مقاوم لرزه‌ای	R_u	Ω_0	C_d	ارتفاع مجاز برای گروههای طراحی لرزه‌ای (متر)		
					D_3	D_2	D_1
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
	قاب مرکب بتنی-فولادی با مهاربند همگرای معمولی	۵	۳	۴٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
ج	**سیستم ستون‌های طره‌ای با جزییات مربوط به**						
۱	قاب خمشی فولادی یا بتنی ویژه	۲٫۵	۱٫۲۵	۲٫۵	۱۰	۱۰	۱۰
۲	قاب خمشی فولادی متوسط	۱٫۵	۱٫۲۵	۱٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	۱۰
چ	**سازه‌ی فولادی بدون رعایت ضوابط طراحی لرزه‌ای درجزییات بجز سیستم ستون طره**	۳	۳	۳	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز

۴-۶- ضریب نامعینی r

ضریب نامعینی r برای هر دو جهت سیستم مقاوم جانبی بطور جداگانه تعیین و به نحوی که در بند ۲-۲-۳ آمده است اعمال می‌شود.

در موارد زیر ضریب r را می‌توان معادل یک در نظر گرفت:

- تعیین جابجایی نسبی طبقات و اثرات $P-D$
- طراحی اجزای غیر سازه‌ای
- طراحی سازه‌های غیرساختمانی با جزء صنعتی متکی بر زمین (بند ۷-۳)
- بار طراحی دیافراگم طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران

این ضریب برای تمام سیستم‌های مقاوم جانبی در صورت برآورده شدن شرایط یکی از دو روش ارائه شده، می‌تواند برابر ۱ منظور شود. در غیر اینصورت مقدار r معادل ۱٫۳ درنظر گرفته می‌شود:

- برای مناطق با خطر لرزه‌ای کم (طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران).
- برای طبقاتی که بیش از ۳۵٪ برش پایه را تحمل می‌کنند با این شرط که از ضوابط مندرج در جدول ۴-۵ تبعیت نمایند.
- در تمام طبقات سازه‌های منظم در پلان مشروط بر اینکه اگر طبقه‌ای بیش از ۳۵٪ برش پایه را تحمل می‌کند، در قاب‌های پیرامونی هر دو جهت متعامد حداقل دو دهانه‌ی مقاوم جانبی موجود باشد.

در مورد دیوارهای برشی تعداد دهانه‌های لرزه‌بر را می‌توان از تقسیم طول دیوار برشی به ارتفاع طبقه به دست آورد.

۴-۷- راستای اعمال مولفه‌ی افقی زلزله

سازه را می‌توان برای هریک از دو امتداد متعامد در برابر یک مولفه‌ی زلزله، جز در موارد زیر، بطور مجزا و بدون درنظر گرفتن اثر مولفه‌ی زلزله در امتداد دیگر تحلیل نمود:

- برای سازه با نامنظمی نوع "ج" جدول ۴-۲
- ستون‌ها و دیوارهایی که بین دو و یا چند سیستم مقاوم لرزه‌برجانبی مشترک می‌باشند.

در این موارد، امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه‌ی مناسبی که بیشترین اثر را ایجاد نماید، انتخاب شود. برای سهولت اجازه داده می‌شود یکی از دو روش زیر بکار برده شود:

الف- در تحلیل سازه به روش استاتیکی معادل (بخش ۴-۸)، روش طیفی (بخش ۴-۹) و یا روش تاریخچه زمانی ارتجاعی (بند ۴-۱۰-۲-۱)، ۱۰۰٪ یک مولفه‌ی افقی زلزله در یک امتداد سازه همزمان با ۳۰٪ مولفه در جهت متعامد اعمال گردد.

ب- در تحلیل سازه به روش تاریخچه زمانی ارتجاعی (بند ۴-۱۰-۲-۲) 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.

جدول ۴-۵: ملزومات سیستم‌های مقاوم جانبی که طبقاتی از سازه‌های شامل آن بیش از ۳۵٪ برش پایه را تحمل میکنند (برای اعمال $r = 1$)

سیستم مقاوم جانبی	شرایط
قاب‌های مهاربندی‌شده	درصورتی که حذف یک عضو مهاربندی یا اتصال موجب کاهش بیش از ۳۳٪ از مقاومت طبقه نشود و یا موجب نامنظمی پیچشی زیاد مطابق جدول ۴-۲ نشود.
قاب‌های مقاوم خمشی	از بین رفتن مقاومت خمشی دو انتهای تیری در یک طبقه، منجر به کاهش مقاومت بیش از ۳۳٪ آن و یا ایجاد نامنظمی پیچشی زیاد مطابق جدول ۴-۲ نشود.
دیوارهای برشی و پایه‌هایی با نسبت ارتفاع به طول بیش از یک	حذف یک دیوار برشی و یا پایه با نسبت ارتفاع به طول بیش از یک در هر طبقه موجب کاهش بیش از ۳۳٪ مقاومت آن طبقه یا ایجاد نامنظمی پیچشی زیاد مطابق جدول ۴-۲ نشود.
ستون‌های طره ای	از بین رفتن مقاومت خمشی در پای هر ستون طره‌ای موجب کاهش بیش از ۳۳٪ مقاومت طبقه و یا ایجاد نامنظمی پیچشی زیاد طبق جدول ۴-۲ نشود.
دیگر سیستم‌های ساختمانی	بدون شرط

۴-۸- روش استاتیکی معادل

۴-۸-۱- ملاحظات کلی

در روش استاتیکی معادل، نیروی ناشی از زلزله به صورت برش پایه‌ی معادل زلزله تعیین و به سازه اعمال می‌شود.

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

- سازه با سیستم قاب سبک در گروه کاربری I و II تا سه طبقه
- سایر سیستم‌های سازه‌ای در گروه کاربری I و II تا دو طبقه
- سازه‌ی منظم با $T < 3.5T_S$ (اگر مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه انجام شده باشد)، سازه‌ی منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر (اگر مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه انجام نشده باشد)، و سازه‌ی منظم با سیستم قاب سبک
- سازه‌ی نامنظم که فقط دارای یکی از نامنظمی‌ها در پلان از نوع "پ" تا "ج" (جدول ۴-۲) یا دارای یکی از نامنظمی‌ها در ارتفاع از نوع "ث" تا "چ" (جدول ۴-۱) بوده و $T < 3.5T_S$ (اگر مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه انجام شده باشد) یا کلیه‌ی سازه‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۱۸ متر (اگر مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه انجام نشده 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 $T_S = S_{D1}T_1 / S_{DS}$ و طبق بند ۴-۸-۲ از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه بدست می‌آید.

۴-۸-۲- تعیین برش پایه

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

$$V_u = \frac{S_a IW}{R_u} \qquad (۱-۴)$$

که در آن:

S_a = شتاب طیفی بر حسب g (شتاب ثقل) که از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی با نسبت میرایی ۵ درصد به دست می‌آید. بجای آن می‌توان در موارد مجاز از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران ($S_a = AB$) استفاده کرد.

در مواردی که از S_{DS} و S_{D1} استفاده شده است، این پارامترها به شرح زیر تعیین می‌شود:

S_{DS} = شتاب طیفی نظیر زمان تناوب کوتاه، ۰٫۲ ثانیه (بر حسب g)، در صورتیکه از ۹۰ درصد حداکثر شتاب طیفی کمتر نباشد. بجای آن می‌توان در موارد مجاز از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران و از حاصلضرب A در B نظیر زمان تناوب ۰٫۲ ثانیه استفاده کرد.

S_{D1} = شتاب طیفی نظیر زمان تناوب $T_1 = 1\ s$ (بر حسب g).

مقادیر فوق با استفاده از طیف بازتاب شتاب مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی به دست می‌آیند.

I = ضریب اهمیت سازه طبق جدول ۴-۳

W = وزن موثر لرزه‌ای شامل بار مرده و سایر بارها که به شرح زیر و فصول مربوط به سازه‌های خاص صنعت نفت تعیین می‌شود.

- در سطوحی که به عنوان انبار بکار می‌روند حداقل ۲۵٪ بار زنده.
- وزن معادل تیغه یا بار گسترده‌ی $50\ kg/m^2$ هرکدام که بزرگتر باشد.
- کل بار بهره‌برداری تجهیزات دائمی نصب‌شده در سازه

در مکان‌هایی که بار برف سطوح افقی بیش از $150\ kg/m^2$ باشد، ۲۰٪ از بار برف به صورت یکنواخت صرفنظر از شیب بام در نظر گرفته می‌شود.

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:

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

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

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

S_1، عبارت است از پارامتر شتاب طیفی (با نسبت میرایی ۵٪) نظیر زلزله‌ی نادر در زمان تناوب یک ثانیه روی سنگ بستر (بر حسب g) حاصل از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه. در مناطقی که این مطالعه انجام نشده است، بجای S_1 می‌توان از مقدار ۱٫۵ برابر حاصلضرب شتاب مبنای طرح، A، در ضریب بازتاب طیف خاک نوع I در زمان تناوب ۱ ثانیه، B، حاصل از استاندارد ۲۸۰۰ استفاده کرد.

برای سازه‌های غیرساختمانی این مقدار از فصل هفتم تعیین می‌شود.

۴-۸-۳- تعیین زمان تناوب اصلی

برای محاسبه 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 باید ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران، با توجه به تبصره‌های زیر، رعایت شود. زمان تناوب بدست آمده از روابط تحلیلی نباید از ۱٫۲۵ برابر مقدار حاصل از روابط تجربی بیشتر درنظر گرفته شود.

تبصره ۱: زمان تناوب تجربی سیستم سازه‌ای فولادی با مهاربند برون‌محور(EBF) در ساختمان‌ها، به شرط آنکه جداگرهای میان‌قابی مانع حرکت آزادانه‌ی سیستم نشوند، می‌تواند از رابطه‌ی (۴-۴) محاسبه شود.

$$T = 0.073H^{3/4} \qquad (۴-۴)$$

که در آن:

H = ارتفاع سازه از تراز پایه (متر). تراز پایه، ترازی است که حرکت افقی زمین در آن تراز به سازه منتقل می‌شود.

تبصره ۲: زمان تناوب تجربی، برای ساختمان‌های با دیوار برشی بتنی 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.

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

که در آن:

A_B = مساحت پلان ساختمان در تراز پایه

m = تعداد دیوارهای برشی سازه در جهت اعمال نیروی زلزله

h_i = ارتفاع دیواربرشی 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 هر یک از طبقات براساس روابط (۴-۷) و (۴-۸) محاسبه می‌شود.

$$F_x = C_{vx} V_u \qquad (۴-۷)$$

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

در روابط (۴-۷) و (۴-۸):

C_{vx} = ضریب توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

w_x ، w_i = سهم وزن موثر لرزه‌ای طبقه‌ی x یا i

h_x ، h_i = ارتفاع طبقه‌ی x یا i از تراز پایه

n = تعداد طبقات

k = عددی که متناسب با زمان تناوب طبیعی سازه طبق رابطه‌ی (۴-۹) تعیین می‌شود.

$$k = \begin{cases} 1 & T \le 0.5 Sec \\ 2 & T \ge 2.5 Sec \end{cases} \qquad (۴-۹)$$

در صورتیکه $0.5 < T < 2.5\,Sec$ باشد، k با درون‌یابی خطی تعیین می‌شود. تراز پایه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران 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.

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

که در آن:

F_i = نیروی جانبی زلزله در تراز i طبق رابطه‌ی (۴-۷)

۴-۹- روش تحلیل دینامیکی طیفی

۴-۹-۱- ملاحظات کلی

تحلیل دوبعدی سازه‌های منظم با سیستم‌های مقاوم جانبی مستقل در دو امتداد اصلی سازه بلامانع است، در غیر اینصورت تحلیل سازه باید بصورت سه‌بعدی انجام گیرد. درصورتیکه کف‌های سازه در

مقایسه با اعضای قائم مقاوم جانبی صلب نباشند (بند ۳ پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰ ایران)، انعطاف‌پذیری آنها باید در مدل منظور شود.

۴-۹-۲- زمان‌های تناوب طبیعی و مودها

برای انجام تحلیل دینامیکی طیفی، ابتدا باید زمان‌های تناوب طبیعی، بردارهای ویژه (f) و جرم‌های مودی با فرض پی صلب 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 مودی آنها 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.

$$V_m = C_{sm} W_m$$

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

$$C_{sm} = \frac{A B_m I}{R}$$

که در آن:

C_{sm} = ضریب زلزله در مود m

W_m = وزن موثر لرزه‌ای سازه در مود m

n = تعداد ترازهای سازه

f_{im} = دامنه‌ی شکل مودی تراز i در مود m

B_m = ضریب بازتاب مود m

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

۱- حداقل ۲۵٪ بار زنده‌ی کاهش یافته در ناحیه‌هایی که برای ذخیره سازی مواد بکار می‌روند.

۲- بار تیغه‌بندی طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

۳- وزن عملکردی تجهیزات دائمی

۴- ۲۰٪ بار برف طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

۴-۹-۴- نیروهای جانبی مودی

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

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

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

که در آنها:

C_{vxm} = ضریب توزیع نیرو در ارتفاع در مود m

f_{xm} = دامنه‌ی شکل مودی تراز x در مود m

f_{im} = دامنه‌ی شکل مودی تراز i در مود m

۴-۹-۵- جابجایی ناشی از هر مود نوسانی

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

$$d_{xm} = \frac{C_d d_{xem}}{I} \qquad (۱۴-۴)$$

$$d_{xem} = \left(\frac{g}{4p^2}\right)\left(\frac{T_m^2 F_{xm}}{w_x}\right) \qquad (۱۵-۴)$$

که در آنها:

C_d = ضریب بزرگنمایی جابجایی غیرارتجاعی طبق جدول ۴-۴

d_{xem} = جابجایی ارتجاعی در تراز x در مود m

T_m = زمان تناوب طبیعی مود m

۴-۹-۶- ترکیب مودها

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 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 به دست آید.

- با روش CQC درصورتیکه مودهای نوسانی به یکدیگر وابسته باشند.
- با روش SRSS درصورتیکه مودهای نوسانی مستقل باشند.

مقادیر اوج بازتاب‌ها نظیر نیرو و جابجایی اعضاء در هر مود جداگانه محاسبه و در صورتیکه مودها غیر وابسته باشند با روش SRSS و در غیر اینصورت با روش CQC تجمیع می‌شوند. جزئیات این دو روش در استاندارد ۲۸۰۰ ایران آمده است.

۴-۹-۷- اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

درصورتیکه برش پایه‌ی نظیر طراحی در این روش کمتر از برش پایه‌ی روش استاتیکی معادل باشد باید طبق بند ۲-۴-۲-۴ استاندارد ۲۸۰۰ ایران اصلاح شود.

۴-۱۰- تحلیل تاریخچه زمانی

۴-۱۰-۱- ملاحظات کلی

در این روش سازه تحت تعدادی شتاب‌نگاشت ثبت شده یا شبیه‌سازی شده تحلیل می‌شود. شتاب‌نگاشت‌ها باید هم‌سنگ با سازوکار گسیختگی چشمه‌ی لرزه‌زا، بزرگای نظیر زلزله، فاصله‌ی کانون زلزله تا ساختگاه و نوع لایه‌های آبرفت باشد و سازگاری آنها بر حسب مورد با طیف طرح یا طیف زلزله‌ی حداکثر نیز تامین شود. 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 (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 با استفاده از زلزله‌ی تک‌مولفه

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

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

در این روش از حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت مناسب، هر یک شامل دو مولفه‌ی افقی مقیاس شده، استفاده می‌شود. هر زوج شتاب‌نگاشت مقیاس شده به‌طور همزمان به‌صورت دو مولفه‌ی متعامد 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 شتاب‌نگاشت با ۵٪ میرایی تهیه شود.
ب- مقادیر دو طیف 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- هر زوج شتاب‌نگاشت به نحوی مقیاس شود که متوسط مقادیر ترکیب شده‌ی زوج شتاب‌نگاشت‌ها حاصل از حوزه دور بیش از ۱۵ کیلومتر در محدوده‌ی $0.2T - 1.5T$ بیش از ۱۰٪ از ۱٫۳ برابر مقادیر نظیر در طیف مورد استفاده کمتر نشود. ضریب مقیاس دو مولفه‌ی افقی هر شتاب‌نگاشت باید یکسان باشد.

در صورتیکه تحلیل خطر زلزله‌ی نادر بر اساس خطرپذیری سازه (بند ۳-۳-۱) با ۱ درصد احتمال فروریزی سازه در دوره‌ی ۵۰ سال (احتمال شکنندگی) و جهت زلزله باشد، اجازه داده می‌شود ضریب ۱٫۳ حذف گردد.

در ساختگاه با فاصله‌ی ۵ کیلومتر و یا کمتر از گسل فعال، با توان لرزه‌خیزی زیاد، هر زوج مولفه زلزله باید در راستای گسل مسبب 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.

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

پاسخ‌های حاصل از تحلیل ارتجاعی تاریخچه زمانی هر شتابنگاشت i باید به شرح زیر مقیاس 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 مقیاس‌شده طبق بند "الف"، V_i، کمتر از ۸۵٪ مقدار حداقل برش پایه طبق بند ۴-۸-۲-۱ باشد ، مقادیر بیشینه‌ی نیروهای مقیاس‌شده‌ی اعضا، Q_{Ei}، باید با ضریب $V_{\min}/V_i$ مجددا مقیاس شود.

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

در صورتیکه حداقل هفت زوج شتاب‌نگاشت در تحلیل بکار رود، اجازه داده می‌شود مقدار متوسط بیشینه‌ی نیروهای مقیاس‌شده، به عنوان نیروی طراحی لرزه‌ای، Q_E، و مقدار متوسط جابجایی‌های جانبی نسبی مقیاس‌شده‌ی طبقات، برای کنترل با جابجایی نسبی مجاز طبقه (جدول ۴-۶) بکار رود.

درصورتیکه کمتر از هفت زوج شتاب‌نگاشت بکارگرفته شود، از مقادیر حداکثر پاسخ‌های حاصل از شتاب‌نگاشت‌ها با رعایت ضوابط این بند در ترکیب‌بارها و کنترل جابجایی نسبی مجاز طبقه استفاده می‌شود.

در مواردی که از ضریب اضافه مقاومت W_0 در ترکیب بار بند ۲-۲ استفاده می‌شود، لازم نیست که مقدار $W_0 Q_E$ از حداکثر مقدار Q_{Ei} حاصل از شتاب‌نگاشت‌ها، ولی بدون انجام مقیاس، بیشتر در نظر گرفته شود.

۴-۱۰-۳- تحلیل تاریخچه زمانی به روش غیرارتجاعی

در صورت استفاده از روش تاریخچه زمانی غیرارتجاعی، مدل ریاضی سازه باید دربردارنده‌ی توزیع فضایی جرم و مشخصات غیرارتجاعی 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 غیرارتجاعی هر طبقه، نیروی اعضاء، و جابجایی غیرارتجاعی اعضاء با رعایت ضوابط این بند انجام شود.

اگر حداقل از هفت زوج شتاب‌نگاشت استفاده شود، مقادیر طراحی نیروی اعضا، تغییرشکل غیرارتجاعی اعضا، و جابجایی نسبی طبقه با میانگین‌گیری تعیین می‌شود. در صورتیکه تعداد کمتری شتاب‌نگاشت بکار 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 ۴-۶ بیشتر شود.

۴-۱۰-۳-۲- بازنگری طراحی

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

حداقل موارد زیر نیز باید مورد توجه گروه بازنگری یادشده 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.

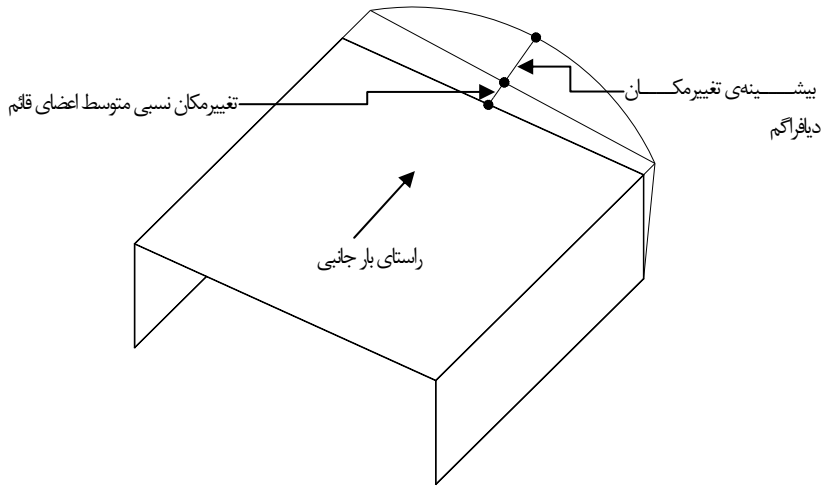
- طراحی نهایی کل سیستم سازه‌ای و تحلیل‌های مورد نیاز.

۴-۱۱- دیافراگم

در تحلیل سازه لازم است سختی نسبی دیافراگم و اعضای قائم سیستم لرزه‌بر لحاظ شود. چنانچه دیافراگم را نتوان بصورت صلب و یا انعطاف‌پذیر درنظر گرفت، لازم است در تحلیل سازه سختی دیافراگم نیمه‌صلب در مدلسازی لحاظ شود.

در صورتیکه مقدار بیشینه‌ی تغییرمکان در صفحه‌ی دیافراگم تحت بار جانبی بیشتر از دوبرابر مقدار متوسط تغییرمکان نسبی اعضای قائم طبقه باشد (شکل ۴-۲)، دیافراگم انعطاف‌پذیر تلقی می‌گردد.

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



شکل ۴-۲: بررسی صلبیت دیافراگم

۴-۱۱-۱- طراحی دیافراگم

دیافراگم‌های هر طبقه باید برای نیروهای ناشی از تحلیل سازه، طراحی شود ولی این نیروها نباید از آثار حاصل از رابطه‌ی (۴-۱۶)، F_{px}، کمتر درنظر گرفته شود.

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

که در آن:

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

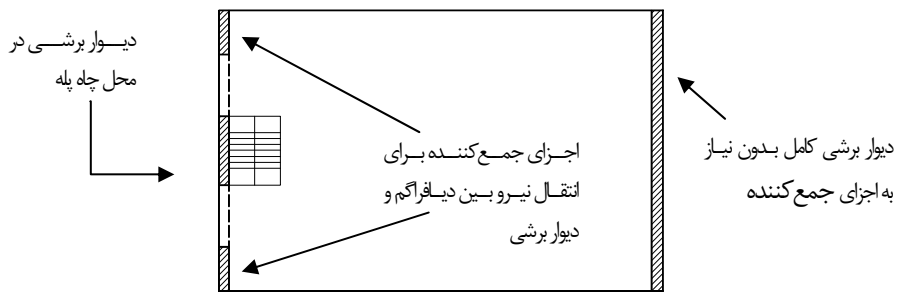
نیروی حاصل از رابطه‌ی (۴-۱۶) لازم نیست از مقدار $0.4S_{DS}Iw_{px}$ بیشتر لحاظ شود ولی نباید از $0.2S_{DS}Iw_{px}$ کمتر درنظر گرفته شود. این نیرو متناسب با توزیع جرم در دیافراگم، توزیع می‌شود.

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 کلیه‌ی گروه‌های کاربری، ضریب نامعینی، r ، برای محاسبه نیروی F_iدر رابطه (۴-۱۶) برابر یک و برای محاسبه‌ی نیروهای انتقالی برابر مقدار ضریب نامعینی سازه اعمال می‌گردد.

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 نیروی حاصل از روش استاتیکی معادل برای طراحی اتصالات دیافراگم به اعضای قائم و جمع‌کننده‌ی نیرو، ۲۵٪ افزایش یابد.

۴-۱۱-۲- اجزای جمع‌کننده‌ی نیرو

اجزای جمع‌کننده، اجزایی هستند که بخشی از نیروهای اینرسی ناشی از زلزله‌ی داخل دیافراگم را به سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی منتقل می‌کنند (شکل ۴-۳). در طراحی این اجزا، وصله‌ها و اتصالات آنها باید از ترکیب‌بارهای شامل ضریب اضافه‌مقاومت (بند ۲-۲-۴)، استفاده شود.



شکل ۴-۳: اجزای جمع‌کننده‌ی نیرو

۴-۱۲- پیچش طبقه

در سازه‌ی دارای سقف صلب، نیروی جانبی زلزله در کف باید با درنظر گرفتن لنگر پیچشی موجود در طبقه، M_t، ناشی از فاصله‌ی مرکز سختی و جرم طبقه بین قاب‌های مقاوم جانبی طبقه توزیع شود.

۴-۱۲-۱- 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 هر طبقه انجام می‌شود. درصورتی‌که نیروی زلزله بطور همزمان در دو جهت متعامد به ساختمان اعمال شود، 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.

۴-۱۲-۲- 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 (۴-۱۷) تشدید می‌شود:

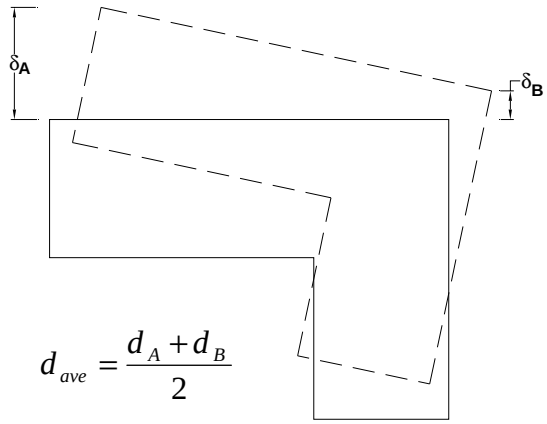
$$A_x = \left(\frac{d_{\max}}{1.2 d_{ave}} \right)^2 \le 3.0 \qquad (۴-۱۷)$$

که در آن:

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

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

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



شکل ۴-۴: نمایش میانگین جابجایی نسبی جانبی در طبقه

۴-۱۳- دیوار سازه‌ای

۴-۱۳-۱- 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.

۴-۱۴- 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 چشمه 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، d_x، را می‌توان از رابطه‌ی (۴-۱۸) تخمین زد.

$$d_x = \frac{C_d d_{xe}}{I} \qquad (۱۸-۴)$$

که در آن:

$d_{xe}=$ جابجایی جانبی ارتجاعی در تراز x ناشی از توزیع بار جانبی طبق بند ۴-۸-۴

هنگام محاسبه‌ی جابجایی، ضریب نامعینی، r، برابر واحد منظور می‌شود.

جابجایی نسبی طرح (غیرارتجاعی) طبقه x، D_x، به صورت تفاوت جابجایی جانبی طرح مراکز جرم کف بالا و پایین طبق رابطه‌ی (۴-۱۹) محاسبه می‌شود:

$$\Delta_x = d_x - d_{x-1} \qquad (۱۹-۴)$$

در محاسبه‌ی d_{xe}در طراحی به روش تنش مجاز نیز 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.

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: $0.35EI_g$

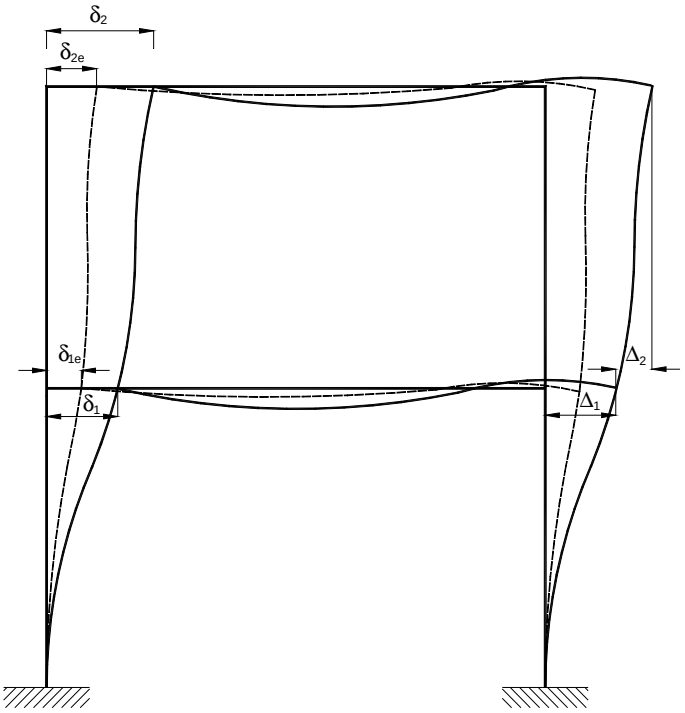
ستون: $0.7EI_g$

دیوار ترک نخورده: $0.7EI_g$

دیوار ترک خورده: $0.35EI_g$

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

شکل ۴-۵ پارامترهای d_{xe}، d_x و Δ_x را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۵: نمایش جابجایی‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی

۴-۱۴-۲- کنترل جابجایی افقی طبقات

جابجایی افقی طبقات طبق ضوابط جدول ۴-۶ کنترل می‌شود.

در ساختمان‌های ضروری با سیستم قاب خمشی، که در نواحی با خطر نسبی لرزه‌ای متوسط و بالاتر طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران قرار دارند، مقدار Δ_a حاصل از جدول ۴-۶ باید بر ضریب نامعینی r (بند ۴-۶) تقسیم شود.

در سازه‌های یک طبقه که تیغه‌ها، دیوارهای خارجی و بام برای تحمل تغییرمکان جانبی طبقه طراحی شده‌اند محدودیت تغییرمکان جانبی وجود ندارد. در جدول ۴-۶، 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 و h_{sx} ارتفاع طبقه‌ی واقع در زیر تراز x می‌باشد.

جدول ۴-۶: جابجایی نسبی مجاز طبقه، Δ_a

انواع سازه‌ها	گروه کاربری		
	I و II	III	IV
سازه های چهار طبقه و کمتر با تیغه بندی ها، سقف ها، دیوارهای داخلی و سیستم دیوارهای جانبی پیرامونی بدون دیوار برشی بنایی که در برابر جابجایی نسبی طبقه طراحی شده‌اند.	$0.025h_{sx}$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
سازه‌های با دیوار برشی بنایی طره‌ای	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
دیگر سازه‌های با دیوار برشی بنایی	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
دیگر سازه‌ها	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

۴-۱۴-۳- درز انقطاع

فاصله آزاد بین دو سازه‌ی مجاور در تراز x نباید از جذر مجموع مربعات جابجایی غیرارتجاعی، d_x، دو سازه‌ی مجاور کمتر باشد. مقدار درز انقطاع را می‌توان کمتر اختیار کرد به شرط آنکه نشان داده شود برخورد احتمالی دو سازه باعث آسیب قابل توجه نشود.

۴-۱۵- اثر $P-D$

میزان جابجایی نسبی طبقات، لنگرها و برش‌های ناشی از اثر $P-D$ در اعضاء طبق این بند محاسبه می‌شود. برای لحاظ نمودن اثر $P-D$ می‌توان از نرم‌افزارهای دارای قابلیت اعمال روش مستقیم اثر $P-D$ استفاده نمود. برای درنظر گرفتن اثر $P-D$ با استفاده از نرم‌افزار، بار قائم کل مساوی ۱٫۲ برابر بار مرده و کل بار زنده و برف، برای کلیه‌ی ترکیب‌های بارگذاری روش تنش مجاز و روش مقاومت، خواهد بود. در صورتیکه نسبت تغییرمکان نسبی حاصل از تحلیل با لحاظ اثر مرتبه دوم به

تغییرمکان نسبی حاصل از تحلیل مرتبه اول برای هر کدام از طبقات مساوی یا بیشتر از ۲/۵ باشد، سازه ناپایدار تلقی خواهد شد.

در صورتیکه از نتایج تحلیل مرتبه اول برای لحاظ نمودن اثرات $P-D$ استفاده شود، برای محاسبه اثر لنگر مرتبه دوم (اثر $P-D$) ابتدا باید شاخص پایداری، q_x، برای طبقه‌ی تراز x طبق رابطه‌ی (۴-۲۰) محاسبه شود:

$$q_x = \frac{P_x \Delta_x I}{V_x h_{sx} C_d} \qquad (۴-۲۰)$$

که در آن:

$P_x =$ بار قائم کل در بالای تراز x شامل ۱/۲ برابر بار مرده و کل بار زنده و برف (این بار قائم فقط به منظور تعیین شاخص پایداری، چه در روش تنش مجاز و چه در روش مقاومت، بکار می‌رود).

$D_x =$ جابجایی نسبی غیرارتجاعی طبقه‌ی x بر اساس رابطه‌ی (۴-۱۹) (بدون اعمال اثر $P-D$)

$V_x =$ برش لرزه‌ای در طبقه‌ی بین تراز x و $x-1$

$h_{sx} =$ ارتفاع طبقه زیر تراز x

در این روش چنانچه شاخص پایداری q_x در همه طبقات در هر دو راستا کمتر از ۰/۰۵ باشد، نیازی به اعمال اثرات $P-D$ نیست و در صورتیکه $0.05 < q_x \le 0.33$ باشد، اثر $P-D$ را می‌توان با اعمال ضریب $1/(1-q_x)$ در بازتاب‌های تحلیل مرتبه اول سازه (تحلیل بدون اعمال اثر $P-D$) تخمین زد. برای مقادیر $q_x > 0.33$ احتمال ناپایداری سازه وجود دارد و در اینصورت لازم است اثرات رفتار غیرارتجاعی مصالح نیز در تحلیل لحاظ شود.

پس از لحاظ نمودن اثر $P-D$ در محاسبه‌ی نیروهای انتهایی هر عضو، لازم است اثر $P-d$ (اثر ثانویه‌ی تشدید نیروهای داخلی در طول عضو) به نحو مناسبی درنظر گرفته شود. به این منظور می‌توان از نرم‌افزارهایی که قابلیت اعمال اثر $P-d$ را دارند استفاده نمود و یا از روابط آیین‌نامه‌های طراحی سازه با لحاظ ضریب طول موثر واحد در جهت اطمینان استفاده کرد.

۴-۱۶- واژگونی

سازه باید آنچنان طراحی شود که لنگر واژگونی ناشی از نیروهای لرزه‌ای توزیع شده در ارتفاع، بدون ضریب بار، بیشتر از لنگر مقاوم نباشد. لنگر مقاوم را می‌توان بر اساس کل بارهای زنده و مرده بدون ضریب بار محاسبه کرد. آثار واژگونی در تراز بین خاک و پی را می‌توان به اندازه ۲۵٪ برای پی سازه‌هایی که هر دو شرط زیر را برآورده سازند کاهش داد:

الف- سازه بر اساس روش استاتیکی معادل (بند ۴-۸) تحلیل شده باشد.

ب- سازه از نوع پاندول وارونه یا ستون طره‌ای نباشد.

در صورتیکه برای تحلیل سازه از روش دینامیکی طیفی (بند ۴-۹) استفاده شده باشد، آثار واژگونی در تراز بین پی و خاک را می‌توان حداکثر به اندازه ده درصد کاهش داد.

در مورد پی ستون‌های طره، برای کنترل واژگونی باید ترکیب‌بارهای شامل ضریب اضافه مقاومت (بند ۴-۲-۲) درنظر گرفته شود.

فصل پنجم
اندرکنش سازه و خاک

۵- اندرکنش سازه و 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 (طبق بند ۴-۵) ضروری است و برای سایر سازه‌ها نیز توصیه می‌شود.

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 و روش زیرسازه 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.

در این آیین‌نامه برای حفظ سادگی و با درنظرداشتن دقت لازم برای محاسبات، در حالت کلی مدل‌سازی سازه برای تحلیل اندرکنش سازه و خاک را می‌توان به یکی از دو روش تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر (بند ۵-۲) یا سازه‌ی معادل (بند ۵-۳) انجام داد. در روش تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر با اضافه کردن فنرهایی نظیر هر درجه آزادی در سطح مشترک سازه و خاک، اندرکنش منظور می‌شود. در روش سازه‌ی معادل تکیه‌گاه سازه صلب فرض می‌شود اما مشخصات دینامیکی سازه به گونه‌ای اصلاح می‌شود تا اندرکنش سازه با خاک در نظر گرفته شود.

استفاده از روش سازه‌ی معادل تنها در روش استاتیکی معادل مجاز است. روش تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر را در همه روش‌های تحلیل می‌توان بکار برد.

۵-۲- روش تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر

۵-۲-۱- کلیات

در روش تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر، انعطاف‌پذیری بستر پی با بکارگیری فنرهایی در سطح مشترک سازه و تکیه‌گاه مدل‌سازی می‌شود. علاوه بر آن، میرایی کل سیستم سازه و خاک اصلاح می‌شود. اصلاح میرایی می‌تواند با بکارگیری نسبت میرایی معادل طبق بند ۵-۳-۲-۲ و با رعایت نکات بند ۵-۳-۲-۳ (اصلاح طیف طرح) در نظر گرفته شود.

سختی پی‌های سطحی و عمیق در راستای هر درجه آزادی به ترتیب در بندهای ۵-۲-۲ و ۵-۲-۳ داده شده است.

۵-۲-۲- 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 ۵-۲-۲-۱و ۵-۲-۲-۲ تعیین و سپس مشخصات فنرهای معادل درجات آزادی پی طبق بند ۵-۲-۲-۳ تعیین می‌شود.

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

شالوده‌ی منفرد یا گسترده در صورت برقراری رابطه‌ی (۵-۱) صلب فرض می‌شود:

$$4k_{sv}\sum_{m=1}^{5}\sum_{n=1}^{5}\frac{\sin^2\left[\frac{mp}{2}\right]\sin^2\left[\frac{np}{2}\right]}{p^4 D_{fr}\left[\frac{m^2}{L^2}+\frac{n^2}{B^2}\right]^2+k_{sv}} < 0.03 \qquad (۵-۱-الف)$$

$$D_{fr}=\frac{E_f t^3}{12(1-u_f)^2}\ ,\ k_{sv}=\frac{1.3G}{b_f(1-u)} \qquad (۵-۱-ب)$$

که در آن:

L = طول شالوده (بعد بزرگتر شالوده) و B = عرض شالوده (بعد کوچکتر شالوده)

b_f = بعد شالوده در جهت عمود بر امتداد مورد بررسی (برابر L یا B)

E_f , u_f = به ترتیب مدول ارتجاعی و ضریب پواسون مصالح شالوده (بتن)

t = ضخامت شالوده

G , u = به ترتیب ضریب پواسون و مدول برشی نظیر کرنش بزرگ خاک پی، میانگین‌گیری شده از کف پی تا عمقی معادل $2B$

G از جدول ۵-۱ بر حسب G_0 (مدول برشی نظیر کرنش کوچک خاک) بدست می‌آید. در جدول ۵-۱، شتاب حداکثر موثر سطح زمین مساوی $0.4S_{DS}$ درنظر گرفته می‌شود که در آن S_{DS} پارامتر شتاب طیفی در زمان تناوب ۰/۲ ثانیه (بند ۴-۸-۲) است. برای مقادیر بینابینی G/G_0، از درون‌یابی خطی استفاده می‌شود. در صورتیکه مقدار G/G_0 کمتر از ۰/۱ باشد توصیه می‌شود از روش‌های دقیقتر برای تحلیل اندرکنش سازه و خاک یا از سیستم‌های مناسب دیگر برای پی استفاده گردد.

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 کلیه قسمت‌های شالوده در بررسی فوق صلب دانسته شوند، شالوده گسترده صلب و در غیر اینصورت انعطاف‌پذیر به حساب می‌آید.

در مورد شالوده‌های غیرمستطیلی، از شالوده‌ی مستطیلی هم‌سطح معادل با حفظ تناسب کلی پی استفاده می‌شود. برای ستون‌های بتنی یا در حالت وجود ستونک (پدستال) 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 بکار برد.

جدول ۵-۱: G/G_0 بر اساس شتاب حداکثر موثر در سطح زمین و نوع زمین

طبقه‌بندی نوع زمین بر اساس استاندارد ۲۸۰۰	شتاب حداکثر موثر سطح زمین (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 مطالعه‌ی ویژه‌ی خاک ساختگاه الزامی است

۵-۲-۲-۲- کنترل صلبیت شالوده‌ی نواری

صلبیت شالوده نواری در محدوده‌ی سهم هر ستون باید کنترل شود. شالوده‌ی نواری در صورت برقراری رابطه‌ی (۵-۲) صلب فرض می‌شود:

$$\frac{E_f I_f}{{L_f}^4} > \frac{2}{3} k_{sv} B \qquad (۵-۲)$$

که در آن:

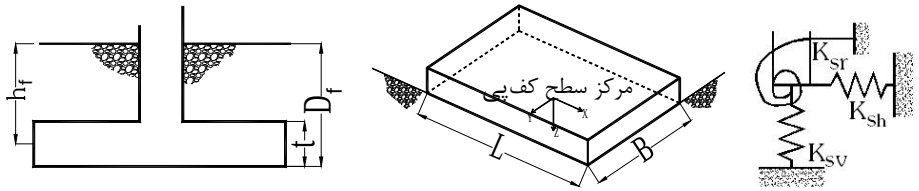
I_f ، L_f= به ترتیب لنگر اینرسی مقطع شالوده حول محور عمود بر امتداد مورد بررسی و طول پی سهم هر ستون. برای ستون‌های بتنی، در حالت وجود ستونک (پدستال) یا وقتی دیوار عمود بر پی مورد نظر وجود داشته باشد، می‌توان در محاسبات فوق بعد ستون یا ستونک یا ضخامت دیوار را از طول شالوده کم نمود و عدد حاصل را در کنترل صلبیت بکار برد.

۵-۲-۲-۳- ضریب سختی فنر

الف- شالوده‌ی صلب:

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. ضرایب سختی فنرها در امتداد درجات آزادی ۶ گانه از روابط (۵-۳) با توجه به شکل ۵-۱ بدست می‌آید. در شکل ۵-۱، محور x محور طولی شالوده می‌باشد. در روابط (۵-۳) سه رابطه‌ی اول مربوط به سختی انتقالی و سه رابطه‌ی بعدی مربوط به سختی دورانی هستند.



(پ) $L \geq B$ (ب) (الف)

شکل ۵-۱: پارامترهای روابط (۵-۳) و (۵-۴)

$$
\begin{aligned}
K_{x,sur} &= \frac{GB}{2-n}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65}+1.2\right] \\
K_{y,sur} &= \frac{GB}{2-n}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65}+0.4\frac{L}{B}+0.8\right] \\
K_{z,sur} &= \frac{GB}{1-n}\left[1.55\left(\frac{L}{B}\right)^{0.75}+0.8\right] \\
K_{xx,sur} &= \frac{GB^3}{1-n}\left[0.4\frac{L}{B}+0.1\right] \\
K_{yy,sur} &= \frac{GB^3}{1-n}\left[0.47\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4}+0.034\right] \\
K_{zz,sur} &= GB^3\left[0.53\left(\frac{L}{B}\right)^{2.45}+0.51\right]
\end{aligned}
\qquad (۵-۳)
$$

رابطه‌ی (۵-۳) مربوط به شالوده‌ی سطحی است. ضرایب سختی شالوده‌های مدفون از حاصلضرب مقادیر حاصل از روابط (۵-۳) در ضرایب اصلاح b متناظر، طبق روابط (۵-۴) محاسبه می‌شود.

در پی‌های صلب می‌توان شالوده را هم در مدل سازه درنظر گرفت که در اینصورت نیروهای داخلی پی نیز در هنگام تحلیل سازه بدست می‌آید. در این حالت در مورد پی‌های منفرد و گسترده، پی 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 (۵-۳) و (۵-۴)، در نسبت سطح سهمیه‌ی آن گره به سطح کل شالوده (با ابعاد $B\times L$) 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. تعریف B و L در این شکل مطابق بندهای ۵-۲-۲-۱ و ۵-۲-۲-۲ می‌باشد. در صورت بروز کشش قابل ملاحظه در کف پی، اثر آن باید به نحو مناسب در تحلیل درنظر گرفته شود.

$$b_x=\left[1+0.21\sqrt{\frac{D_f}{B}}\right]\left[1+1.6\left(\frac{h_f d_f (B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$$

$$b_y=b_x$$

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

$$b_{xx}=1+2.5\frac{d_f}{B}\left[1+\frac{2d_f}{B}\left(\frac{d_f}{D_f}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right] \qquad (۵-۴)$$

$$b_{yy}=1+1.4\left(\frac{d_f}{L}\right)^{0.6}\left[1.5+3.7\left(\frac{d_f}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d_f}{D_f}\right)^{-0.6}\right]$$

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

که در آن:

$D_f=$ فاصله کف شالوده تا سطح زمین

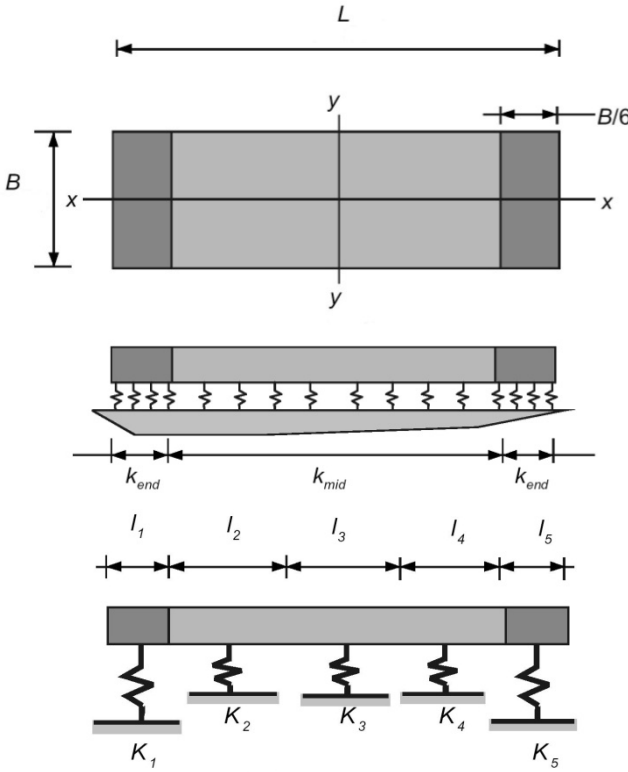
$h_f=$ فاصله قائم مرکز سطح وجه جانبی شالوده در تماس موثر با خاک تا سطح زمین

$d_f=$ 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.

ب- شالوده‌ی غیرصلب (انعطاف‌پذیر):

شالوده انعطاف‌پذیر باید مشابه بخش انتهایی بند 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

۵-۱-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.



برای نواحی انتهایی: $k_{end} = \frac{6.83G}{1-n}$

برای ناحیه‌ی میانی: $k_{mid} = \frac{0.73G}{1-n}$

سختی هر فنر: $K_i = l_i\, k$

شکل ۵-۲: نمایش فنرهای قائم برای شالوده‌های سطحی صلب

۵-۲-۳- 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 (۵-۵) بدست می‌آید. برای پی عمیق با قطر بیش از ۶۰ سانتیمتر باید مجموعه‌ی پی و سطح تماس آن با خاک بصورت توام با استفاده از مدل فنر وینکلر مدل‌سازی شود.

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

که در آن A_p، E_p و L_p به ترتیب سطح مقطع، مدول ارتجاعی و طول شمع n و N_g تعداد شمع‌های گروه شمع می‌باشد. سختی چرخشی پی عمیق حول هریک از دو محور افقی، K_{sr}، از رابطه‌ی (۵-۶) بدست می‌آید:

$$K_{sr} = \sum_{n=1}^{N_g} \left[\frac{A_p E_p}{L_p} \right]_n S_n^2 \qquad (۵-۶)$$

که در آن:

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

سختی چرخشی پی عمیق حول محور قائم، K_{st}، از رابطه‌ی (۵-۷) بدست می‌آید:

$$K_{st} = \frac{1}{6} k_{sh} H_g \left({B_g}^3 + {L_g}^3 \right) \qquad (۵-۷)$$

که در آن:

$k_{sh} =$ ضریب عکس‌العمل 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 گروه شمع

در مواردی که از شمع‌های مورب یا با مقطع متغیر استفاده می‌شود، از روابط معتبر برای محاسبه سختی‌ها استفاده گردد.

۵-۳- روش سازه‌ی معادل

۵-۳-۱- کلیات

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

۵-۳-۲- تحلیل استاتیکی معادل

ضوابط استفاده از روش استاتیکی معادل مطابق فصل ۴ می‌باشد، مشروط بر اینکه مقدار ضریب بازتاب یا شتاب طیفی به ازای زمان تناوب و نسبت میرایی سازه‌ی معادل طبق بندهای ۵-۳-۲-۱ و ۵-۳-۲-۲ محاسبه شود.

۵-۳-۲-۱- زمان تناوب معادل

زمان تناوب معادل، $\overline{T}$، از رابطه‌ی (۵-۸) محاسبه می‌شود:

$$\overline{T} = T\sqrt{1+\frac{\overline{K}}{K_h}(1+\frac{K_h\overline{h}^2}{K_q})} \qquad (۵-۸)$$

که در آن:

$T=$ زمان تناوب اصلی سازه با فرض بستر صلب

$\overline{K}=$ سختی جانبی موثر سازه با فرض بستر صلب که از رابطه‌ی (۵-۹) بدست می‌آید.

$$\overline{K} = \frac{\overline{W}}{g}\left(\frac{4p^2}{T^2}\right) \qquad (۵-۹)$$

که در آن:

$\overline{W}=$ وزن موثر سازه برابر W در سازه‌ای که عمده‌ی جرم آن در یک نقطه متمرکز است و برابر $0.7W$ در سایر موارد

$W=$ وزن لرزه‌ای سازه طبق بند ۴-۸-۲

$\overline{h}=$ ارتفاع موثر سازه برابر h در سازه‌ای که عمده‌ی جرم آن در ارتفاع h متمرکز است و برابر $0.7h$ در سایر موارد

$h=$ ارتفاع کل سازه یا ارتفاع نقطه تمرکز جرم سازه در سازه‌های با جرم متمرکز، از تراز پایه

$K_h, K_q=$ به ترتیب سختی افقی و سختی چرخشی پی طبق روابط (۵-۳) تا (۵-۷)، بسته به مورد

اگر پی سازه غیرگسترده ولی متشکل از یک شبکه متعامد بهم پیوسته، مانند پی‌های منفرد متصل با شناژ یا پی‌های نواری باشد، باید از کوچکترین محدوده 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_q 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 تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر، بند ۵-۲، استفاده شود.

۵-۳-۲-۲- نسبت میرایی معادل

نسبت میرایی معادل، $\overline{z}$، از رابطه‌ی (۵-۱۰) محاسبه می‌شود.

$$0.05 \le \overline{z} = z_\circ + \frac{0.05}{(\overline{T}/T)^3} \le 0.2 \qquad (۵-۱۰)$$

که در آن: $z_\circ$ نسبت میرایی پی است که از شکل ۵-۳ بدست می‌آید.

r در شکل ۵-۳ شعاع دایره معادل پی است که از روابط (۵-۱۱) بدست می‌آید. برای مقادیر بینابینی $\frac{\bar{h}}{r}$ مقدار z_0 باید با درون‌یابی خطی محاسبه شود.

$$r = \sqrt{\frac{A_f}{p}} \quad : \quad \frac{\bar{h}}{a} \le 0.5 \qquad \text{(۵-۱۱-الف)}$$

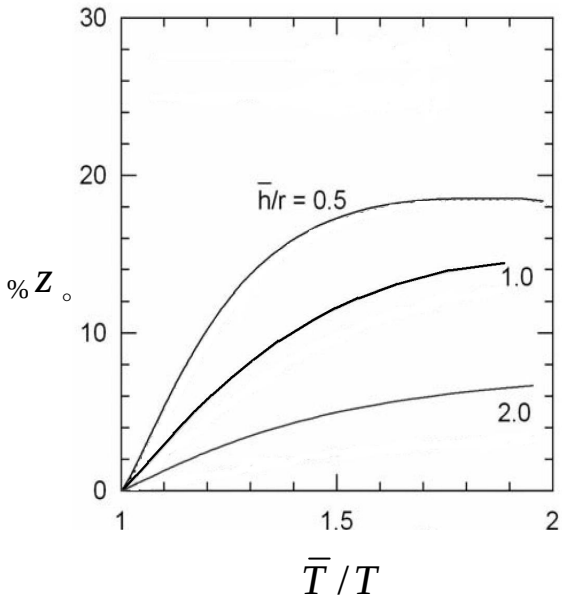
$$r = \sqrt[4]{\frac{4I_{pf}}{p}} \quad : \quad \frac{\bar{h}}{a} \ge 1.0 \qquad \text{(۵-۱۱-ب)}$$

که در آنها:

A_f = مساحت پلان پی موثر (طبق بند ۵-۳-۲-۱)

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



شکل ۵-۳: نسبت میرایی پی، z_0

اگر خاک زیر پی متشکل از یک لایه‌ی نرم با ضخامت تقریبا ثابت متکی بر خاک سخت با ضخامت بسیار زیاد باشد، به جای z_0 در رابطه‌ی (۵-۱۰) باید از z_0' استفاده شود. z_0' از روابط (۵-۱۲) بدست می‌آید.

$$z_0' = \left(\frac{4h_s}{v_s\bar{T}}\right)^2 z_0 \quad : \quad \frac{4h_s}{v_s\bar{T}} < 1 \qquad \text{(۵-۱۲-الف)}$$

$$z'_0 = z_0 \qquad : \quad \frac{4h_s}{v_s \overline{T}} \geq 1 \qquad \text{(۵-۱۲-ب)}$$

که در آنها:

$h_s =$ ضخامت لایه‌ی خاک نرم

$v_s =$ میانگین سرعت موج برشی در لایه‌ی خاک نرم

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 $\overline{z}$ محاسبه می‌شود. برای مقاصد عملی 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 $\overline{z}$ 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 $0.7 S_a$ کمتر درنظر گرفته شود. توزیع نیروی جانبی طبقات طبق رابطه‌ی (۴-۷) با جایگزینی $\overline{V_u}$ بجای V_u انجام می‌شود.

۵-۳-۲-۴- تغییر مکان جانبی هر تراز

تغییر مکان جانبی در تراز x در روش سازه معادل، $\overline{d}_x$، از رابطه‌ی (۵-۱۳) بدست می‌آید.

$$\overline{d}_x = \frac{\overline{V_u}}{V_u}\left(d_x + h_x \frac{M}{K_q}\right) \qquad \text{(۵-۱۳)}$$

که در آن:

$V_u =$ برش پایه‌ی سازه بدون احتساب اثر اندرکنش طبق رابطه‌ی (۴-۱)

$d_x =$ 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

d_x و M از بکارگیری نیروهای جانبی ترازهای مختلف طبق رابطه‌ی (۴-۷) بدست می‌آیند. اثر $P-\Delta$ باید طبق بند ۴-۱۵ درنظر گرفته شود.

فصل ششم
ساختمان ضروری

۶- ساختمان ضروری

۶-۱- ملاحظات کلی

۶-۱-۱- گستره

در این فصل ضوابط و مقررات تکمیلی، علاوه بر ضوابط فصل‌های ۲ الی ۵، برای طراحی ساختمان ضروری (گروه کاربری نوع IV در این آیین‌نامه 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 در ساختمان، طراحی آن بر اساس فصل نهم انجام خواهد شد.

۶-۱-۲- انواع ساختمان ضروری

ساختمان ضروری در این آیین‌نامه مترادف با ساختمان با اهمیت خیلی زیاد در استاندارد ۲۸۰۰ ایران 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. بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تاسیسات آبرسانی، ساختمان نیروگاه‌ها و تاسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه، مراکز مخابرات، تاسیسات انتظامی، مراکز کمک‌رسانی، ساختمان‌های 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. ساختمان ضروری از نظر ضوابط طراحی به دو گروه طراحی لرزه‌ای D_1 و D_3 (طبق بند ۴-۵) تقسیم می‌شود.

۶-۱-۳- زلزله‌ی طرح

زلزله‌ی طرح، زلزله‌ای با بزرگای نسبتا زیاد 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 ۳-۲-۲ فصل سوم می‌باشد.

۶-۱-۴- زلزله‌ی بهره‌برداری

زلزله‌ی بهره‌برداری، همان زلزله‌ی سطح خطر اول بند ۳-۲-۱ است.

۶-۱-۵- مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی

انجام مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی برای ساختمان ضروری لازم است و طبق فصل سوم این آیین‌نامه انجام می‌شود. اگر در ساختگاه با خاک غیر از نوع IV ، فقط یک ساختمان ضروری با ارتفاع کمتر یا مساوی ۱۰ متر برای ساخت مورد نظر باشد، می‌توان از انجام مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی برای آن ساختمان صرفنظر کرد. در این صورت از زلزله‌های طرح و بهره‌برداری استاندارد ۲۸۰۰، علی‌رغم اختلاف آن با این آیین‌نامه، استفاده می‌گردد.

۶-۱-۶- ضریب اهمیت

ضریب اهمیت، I، ساختمان ضروری برابر ۱٫۵ در نظر گرفته می‌شود.

۶-۱-۷- مطالعه‌ی مکانیک خاک

برای ساختمان ضروری، انجام مطالعه‌ی مکانیک خاک و آزمایش تعیین سرعت موج برشی در خاک لازم می‌باشد. برای ساختمان گروه کاربری لرزه‌ای D_3 در نظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک طبق ضوابط فصل پنجم الزامی می‌باشد.

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. استفاده از ساختمان با بیشتر از یک طبقه از تراز پایه با نامنظمی پیچشی زیاد (ردیف ب از جدول ۴-۲) و ساختمان نامنظم در سختی- طبقه‌ی خیلی نرم (ردیف ب از جدول ۴-۱) و ساختمان با نامنظمی در توزیع مقاومت - طبقه‌ی خیلی ضعیف (ردیف چ از جدول ۴-۱) ممنوع می‌باشد.

۶-۱-۹- سیستم‌های سازه‌ای

برای تعیین ضرایب طراحی لرزه‌ای این سیستم‌ها می‌توان از جدول ۴-۴ فصل چهارم استفاده کرد.

۶-۱-۱۰- شکل‌پذیری

استفاده از سیستم‌های سازه‌ای با شکل‌پذیری معمولی در ساختمان ضروری، فقط در قاب‌های خمشی معمولی و متوسط فولادی و یا مهاربندی‌شده‌ی همگرای معمولی یک طبقه با سقف سبک، مجاز است. وزن مرده‌ی سقف اینگونه سیستم سازه‌ای نباید از ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و ارتفاع آن نباید از ۲۰ متر بیشتر باشد. ضرایب طراحی لرزه‌ای و محدودیت ارتفاع اینگونه سیستم‌ها در جدول ۴-۴ فصل چهارم ارائه شده است.

۶-۲- تحلیل و طراحی برای زلزله‌ی طرح

۶-۲-۱- روش‌های تحلیل

برای تحلیل ساختمان ضروری، برحسب مورد، می‌توان از روش استاتیکی معادل (بند ۴-۸)، روش دینامیکی طیفی (بند ۴-۹) و یا روش تاریخچه زمانی (بند ۴-۱۰) استفاده کرد. روش تحلیل استاتیکی معادل، علاوه بر محدودیتهای بند ۴-۸-۱، فقط در ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه می‌توان بکار برد. از روش‌های دیگر، مانند استاتیکی با جابجایی جانبی افزاینده و دینامیکی غیرارتجاعی، نیز برای کنترل طرح می‌توان استفاده کرد. در صورت استفاده از روش‌های غیرارتجاعی، محاسبات و معیارهای پذیرش سازه باید توسط کارشناسان مستقل و صلاحیت‌دار، طبق بند ۴-۱۰-۳ فصل چهارم، کنترل شود.

۶-۳- زلزله‌ی بهره‌برداری

۶-۳-۱- کنترل مقاومت

ساختمان ضروری باید برای زلزله‌ی بهره‌برداری (سطح خطر اول طبق بند ۳-۲-۱) نیز کنترل شود، بطوریکه 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 بتن‌آرمه، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، نیروهای داخلی اعضا نباید از مقاومت‌های اسمی نظیر بیشتر شود. اثر $P-\Delta$ در افزایش نیروهای داخلی مشابه بند ۴-۱۴ در نظر گرفته می‌شود.

برش پایه در زلزله‌ی بهره‌برداری، V_{ser}، برای استفاده در روش استاتیکی معادل از رابطه‌ی (۶-۱) بدست می‌آید:

$$V_{ser} = S_{aser} IW \qquad (۱-۶)$$

که در آن:

S_{aser} = شتاب طیفی زلزله‌ی بهره‌برداری که از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه (بند۶-۱-۵) بدست می‌آید. در صورتیکه طبق بند ۶-۱-۵، انجام مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه ضروری تشخیص داده نشود می‌توان از $S_{aser} = AB/6$ استفاده کرد. مقادیر A و B طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران تعیین می‌شوند.

W = وزن موثر لرزه‌ای

۶-۳-۲- کنترل تغییرمکان جانبی نسبی زلزله‌ی بهره‌برداری

در زلزله‌ی بهره‌برداری (سطح خطر اول طبق بند ۳-۲-۱) مقادیر تغییرمکان جانبی نسبی باید با محدودیت‌های ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران 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 غیرساختمانی

۷- سازه‌های غیرساختمانی

۷-۱- ملاحظات کلی

در این آیین‌نامه کلیه‌ی سازه‌ها بغیر از سازه‌های ساختمانی، سازه‌های غیرساختمانی تلقی می‌شوند. سازه‌های غیرساختمانی به دو دسته تقسیم می‌شوند: در دسته اول جزء یا اجزای صنعتی بر سازه‌ی نگهدارنده مستقر می‌باشند، مانند خطوط لوله مستقر بر قاب خمشی و یا کوره‌های مستقر بر قاب خمشی و یا قاب مهاربندی شده. در دسته دوم جزء صنعتی بر روی زمین تکیه دارد، مانند پمپ، ظروف و مبدل‌های حرارتی که توسط پایه‌ی کوتاه، ساق فولادی یا پی 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.

در بخش دوم آیین‌نامه شامل فصول دهم تا چهاردهم ضوابط اختصاصی سازه‌های غیرساختمانی دودکش، برج خنک‌کن، مخزن، خط لوله و سازه‌ی فراساحلی آمده است.

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 قرار می‌گیرند.

در این نوع سازه‌ها برای طراحی جزء صنعتی یا اتصالات آن بسته به وزن جزء صنعتی در مقایسه با وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی یکی از دو حالت زیر برقرار است:

الف- وزن جزء صنعتی کمتر از یک‌چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی باشد. در این حالت برای طراحی جزء صنعتی و اتصالات آن، نیروی طراحی زلزله، F_p، از ضوابط فصل ۸ بدست می‌آید.

ب- وزن جزء صنعتی برابر با یک‌چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی و یا بیشتر باشد. در این حالت نیروی طراحی زلزله برای طراحی جزء صنعتی و اتصالات آن از ضوابط بند ۷-۲-۳ بدست می‌آید.

برای طراحی سازه‌ی نگهدارنده در هر دو حالت الف یا ب از ضوابط بند ۷-۲-۱ و ۷-۲-۲ همین فصل استفاده می‌شود.

برای سازه‌ی غیرساختمانی در برگیرنده چندین جزء صنعتی، از قبیل ظرف، مخزن و مبدل، اگر وزن مجموع اجزاء صنعتی برابر یا بیشتر از یک چهارم وزن کل سازه‌ی ساختمانی باشد، گرچه وزن هرکدام از آنها کمتر از یک چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی باشد، می‌توان از ضوابط بند ۷-۲-۳ نیز استفاده کرد.

۷-۲-۱- طراحی لرزه‌ای سازه‌ی نگهدارنده

در این بند ضوابط کلی طراحی لرزه‌ای به منظور انتخاب روش تحلیل برای سازه‌ی نگهدارنده ارائه می‌شود. در سازه‌های غیرساختمانی با وزن جزء صنعتی برابر با یک چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی یا بیشتر، باید اثر اندرکنش جزء صنعتی با سازه‌ی نگهدارنده در تحلیل‌ها 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. در صورت استفاده از روش‌های غیرارتجاعی، می‌توان از ضوابط آیین‌نامه‌های معتبر دیگر استفاده کرد. روش و نتایج این تحلیل باید به تائید کارشناس مستقل صلاحیت‌دار رسانده شود. تحلیل‌های ارتجاعی می‌تواند به روش استاتیکی یا دینامیکی (طبق ضوابط فصل ۴) انجام شود. در سازه‌های نامنظم در شکل هندسی، سختی یا جرم (جداول ۴-۱ و ۴-۲ فصل۴) و یا در صورت وجود اندرکنش با سازه‌ی مجاور باید از روش دینامیکی خطی استفاده گردد. در هر حال اگر زمان تناوب اصلی نوسان سازه‌ی غیرساختمانی از ۰٫۵ ثانیه تجاوز کند، تحلیل دینامیکی الزامی است.

۷-۲-۱-۲- تحلیل استاتیکی معادل

برای تحلیل استاتیکی ارتجاعی می‌توان از روش تحلیل استاتیکی معادل طبق این بند استفاده کرد. در این روش بار لرزه‌ای به روش استاتیکی محاسبه می‌شود.

با توجه به ماهیت تقریبی این روش، در صورتی می‌توان از آن استفاده کرد که سازه در ارتفاع و پلان منظم باشد (طبق جداول ۴-۱ و ۴-۲ فصل ۴)، زمان تناوب سازه از ۰٫۵ ثانیه تجاوز نکند، و سازه بر روی زمین نوع III یا IV (طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران) مستقر نباشد.

در روش تحلیل استاتیکی 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 ... می‌باشد. علاوه بر آن در محاسبه W، باید بار برف یا یخ هنگامی که بیشتر از $0.25W$ باشد درنظر گرفته شود.

$$C_u = \frac{S_a}{R_u / I} \qquad (۲-۷)$$

که در آن:

S_a = شتاب طیفی بر حسب شتاب ثقل که از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی به دست می‌آید. بجای آن می‌توان در موارد مجاز از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران ($S_a = AB$) استفاده کرد.

R_u = ضریب رفتار سازه طبق بند ۷-۲-۲-۱

I = ضریب اهمیت سازه طبق بند ۷-۲-۲-۲

ضریب زلزله، C_u، حاصل از رابطه‌ی (۷-۲) چنانچه در محاسبه برش پایه از ضریب رفتار R_u جدول ۷-۱یا جدول ۴-۴ استفاده شود، نباید از مقادیر رابطه‌ی (۷-۳-الف) و علاوه بر آن درصورتی که $S_1 \geq 0.6g$ باشد از رابطه‌ی (۷-۳-ب) کمتر شود.

$$C_{u1} = 0.044 S_{DS} I / R_u \geq 0.01 \qquad (۷-۳-الف)$$

$$C_{u2} = \frac{0.5 S_1}{R_u / I} \qquad (۷-۳-ب)$$

در مواقعی که از ضریب رفتار R_u جدول ۷-۲ استفاده شود، نباید از مقادیر رابطه‌ی (۷-۴-الف) و علاوه بر آن درصورتی که $S_1 \geq 0.6g$ باشد از رابطه‌ی (۷-۴-ب) کمتر شود. (به استثنای مخازن، ظروف و دودکش مستقر بر سازه‌ی نگهدارنده، که روابط (۷-۳-الف) و (۷-۳-ب) ملاک محاسبه‌ی آن خواهد بود).

$$C_{u1} = 0.044 S_{DS} I / R_u \geq 0.03 \qquad (۷-۴-الف)$$

$$C_{u2} = \frac{0.8 S_1}{R_u / I} \qquad (۷-۴-ب)$$

در روابط (۷-۳-ب) و (۷-۴-ب)، S_1، شتاب طیفی نظیر زمان تناوب یک ثانیه بر روی سنگ بستر ناشی از زلزله با احتمال فراگذشت ۲ درصد است که با استفاده از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه بدست می‌آید.

چنانچه اطلاعات ویژه‌ی ساختگاه در دسترس نباشد، و حاصلضرب شتاب مبنای طرح، A، در ضریب بازتاب، B، در زمان تناوب ۱ ثانیه، بزرگتر از $0.6g$ یا مساوی آن باشد، بجای رابطه‌ی (۷-۳-ب) از رابطه‌ی (۷-۵-الف) و بجای رابطه‌ی (۷-۴-ب) از رابطه‌ی (۷-۵-ب) می‌توان استفاده کرد.

$$C_{u3} = 1.0AI / R_u \qquad \text{(الف-۵-۷)}$$

$$C_{u3} = 1.6AI / R_u \qquad \text{(ب-۵-۷)}$$

در صورتیکه وزن جزء صنعتی برابر با یک‌چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی یا بیشتر باشد و 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.

$$V_u = 0.3S_{DS}IW \qquad \text{(۶-۷)}$$

که در آن:

S_{DS} =شتاب طیفی نظیر زمان تناوب کوتاه، ۰/۲ ثانیه (بر حسب g)، در صورتیکه از ۹۰ درصد حداکثر شتاب طیفی کمتر نباشد.

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 تحلیل طیفی، و یا تحلیل تاریخچه زمانی طبق ضوابط فصل ۴ 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 فصل چهارم 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 فصل چهارم و یا جدول ۷-۱، یا ضریب رفتار جزء صنعتی، جدول ۷-۲ خواهد بود.
- در صورتیکه زمان تناوب جزء صنعتی به انضمام اتصالات آن کمتر از ۰/۰۶ثانیه باشد مقدار R_u بر اساس ضریب رفتار سازه‌ی نگهدارنده، جدول ۴-۴ فصل چهارم و یا جدول ۷-۱، خواهد بود.

برای تعیین محدودیت ارتفاع در جداول ۷-۱ و ۷-۲، ارتفاع تا بالاترین نقطه سیستم باربر جانبی درنظر گرفته می‌شود.

جدول ۷-۱: پارامترهای لرزه‌ای سازه نگهدارنده

نوع سازه‌ی غیرساختمانی	R_u	Ω_0	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 [a]	۱۰ [a]	۱۰ [a]
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 [b,c]	غیرمجاز [b,c]	۱۰ [b,c]
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 [b,c]	غیرمجاز [b,c]	غیرمجاز [b,c]
با افزایش ارتفاع مجاز	۲٫۵	۲	۲٫۵	غیرمجاز [b,c]	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

a در صورتی که برای نگهداری خط لوله استفاده شود، تا ارتفاع ۲۰ متر مجاز است.

b در قاب خمشی معمولی و متوسط با اتصال خمشی ورق انتهایی پیچ شده، برای نگهداری خط لوله، تا ارتفاع ۲۰ متر مجاز است.

c در دیگر اتصالات قاب خمشی معمولی و متوسط غیر از مورد b، برای نگهداری خط لوله، تا ارتفاع ۱۰ متر مجاز است.

جدول ۷-۲: پارامترهای لرزه‌ای جزء صنعتی

نوع سازه‌ی غیرساختمانی	R_u	Ω_0	C_d	ارتفاع مجاز برای گروههای طراحی لرزه‌ای (متر)		
				D_3	D_2	D_1
۱- مخزن، ظرف، کندو و قیف هوایی و 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 کف‌تخت مستقر بر روی زمین:						
فولادی، یا پلاستیکی مسلح شده با نوار:						
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
۴- سیلوی بتنی درجا با دیوار پیوسته تا پی	۳	۱٫۷۵	۳	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۵- سازه‌ی بنایی مسلح غیر مشابه با سازه‌ی ساختمانی با جزییات دیوار برشی بنایی مسلح با شکل‌پذیری متوسط	۳	۲	۲٫۵	۱۵	۱۵	۱۵
۶- سازه‌ی بنایی مسلح غیرمشابه با سازه‌ی ساختمانی با جزییات دیوار برشی بنایی مسلح با شکل‌پذیری کم	۲	۲٫۵	۱٫۷۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۷-سازه‌ی بنایی غیرمسلح غیرمشابه با سازه‌ی ساختمانی	۱٫۲۵	۲	۱٫۵	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز
۸- برج خرپایی خودایستا یا مهارشده، دودکش مهارشده	۳	۲	۲٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۹- دودکش‌های بتنی	۲	۱٫۵	۲	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۰- سایر سازه‌های فولادی یا بتن مسلح طره‌ای با جرم پیوسته مانند دودکش، سیلو و ظرف قائم مستقر 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	C_d	ارتفاع مجاز برای گروههای طراحی لرزه‌ای (متر)		
				D_3	D_2	D_1
۱۱- برج خنک‌کن:						
فولادی یا بتن مسلح	۳٫۵	۱٫۷۵	۳	نامحدود	نامحدود	نامحدود
قاب چوبی	۳٫۵	۳	۳	۱۵	۱۵	نامحدود
۱۲- 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	۲	۱٫۵	۱٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
قاب چوبی	۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۳- سازه‌ی پاندول وارونه بجز مخزن، ظرف،کندو و قیف هوایی	۲	۲	۲	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۴- تابلوهای علائم	۳	۱٫۷۵	۳	نامحدود	نامحدود	نامحدود
۱۵- 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. همچنین، ضریب اهمیت برای قفسه‌های نگهداری مواد که در محوطه‌های عمومی هستند برابر ۱٫۵ درنظر گرفته می‌شود.

۷-۲-۲-۳- زمان تناوب

الف- زمان تناوب جزء صنعتی

زمان تناوب جزء صنعتی، T_P، را می‌توان از رابطه‌ی (۷-۷) 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.

$$T_p = 2p\sqrt{\frac{W_p}{K_p g}} \qquad (۷-۷)$$

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.

همچنین می‌توان از روابط مناسب پیوست ۱ استفاده کرد.

ب- زمان تناوب سازه‌ی غیرساختمانی

از روابط تجربی محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی سازه‌ی ساختمانی (فصل چهار) 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 انواع سازه‌های غیرساختمانی استفاده کرد.

$$T = 2p\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} w_i {d_i}^2}{g\sum_{i=1}^{n} F_i d_i}} \qquad (۷-۸)$$

که در آن:

F_i = نیروی جانبی وارد بر مرکز جرم قسمت i سازه

d_i = تغییر مکان 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 ۱ نیز می‌توان برای محاسبه‌ی زمان تناوب 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) محاسبه می‌شود.

$$F_x = C_{vx} V_u \qquad (۹-۷)$$

که در آن:

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^{\ k}}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k} \qquad (۱۰-۷)$$

که در آن:

C_{vx} =ضریب توزیع 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 =ضریب وابسته به زمان تناوب اصلی سازه که به شرح زیر محاسبه می‌شود.

برای سازه با زمان تناوب ۰٫۵ ثانیه یا کمتر: $k = 1$

برای سازه با زمان تناوب ۲٫۵ ثانیه یا بیشتر: $k = 2$

برای سازه با زمان تناوب 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 به استثنای سازه‌های نگهدارنده خط لوله ضروری نیست، به شرط آنکه با تحلیل مناسب نشان داده شود که تجاوز از حدود مجاز مذکور در بند ۴-۱۴-۲ فصل چهارم، پایداری سازه و اجزای متصل به آن از قبیل لوله‌ها و مسیر آدم‌رو را به خطر نخواهد انداخت.

اثر $P-D$ طبق ضوابط بند ۴-۱۵ فصل چهارم در مواردی که در عملکرد سازه یا پایداری آن موثر است باید در تحلیل منظور شود.

برای کنترل محدودیت‌های جابجایی نسبی در سازه‌های غیرساختمانی با وزن جزء صنعتی کم، به بند ۸-۳-۱-۳ فصل هشتم مراجعه شود.

برای سازه‌های نگهدارنده خطوط لوله مقدار جابجایی نسبی (محاسبه شده بر اساس رابطه‌ی ۴-۱۸) مبنای کنترل برخورد و درنظر گرفتن درز انقطاع بین سازه‌ها طبق بند ۴-۱۴-۲ خواهد بود.

۷-۲-۳- ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌ی صنعتی و اتصالات آن

در سازه‌ی غیرساختمانی که وزن جزء صنعتی متصل به سازه‌ی نگهدارنده کمتر از یک چهارم وزن کل سازه‌ی غیرساختمانی می‌باشد، نیروی طراحی زلزله، F_p، طبق ضوابط فصل ۸ محاسبه می‌شود. در

صورتیکه برای محاسبه‌ی F_p مقدار R_p در جداول فصل ۸ داده نشده باشد، بجای R_p از مقدار R_u جدول ۷-۲ استفاده شود. در صورتیکه جزء صنعتی به همراه اتصال آن به سازه صلب باشد، $a_p = 1$ انتخاب شده و در غیر اینصورت $a_p = 2.5$ خواهد بود.

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، سازه‌ی صنعتی و سازه‌ی نگهدارنده با هم مدل می‌شود. در مدل ترکیبی توزیع وزن لرزه‌ای و سختی باید به طور مناسبی لحاظ گردد. مقدار نیروی برش پایه در روش استاتیکی 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 صورتیکه 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 ۸ و مقدار R_u جدول ۷-۲ 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 ظروف افقی یا قائم، مبدل‌های حرارتی، پمپ‌ها و مانند آن بر روی پی بتنی حجیم و یا پدستال صلب قرار گرفته است. در این نوع سازه بسته به زمان تناوب اصلی آن یکی از دو حالت زیر اتفاق می‌افتد.

الف- سازه غیر صلب بوده و زمان تناوب آن برابر با ۰/۰۶ ثانیه یا بیشتر می‌باشد.

ب- سازه صلب بوده و زمان تناوب آن کمتر از ۰/۰۶ ثانیه می‌باشد.

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 سازه‌ی غیرساختمانی غیرصلب با جزء صنعتی متکی بر زمین، 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 سازه‌ی غیر ساختمانی کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد، جزء صنعتی و اتصال آن به پی باید برای نیروی برش پایه، V_u، حاصل از رابطه‌ی (۷-۱۱) طراحی شوند.

$$V_u = 0.3 S_{DS} W_p I \qquad (۷-۱۱)$$

نیروی فوق متناسب با جرم توزیع می‌شود.

فصل هشتم
اجزای غیرسازه‌ای

۸- اجزای غیرسازه‌ای

۸-۱- گستره

اجزای غیرسازه‌ای شامل تجهیزات مکانیکی و برقی و اجزای معماری، اجزایی هستند که به کف‌ها و دیوارهای سازه متصل‌اند. این تجهیزات جزء سیستم سازه‌ای باربر اصلی نیستند، اما می‌توانند در زلزله تحت نیروهای قابل توجهی قرار گیرند. مثال‌هایی از تجهیزات مکانیکی و برقی صنایع نفت عبارتند از مخازن، ظروف، لوله‌کشی، کانال‌های تاسیساتی، راه‌پله‌های برقی، دودکش‌های کوچک، آنتن، جرثقیل، رایانه، صفحه کنترل، ترانسفورماتور، سیستم برق اضطراری، سیستم حفاظت از حریق، ظروف جوشان، مبدل‌های حرارتی و ماشین‌آلاتی مانند پمپ، توربین، و ژنراتور. نمونه‌هایی از اجزای معماری عبارتند از: اجزای راه‌پله‌ها، دیوارهای جداکننده، تیغه‌های کوتاه و بلند، نماهای پیش‌ساخته، تابلوها و علائم، سیستم روشنایی، و سقف کاذب.

ضوابط این فصل در مورد اجزای غیرسازه‌ای بکار می‌روند که وزن هر یک از آنها از یک‌چهارم وزن موثر لرزه‌ای سازه، W، طبق فصل چهارم کمتر باشد، درغیراینصورت این اجزاء مشمول ضوابط فصل هفتم می‌باشند. در طراحی اعضا و اتصالات اجزای غیرسازه‌ای علاوه بر مقاومت، شکل‌پذیری آنها نیز موردنظر است. در طراحی اجزایی که در معرض جابجایی‌های جانبی نسبی قرار دارند، نظیر تجهیزاتی که همزمان به کف و سقف متصل‌اند، باید انعطاف‌پذیری کافی برای تحمل این جابجایی‌ها فراهم شود.

ضوابط مربوط در بندهای بعدی ارائه شده است.

۸-۲- مدل‌سازی

اجزای غیرسازه‌ای از نظر مدل‌سازی به سه گروه تقسیم می‌شوند: صلب، انعطاف‌پذیر و آویزان. اگر جزء غیرسازه‌ای صلب باشد مشخصات دینامیکی آن اساسا به انعطاف‌پذیری 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 کل جزء و سختی و شکل‌پذیری مساوی با مقادیر مربوط به مهارها در نظر گرفت. مثال چنین انواعی از اجزای غیرسازه‌ای، پمپ متصل به کف یک سازه توسط نشیمن‌ها و مهارهای فولادی است. اگر جزء غیرسازه‌ای انعطاف‌پذیر باشد، باید به‌صورت یک سیستم چند درجه آزادی با جرم و سختی گسترده همانند روال مورد عمل در مورد 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. مثال‌های متداول اجزای غیرسازه‌ای انعطاف‌پذیر عبارتست از تابلوهای علائم و خطوط لوله، که مورد اخیر مثالی از جزء غیرسازه‌ای با چندین نقطه‌ی تکیه‌گاهی نیز می‌باشد.

در مورد اجزای غیرسازه‌ای آویزان، باید امکان برخورد آنها به اجزای مجاور و تاثیرات ناشی از آن بررسی گردد. نمونه‌هایی از اجزای غیرسازه‌ای آویزان عبارتست از لوله‌های آویخته شده، سیستم‌های روشنایی، سینی کابل آویزان.

۸-۳- روش‌های تحلیل

اگرچه برای تعیین اثر نیروی زلزله بر اجزای غیرسازه‌ای، تحلیل توام اجزای غیرسازه‌ای و سازه‌ی نگهدارنده‌ی آنها دقیقتر است، اما برای اجزای غیرسازه‌ای موضوع این فصل (بند ۸-۱)، تحلیل جزء غیرسازه‌ای مستقل از سازه‌ی نگهدارنده‌ی آن اجازه داده می‌شود. در این حالت جزء غیرسازه‌ای با فرض اینکه تکیه‌گاه آن صلب باشد تحلیل می‌شود. روش‌های تحلیل جزء غیرسازه‌ای مستقل از سازه‌ی نگهدارنده آن، عبارتند از: روش استاتیکی معادل (بند ۸-۳-۱)، روش طیفی ساده شده و روش طیف طبقه.

۸-۳-۱- روش استاتیکی معادل

۸-۳-۱-۱- کلیات

در این روش جزء غیرسازه‌ای بصورت یک درجه آزادی فرض می‌شود و نیروی جانبی وارد بر جزء طبق بند ۸-۳-۱-۲، محاسبه شده و در طراحی جزء و تکیه‌گاه‌های آن بکار می‌رود. همچنین اثر تغییرمکان‌های نسبی سازه بر جزء طبق بند ۸-۳-۱-۳ درنظر گرفته می‌شود.

۸-۳-۱-۲- نیروی زلزله

نیروی زلزله وارد بر جزء غیرسازه‌ای، F_p ، از رابطه‌ی (۸-۱) محاسبه می‌شود:

$$F_P = \frac{0.4 a_p S_{DS} W_p I_p}{R_p}(1+2\frac{z}{h}) \qquad (۱-۸)$$

لازم نیست F_p از مقدار حاصل از رابطه‌ی (۸-۲) بیشتر لحاظ شود:

$$F_P = 1.6 S_{DS} I_P W_P \qquad (۲-۸)$$

همچنین F_p نباید کمتر از مقدار حاصل از رابطه‌ی (۸-۳) درنظر گرفته شود:

$$F_P = 0.3 S_{DS} I_P W_P \qquad (۳-۸)$$

هرگاه زمان تناوب جزء غیرسازه‌ای، T_P از رابطه‌ی (۸-۱۶) بزرگتر از $T_f = (1+0.25z/h)T_s$ باشد، مقدار F_p در روابط (۸-۱) و (۸-۲) می‌تواند به نسبت T_f / T_p کاهش داده شود.

در روابط فوق:

S_{DS} = شتاب طیفی نظیر زمان تناوب کوتاه، ۰/۲ ثانیه (بر حسب g) طبق بند ۴-۸-۲

a_p = ضریب بازتاب اجزای غیرسازه‌ای مساوی ۱ برای اجزای صلب و ۲٫۵ برای اجزای انعطاف‌پذیر طبق جداول ۸-۱ و ۸-۲

I_p = ضریب اهمیت برابر ۱ یا ۱٫۵ طبق بند ۸-۳-۱-۴

W_p = وزن بهره‌برداری جزء

R_p = ضریب رفتار اجزای غیرسازه‌ای طبق جداول ۸-۱ و ۸-۲

z = ارتفاع محل اتصال جزء غیرسازه‌ای به سازه. چنانچه جزء غیرسازه‌ای در تراز زمین یا پایین‌تر از آن باشد، z برابر صفر درنظرگرفته می‌شود. لازم نیست که z بیشتر از h فرض شود.

h = میانگین ارتفاع بام نسبت به تراز پایه

T_s = زمان تناوب گوشه‌ی طیف که از رابطه‌ی $T_S = S_{D1}T_1 / S_{DS}$ تعیین می‌شود.

S_{D1} = شتاب طیفی نظیر زمان تناوب $T_1 = 1\ s$ (بر حسب g)

نیروی زلزله باید در دو راستای افقی متعامد بطور مستقل یا در یک راستای افقی بحرانی به مرکز جرم جزء وارد گردیده و بر حسب توزیع جرم پخش شود. در هنگام طراحی، اثرات این نیرو باید با فرض ضریب اضافه مقاومت برابر واحد با نیروهای بهره‌برداری وارد بر آن جزء ترکیب شود. در این محاسبه ضریب نامعینی را نیز می‌توان برابر واحد فرض کرد. برای اجزای غیرسازه‌ای، نیروی قائم زلزله برابر $\pm 0.2 S_{DS} W_p$ توام با نیروی افقی باید درنظر گرفته شود.

در رابطه‌ی (۸-۱) 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، باید در هر دو جهت افقی در مجاورت جزء ضربه‌گیر نصب گردد. چنانچه فاصله‌ی آزاد بین جزء غیرسازه‌ای و ضربه‌گیر بیش از ۶ میلیمتر باشد نیروی طراحی جزء غیرسازه‌ای باید برابر $2F_p$ اختیار گردد، در غیر اینصورت نیروی طراحی را می‌توان برابر F_p فرض نمود.

جدول ۸-۱: ضرایب بازتاب و رفتار اجزای معماری

اجزای معماری	a_p	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		
طره‌های مهار نشده، یا مهارشده به سازه در زیر تراز مرکز جرم خود، مانند جان‌پناه، تیغه‌ی طره‌ای داخلی، دودکش و اگزوزی که تکیه‌گاه جانبی آنها توسط سازه تامین شده است.	۲٫۵	۲٫۵
طره‌های مهار شده که در بالای تراز مرکز جرم خود به سازه مهار شده‌اند مانند جان‌پناه، دودکش، اگزوز، 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	۲٫۵
سایر اجزای صلب		
با اتصالات دارای قابلیت تغییرشکل زیاد	۱٫۰	۳/۵
با اتصالات دارای قابلیت تغییرشکل متوسط	۱٫۰	۲/۵
با اتصالات دارای قابلیت تغییرشکل کم	۱٫۰	۱/۵
سایر اجزای انعطاف پذیر		
با اتصالات دارای قابلیت تغییرشکل زیاد	۲٫۵	۳٫۵
با اتصالات دارای قابلیت تغییرشکل متوسط	۲٫۵	۲٫۵
با اتصالات دارای قابلیت تغییرشکل کم	۲٫۵	۱٫۵

جدول ۸-۲: ضرایب بازتاب و رفتار تجهیزات مکانیکی و برقی

تجهیزات مکانیکی و برقی	a_p	R_p
سیستم‌های تهویه‌ی مطبوع هوایی، دمنده‌ها، هواسازها، دستگاه‌های تهویه، بخاری مبلی، جعبه‌های توزیع هوا، و سایر تجهیزات مکانیکی ساخته‌شده از ورق فولادی	۲٫۵	۶٫۰
سیستم‌های تهویه‌ی مطبوع آبی، دیگ‌های بخار، کوره‌ها، مخازن تحت فشار جو، چیلرها، آب‌گرمکن‌ها، مبدل‌های حرارتی، تبخیرکننده‌ها، جداسازهای هوا، تجهیزات فرایندی، و سایر تجهیزات ساخته‌شده از مصالح با قابلیت تغییرشکل زیاد	۱٫۰	۲٫۵
موتورها، توربین‌ها، پمپ‌ها، کمپرسورها، و مخازن تحت فشاری که روی ساق فولادی قرار ندارند و مشمول فصل هفتم نیز نیستند.	۱٫۰	۲٫۵
مخازن تحت فشار متکی بر ساق فولادی که مشمول فصل هفتم نیستند.	۲٫۵	۲٫۵
تجهیزات آسانسورها و بالابرها	۱٫۰	۲٫۵
ژنراتورها، باتری‌ها، مبدل‌ها و موتورهای برقی، ترانسفورماتورها، و سایر تجهیزات ساخته‌شده از مصالح با قابلیت تغییرشکل زیاد	۱٫۰	۲٫۵
تاسیسات کنترل موتورخانه، تابلوهای برق، تابلوهای ابزار دقیق، جعبه‌های اتصال، و سایر قطعات ساخته‌شده از ورق فلزی	۲٫۵	۶٫۰
تجهیزات ارتباطی، رایانه‌ها، ابزارها و کنترل‌ها	۱٫۰	۲٫۵
دودکش‌های سقفی، دودکش‌های خودایستا، و برج‌های خنک‌کننده و دکل‌های برق دارای مهار جانبی در ترازی پایین‌تر از مرکز جرم خود	۲٫۵	۳٫۰
دودکش‌های سقفی، دودکش‌های خودایستا، و برج‌های خنک‌کننده و دکل‌های 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 کف‌های جداسازی شده با نئوپرن دارای میراگرهای الاستومری یا ضربه‌گیرهای محیطی ارتجاعی	۲٫۵	۲٫۵
تجهیزات و سیستم‌های جداسازی شده با استفاده از فنر، و کف‌های جداسازی شده دارای میراگرهای الاستومری یا ضربه‌گیرهای محیطی ارتجاعی در فواصل کم	۲٫۵	۲٫۰
تجهیزات و سیستم‌های به‌صورت داخلی جداسازی شده	۲٫۵	۲٫۰
تجهیزات جداسازی شده‌ی معلق شامل تجهیزات در مسیر داکت‌ها، و تجهیزات معلق بصورت داخلی جداسازی شده	۲٫۵	۲٫۵

جدول ۸-۲: ضرایب بازتاب و رفتار تجهیزات مکانیکی و برقی (ادامه)

تجهیزات مکانیکی و برقی	a_p	R_p
سیستم‌های انتقال و توزیع مواد		
لوله‌ی منطبق برASME-B31 همراه با تجهیزات در مسیر با اتصالات جوشی یا لحیمی	۲٫۵	۱۲٫۰
لوله‌ی منطبق برASME-B31 همراه با تجهیزات درمسیر، ساخته شده از مصالح دارای قابلیت تغییرشکل محدود یا زیاد، با اتصالات رزوه‌ای، بستی، کوپلینگ 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 برASME-B31 همراه با تجهیزات در مسیر، ساخته شده از مصالح دارای قابلیت تغییرشکل محدود یا زیاد، با اتصالات رزوه‌ای، بستی، کوپلینگ 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 درمسیر 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

۸-۳-۱-۳- جابجایی لرزه‌ای نسبی

اجزای غیرسازه‌ای مشمول این فصل باید برای جابجایی نسبی لرزه‌ای طبق این بند کنترل شوند.

برای اجزای غیرسازه‌ای موجود در یک سازه (سازه‌ی A)، جابجایی نسبی بین نقاط اتصال جزء غیرسازه‌ای به سازه در ترازهای x و y از رابطه‌ی (۸-۴) تعیین می‌شود:

$$D_P = d_{xA} - d_{yA} \qquad (۸-۴)$$

در سازه‌های ساختمانی، لازم نیست D_p از مقدار حاصل از رابطه‌ی (۸-۵) بزرگتر درنظر گرفته شود:

$$D_p = (h_x - h_y)\frac{\Delta_{aA}}{h_{sxA}} \qquad (۸-۵)$$

برای اجزای غیرسازه‌ای متصل به دو سازه (سازه‌های A و B)، جابجایی نسبی بین دو نقطه‌ی اتصال جزء غیرسازه‌ای به دو سیستم مزبور از رابطه‌ی (۸-۶) تعیین می‌شود:

$$D_p = |d_{xA}| + |d_{yB}| \qquad (۸-۶)$$

در سازه‌های ساختمانی، لازم نیست D_p از مقدار حاصل از رابطه‌ی (۸-۷) بزرگتر درنظر گرفته شود:

$$D_p = \frac{h_x \Delta_{aA}}{h_{sxA}} + \frac{h_y \Delta_{aB}}{h_{syB}} \qquad (۸-۷)$$

در روابط (۸-۴) الی (۸-۷):

$D_p =$ جابجایی لرزه‌ای نسبی جزء

d_{xA} و $d_{yA} =$ تغییرمکان جانبی طرح سازه‌ی A در ترازهای x و y طبق فصل ۴

$d_{yB} =$ تغییرمکان جانبی طرح سازه‌ی B در تراز y طبق فصل ۴

h_x و h_y =ارتفاع دو اتصال متوالی جزء به سازه ($h_x \geq h_y$)

D_{aA} و $D_{aB} =$ تغییرمکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای ساختمان‌های A و B طبق جدول ۴-۶

h_{sxA} (و h_{syB}) = ارتفاع طبقه‌ای که در سازه‌ی A (و B) پایین‌تر از تراز اتصال جزء غیرسازه‌ای قرار دارد.

۸-۳-۱-۴- ضریب اهمیت تجهیزات

ضریب اهمیت تجهیزات، I_P، برای تجهیزات با قابلیت ایجاد خطر زیاد برابر با ۱٫۵ می‌باشد. این تجهیزات دارای حداقل یکی از شرایط زیر می‌باشند:

- اجزایی که ضرورت ایمنی جانی ایجاب می‌کند عملکردشان بعد از زلزله ادامه یابد، مانند تجهیزات آتش‌نشانی یا شیرهای ایمنی خودکار قطع جریان؛
- اجزای حاوی مواد خطرناک و آتش‌زا یا منفجرشونده؛
- اجزایی که در ساختمان ضروری یا سازه‌ی غیرساختمانی با ضریب اهمیت $I = 1.5$ قرار دارند و برای ادامه‌ی عملکرد آن سازه ضروری‌اند.

در سایر حالات: $I_p = 1$.

۸-۳-۲- روش طیفی ساده شده

۸-۳-۲-۱- کلیات

این روش برای تحلیل اجزای غیرسازه‌ای براساس ساده‌سازی روابط تحلیلی دقیق سیستم‌های ثانویه در اندرکنش با سازه‌ی تکیه‌گاهی بسط داده شده است. نیروهای داخلی و جابجایی‌ها بر اساس توزیع نیروی جانبی وارد بر جزء در بند ۸-۳-۲-۲ محاسبه می‌شود.

۸-۳-۲-۲- نیروی جانبی معادل

در روش طیفی ساده شده، 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 غیرسازه‌ای

w_{pi} = وزن قسمت i جزء غیرسازه‌ای

l_i = فاصله‌ی مرکز جرم قسمت i جزء غیرسازه‌ای 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 افقی 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 غیرسازه‌ای که طبق شکل ۸-۱ بصورت متمرکز درنظر گرفته شده‌اند.

V_p = برش پایه یا جمع برش‌های موجود در تکیه‌گاه‌های جزء غیرسازه‌ای که از رابطه‌ی (۸-۹) محاسبه می‌شود.

$$V_p = \frac{S_a}{l} I_p C_p W_p \qquad (۸-۹)$$

که در آن:

S_a = شتاب طیفی سازه‌ی نگهدارنده بر حسب شتاب ثقل (طبق بند ۸-۸-۴-۲)

I_P = ضریب اهمیت جزء طبق بند ۸-۳-۱-۴

C_P = ضریب بزرگنمایی طبق رابطه‌ی (۸-۱۳) و با رعایت ضوابط بند ۸-۳-۲-۳

W_P = وزن بهره‌برداری جزء

و l از رابطه‌ی (۸-۱۰) بدست می‌آید:

$$l=\begin{cases} m_{eq} & T\geq 0.5 \\ \sqrt{2m_{eq}-1} & 0.5>T\geq 0.125 \\ 1+\dfrac{33T-1}{25T}(\sqrt{2m_{eq}-1}-1) & 0.125>T\geq 0.03 \\ 1 & T<0.03 \end{cases} \qquad (۸-۱۰)$$

که در آن:

$T=$ زمان تناوب طبیعی سازه (ثانیه) طبق فصل ۴

$m_{eq}=$ ضریب شکل‌پذیری معادل که از رابطه‌ی (۸-۱۱) بدست می‌آید.

$$m_{eq}=\left[\frac{1}{N+n'}\left(\frac{N}{m}+\frac{n'}{m_p}\right)\right]^{-1} \qquad (۸-۱۱)$$

که در آن:

$m=$ ضریب شکل‌پذیری سازه طبق رابطه‌ی (۸-۱۲)

$m_p=$ ضریب شکل‌پذیری جزء غیرسازه‌ای که از رابطه‌ای مشابه رابطه‌ی (۸-۱۲) با جایگزینی ضریب رفتار جزء غیرسازه‌ای، R_p، مندرج در جداول ۸-۱ و ۸-۲ و زمان تناوب جزء غیرسازه‌ای، T_p، حاصل از رابطه‌ی (۸-۱۶) بدست می‌آید.

$N=$ تعداد طبقات سازه

$n'=$ تعداد تقسیمات جزء غیرسازه‌ای طبق شکل ۸-۱.

$$m=\begin{cases} \dfrac{R_u}{\Omega_0} & T\geq 0.5 \\ 0.5\left[\left(\dfrac{R_u}{\Omega_0}\right)^2+1\right] & T<0.5 \end{cases} \qquad (۸-۱۲)$$

که در آن R_u و Ω_0 به ترتیب ضرایب رفتار و اضافه مقاومت سازه می‌باشند.

ضریب بزرگنمایی در رابطه‌ی (۸-۹) عبارتست از:

$$C_p=\frac{1}{2\sqrt{\left|\dfrac{W_p}{W}-\dfrac{0.0025}{f_0^2}\right|}}\leq 12.5f_0 \qquad (۸-۱۳)$$

که در آن:

$W=$وزن موثر لرزه‌ای سازه

$f_0=$ متغیری که از رابطه‌ی (۸-۱۴) بدست می‌آید:

$$f_0 = \frac{Wh_{av}}{\sum_{i=1}^{N} w_i h_i} \qquad (۱۴-۸)$$

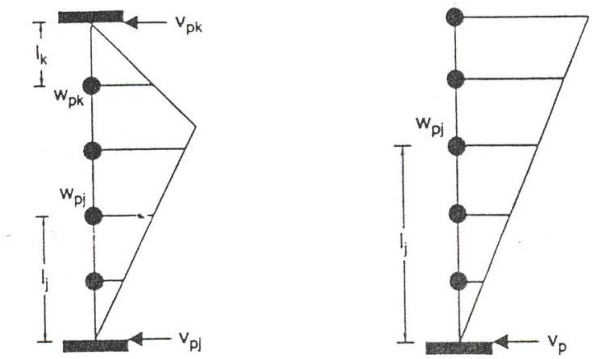
که در آن:

h_i = ارتفاع تراز i سازه از تراز پایه

h_{av} =میانگین ارتفاعات نقاط اتصال جزء غیرسازه‌ای به سازه از تراز پایه

w_i =سهم 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.



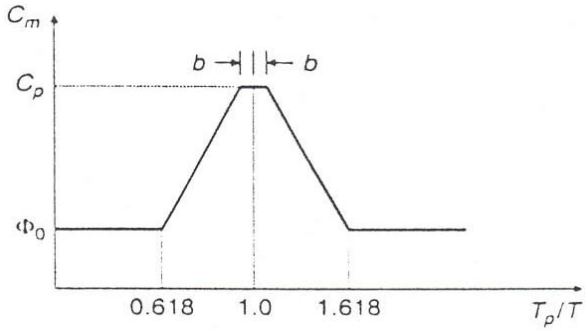
(ب) (الف)

شکل ۸-۱: عناصر غیرسازه‌ای با اتصال در یک و دو نقطه همراه با شکل‌های مودی فرضی

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 بطور 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.

$$b = \frac{1}{2} f_0 \sqrt{W_p / W} \qquad (۱۵-۸)$$



شکل ۸-۲: تغییرات ضریب بزرگنمایی اصلاح شده با نسبت زمان‌های تناوب

۸-۳-۲-۴- زمان تناوب جزء غیرسازه‌ای

زمان تناوب جزء، 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.

$$T_P = 2p\sqrt{\frac{W_P}{K_P g}} \qquad (۸-۱۶)$$

که در آن:

K_p = سختی مجموعه‌ی جزء 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 غیرسازه‌ای را می‌توان با استفاده از آزمایش یا روش‌های تحلیلی نیز تعیین نمود.

۸-۳-۳- روش طیف طبقه

هرگاه دستیابی به دقت بیشتری برای تعیین شتاب یا جابجایی در محل نصب جزء یا در طبقه مورد نظر لازم باشد استفاده از روش طیف طبقه توصیه می‌شود. در این روش، شتاب طیفی طبقات موردنظر سازه طبق بند ۴-۹ بدست می‌آید. سپس نیروی وارد بر جزء غیرسازه‌ای، F_p، از رابطه‌ی (۸-۱۷) محاسبه می‌شود:

$$F_p = \frac{a_i a_p W_p I_p}{R_p} A_x \qquad (۸-۱۷)$$

که در آن:

a_i = برآیند شتاب‌های طیفی مودی تراز i سازه که به روش دینامیکی طیفی محاسبه می‌شود.

A_x = ضریب بزرگنمایی پیچش سازه (رابطه‌ی ۴-۱۷)

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.

محدودیت های روابط (۸-۲) و (۸-۳) برای نیروی حاصل از این روش نیز برقرار است.

همچنین می‌توان از شتاب‌نگاشت‌های محاسبه شده در تراز موردنظر استفاده کرد و جزء غیرسازه‌ای را به روش تاریخچه زمانی مورد تحلیل قرار داد.

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 (۸-۱) و (۸-۱۷) حداکثر برابر ۱٫۵ منظور می‌گردد. مهارهای مدفون در بتن یا مصالح بنایی باید قادر به تحمل کمترین نیرو بین مقاومت اتصال، ۱٫۳ برابر نیروی محاسبه شده 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 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.

۸-۴-۱- 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.

$$P_{nr} = R_1 R_2 R_3 R_4 \, P_n \qquad (۱۸-۸)$$

که در آن:

R_1 تا R_4 = به ترتیب ضرایب کاهش مربوط به مقاومت بتن، میزان ترک در بتن، محتویات حساس و کیفیت نظارت.

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.

$$V_{nr} = R'_1 R'_3 R'_4 \, V_n \qquad (۱۹-۸)$$

که در آن:

R'_1، R'_3 و R'_4 = به ترتیب ضرایب کاهش مربوط به مقاومت بتن، محتویات حساس و کیفیت نظارت.

برای تعیین ظرفیت‌های اسمی بیرون‌کشیده‌شدگی و برشی میل‌مهار، P_n و V_n، می‌توان از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران استفاده نمود.

۸-۴-۱-۱- ضرایب کاهش مربوط به مقاومت بتن، R_1 و R_1'

- برای میل‌مهارهای انبساطی:

$$R_1 = \begin{cases} 1.0 & f_c' \geq 28 \\ \dfrac{f_c'}{28} & 28 > f_C' \geq 14 \\ 0.0 & f_C' < 14 \end{cases} \qquad (۲۰-۸)$$

$$R_1' = \begin{cases} 1.0 & f_c' \geq 25 \\ \dfrac{f_c'}{70} + 0.65 & 25 > f_C' \geq 14 \\ 0.0 & f_C' < 14 \end{cases} \qquad (۲۱-۸)$$

- برای میل‌مهارهای بدون قلاب یا قلابدار رزوه شده درجا، و میل‌مهار با تزریق درجای گروت:

$$R_1 = R_1' = \begin{cases} 1.0 & f_c' \geq 25 \\ \sqrt{\dfrac{f_c'}{25}} & 25 > f_C' \geq 17.5 \\ 0.0 & f_C' < 17.5 \end{cases} \qquad (۲۲-۸)$$

۸-۴-۱-۲- ضریب کاهش مربوط به میزان ترک در بتن، R_2

- برای میل‌مهارهای انبساطی:

$$R_2 = \begin{cases} 1.0 & 0.25 > w_c \\ 0.75 & 0.25 \leq w_c < 0.5 \\ 0.0 & 0.50 \leq w_c \end{cases} \qquad (۲۳-۸)$$

- برای میل‌مهارهای بدون قلاب رزوه شده درجا یا با تزریق درجای گروت:

$$R_2 = \begin{cases} 1.0 & 0.25 > w_c \\ 1.08 - 0.32 w_c & 0.25 \leq w_c < 1.50 \\ 0.0 & 1.50 \leq w_c \end{cases} \qquad (۲۴-۸)$$

روابط میل‌مهار قلابدار مانند میل‌مهار بدون قلاب است با این تفاوت که وقتی $w_c > 0.5$، $R_2 = 0.0$ در نظر گرفته می‌شود.

در روابط فوق:

f'_c =مقاومت مجاز فشاری بتن (MPa)

w_c =عرض ترک محاسباتی در عضو سازه در محل میل‌مهار (mm)

۸-۴-۱-۳- ضرایب کاهش مربوط به محتویات حساس، R_3 و R'_3

ضرایب R_3 و R'_3 برای میل‌مهارهای انبساطی که تجهیزات با محتویات حساس را نگهداری می‌کنند برابر ۰/۷۵ و در سایر موارد برابر ۱ در نظر گرفته می‌شوند. منظور از تجهیزات با محتویات حساس، همان تجهیزات با قابلیت ایجاد خطر زیاد طبق بند ۸-۳-۱-۴ است.

۸-۴-۱-۴- 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 اینصورت برابر ۰/۷۵ در نظر گرفته می‌شوند.

۸-۴-۲- کنترل ظرفیت میل‌مهار

۸-۴-۲-۱- 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:

$$\begin{cases} \dfrac{V}{V_{nr}} \le 0.3 & \rightarrow \quad \dfrac{P}{P_{nr}} \le 1.0 \\ 0.3 < \dfrac{V}{V_{nr}} \le 1.0 & \rightarrow \quad 0.7\dfrac{P}{P_{nr}} + \dfrac{V}{V_{nr}} \le 1.0 \end{cases} \qquad (۸-۲۵)$$

P = نیروی برکننده‌ی ناشی از مجموع اثر بار زلزله و اثر بار مرده

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

۸-۴-۲-۲- میل‌مهارهای جوش شده به فولاد مدفون در بتن یا نمایان

اثر همزمان برش و کشش در جوش‌های اتصال طبق رابطه‌ی (۸-۲۶) کنترل می‌شود:

$$\left(\frac{P_w}{F_w}\right)^2 + \left(\frac{V_w}{F_w}\right)^2 \le 1 \qquad (۸-۲۶)$$

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 تابع ضوابط این بند باشند. ضرایب a_p و R_p برای اجزای معماری از جدول ۸-۱ قابل استخراج است.

برای اجزای متصل با زنجیر یا معلق به هر شکل، در صورت تامین شرایط زیر، استفاده از بند ۸-۳ 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 جهتی که بیشترین تاثیر را دارد اعمال گردد.

۲- اندرکنش آن با سازه و اجزای مجاور درنظر گرفته شود.

۳- اتصال جزء معماری به سازه قابلیت چرخش ۳۶۰ درجه را در صفحه‌ی افقی دارا باشد.

۸-۵-۲- نیرو و جابجایی

اجزای معماری، تکیه‌گاه‌ها و اتصالات آنها باید برای نیروهای حاصل از یکی از روش‌های تحلیل بند ۸-۳ طراحی شوند و همچنین اجزای معماری با قابلیت ایجاد خطر زیاد، باید به نحوی طراحی شوند که جابجایی محاسبه شده طبق بند مزبور را پذیرا باشند. همچنین در طراحی اجزای معماری با قابلیت ایجاد خطر زیاد تغییر شکل قائم ناشی از چرخش اعضای سازه‌ای طره‌ای باید 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 جابجایی نسبی حاصل از یکی از روش‌های تحلیل بند ۸-۳ و تغییرشکل‌های حرارتی را پذیرا باشد. این جزء باید بطور مستقیم یا با استفاده از اتصالات مکانیکی، طبق ضوابط زیر، به سازه مهار شود:

۱- اتصالات جزء باید جابجایی نسبی حاصل از بند ۸-۳ یا ۱۵ میلیمتر ، هر کدام که بیشتر است، را اجازه دهند.

۲- انعطاف‌پذیری اتصال برای پذیرش جابجایی نسبی طبقه و حرکت دیوار در صفحه خود می‌تواند به کمک روش‌های مختلف از قبیل استفاده از سوراخ لوبیایی یا اجزای فولادی انعطاف‌پذیر تامین شود.

۳- قطعه‌ی اتصال باید ظرفیت شکل‌پذیری چرخشی لازم را برای جلوگیری از شکست ترد سازه در ناحیه‌ی اتصال 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 بطور کلی به نحو موثری قادر به انتقال نیرو به میلگرد بوده یا اطمینان حاصل شود که اولین سازوکار خرابی، بیرون کشیده‌شدگی مهار نخواهد بود.

۸-۵-۴- خمش خارج از صفحه

تغییرشکل و خمش خارج از صفحه در اثر نیروهای حاصل از بند ۸-۳ نباید از ظرفیت تغییرشکل اجزاء تجاوز کند.

۸-۵-۵- سقف کاذب

وزن سقف، 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 $200\,N/m^2$ درنظر گرفته شود. نیروی لرزه‌ای F_p توسط اتصالات سقف کاذب به سازه منتقل می‌شود. سقف کاذب با مساحت کمتر از ۱۳ متر مربع در صورتی که با اتصالات مناسب به سقف و دیوار پیرامون خود متصل باشد نیاز به تحلیل لرزه‌ای ندارد. در این شرایط لازم است سقف یا دیوار پیرامونی مهار جانبی مناسب داشته باشد.

۸-۵-۶- کف کاذب

وزن 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 بسته شده به کف کاذب باید درنظر گرفته شود.

کف کاذب ویژه، باید شرایط شکل‌پذیری ویژه را بر اساس مراجع معتبر تامین کند.

۸-۵-۷- تیغه‌ی جداکننده

تیغه‌ی متصل به سقف و هر تیغه با ارتفاع بیش از ۱٫۸ متر باید بطور جانبی به سازه مهار شود. این مهاربندی باید مستقل از مهاربندی جانبی سقف باشد. فاصله‌ی مهارها باید بگونه‌ای باشد که جابجایی بالای تیغه سازگار با جابجایی سقف باشد.

۸-۵-۸- شیشه

جابجایی نسبی مجاز لرزه‌ای در دیوارهای نما و تیغه‌های داخلی دارای شیشه، $\Delta_{fallout}$، برابر با $1.25ID_p$ می‌باشد ولی نباید از ۱۵ میلیمتر کمتر درنظر گرفته شود. مقدار D_p طبق رابطه‌ی (۸-۴) محاسبه می‌شود و ضریب اهمیت، I، از جدول ۴-۳ تعیین می‌شود.

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. در اتصال این تجهیزات و تکیه‌گاه آنها به سازه ضوابط بند ۸-۴ باید رعایت شود. ضرایب a_p و R_p، از جدول ۸-۲ بدست می‌آیند.

برای تجهیزات سبک روشنایی، علائم راهنما و پنکه‌های سقفی که به لوله یا کانال متصل نیستند، در صورت تامین شرایط زیر، استفاده از بند ۸-۳ 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 جهتی که بیشترین تاثیر را دارد اعمال گردد.

۲- اندرکنش جزء با سازه و اجزای مجاور درنظر گرفته شود.

۳- اتصال جزء به سازه قابلیت چرخش ۳۶۰ درجه در صفحه‌ی افقی را دارا باشد.

برای طراحی جزء صنعتی، باید اثر دینامیکی ارتعاشات دائمی جزء صنعتی و محتویات داخل آن، و همچنین ارتعاش دائمی تکیه‌گاه آن را درنظر گرفت. در چنین حالتی، اندرکنش قسمت غیرساختمانی با سازه‌ی تکیه‌گاهی، و با دیگر اجزای مکانیکی و برقی نیز باید در نظر گرفته شود.

۸-۶-۲- تجهیزات مکانیکی

تجهیزات مکانیکی با I_p بزرگتر از ۱ باید برای نیرو و جابجایی نسبی بند ۸-۳ طرح شوند. برای تجهیزات مکانیکی با I_p مساوی ۱ رعایت ضوابط بند ۸-۳ فقط برای تکیه‌گاه‌های آنها، الزامی است.

در طراحی اجزای مکانیکی موارد زیر نیز باید درنظر گرفته شود:

۱- تمهیداتی برای کاهش ضربه‌ی ناشی از زلزله، برای تجهیزات حساس به ضربه، یا تجهیزاتی که به دلیل نوع مصالح یا شرایط عملکردی نسبت به ضربه آسیب‌پذیر هستند.

۲- برآورد بار محتمل ناشی از اختلاف تغییر مکان تکیه‌گاه‌های واقع بر سازه‌های مجزا.

۳- درنظرگرفتن جابجایی نسبی لوله، کانال تهویه و نظایر آن متکی بر سازه‌های مجزا، طبق بند ۸-۳.

۸-۶-۳- تجهیزات برقی

تجهیزات برقی با I_p بزرگتر از ۱ باید برای نیرو و جابجایی نسبی بند ۸-۳ طرح شوند. برای تجهیزات برقی با I_p مساوی ۱ رعایت ضوابط بند ۸-۳ فقط برای تکیه‌گاه‌های آنها الزامی است. در مورد تکیه‌گاه تجهیزات توزیع برق، به ردیف ۳ بند ۸-۶-۴-۳ رجوع شود.

در طراحی اجزای برقی موارد زیر نیز باید درنظر گرفته شود:

۱- تمهیداتی برای کاهش ضربه ناشی از زلزله بین اجزاء.

۲- برآورد بار محتمل وارد بر تجهیزات ناشی از استقرار تکیه‌گاه‌های یک دستگاه یا خط خدماتی بر سازه‌های مجزا.

۳- مهار باتری‌های مستقر بر قفسه‌ها بصورت دورپیچ برای اطمینان از عدم سقوط آنها. برای جلوگیری از آسیب دیدن جعبه‌های باتری، جداکننده‌هایی بین مهارها و باتری تعبیه باید شود.

۴- مهار جعبه کنترل، تجهیزات رایانه، و سایر تجهیزات دارای قطعاتی با امکان جداشدن، توسط بست.

۵- ارزیابی و طراحی مناسب اتصالات برای تجهیزات الحاقی با وزن بیش از $450\,N$، در صورتی که مشخصات اتصالات توسط سازنده ارائه نشده باشد.

۶- درنظرگرفتن اختلاف جابجایی برای لوله‌ی برق، سینی کابل یا سایر تجهیزات مشابه، طبق بند ۸-۳، چنانچه به سازه‌های مجزا متصل باشند.

۸-۶-۴- تکیه‌گاه تجهیزات

تکیه‌گاه تجهیزات مکانیکی و برقی و اتصال تجهیزات به آن، باید برای نیروها و جابجایی‌های حاصل از یکی از روش‌های تحلیل بند ۸-۳ طراحی شوند. 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 بصورت بخشی از تکیه‌گاه تجهیزات همراه آنها هستند.

در مورد تکیه‌گاه تجهیزات توزیع برق، به ردیف ۳ بند ۸-۶-۴-۳ رجوع شود.

۸-۶-۴-۱- طراحی برای جابجایی نسبی

تکیه‌گاه‌های تجهیزات باید طوری طراحی شوند که پذیرای جابجایی لرزه‌ای نسبی حاصل از یکی از روش‌های تحلیل بند ۸-۳ باشند.

۸-۶-۴-۲- اتصال تجهیزات به تکیه‌گاه

ادوات اتصال تجهیزات به تکیه‌گاه باید برای نیرو و جابجایی حاصل از یکی از روش‌های تحلیل بند ۸-۳ طراحی شوند مگر اینکه بصورت یکپارچه با تجهیزات اجرا 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.

۸-۶-۴-۳- سایر موارد

علاوه بر ضوابط فوق، در طرح و اجرای تکیه‌گاه‌های تجهیزات مکانیکی و برقی باید موارد خاص تجهیز موردنظر از قبیل 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 پیچ‌ها استفاده شود.

۲- 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 از قیدهای قائم استفاده شود. غلاف جداگر و قیدها باید از مصالح شکل‌پذیر باشد. 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 ۸-۳-۱-۲ در مورد تجهیزات مستقر بر جداگر لرزه‌ای باید در نظر گرفته شود.

۳- در صورت تحقق هریک از شرایط زیر، تکیه‌گاه تجهیزات توزیع برق باید برای نیرو و جابجایی نسبی بند 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 $150\ N/m$ باشد.

پ- تکیه‌گاه بصورت طره از کف بیرون آمده باشد.

ت- تکیه‌گاه دارای مهاربندی برای محدود کردن جابجایی باشد.

ث- تکیه‌گاه بصورت قاب صلب با اتصالات جوشی ساخته شده باشد.

۴- اتصال لوله، دیگ بخار و مخزن تحت فشار به تکیه‌گاه بتنی باید قابلیت تحمل بارهای چرخه‌ای را داشته باشد.

۵- در صورتیکه اتصال جزء مکانیکی به تکیه‌گاه تحت بار کششی باشد، در محل حفره نصب از سیمان یا گروت اپوکسی 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 ۸-۳ باشند. احتمال گسست خطوط خدماتی در سازه‌های ضروری باید مورد بررسی قرار گیرد. آسیب‌پذیری خطوط خدماتی زیرزمینی و محل خروج آنها از سطح زمین بویژه در خاک نوع IV (طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران) باید مورد بررسی دقیق قرار گیرد.

فصل نهم
جداسازی لرزه‌ای

۹- جداسازی لرزه‌ای

۹-۱- ملاحظات کلی

در این فصل ضوابط تحلیل و طراحی سیستم جداساز لرزه‌ای، اجزا و اعضای سازه با جداساز لرزه‌ای (سازه‌ی فوقانی) و پی ارائه می‌شود. عملکرد اجزای سیستم جداساز لرزه‌ای باید براساس تحلیل و آزمایش طبق این فصل با در نظر گرفتن تغییرمکان حداکثر کل کنترل شود. برای سازه با جداساز لرزه‌ای، به استثنای مواردی که در این فصل آمده است، نیروی زلزله، ضریب اهمیت، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت سیستم، ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی، محدودیت ارتفاع سازه و همچنین نوع سیستم لرزه‌بر مشابه سازه‌ی بدون جداساز تعیین می‌شود. اگرچه جداساز لرزه‌ای برای سازه‌های سخت‌تر و کوتاه‌تر کارایی بیشتری دارد، استفاده از آن در کلیه سازه‌ها و در اغلب موارد باعث بهبود رفتار و کاهش خسارات اجزای غیرسازه‌ای می‌شود.

۹-۱-۱- ضریب اهمیت

ضریب اهمیت سازه‌ی جداسازی شده صرفنظر از گروه کاربری آن، $I=1$ می‌باشد.

۹-۱-۲- طبقه‌بندی سازه بر حسب شکل

منظم یا نامنظم بودن سازه‌ی جداسازی شده بر اساس مشخصات سازه‌ی فوقانی، طبق جداول ۴-۱ و ۴-۲ تعیین می‌شود.

۹-۱-۳- انتخاب روش تحلیل

روش تحلیل براساس شرایط مندرج دربندهای ۹-۱-۳-۱، ۹-۱-۳-۲ و ۹-۱-۳-۳ انتخاب می‌شود.

۹-۱-۳-۱- حدود کاربرد تحلیل استاتیکی معادل

در صورت برقراری تمام شرایط زیر استفاده از روش تحلیل استاتیکی مجاز است:

۱- سازه در ساختگاهی با S_1 کوچکتر از $0.6g$ قرار داشته باشد، که در آن S_1 شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه بر روی سنگ بستر در زلزله‌ی نادر (زلزله‌ای با احتمال فراگذشت ۲٪ در ۵۰ سال) می‌باشد.

۲- سازه بر روی خاک نوع I ، II یا III ، طبق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ ایران باشد.

۳- سازه‌ی فوقانی حداکثر ۴ طبقه یا با ارتفاع ۲۰ متر باشد.

۴- زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده نظیر تغییر مکان حداکثر، T_M، طبق بند ۹-۲-۲-۴ کمتر یا مساوی ۳ ثانیه باشد.

۵- زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده نظیر تغییر مکان طرح، T_D، طبق بند ۹-۲-۲-۲ بیشتر از ۳ برابر زمان تناوب سازه‌ی فوقانی با فرض پایه صلب باشد.
۶- سازه‌ی فوقانی باید ویژگی‌های سازه‌ی منظم طبق بند ۹-۱-۲ را دارا باشد .
۷- سیستم جداساز دارای تمامی مشخصات زیر باشد:
الف- سختی موثر سیستم جداساز نظیر تغییر مکان طرح، طبق بند ۹-۸-۴-۱، کمتر از یک سوم سختی موثر نظیر ۲۰٪ تغییر مکان طرح نباشد.
ب- سیستم جداساز قادر به تامین نیروی بازگرداننده طبق بند ۹-۵-۱-۴ باشد.
پ- برای هریک از جداگرهای سیستم جداساز، جابجایی نظیر زلزله‌ی نادر به کمتر از حداکثر جابجایی کل (بند ۹-۲-۳) محدود نشود.

۹-۱-۳-۲- حدود کاربرد تحلیل طیفی

استفاده از روش تحلیل طیفی برای سازه‌ی جداسازی شده که دارای شرایط ردیف‌های ۲ و ۷ از بند ۹-۱-۳-۱ می‌باشد مجاز است.

۹-۱-۳-۳- حدود کاربرد تحلیل تاریخچه زمانی

این روش را می‌توان برای تمامی سازه‌های جداسازی شده بکار برد.

۹-۱-۴- حرکت زمین

حرکت زمین برای زلزله‌ی طرح و زلزله‌ی نادر به‌صورت زیر تعیین می‌شود.

۹-۱-۴-۱- طیف ویژه‌ی ساختگاه

تهیه‌ی طیف ویژه‌ی ساختگاه، بر اساس بند ۳-۲-۲ برای زلزله‌ی طرح (سطح خطر دوم) و بر اساس بند ۳-۲-۳ برای زلزله‌ی نادر (سطح خطر سوم) برای تحلیل و طراحی تمامی سازه‌های جداسازی شده الزامی است. طیف نظیر زلزله‌ی نادر برای کنترل حداکثر تغییر مکان کل و نیروهای واژگونی و انجام آزمایش‌های لازم برای سیستم جداساز مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۹-۱-۴-۲- 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 ۹-۲-۲-۲ و ۹-۲-۲-۴ تعریف شده‌اند.

۹-۲- روش استاتیکی معادل

در این روش سازه باید برای حداقل تغییرمکان و نیروی لرزه‌ای این بند طراحی شود.

۹-۲-۱- مشخصات سیستم جداساز

مشخصات سیستم جداساز طبق آزمایش‌های بند ۹-۸ تعیین می‌شود. اگر سیستم جداساز شامل اجزای مقاوم در برابر باد باشد، اثر آنها را نیز باید درنظر گرفت.

۹-۲-۲- حداقل تغییرمکان جانبی

۹-۲-۲-۱- تغییر مکان جانبی طرح

تغییر مکان جانبی طرح در سیستم جداساز برای هر یک از جهات اصلی سازه از رابطه‌ی (۹-۱) محاسبه می‌شود.

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_1 T_D}{4p^2 B_D} \qquad (۹-۱)$$

g = شتاب ثقل زمین

S_{D1} = شتاب طیفی نظیر زمان تناوب $T_1 = 1\ s$ (بر حسب g)

T_D = زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده در زلزله‌ی طرح در راستای مورد نظر بر حسب ثانیه، مطابق بند ۹-۲-۲-۲

B_D = ضریب عددی متناظر با میرایی موثر سیستم جداساز برای زلزله‌ی طرح طبق جدول ۹-۱

جدول ۹-۱ : مقادیر ضرایب B_D و B_M

میرایی موثر جداساز در زلزله‌ی نادر یا طرح	B_M یا B_D
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

۹-۲-۲-۲- زمان تناوب موثر نظیر تغییر مکان جانبی طرح

زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی‌شده نظیر تغییرمکان جانبی طرح، T_D، بر اساس مشخصات سیستم جداساز از رابطه‌ی (۹-۲) تعیین می‌شود.

$$T_D = 2p\sqrt{\frac{W}{K_{D\,min}g}} \qquad (۹-۲)$$

که در آن:

$K_{D\min}$ = سختی موثر حداقل سیستم جداساز نظیر تغییرمکان طرح در جهت جانبی مورد نظر، مطابق بند ۹-۸-۴-۱

W = وزن موثر لرزه‌ای سازه‌ی فوقانی

۹-۲-۲-۳- حداکثر تغییر مکان جانبی

حداکثر تغییرمکان جانبی سیستم جداساز در راستای بحرانی، D_M، از رابطه‌ی (۹-۳) محاسبه می‌شود.

$$D_M = \frac{gS_{M1}T_1T_M}{4p^2B_M} \qquad (۹-۳)$$

که در آن:

S_{M1} = شتاب طیفی نظیر زمان تناوب $T_1 = 1\ s$ و میرایی ۵٪ برای زلزله‌ی نادر (بر حسب g)

T_M = زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده نظیر تغییر مکان حداکثر برحسب ثانیه، مطابق بند ۹-۲-۲-۴

B_M = ضریب عددی متناظر با میرایی موثر سیستم جداساز برای زلزله‌ی نادر طبق جدول ۹-۱

۹-۲-۲-۴- زمان تناوب موثر نظیر تغییر مکان حداکثر

زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده نظیر تغییر مکان حداکثر، T_M، براساس مشخصات سیستم جداساز طبق رابطه‌ی (۹-۴) تعیین می شود.

$$T_M = 2p\sqrt{\frac{W}{K_{M\,min}g}} \qquad (۹-۴)$$

که در آن:

$K_{M\min}$ = سختی موثر حداقل سیستم جداساز نظیر تغییر مکان حداکثر، مطابق بند ۹-۸-۴-۱

W = وزن موثر لرزه‌ای سازه در بالای سیستم جداساز

۹-۲-۳- جابجایی جانبی کل

جابجایی طرح کل، D_{TD}، و جابجایی حداکثر کل، D_{TM}، برای هر دستگاه از سیستم جداساز باید شامل تغییرمکان اضافی ناشی از پیچش واقعی و اتفاقی باشد. اثر پیچش با در نظر گرفتن توزیع مکانی سختی موثر سیستم جداساز و بحرانی‌ترین حالت خروج از محوری 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 رابطه‌های (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:

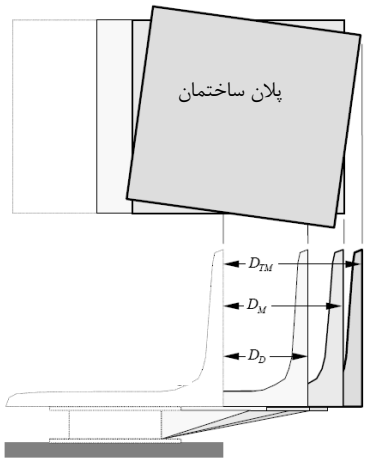
b = بعد کوچکتر پلان سازه عمود بر d

d = بعد بزرگتر پلان سازه

e = خروج از مرکزیت واقعی مرکز جرم سازه‌ی فوقانی 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 تا محل دستگاه جداساز مورد نظر در جهت عمود بر امتداد بارگذاری زلزله

مقادیر D_{TD}, 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

۹-۲-۴- حداقل نیروی جانبی

حداقل نیروی جانبی سازه و سیستم جداساز طبق ضوابط این بند تعیین می‌شود.

۹-۲-۴-۱- سیستم جداساز و اجزای زیر آن

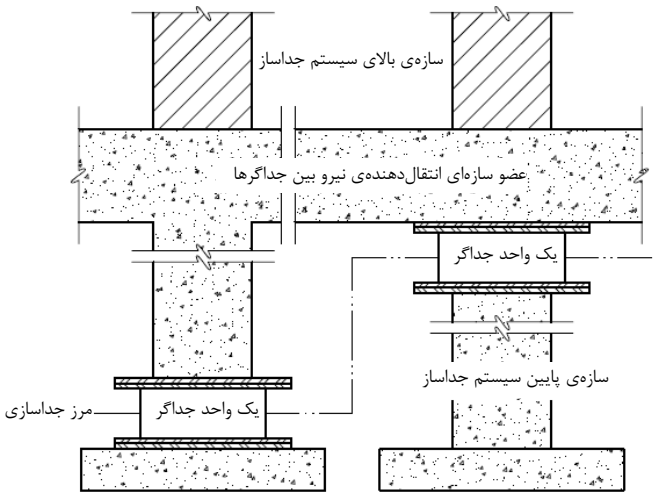
سیستم جداساز و تمام اجزای سازه‌ای زیر آن (شکل ۹-۲) باید برای حداقل نیروی جانبی لرزه‌ای، V_b، طبق رابطه‌ی (۹-۷) و با درنظرگرفتن ملزومات مورد نظر برای یک سازه‌ی جداسازی نشده طراحی شود.

$$V_b = K_{D\max} D_D \qquad (۹-۷)$$

که در آن:

$K_{D\max}$ = سختی موثر حداکثر سیستم جداساز نظیر تغییر مکان طرح در جهت مورد نظر طبق بند ۹-۸-۴-۱

D_D = جابجایی طرح در مرکز سختی سیستم جداساز در جهت مورد نظر طبق بند ۹-۲-۲-۱



شکل ۹-۲: جداساز و اجزای سازه‌ای متصل

۹-۲-۴-۲- سازه‌ی روی سیستم جداساز

سازه‌ی روی سیستم جداساز (شکل ۹-۲) برای حداقل نیروی جانبی لرزه‌ای، V_S، طبق رابطه‌ی (۹-۸) طراحی می‌شود.

$$V_S = \frac{K_{D\max} D_D}{R_I} \qquad (۹-۸)$$

که در آن:

R_I = ضریب رفتار سازه‌ی جداسازی شده. مقدار آن از رابطه‌ی $R_I = 0.375R_u$ محاسبه می‌شود، که در آن R_U ضریب رفتار سازه‌ی جداسازی نشده است.

مقدار R_I نباید بیشتر از ۲ باشد و لازم نیست کمتر از یک درنظر گرفته شود.

۹-۲-۴-۳- محدودیت نیروی جانبی زلزله، V_s

مقدار 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 ۹-۸)

۹-۲-۵- توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

توزیع نیروی برش پایه در ارتفاع سازه‌ی فوقانی طبق رابطه‌ی (۹-۹) انجام می‌شود.

$$F_x = V_s \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i} \qquad (۹-۹)$$

که در آن:

V_S = نیروی جانبی زلزله سازه‌ی فوقانی طبق بند ۹-۲-۴-۲

w_i, w_x = سهم وزن موثر لرزه‌ای طبقه یا تراز x یا i

h_i, h_x = ارتفاع تراز x یا i

F_x = نیروی جانبی طبقه یا تراز x

n = تعداد طبقات

۹-۲-۶- محدودیت تغییر مکان نسبی

جابجایی جانبی غیرارتجاعی تراز x از رابطه‌ی (۹-۱۰) تعیین می شود.

$$d_x = R_I d_{xe} \qquad (۹-۱۰)$$

که در آن:

d_{xe} = جابجایی جانبی ارتجاعی تراز x

جابجایی نسبی طبقه از رابطه‌ی (۴-۱۹) بدست می‌آید. این تغییرمکان نباید از $0.015h_{sx}$ تجاوز نماید، که h_{sx} ارتفاع طبقه x می‌باشد.

۹-۳- تحلیل دینامیکی

تحلیل دینامیکی سازه‌های جداسازی شده طبق ضوابط این بند انجام می‌شود.

۹-۳-۱- سیستم جداساز و اجزای سازه‌ای زیر آن

در تحلیل دینامیکی، جابجایی طرح کل هر دستگاه از سیستم جداساز نباید کمتر از $0.9D_{TD}$ مطابق بند ۹-۲-۳ در نظر گرفته شود. جابجایی حداکثر کل هر دستگاه از سیستم جداساز نباید کمتر از $0.8D_{TM}$ مطابق بند ۹-۲-۳ در نظر گرفته شود. نیروی جانبی زلزله در طراحی سیستم جداساز و اعضای سازه‌ای زیر آن نباید کمتر از $0.9V_b$ مطابق بند ۹-۲-۴-۱ در نظر گرفته شود.

در تحلیل دینامیکی مطابق این بند، برای محاسبه D_{TD} و D_{TM} به جای D_D و D_M به ترتیب از D'_D و D'_M طبق روابط (۹-۱۱) و (۹-۱۲) استفاده می‌شود:

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1+\left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \qquad (۹-۱۱)$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1+\left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \qquad (۹-۱۲)$$

که در آن:

T = زمان تناوب اصلی سازه‌ی فوقانی با فرض تکیه بر بستر صلب

T_D = زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده در زلزله طرح

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

D_D = جابجایی طرح در مرکز سختی سیستم جداساز

D_M = جابجایی حداکثر جانبی سیستم جداساز

۹-۳-۲- سازه‌ی جداسازی شده

در تحلیل دینامیکی طیفی، برش طراحی سازه‌ی جداسازی شده در سازه‌ی منظم (طبق تعریف فصل چهارم)، نباید کمتر از $0.8V_S$ و در سازه‌ی نامنظم کمتر از V_S در نظر گرفته شود.

در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، برش طراحی سازه‌ی جداسازی شده در سازه‌ی منظم (طبق تعریف فصل چهارم) نباید کمتر از $0.6V_S$ و در سازه‌ی نامنظم کمتر از $0.8V_S$ در نظر گرفته شود.

در صورتیکه مقادیر برش پایه کمتر از حداقل‌های مذکور در این بند و بند ۹-۳-۱ باشد، کلیه پاسخ‌ها از قبیل نیروها و لنگرها در اعضا باید به نسبت مقادیر یادشده به برش پایه‌ی محاسبه شده افزایش داده شود.

۹-۳-۳- مدلسازی

مدلسازی سازه‌ی جداسازی شده و سیستم جداساز طبق ضوابط این بند انجام می‌شود.

۹-۳-۳-۱- سیستم جداساز

سیستم جداساز با استفاده از مشخصه‌های تغییرشکل حاصل از نتایج آزمایشگاهی طبق بند ۹-۸ باید طوری مدل شود که :

۱- نحوه توزیع دستگاه‌های جداساز را در برگیرد.

۲- امکان انتقال در هر دو راستای متعامد افقی و پیچش سازه‌ی فوقانی با در نظر گرفتن بدترین وضعیت خروج از مرکز جرم سازه‌ی فوقانی وجود داشته باشد.

۳- نیروی واژگونی و برکنش هر یک از دستگاه‌های جداساز ارزیابی شود.

۴- آثار بار قائم، بارگذاری جانبی در دو جهت و سرعت بارگذاری، در صورتیکه منحنی نیرو- تغییر شکل دستگاه جداساز به عوامل یادشده بستگی داشته باشد، در نظر گرفته شود.

جابجایی طراحی کل و جابجایی حداکثر کل در سیستم جداساز با استفاده از مدل سازه‌ی جداسازی شده که خصوصیات نیرو- تغییرشکل غیرخطی دستگاه‌های جداساز و همچنین سیستم مقاوم لرزه‌ای فوقانی را در نظر می‌گیرد محاسبه می‌شود.

۹-۳-۳-۲- سازه‌ی فوقانی

اجازه داده می‌شود جابجایی حداکثر هر طبقه و نیروی طراحی و جابجایی هر عضو سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه‌ی فوقانی با استفاده از مدل ارتجاعی خطی با شرایط زیر محاسبه شود:

۱- سختی هر مولفه غیرارتجاعی سیستم جداساز بر مبنای حداکثر سختی موثر سیستم جداساز تعیین شود.

۲- تمام اجزای سازه‌ی فوقانی در زلزله طرح در محدوده ارتجاعی خطی باقی بمانند.

۹-۳-۴- روش‌های تحلیل

زلزله طرح برای تعیین تغییر مکان کل سیستم جداساز و نیروها و تغییرمکان‌های جانبی سازه‌ی فوقانی استفاده می‌شود. زلزله‌ی نادر برای محاسبه‌ی حداکثر تغییر مکان کل سیستم جداساز بکار می‌رود. برای انجام تحلیل طیفی و تاریخچه زمانی ضوابط زیر باید در نظر گرفته شود.

۹-۳-۴-۱- تحلیل طیفی

تحلیل طیفی طبق بند ۴-۹ فصل چهارم انجام می‌شود. میرایی موثر برای مود اصلی هر راستا در تحلیل طیفی نباید بیشتر از میرایی موثر سیستم جداساز و ۳۰٪ میرایی بحرانی در نظر گرفته شود. میرایی مودهای بالاتر بر اساس خصوصیات سازه‌ی فوقانی با فرض پایه‌ی ثابت تعیین می‌شود. در این تحلیل برای محاسبه تغییرمکان کل طرح و تغییر مکان حداکثر کل هر دستگاه باید اثر همزمان ۱۰۰٪ حرکت زمین در بحرانی‌ترین جهت و ۳۰٪ در جهت عمود بر آن در نظر گرفته شود. تغییر مکان حداکثر سیستم جداساز با ترکیب برداری دو مولفه‌ی متعامد بدست می‌آید.

برش طراحی هر طبقه، نباید از برش طبقه‌ی بدست آمده از توزیع برش تحلیل استاتیکی معادل (رابطه‌ی ۹-۹) کمتر باشد. در این محاسبات V_S با برش پایه‌ی حاصل از تحلیل طیفی جایگزین می‌شود.

۹-۳-۴-۲- تحلیل تاریخچه زمانی

تحلیل تاریخچه زمانی طبق بند ۴-۱۰ فصل چهارم انجام می‌شود. حداکثر تغییر مکان سیستم جداساز (بند ۹-۲-۲-۳) با در نظر گرفتن همزمان جمع برداری دو مولفه‌ی جابجایی بدست می‌آید.

۹-۳-۵- جابجایی جانبی نسبی و نیروهای طراحی

۹-۳-۵-۱- سیستم جداساز

سیستم جداساز، پی و اجزای سازه‌ای زیر جداساز باید براساس نیروی جانبی زلزله بدون در نظر گرفتن ضریب رفتار، R_I، طراحی شوند.

۹-۳-۵-۲- سازه‌ی فوقانی

سازه‌ی فوقانی باید با در نظر گرفتن ضریب رفتار سازه‌ی جداسازی شده برای نیروی جانبی زلزله طرح شود.

۹-۳-۵-۳- همپایه کردن

هنگامی که برش پایه‌ی حاصل از روش تحلیل طیفی یا تاریخچه زمانی کمتر از حداقل‌های بند ۹-۳-۱ و ۹-۳-۲ باشد، نیروهای داخلی اعضاء باید طبق بندهای یادشده اصلاح شود.

۹-۳-۵-۴- محدودیت تغییرمکان نسبی

حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه ناشی از نیروی زلزله که شامل جابجایی ناشی از تغییر شکل قائم جداساز نیز می‌گردد نباید از حدود زیر تجاوز نماید:

۱- حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات سازه‌ی فوقانی محاسبه شده به روش تحلیل طیفی نباید از $0.015h_{sx}$ (h_{sx} ارتفاع طبقه‌ی xام) بیشتر شود. جابجایی باید با در نظر گرفتن ضریب C_d برابر 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 بررسی شود.

۲- حداکثر تغییر مکان 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.

در جدول ۹-۲، خلاصه ضوابط طراحی و محدودیت‌های مربوط به تغییرمکان سازه‌های جداسازی‌شده در روش‌های مختلف تحلیل آورده شده است.

جدول ۹-۲ : پارامترهای طراحی لرزه‌ای

پارامتر طراحی	روش استاتیکی معادل	روشهای دینامیکی	
		طیفی	تاریخچه زمانی
تغییرمکان جانبی طرح، D_D	$D_D=(g/4p^2)(S_{D1}T_1T_D/B_D)$	-	-
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	$D_M=(g/4p^2)(S_{M1}T_1T_M/B_M)$	-	-
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	$V_s=K_{D\max}D_D/R_I$	$\geq 0.8V_s$	$\geq 0.6V_s$
برش طراحی در سازه‌ی نامنظم، V_s	$V_s=K_{D\max}D_D/R_I$	$\geq 1.0V_s$	$\geq 0.8V_s$
تغییرمکان نسبی جانبی (با فرض	$0.015h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.020h_{sx}$

۹-۴- اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای

اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای باید طبق این بند و با رعایت ضوابط مرتبط فصل مربوطه طراحی شوند.

۹-۴-۱- اجزای روی سیستم جداساز

اجزای سازه‌ای روی سیستم جداساز باید برای نیروها و تغییرمکان‌های بدست‌آمده طبق بندهای قبلی طراحی شوند. چنانچه اجزای سازه‌ای یا غیرسازه‌ای برای نیروها و تغییرمکان‌های حاصل از فصل‌های چهارم و هفتم و هشتم طراحی شده باشند، می‌توان از طراحی مجدد آنها با ضوابط این فصل اجتناب نمود.

۹-۴-۲- اجزای عبور کننده از مرز سیستم جداساز

این اجزا باید پذیرای حداکثر تغییر مکان کل، D_{TM}، باشند.

۹-۴-۳- اجزای پایین سیستم جداساز

این اجزا طبق ضوابط لرزه‌ای فصل چهارم، هفتم و هشتم، بسته به مورد طراحی می‌شوند.

۹-۵- سایر ضوابط طراحی

سیستم جداساز و سازه‌ی فوقانی باید شرایط و جزئیات مندرج در این بند را نیز دارا باشد.

۹-۵-۱- سیستم جداساز

۹-۵-۱-۱- شرایط محیطی

علاوه بر ضوابط بارهای قائم و جانبی حاصل از باد و زلزله، سیستم جداساز باید برای شرایط محیطی دیگر مانند اثرگذشت زمان، خزش، خستگی، حرارت، رطوبت و مواد مضر طراحی شود.

۹-۵-۱-۲- نیروی باد

سازه‌ی جداسازی شده باید نیروی طراحی باد وارد بر سازه‌ی فوقانی را تحمل کند. در محل سیستم جداساز باید سیستم مهار مناسبی برای محدود کردن تغییر مکان جانبی سیستم جداساز در حد تغییر مکان نسبی مجاز، طبق بند ۹-۲-۶ ، نصب شود.

۹-۵-۱-۳- مقاومت در مقابل آتش سوزی

مقاومت در مقابل آتش‌سوزی بر اساس آیین‌نامه‌های معتبر، مشابه آنچه که برای اعضای اصلی سازه تامین می‌شود، باید برای سیستم جداساز نیز در نظر گرفته شود.

۹-۵-۱-۴- 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.

۹-۵-۱-۵- قید جابجایی

فاصله آزاد در محل قید جابجایی نباید کمتر از جابجایی طراحی بیشینه‌ی کل (D_{TM}) باشد، مگر آنکه کلیه‌ی موارد زیر رعایت شوند:

۱- سازه، شامل سیستم جداساز، قید و سازه‌ی فوقانی، برای زلزله‌ی نادر به روش دینامیکی غیرارتجاعی با در نظر گرفتن خصوصیات غیرخطی اعضا و اجزاء 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 جابجایی طرح کل فعال نگردد، مگر آنکه با تحلیل نشان داده شود که درگیر شدن زود هنگام قید منجر به عملکرد نامطلوب نمی‌شود.

۹-۵-۱-۶- پایداری در برابر بارهای قائم

هر جزء از سیستم جداساز باید طوری طراحی شود که تحت کل بار قائم حداکثر، ترکیب بار (۲-۱۳)، و حداقل بار قائم، ترکیب بار (۲-۲۴) فصل دوم، با در نظر گرفتن زلزله‌ی نادر به جای زلزله طرح، در هر دو ترکیب بار، به ازای تغییر مکان جانبی کل حداکثر، پایدار باشد.

۹-۵-۱-۷- واژگونی

ضریب اطمینان در برابر واژگونی کلی سازه حول سطح تماس با سیستم جداساز برای ترکیب بار بحرانی (در زلزله‌ی نادر) نباید از یک کمتر باشد. برکنش موضعی هیچیک از اجزای سیستم مطلوب نمی‌باشد اما در صورت وجود برکنش، باید ظرفیت و پایداری دستگاه‌های جداساز و سایر اجزای سازه کنترل شود.

۹-۵-۱-۸- بازبینی و جایگزینی

دسترسی برای بازرسی و جایگزین کردن احتمالی هر یک از اجزای سیستم جداساز باید توسط یک تیم مهندسی شامل افراد باتجربه امکان‌پذیر باشد.

۹-۵-۱-۹- کنترل کیفیت

برنامه‌ای مناسب برای آزمایش‌های کنترل کیفیت برای نگهداری سیستم جداساز توسط کارشناس متخصص مسوول طرح باید ارائه شود.

۹-۵-۲- سیستم سازه‌ای

۹-۵-۲-۱- 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.

۹-۵-۲-۲- درز انقطاع

حداقل عرض درز انقطاع بین سازه‌ی جداسازی شده و دیوارهای حائل اطراف آن و یا سایر موانع ثابت دیگر نباید کمتر از جابجایی حداکثر کل طبق بند ۹-۲-۳ باشد.

۹-۵-۲-۳- سازه‌ی غیرساختمانی

سازه‌ی غیرساختمانی باید براساس تغییرمکان طرح و نیروهای محاسبه شده طبق بندهای ۹-۲ یا ۹-۳ و فصل ۷ طراحی شود.

۹-۶- پی

پی باید برای نیروهای حاصل از بندهای ۹-۲ یا ۹-۳ این فصل طراحی شود.

۹-۷- 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 سیستم‌های جداساز لرزه‌ای باشد. این بازبینی باید شامل موارد زیر باشد:

۱- بررسی مطالعات ویژه‌ی ساختگاهی شامل نحوه‌ی تهیه‌ی تاریخچه زمانی، طیف ویژه‌ی ساختگاهی و بررسی کلیه‌ی معیارهای طراحی بکار رفته در پروژه.

۲- بررسی طراحی اولیه شامل تغییر مکان طراحی و تغییر مکان حداکثر کل سیستم جداساز و نیروی جانبی.

۳- نظارت بر انجام آزمایش نمونه‌های با مقیاس واقعی دستگاه‌های جداساز (بند ۹-۸).

۴- بررسی طرح نهایی سازه‌ی جداسازی شده و تحلیل‌های انجام شده.

۵- بررسی برنامه‌ی آزمایش‌های کنترل کیفیت سیستم جداساز (بند ۹-۵-۱-۹).

۹-۸- آزمایش

خصوصیات تغییر شکل و نسبت میرایی اجزای سیستم جداساز براساس آزمایش‌های مشخص شده در این بند تعیین می‌شود. در صورتیکه از سیستم مقاوم در برابر باد استفاده شده باشد، باید رفتار آن نیز در برنامه‌ی آزمایش گنجانده شود.

۹-۸-۱- آزمایش‌های با مقیاس واقعی

برای هر اندازه و نوع جداگر حداقل باید دو نمونه با مقیاس واقعی مورد آزمایش قرار گیرد.

۹-۸-۱-۱- ثبت نتایج

برای تمام چرخه‌های بارگذاری، منحنی نیرو- تغییرشکل باید ثبت شود.

۹-۸-۱-۲- ترتیب مراحل و چرخه‌های بارگذاری

در آزمایش هر نوع و اندازه دستگاه جداساز 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، انجام 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 جابجایی $0.25D_D$، $0.5D_D$، D_D و D_M.

۳- تعداد سه چرخه‌ی کامل رفت و برگشتی تا تغییر مکان حداکثر کل D_{TM}.

۴- تعداد $n = 30S_{D1}/(S_{DS}B_D)$ چرخه‌ی کامل رفت و برگشت بارگذاری تا جابجایی طراحی 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 دوم بارگذاری، باید آزمایش‌های مشابه تحت دو بارگذاری قائم اضافی نظیر بارگذاری‌های ۲-۱۳ و ۲-۲۴ فصل دوم، نیز تکرار شود. برای هر دامنه‌ی جابجایی نظیر مرحله دوم بارگذاری مقدار E در دو بارگذاری ذکر شده در این بند، 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.

۹-۸-۱-۳- جداساز وابسته به نرخ بارگذاری

هرگاه خصوصیات اندازه‌گیری شده (سختی یا میرایی موثر جداساز) در جابجایی طرح حاصل از هر آزمایش با هر فرکانسی بین ۰٫۱ تا دو برابر فرکانس موثر (معکوس زمان تناوب موثر) طرح سازه‌ی جداسازی شده بیش از ۱۵٪ با مقادیر نظیر حاصل از آزمایش با فرکانس موثر طرح سازه‌ی جداسازی شده اختلاف داشته باشد، خصوصیات نیرو- جابجایی دستگاه جداساز وابسته به نرخ بارگذاری در نظر گرفته می‌شود.

اگر خصوصیات نیرو- تغییر مکان دستگاه جداساز وابسته به نرخ بارگذاری باشد، آزمایش‌های بند ۹-۸-۱-۲ باید با فرکانس موثر طرح، به صورت دینامیکی انجام شود. در صورتیکه از نمونه‌هایی با ابعاد کاهش‌یافته برای آزمایش استفاده شود، فرکانس بارگذاری باید به نحوی مقیاس شود که بیانگر فرکانس مدل واقعی باشد.

۹-۸-۱-۴- 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

اینصورت، 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.

۹-۸-۱-۵- حداکثر و حداقل بار قائم

جداسازی که بار قائم را تحمل می‌کند باید بطور استاتیکی برای حداکثر و حداقل بار قائم در تغییرمکان حداکثر کل آزمایش شود. برای انجام آزمایش، حداکثر و حداقل بار قائم به ترتیب برابر $(1.2+0.2S_{MS})D+rQ_E+L+0.2S$ و $(0.9-0.2S_{MS})D+rQ_E+1.6H$ می‌باشد که باید بر روی جداساز از یک نوع و اندازه اعمال شود. مولفه‌ی قائم روی جداساز ناشی از بار جانبی زلزله، Q_E، باید براساس زلزله‌ی حداکثر محاسبه شود. تعاریف پارامترهای فوق در فصل دوم آمده است.

۹-۸-۱-۶- 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.

۹-۸-۱-۷- 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 همانند

۲- دارای نوع و مصالح یکسان

۹-۸-۲- تعیین خصوصیات نیرو- جابجایی

خصوصیات نیرو- جابجایی جداساز براساس آزمایش بارگذاری چرخه‌ای بند ۹-۸-۱ مشخص می‌شود. سختی موثر جداساز، K_{eff}، برای هر چرخه‌ی بارگذاری از رابطه‌ی (۹-۱۳) بدست می آید:

$$K_{eff}=\frac{\left|F^{+}\right|+\left|F^{-}\right|}{\left|\Delta^{+}\right|+\left|\Delta^{-}\right|} \qquad (۹-۱۳)$$

که در آن:

F^{+} و F^{-} = نیروهای مثبت و منفی در جابجایی نظیر Δ^{+} و Δ^{-}

Δ^{+} و Δ^{-} = حداکثر جابجایی مثبت و منفی جداگر در هر چرخه از آزمایش با مقیاس واقعی

میرایی موثر جداساز، b_{eff}، برای هر چرخه‌ی بارگذاری از رابطه‌ی (۹-۱۴) بدست می آید:

$$b_{eff}=\frac{2}{p}\frac{E_{loop}}{k_{eff}\left(\left|\Delta^{+}\right|+\left|\Delta^{-}\right|\right)^{2}} \qquad (۹-۱۴)$$

که در آن:

E_{loop} = انرژی تلف شده در هر چرخه‌ی بارگذاری.

۹-۸-۳- کفایت نمونه‌ی آزمایش

عملکرد نمونه‌ی آزمایشی جداگر در صورت برآورده شدن شرایط زیر قابل قبول خواهد بود:

۱- منحنی نیرو- جابجایی در کلیه‌ی آزمایش‌های بند ۹-۸-۱ دارای شیب مثبت باشد.

۲- در هر نمو جابجایی در آزمایش مشخص شده در ردیف ۲ بند ۹-۸-۱-۲ 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 ۹-۸-۱) اختلافی بیش از ۱۵٪ با یکدیگر نداشته باشند.

۳- تغییر در سختی موثر هر نمونه‌ی آزمایشی طی چرخه‌های مشخص شده در ردیف ۴ بند ۹-۸-۱-۲ نسبت به مقدار اولیه‌ی سختی موثر بیش از ۲۰٪ نباشد.

۴- کاهش در میرایی موثر هر نمونه‌ی آزمایشی طی چرخه‌های مشخص شده در ردیف ۴ بند ۹-۸-۱-۲ نسبت به مقدار اولیه‌ی میرایی موثر بیش از ۲۰٪ نباشد.

۵- کلیه نمونه‌هایی که طبق بند ۹-۸-۱-۵ آزمایش می‌شوند، باید در طی آزمایش پایداری خود را حفظ نمایند.

۹-۸-۴- خصوصیات طراحی سیستم جداساز

۹-۸-۴-۱- 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 ۹-۸-۱-۲ (شکل ۹-۳) با استفاده از روابط (۹-۱۵) و (۹-۱۶) محاسبه می‌شود:

$$K_{D\max} = \frac{\sum \left|F_D^{+}\right|_{\max} + \sum \left|F_D^{-}\right|_{\max}}{2D_D} \qquad (۹-۱۵)$$

$$K_{D\min} = \frac{\sum \left|F_D^{+}\right|_{\min} + \sum \left|F_D^{-}\right|_{\min}}{2D_D} \qquad (۹-۱۶)$$

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، براساس آزمایشهای چرخه‌ای ردیف ۳ بند ۹-۸-۱-۲ با استفاده از روابط (۹-۱۷) و (۹-۱۸) محاسبه می‌شود:

$$K_{M\max} = \frac{\sum \left|F_M^{+}\right|_{\max} + \sum \left|F_M^{-}\right|_{\max}}{2D_M} \qquad (۹-۱۷)$$

$$K_{M\min} = \frac{\sum \left|F_M^{+}\right|_{\min} + \sum \left|F_M^{-}\right|_{\min}}{2D_M} \qquad (۹-۱۸)$$

که در آنها:

$\sum \left|F_M^{+}\right|_{\max}$ = مجموع قدرمطلق حداکثر نیروهای جداگرها نظیر جابجایی D_M مثبت

$\sum \left|F_M^{-}\right|_{\max}$ = مجموع قدرمطلق حداکثر نیروهای جداگرها نظیر جابجایی D_M منفی

$\sum \left|F_M^{+}\right|_{\min}$ = مجموع قدرمطلق حداقل نیروهای جداگرها نظیر جابجایی D_M مثبت

$\sum \left|F_M^{-}\right|_{\min}$ = مجموع قدرمطلق حداقل نیروهای جداگرها نظیر جابجایی D_M منفی

۹-۸-۴-۲- میرایی موثر

میرایی موثر سیستم جداساز نظیر جابجایی طرح، b_D، براساس آزمایشهای چرخه‌ای ردیف ۲ بند ۹-۸-۱-۲ و با استفاده از رابطه‌ی (۹-۱۹) محاسبه می‌شود:

$$b_D = \frac{1}{2p}\left[\frac{\sum E_D}{K_{D\max} {D_D}^2}\right] \qquad (۹-۱۹)$$

که در آن:

$\sum E_D$ = کل انرژی تلف شده در سیستم جداساز طی یک چرخه کامل نظیر جابجایی طرح، D_D.

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.

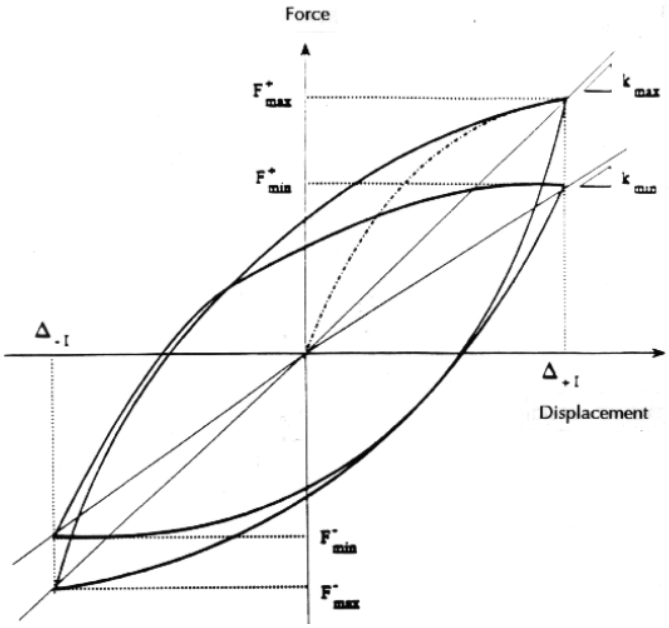
میرایی موثر سیستم جداساز نظیر جابجایی حداکثر، b_M، براساس آزمایش‌های چرخه‌ای ردیف ۲ بند ۹-۸-۱-۲ و با استفاده از رابطه‌ی (۹-۲۰) محاسبه می‌شود:

$$b_M = \frac{1}{2p}\left[\frac{\sum E_M}{K_{M\max} D_M^2}\right] \qquad (۹-۲۰)$$

که در آن:

$\sum E_M$ = کل انرژی تلف شده در سیستم جداساز طی یک چرخه کامل نظیر جابجایی حداکثر، D_M.

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.



شکل ۹-۳: تاثیر سختی در رفتار چرخه‌ای هر جداساز

فصل دهم

دودکش

۱۰- دودکش

۱۰-۱- ملاحظات کلی

در این فصل ضوابط تحلیل و طراحی لرزه‌ای پوسته‌ی دودکش ارائه می‌شود. دودکش‌ها از بتن مسلح یا پیش‌ساخته، فولادی و یا دیگر مصالح مناسب ساخته می‌شوند و دارای دو بخش اصلی می‌باشند:

۱- پوسته‌ی دودکش عملکرد سازه‌ای داشته و کلیه‌ی بارهای وارده از قبیل مرده، زنده، زلزله و باد را تحمل می‌کند.

۲- پوشش داخلی دودکش عملکرد سازه‌ای نداشته و به منظور ایجاد لایه محافظ در مقابل حرارت‌های زیاد، فرسایش و خوردگی برای پوسته‌ی دودکش عمل می‌کند.

دودکش‌ها به دو نوع خودایستا و مهارشده تقسیم می‌شوند. دودکش‌هایی که به عنوان اجزای الحاقی سازه تلقی می‌شوند باید بر اساس ضوابط مندرج در فصل ۷ یا ۸ 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 ۳-۲-۲، انجام می‌شود.

۱۰-۲- مدل‌سازی

مدل تحلیلی دودکش باید به اندازه کافی دقیق باشد به‌طوریکه 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 ناحیه تقسیم شود.

مدل‌سازی دودکش به دو روش انجام می‌شود:

۱- مدل‌سازی با استفاده از اجزای پوسته (معمولا با روش اجزای محدود)

۲- مدل‌سازی بصورت 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 صورتیکه دودکش با ارتفاع زیاد بر روی خاک نرم ساخته شود نیز توصیه می‌شود.

در صورتیکه 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.

۱۰-۳- 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.

۱۰-۳-۱- روش استاتیکی معادل

۱۰-۳-۱-۱- برش پایه

مقدار برش پایه، V_u، از رابطه‌ی (۱۰-۱) محاسبه می‌شود:

$$V_u = C_u W_{ch} \qquad (۱۰-۱)$$

که در آن:

$C_u =$ ضریب زلزله طبق رابطه (۱۰-۲)

$W_{ch} =$ وزن کل دودکش

$$C_u = \frac{S_a I}{R_u} \qquad (۱۰-۲)$$

که در آن:

$S_a =$ شتاب طیفی بر حسب شتاب ثقل که از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی با نسبت میرایی ۵ درصد به دست می‌آید. بجای آن می‌توان در موارد مجاز (طبق بند ۳-۳) از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران ($S_a = AB$) استفاده کرد.

$I =$ ضریب اهمیت سازه‌ی دودکش طبق بند ۷-۲-۲-۲ و جدول ۳-۴

$R_u =$ ضریب رفتار سازه طبق جدول ۷-۲ با رعایت ضوابط بند ۱۰-۴-۴ برای دودکش‌های بتنی

مقدار ضریب C_u طبق روابط (۷-۳) تعیین می‌شود.

زمان تناوب اصلی دودکش، T، را می‌توان از رابطه‌ی (۱۰-۳) تخمین زد.

$$T = \frac{5h^2}{\bar{d}_b}\sqrt{\frac{r}{E}}\left[\frac{t_h}{t_b}\right]^{0.3} \qquad (۱۰-۳)$$

که در آن:

$h =$ ارتفاع دودکش از تراز پایه (m)

$\bar{d}_b$ = قطر متوسط در کف (m)

r = جرم حجمی (kg/m^3)

E = مدول ارتجاعی (Pa)

t_h = ضخامت دودکش در بالاترین نقطه (m)

t_b = ضخامت دودکش در پایین‌ترین نقطه (m)

۱۰-۳-۱-۲- توزیع نیروی جانبی و برش

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع دودکش از رابطه‌ی (۱۰-۴) بدست می‌آید.

$$F_i = V_u \frac{w_i h_i^{\,2}}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^{\,2}} \qquad (۱۰-۴)$$

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 = شماره بالاترین قطعه (برابر تعداد قطعات)

برش طراحی در تراز h_z از رابطه‌ی (۱۰-۵) محاسبه می‌شود.

$$V_z = J_v^z \sum_{j=i}^{n} F_j \qquad (۱۰-۵)$$

که در آن:

n = شماره بالاترین قطعه (برابر تعداد قطعات)

i = شماره 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 (۱۰-۶) بدست می‌آید.

$$J_v^z = 8(J_v^{top} - J_v^{0.5h})(\frac{h_z}{h} - \frac{1}{2})^3 + J_v^{0.5h} \qquad 0.5 \le \frac{h_z}{h} \le 1 \text{ اگر} \quad (۱۰-۶\text{-الف})$$

$$J_v^z = 1 - 2(1 - J_v^{0.5h})(\frac{h_z}{h}) \qquad 0 \le \frac{h_z}{h} \le 0.5 \text{ اگر} \quad (۱۰-۶\text{-ب})$$

که در آن:

$$J_v^{top} = 0.96 + 0.23T \qquad (۱۰-۷)$$

$$J_v^{0.5h} = 0.43 + \frac{1}{2T^{1.5}} \qquad (۱۰-۸)$$

۱۰-۳-۱-۳- توزیع لنگر

لنگر در تراز h_z با استفاده از رابطه‌ی (۱۰-۹) محاسبه می‌شود:

$$M_z = J_m^z[\sum_{j=i}^{n} F_j(h_j - h_z)] \qquad (۱۰-۹)$$

که در آن:

$$J_m^z = 11.1(J_m^{base} - J_m^{0.3h})(0.3 - \frac{h_z}{h})^2 + J_m^{0.3h} \qquad (۱۰-۱۰ \text{ الف}) \text{ اگر } 0 \le \frac{h_z}{h} \le 0.3 \text{ باشد}$$

$$J_m^z = 2.78(J_m^{0.9h} - J_m^{0.3h})(\frac{h_z}{h} - 0.3)^2 + J_m^{0.3h} \qquad (۱۰-۱۰ \text{ ب}) \text{ اگر } 0.3 \le \frac{h_z}{h} \le 1.0 \text{ باشد}$$

که در آن:

$$J_m^{0.9h} = 1.15 + 0.025T^2 \qquad (۱۰-۱۱)$$

$$J_M^{0.3h} = 0.3 + 0.004(6 - T)^3 \qquad (۱۰-۱۲)$$

$$J_m^{base} = 0.4 + \frac{(6-T)^3}{300} \qquad (۱۰-۱۳)$$

۱۰-۳-۲- 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 ۵٪ و فولادی ۱٫۵٪ درنظر گرفته می‌شود.

برای تعیین طیف با میرایی h٪ ، می‌توان مقادیر نظیر طیف ۵٪ را در ضریب D_s ضرب نمود.

$$D_s = \frac{-Ln\left(\frac{h}{100}\right)}{Ln(20)} \qquad (۱۰-۱۴)$$

در دودکش‌های با مقطع غیردایره، در روش تاریخچه زمانی باید از شتابنگاشت‌های زوج‌مولفه‌ای افقی استفاده شود و در روش طیفی، از ترکیب SRSS نتایج تحلیل دو امتداد متعامد استفاده گردد.

۱۰-۳-۲-۱- تحلیل طیفی

تحلیل طیفی با استفاده از ضوابط فصل سوم 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.

۱۰-۳-۲-۲- تحلیل تاریخچه زمانی

در صورت استفاده از روش تاریخچه زمانی، ضوابط بند ۴-۱۰ باید رعایت شود.

۱۰-۴- ضوابط طراحی

۱۰-۴-۱- کنترل واژگونی

حداقل ضریب اطمینان در مقابل واژگونی با در نظر گرفتن بارهای بدون ضریب، ۱٫۵ می‌باشد.

۱۰-۴-۲- کنترل جابجایی

حداکثر جابجایی ارتجاعی جانبی، در بالاترین نقطه دودکش بدون اعمال ضرایب بار نباید از مقدار حاصل از رابطه‌ی (۱۰-۱۵) بیشتر باشد.

$$y_{\max} = 0.0033h \qquad (۱۰-۱۵)$$

که در آن:

$y_{\max}$ = حداکثر جابجایی جانبی (m)

در محاسبه جابجایی نسبی دودکش بتنی، درنظر گرفتن ترک‌خوردگی لازم نمی‌باشد و فرض می‌شود که پایه‌ی دودکش صلب است.

۱۰-۴-۳- ترکیب‌های بارگذاری

برای طراحی دودکش به روش مقاومت، از ترکیب‌های بارگذاری شامل بار زلزله، روابط (۱۰-۱۶)، استفاده می‌شود:

$$1.2D + 1.2T + E \qquad (۱۰-۱۶-الف)$$

$$0.9D + 1.2T + E \qquad (۱۰-۱۶-ب)$$

برای طراحی دودکش به روش تنش مجاز، از ترکیب‌های بارگذاری شامل بار زلزله، روابط (۱۰-۱۷)، استفاده می‌شود:

$$D + 0.9T + 0.75(0.7E) \qquad (۱۰-۱۷-الف)$$

$$D + 0.7E \qquad (۱۰-۱۷-ب)$$

$$0.6D + 0.9T + 0.7E \qquad (۱۰-۱۷-پ)$$

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.

۱۰-۴-۴- 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 ۱۰-۳-۱ این فصل تعیین می‌شود. همچنین در بازشدگی‌ها، 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 بازشدگی بیش از ۱۰٪ سطح مقطع کل باشد، مقاطع در محل بازشدگی 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 بازشدگی و با فاصله‌ی معادل با نصف عرض بزرگترین بازشدگی 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 بازشدگی باید بر اساس جزییات مربوط به ستون‌ها مندرج در بند 5-10-7 از ACI 318 طراحی شود. جزییات یادشده باید در راستای عرضی حداقل به اندازه‌ی دوبرابر ضخامت پوسته و در راستای طولی حداقل به اندازه‌ی دوبرابر ضخامت پوسته در بالا و پایین محل بازشدگی 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 9-10 از ACI 318 برای اعضای فشاری تعیین می‌شود.

فصل یازدهم

برج خنک‌کن

۱۱- برج خنک‌کن

۱۱-۱- ملاحظات کلی

برج خنک‌کن برای خنک کردن مقادیر زیاد آب در پالایشگاه، نیروگاه و سایر تاسیسات صنعتی مورد استفاده قرار می‌گیرد. برج خنک‌کن از یک برج جریان هوا، ابزارهای توزیع آب، آب‌فشان‌ها و یک حوضچه آب سرد تشکیل می‌شود. برای ظرفیت‌های بالا، شکل هندسی برج خنک‌کن معمولا به یکی از دو صورت هیپربولیک با محور دوران قائم و یا ترکیب مخروط ناقص در پایین و استوانه در بالا می‌باشد. تحلیل و طراحی لرزه‌ای این نوع سازه طبق ضوابط این فصل انجام می‌شود. درصورتیکه سازه‌ی برج خنک‌کن مشابه سازه‌های ساختمانی باشد، از ضوابط فصل ۷ برای طراحی آن استفاده می‌شود.

۱۱-۲- بارگذاری و تحلیل برج خنک‌کن

۱۱-۲-۱- کلیات

برج خنک‌کن باید بنحوی طراحی شود که توانایی تحمل بارهای ثقلی، حرارتی، باد، زلزله، یخ، برف، بهره‌برداری و سایر عوامل موثر از جمله آثار ناشی از نشست غیریکنواخت پی را داشته باشد. همچنین بارهای موقت حین ساخت را نیز باید مورد توجه قرار داد. در صورتی که به بدنه‌ی داخلی یا خارجی پوسته دستک تکیه‌گاهی بتنی و یا فلزی نصب شده باشد، باید اثر آن نیز در طراحی پوسته درنظر گرفته شود. برای توزیع مناسب تنش بهتر است که ضخامت پوسته‌ی برج خنک‌کن به‌صورت تدریجی تغییر کند. در صورت استفاده از تیرهای حلقوی سخت‌کننده، لازم است آثار موضعی آن‌ها درنظر گرفته شود. تیرهای حلقوی تحتانی و فوقانی پوسته باید سخت‌کنندگی لازم را برای قسمت‌های تحتانی و فوقانی برج خنک‌کن فراهم کنند.

۱۱-۲-۲- تحلیل و مدل‌سازی

۱۱-۲-۲-۱- ملاحظات کلی

پوسته برج خنک‌کن برای بارهای مشخص شده در بند ۱۱-۲-۱ را می‌توان به کمک روش ارتجاعی تحلیل کرد. بدین منظور می‌توان بتن مسلح را همگن و بدون ترک فرض کرد. شکل هندسی پوسته، تغییرات ضخامت آن و شرایط تکیه‌گاهی و مرزی آن باید در تحلیل با دقت کافی درنظر گرفته شود. در صورتیکه میزان نقص هندسی از رواداری مجاز بیشتر باشد، باید اثر آن در محاسبات درنظر گرفته شود. مقادیر مجاز رواداری این نوع سازه به شرح زیر است:

الف- رواداری شیب در هر نوار اجرایی با ارتفاع معمول ۱٫۵ تا ۱٫۸ متر: ٪±(۱٫۷ تا ۱٫۳)

ب- رواداری شعاع: ۵۰± میلیمتر

ج- رواداری ضخامت: ۱۳- میلیمتر

درصورت وجود مطالعات آزمایشگاهی، می‌توان از نتایج آن برای طراحی و یا کنترل فرضیات تحلیل استفاده کرد ولی نتایج مدلهای آزمایشگاهی به تنهایی برای طراحی کافی نیست.

مدلها و بارگذاری‌های آزمایشگاهی باید به نحوی درنظر گرفته شوند که اطمینان حاصل شود نتایج آزمایشگاهی بیانگر رفتار واقعی سازه است.

۱۱-۲-۲-۲- مدل‌سازی

تحلیل پوسته‌ی برج خنک‌کن را می‌توان بر اساس نظریه‌ی ارتجاعی پوسته (خمشی) انجام داد. همچنین می‌توان از نظریه‌ی غشایی نیز استفاده کرد به شرط آنکه اثر خمش موضعی در مرز در طراحی سازه درنظر گرفته شود.

تیرهای حلقوی، ستون‌های نگهدارنده‌ی پوسته و شالوده باید به نحو مناسب با لحاظ سختی آن‌ها در مدل‌سازی درنظر گرفته شوند.

۱۱-۲-۳- بار ثقلی

بار ثقلی در ترکیب‌بارهای طراحی بند ۲-۲، شامل وزن مرده‌ی پوسته بعلاوه وزن تمامی تجهیزات الحاقی، محتویات، لوله‌ها و غیره است.

۱۱-۲-۴- بار زلزله

تعیین بار زلزله و تحلیل برج خنک‌کن باید طبق ضوابط این بند و بر اساس فصل هفتم انجام شود. از روش تحلیل استاتیکی معادل تنها می‌توان برای تخمین اولیه‌ی مشخصات سازه‌ای برج خنک‌کن استفاده نمود و طراحی نهایی برج خنک‌کن باید براساس تحلیل طیفی یا تاریخچه زمانی انجام شود. ضریب رفتار و ضریب افزایش مقاومت برج خنک‌کن طبق جدول ۷-۲ تعیین می‌گردد. ضریب اهمیت برج خنک‌کن با توجه به کاربری لرزه‌ای آن از جدول ۴-۳ بدست می‌آید.

برای طراحی برج خنک‌کن از زلزله‌ی طرح، زلزله‌ی سطح خطر دوم طبق بند ۳-۲-۲، استفاده می‌شود. مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه طبق بند ۳-۳ انجام می‌شود. در صورت انجام تحلیل تاریخچه زمانی برای تعیین پاسخ سازه یا برای ارزیابی رفتار غیرارتجاعی آن، می‌توان از بند ۴-۱۰ استفاده کرد.

برای تحلیل لرزه‌ای برج خنک‌کن در نظر گرفتن تنها یک مولفه‌ی افقی زلزله کافی است. در تحلیل طیفی می‌توان از روش SRSS استفاده کرد، مشروط بر آنکه $T_m / T_n \leq 0.9$ باشد. T_m و T_n زمان تناوب مودهای متوالی مشارکت‌کننده است. در هرحال می‌توان از روش CQC نیز استفاده نمود. در روش‌های ارتجاعی می‌توان از میرایی ۵٪ برای برج خنک‌کن استفاده کرد. در تحلیل غیرارتجاعی بر اساس

مطالعات معتبر از مقادیر بیشتر میرایی نیز می‌توان استفاده کرد. برای نحوه‌ی درنظرگرفتن ضوابط فوق به فصل چهار مراجعه شود.

۱۱-۲-۵- پایداری

در تخمین بار کمانش حلقوی و نصف النهاری پوسته، نقص هندسی اولیه (درصورتیکه از مقادیر رواداری مجاز طبق بند ۱۱-۲-۲-۱ بیشتر باشد) و همچنین امکان ایجاد ترک‌های قائم در پوسته ناشی از تنش‌های حرارتی باید منظور شود.

۱۱-۳- ضوابط طراحی

۱۱-۳-۱- ضوابط مقاومتی

پوسته، ستون‌ها، تیرهای حلقوی، شالوده و سایر اجزای برج خنک‌کن باید براساس آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شود.

۱۱-۳-۲- میلگردگذاری

میلگردگذاری پوسته برج خنک‌کن بتنی براساس آیین‌نامه‌های معتبر انجام می‌شود. در هر حال ملاحظات زیر باید رعایت شود:

الف- برای کنترل ترک، میزان میلگرد در هر جهت نباید از ۰٫۳۵ درصد مقطع کل کمتر باشد.

ب- در هر دو جهت نصف‌النهاری و حلقوی باید حداقل دو لایه میلگرد در پوسته تعبیه شود.

ج- فاصله بین میلگردها در هر لایه نباید از دو برابر ضخامت پوسته یا ۴۵۰mm بیشتر باشد.

۱۱-۳-۳- وصله در میلگردگذاری

وصله‌ی میلگردهای پوسته باید مطابق آیین‌نامه‌های معتبر انجام شود. در هر حال ملاحظات زیر نیز باید رعایت شود:

الف- در صورتیکه وصله تحت کشش باشد، اطمینان از انتقال نیروهای طراحی و عدم کنده شدن بتن پوشش میلگردها حاصل شود.

ب- در بخشی از پوسته در روی قسمت فوقانی ستون‌ها به ارتفاع یک دوم فاصله بین ستونها باید محل وصله‌های میلگردهای قائم به نحوی پخش شود که در هر تراز بیشتر از نصف میلگردها وصله نشود.

۱۱-۳-۴- کنترل تغییرمکان جانبی

برای تعیین جابجایی نظیر زلزله طرح، می‌توان جابجایی حاصل از تحلیل ارتجاعی را در ضریب C_d/I، ضرب کرد که در آن C_d از جدول ۷-۲ بدست می‌آید.

کنترل محدودیت جابجایی برای برج خنک‌کن لازم نیست مشروط برآنکه با تحلیل مناسب نشان داده شود که پایداری سازه و اجزای متصل به آن از قبیل لوله‌ها و مسیر آدم‌رو به خطر نیفتد.

اثر $P-D$ طبق بند ۴-۱۵ در مواردی که در عملکرد سازه یا پایداری آن موثر است باید در تحلیل منظور شود.

فصل دوازدهم

مخزن

۱۲- مخزن

۱۲-۱- ملاحظات کلی

در این فصل، حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای مخازن در برابر اثرهای ناشی از زلزله‌ی طرح ارائه می‌شود. زلزله‌ی طرح، زلزله‌ی سطح خطر دوم طبق بند ۳-۲-۲ می‌باشد. در نظر گرفتن زلزله بهره‌برداری، زلزله‌ی سطح خطر اول طبق بند ۳-۲-۱، 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 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 نامیده می‌شود و اگر توسط میل‌مهار، تسمه و یا سایر ادوات مکانیکی به شالوده مهار شده باشد مخزن با مهار مکانیکی نامیده می‌شود.

۱۲-۱-۳- مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه

برای طراحی مخزن با گروه کاربری III و IV و هر مخزنی با گروه کاربری II که نزدیک گسل فعال (فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر) باشد (طبق بند ۱۲-۲-۴)، مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی طبق فصل سوم الزامی است. مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی برای مخازن مستقر بر روی خاک نرم (تیپ IV طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران) نیز الزامی است. در سایر موارد نیز در صورت تشخیص کارفرما مطالعه‌ی ویژه انجام می‌شود.

۱۲-۱-۴- مطالعه‌ی 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، بطوریکه 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

ج- وجود خاک‌های رسی خمیری با نشست دراز مدت زیاد

د- انجام حفاری و خاکبرداری نسبتا عمیق در مجاورت پی مخزن

ه- افت قابل توجه تراز سفره‌ی آب زیرزمینی، ناشی از احداث چاه‌های آب در اطراف مخزن و فرونشست خاک ناشی از آن

و- امکان شناوری پی به علت در معرض سیلاب قرار گرفتن محوطه‌ی مخزن یا افزایش سطح آب زیرزمینی به دلایل دیگر

ز- 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

ج - پیش‌بارگذاری خاک نرم جهت تحکیم آن

د – تثبیت خاک با استفاده از روش‌های شیمیایی یا تزریق دوغاب سیمان

ه - استفاده از شمع‌های عمیق جهت انتقال بار به بستر مقاوم

و - آب‌گیری کنترل شده و با سرعت آهسته‌ی مخزن همراه با آزمایش هیدرولیکی یا بطور جداگانه به‌منظور تحکیم خاک

ز- پیش‌بینی تمهیدات مناسب برای جلوگیری و کاهش خوردگی شیمیایی خاک زیر مخزن

ح- پیش‌بینی شبکه زهکشی مناسب برای تخلیه‌ی آب و مواد شیمیایی

۱۲-۲- ضوابط کلی تحلیل و طراحی لرزه‌ای مخزن

مخزن را می‌توان به کمک روش استاتیکی معادل یا دینامیکی تحلیل کرد. در بند ۱۲-۳ مبانی روش استاتیکی 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 نیروهای حاصل از روش استاتیکی 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 مراجع معتبر در تحلیل و طراحی مخزن درنظر گرفته شود. در هر حال مخزن استوانه‌ای فولادی باید بتواند نیروهای حاصل از روش استاتیکی معادل طبق بند ۱۲-۳ را نیز جوابگو باشد.

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 ۱۲-۲-۲) 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 پله به زمین اتصال نداشته باشد، در غیر اینصورت 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 عمده 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 به‌ویژه موارد زیر مورد توجه قرار گیرد:

- کمانش پافیلی ناشی از تنش فشاری در جداره 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 بدلیل شکست اتصالات یا خروج سیال قابل اشتعال از محل سقف بویژه در مخازن با سقف شناور

۱۲-۲-۴- گروه‌بندی مخازن بر حسب کاربری (خطرپذیری)

مخازن از نظر کاربری و خطرزایی، با توجه به جنبه‌های حفظ‌حیات و محیط‌زیست و نیز ملاحظات اقتصادی به چهار گروه کاربری، که گروه خطرپذیری نیز نامیده می‌شود، تقسیم می‌شوند. 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.

گروه II - مخازن با اهمیت معمولی: مخازن و تاسیساتی 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 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 زلزله طرح عمدتا در محدوده رفتار ارتجاعی باقی بماند.

جدول ۱۲-۱ : ضریب اهمیت مخازن

گروه کاربری	ضریب اهمیت (I)
I	۰/۸
II	۱
III	۱/۲۵
IV	۱/۵

۱۲-۲-۵- ترکیب بارها

۱۲-۲-۵-۱- روش تنش مجاز

ترکیب بارهای روش تنش مجاز طبق بند ۲-۲-۱ 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

ترکیب بارهای روش مقاومت طبق بند ۲-۲-۲ می‌باشد. در این ترکیب‌های بارگذاری لازم است اثر بار مایع، F، و اثر بار ناشی از فشار جانبی، H، نیز درنظر گرفته شود.

۱۲-۳- روش تحلیل استاتیکی معادل 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) بصورت 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:

$$T_i = C_i H_L \sqrt{\frac{rD}{2t_e E}} \qquad (۱-۱۲)$$

که در آن:

H_L = ارتفاع حداکثر مایع

D =قطر اسمی مخزن (قطر داخلی در مخزن استوانه‌ای و طول داخلی مخزن در راستای زلزله در مخزن مستطیلی)

t_e =ضخامت موثر جداره‌ی مخزن

r = جرم حجمی مایع

E =مدول ارتجاعی موثر مصالح جداره‌ی مخزن

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. بجای استفاده از رابطه‌ی (۱۲-۱) می‌توان از مقدار ۰/۲ ثانیه برای T_i استفاده کرد.

زمان تناوب مایع مواج از هر یک از دو رابطه‌ی زیر برحسب ثانیه قابل محاسبه است:

$$T_c = 2p\sqrt{\frac{D_1}{g}} \quad , \quad D_1 = \frac{D}{3.67\tanh(\frac{3.67H_L}{D})} \qquad (۱۲-۲-\text{الف})$$

که در آن:

g =شتاب ثقل زمین

برای مخزن مستطیل‌شکل ضریب ۳/۶۷ در رابطه‌ی (۱۲-۲-الف) با ۳/۱۶ جایگزین شود.

$$T_c = C_c\sqrt{\frac{D}{2}} \qquad (۱۲-۲-\text{ب})$$

در رابطه‌ی (۱۲-۲-ب)، D بر حسب متر و ضریب C_c بر حسب $(s/\sqrt{m})$ از جدول ۱۲-۲ بدست می‌آید.

جدول ۱۲-۲: ضرایب محاسبه زمان‌های 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 (۱۲-۳) و (۱۲-۴) محاسبه کرد:

$$m_i = \frac{\tanh(0.866\frac{D}{H_L})}{0.866\frac{D}{H_L}} m_p \qquad \text{برای} \quad \frac{D}{H_L} \geq \frac{4}{3} \qquad \text{(۱۲-۳- الف)}$$

$$m_i = \left[1.0 - 0.218\frac{D}{H_L}\right] m_p \qquad \text{برای} \quad \frac{D}{H_L} < \frac{4}{3} \qquad \text{(۱۲-۳- ب)}$$

$$m_c = 0.230\frac{D}{H_L}\tanh(\frac{3.67H_L}{D}) m_p \qquad \text{(۱۲-۴)}$$

برای مخزن مستطیل‌شکل ضرایب ۰/۲۳۰ و ۳/۶۷ در رابطه‌ی (۱۲-۴) 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، بدست می‌آید. مخزن باید برای مقابله با نیروهای یادشده طرح شود.

برش پایه‌ی کل طراحی، V_u، از رابطه‌ی (۱۲-۵) بدست می‌آید:

$$V_u = \sqrt{V_i^{\,2} + V_c^{\,2}} \qquad \text{(۱۲-۵)}$$

که در آن:

$V_i =$ برش پایه‌ی نظیر مایع سخت، سقف، کف و جداره‌ی مخزن طبق رابطه‌ی (۱۲-۶)

$V_c =$ برش پایه‌ی نظیر مایع مواج طبق رابطه‌ی (۱۲-۷)

$$V_i = A_i\, g\,(m_i + m_r + m_f + m_s) \qquad (۶-۱۲)$$

$$V_c = A_c\, g\, m_c \qquad (۷-۱۲)$$

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 بکار می‌رود. اگر مخزن برروی پی گسترده (دال بتنی) بنا شود، مقدار M_{rw} فقط برای کنترل ضخامت جداره و مهار مخزن به پی بکار می‌رود. در مورد مخازن استوانه‌ای این لنگر ، لنگر دیواره‌ی حلقوی نامیده می‌شود.

مقدار این لنگر از رابطه‌ی (۱۲-۸) بدست می‌آید:

$$M_{rw} = \sqrt{[A_i\, g\,(m_i h_i + m_s h_s + m_r h_r)]^2 + [A_c g m_c\, h_c]^2} \qquad (۸-۱۲)$$

که در آن:

h_i = ارتفاع محل اثر نیروی لرزه‌ای جانبی مربوط به مایع سخت از کف مخزن برای محاسبه‌ی لنگر پای جداره (رابطه‌ی ۱۲-۹)

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 برای محاسبه‌ی لنگر پای جداره (رابطه‌ی ۱۲-۱۰)

(۱۲-۹- الف) برای $\dfrac{D}{H_L} \geq \dfrac{4}{3}$

$$h_i = 0.375 H_L$$

(۱۲-۹- ب) برای $\dfrac{D}{H_L} < \dfrac{4}{3}$

$$h_i = \left(0.500 - 0.094\frac{D}{H_L}\right) H_L$$

$$h_c = \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H_L}{D}\right) - 1}{\frac{3.67H_L}{D}\sinh\frac{3.67H_L}{D}}\right] H_L \qquad (۱۰-۱۲)$$

برای مخزن مستطیل‌شکل ضریب ۳/۶۷ در رابطه‌ی (۱۲-۱۰) 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 (۱۲-۱۱) محاسبه می‌شود. این لنگر برای طراحی دال کف یا سرشمع پی عمیق و کنترل خاک زیر شالوده در پی گسترده بکار می‌رود.

$$M_s = \sqrt{\left[A_i\, g\,(m_i h_{i_s} + m_s h_s + m_r h_r)\right]^2 + \left[A_c g m_c h_{cs}\right]^2} \qquad (۱۱-۱۲)$$

که در آن:

h_{is} = ارتفاع محل اثر نیروی لرزه‌ای جانبی مربوط به مایع سخت از کف مخزن برای محاسبه‌ی لنگر زیر کف (رابطه‌ی ۱۲-۱۲)

h_{cs} = ارتفاع محل اثر نیروی لرزه‌ای جانبی مربوط به مایع مواج از کف مخزن برای محاسبه‌ی لنگر زیر کف (رابطه‌ی ۱۲-۱۳)

(۱۲-۱۲- الف) برای $\frac{D}{H_L} \geq \frac{4}{3}$

$$h_{is} = \left[\frac{0.866\frac{D}{H_L}}{2\tanh\left(0.866\frac{D}{H_L}\right)} - \frac{1}{8}\right] H_L$$

(۱۲-۱۲- ب) برای $\frac{D}{H_L} < \frac{4}{3}$

$$h_{is} = \left(0.500 - 0.060\frac{D}{H_L}\right) H_L$$

$$h_{cs} = \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H_L}{D}\right) - 1.937}{\frac{3.67H_L}{D}\sinh\left(\frac{3.67H_L}{D}\right)}\right] H_L \qquad (۱۳-۱۲)$$

برای مخزن مستطیل‌شکل ضریب ۳/۶۷ در رابطه‌ی (۱۲-۱۳) با ۳/۱۶ و عدد ۱/۹۳۷ با ۲/۰۱ جایگزین شود.

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 رابطه‌ی (۱۲-۱۴) بدست می‌آید:

$$A_i = \frac{S_a I}{R_u} \qquad (۱۴-۱۲)$$

که در آن:

S_a = شتاب طیفی بر حسب شتاب ثقل طبق بند ۴-۸-۲

R_u = ضریب رفتار طبق جدول ۱۲-۳

I = ضریب اهمیت طبق جدول ۱۲-۱

۱۲-۳-۸- ضریب زلزله‌ی جرم مواج

ضریب زلزله‌ی جرم مواج، A_c، از رابطه‌ی (۱۲-۱۵) بدست می‌آید:

$$A_c = \frac{1.5 S_a I}{R_{uc}} \qquad (۱۵-۱۲)$$

که در آن:

S_a = شتاب طیفی با میرایی ۵٪ بر حسب شتاب ثقل زمین طبق بند ۴-۸-۲

R_{uc} = ضریب رفتار مربوط به جرم مایع مواج است که می‌توان آن را برابر ۱٫۵ درنظر گرفت.

ضریب ۱٫۵ در رابطه‌ی فوق ناشی از درنظرگرفتن میرایی ۰٫۵٪ برای طیف جرم مواج می‌باشد. در صورتیکه در رابطه‌ی (۱۲-۱۵) برای محاسبه شتاب طیفی از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی برای میرایی ۰٫۵٪ استفاده شود، ضریب ۱٫۵ از رابطه‌ی یادشده حذف می‌شود.

۱۲-۳-۹- ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب افزایش جابجایی

ضریب رفتار، R_u، ضریب اضافه مقاومت، Ω_0، و ضریب افزایش جابجایی جانبی، C_d، برای مخزن از جدول ۱۲-۳ بدست می‌آید. ضریب رفتار مربوط به جرم مواج، R_{uc}، برای انواع مخازن برابر ۱٫۵ می‌باشد. جابجایی جانبی طرح در هر ارتفاع از مخزن از حاصل ضرب 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_u	Ω_0	C_d
مخزن فولادی یا پلاستیکی مسلح به الیاف با مهار مکانیکی	۳	۲	۲٫۵
مخزن فولادی یا پلاستیکی مسلح به الیاف خودمهار	۲٫۵	۲	۲
مخزن بتن مسلح یا پیش تنیده‌ی غیرلغزان روی کف	۲	۲	۲
مخزن بتن مسلح یا پیش تنیده با جداره‌ی مهار شده 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 پیش تنیده‌ی 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 نیمه‌مدفون 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 (۱۲-۱۶) بدست می‌آید:

$$A_v = 0.2 S_{DS} I \qquad (۱۲-۱۶)$$

S_{DS} = شتاب طیفی 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 درنظر 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 ۱۲-۴-۲

ج - طراحی میل‌مهار طبق بند ۱۲-۴-۱-۲

د - طراحی قطعات سقف مخزن با سقف ثابت طبق بند ۱۲-۴-۱۰

ه - محاسبه‌ی لغزش مخزن طبق بند ۱۲-۶-۳

و - طراحی پی طبق بند ۱۲-۶-۲

۱۲-۳-۱۱- توزیع نیروی جانبی

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، بطوریکه 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، بطوریکه برآیند آن در ارتفاع h_c قرار گیرد، بدست آورد.

توزیع محیطی فشار هیدرودینامیکی وارد بر جداره‌ی مخزن استوانه‌ای در ارتفاع مورد نظر برای مایع سخت، q_i ، و مایع مواج، q_c ، به ترتیب از روابط (۱۲-۱۷) و (۱۲-۱۸) بدست می‌آید:

$$q_i = \frac{2p_i \cos q}{pD} \qquad (۱۲-۱۷)$$

$$q_c = \frac{2p_c \cos q}{pD} \qquad (۱۲-۱۸)$$

که در آن:

p_i = شدت بار جانبی در ارتفاع مورد نظر ناشی از مایع سخت براساس توزیع ذوزنقه‌ای

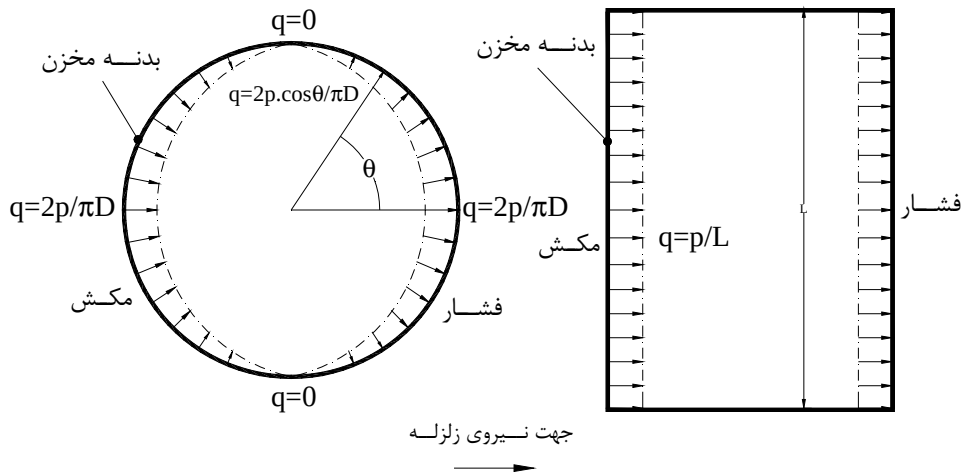
p_c = شدت بار جانبی در ارتفاع مورد نظر ناشی از مایع مواج براساس توزیع ذوزنقه‌ای

q = زاویه‌ی بین جهت زلزله با شعاع گذرنده از نقطه مورد نظر

توزیع فشار حاصل از روابط (۱۲-۱۷) و (۱۲-۱۸) در نیمه‌ی $-p/2 \le q \le p/2$ 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.



شکل ۱۲-۱: توزیع افقی نیروی جانبی زلزله ناشی از جرم مایع سخت و مواج
در مخازن استوانه‌ای و مستطیلی

۱۲-۳-۱۲- فاصله آزاد از سطح مایع

فاصله آزاد از سطح مایع براساس حداکثر ارتفاع موج و مشخصات سازه تعیین می‌شود. حداکثر ارتفاع موج، d_S، روی تراز طراحی مایع، H، طبق رابطه‌ی (۱۲-۱۹) تخمین زده می‌شود:

$$d_S = \frac{R_{uc} A_c D}{2} \qquad (۱۲-۱۹)$$

فاصله‌ی آزاد سطح مایع تا زیر سقف (هواخور) حداقل باید به اندازه‌ی $0.7d_S$ باشد مگر آنکه یکی از تمهیدات زیر در نظر گرفته شود:

- پیش‌بینی محفظه‌ی ثانویه برای کنترل سرریز.
- طراحی سقف و جداره‌ی مخزن برای مهار موج مایع.

۱۲-۳-۱۳- نیروهای هیدرودینامیکی حلقوی در جداره‌ی مخزن

نیروهای هیدرودینامیکی حلقوی در واحد طول قائم جداره‌ی استوانه‌ای حاصل از حرکت مایع سخت، N_i، و مایع مواج، N_c، از روابط (۱۲-۲۰) و (۱۲-۲۱) بدست می‌آید:

$$N_i = 0.864 A_i \, rgDH_L \left[\frac{Y}{H_L} - 0.5 \left(\frac{Y}{H_L} \right)^2 \right] \tanh\left(0.866 \frac{D}{H_L} \right) \quad \frac{D}{H_L} \geq \frac{4}{3}$$

(۱۲-۲۰-الف) برای

$$N_i = 0.532 A_i r g D^2 \left[\frac{Y}{0.75D} - 0.5 \left(\frac{Y}{0.75D} \right)^2 \right] \qquad Y < 0.75D \text{ و } \frac{D}{H_L} < \frac{4}{3}$$ (۱۲-۲۰-ب)برای

$$N_i = 0.264 A_i r g D^2 \qquad Y \geq 0.75D \text{ و } \frac{D}{H_L} < \frac{4}{3}$$ (۱۲-۲۰-پ) برای

$$N_c = \frac{0.189 A_c r g D^2 \cosh\left[\frac{3.67(H_L - Y)}{D} \right]}{\cosh\left(\frac{3.67 H_L}{D} \right)}$$ (۱۲-۲۱)برای کلیه‌ی مقادیر $\frac{D}{H_L}$

در روابط فوق، جرم مخصوص مایع، r ، بر حسب kg/m^3، D و H_L بر حسب متر، g برحسب m/s^2، و N_i و N_c بر حسب N/m می‌باشند.

روابط (۱۲-۲۰) و (۱۲-۲۱) برای مخازن استوانه‌ای جدار نازک می‌باشد. همچنین می‌توان با استفاده از توزیع نیروی حاصل از بند ۱۲-۳-۱۱، نیروهای داخلی جداره مخزن را بدست آورد.

نیروی حلقوی کل زلزله در واحد طول قائم جداره از رابطه‌ی (۱۲-۲۲) بدست می‌آید:

$$N_s = \sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (A_v N_h)^2}$$ (۱۲-۲۲)

تنش حلقوی حاصل از زلزله، $s_s = N_s / t$، با توجه به ترکیب بارهای بند ۲-۲، به صورت مثبت و منفی با تنش حلقوی حاصل از نیروی هیدرواستاتیکی، $s_h = N_h / t$، جمع می‌شود.

در روابط فوق:

Y = فاصله قائم از سطح مایع تا نقطه‌ی مورد نظر بر حسب m

N_h = نیروی حلقوی هیدرواستاتیکی در واحد طول قائم برحسب N/m

t = ضخامت جداره در محل محاسبه‌ی تنش حلقوی بر حسب m

۱۲-۳-۱۴- اندرکنش سازه و خاک

اندرکنش سازه و خاک را مطابق ضوابط فصل پنجم درصورت لزوم باید درنظر گرفت. چنانچه از ضوابط فصل پنجم برای درنظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک استفاده شود مخزن باید دارای شالوده‌ی نواری (حلقوی) یا گسترده از بتن مسلح باشد و بطور 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. میرایی موثر برای سیستم سازه - شالوده نباید بیشتر از ۲۰٪ درنظر گرفته شود.

۱۲-۴- طراحی لرزه‌ای مخزن فولادی استوانه‌ای زمینی

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 اگر برای نسبت مهار، J، شرط $J<1$ برقرار باشد درغیر این صورت باید از مهار مکانیکی استفاده شود. نسبت مهار J از رابطه‌ی (۱۲-۲۳) بدست می‌آید.

$$J=\frac{M_{rw}}{\frac{p}{2}D^2\left[w_t(1-0.4A_v)+w_a\right]} \qquad (۱۲-۲۳)$$

که در آن M_{rw} برحسب N.m بوده و :

w_t =وزن در واحد طول محیط جداره که از جداره‌ی مخزن به کف وارد می‌شود (شامل وزن جداره و وزن بخشی از سقف ثابت که به جداره منتقل می‌شود) (N/m).

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 ۱۲-۴-۹ و ۱۲-۴-۱۰ رعایت شود.

در ادامه، ضوابط هریک بطور 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 (۱۲-۸)، توسط لنگر ناشی از وزن جداره‌ی مخزن، وزن سقف روی جداره‌ی مخزن و وزن مایع مجاور جداره تامین می‌شود. وزن مایع مجاور را برای طول واحد جداره می‌توان از رابطه‌ی (۱۲-۲۴) تخمین زد:

$$w_a=t_a\sqrt{F_y\, rg_eH}\le 0.02\, rg_eH_LD \qquad (۱۲-۲۴)$$

$$g_e=g(1-0.4A_v) \qquad (۱۲-۲۵)$$

که در آن:

w_a = وزن مایع مجاور جداره‌ی مخزن که می‌تواند برای مقابله با واژگونی بکار رود (N/m).

t_a = ضخامت ورق حلقوی کف در زیر جداره پس از کسر ضخامت منظور شده برای خوردگی (mm).

چنانچه این ورق حداقل به اندازه‌ی L_{req} (طبق رابطه‌ی ۱۲-۲۶) از داخل جداره‌ی مخزن به سمت داخل ادامه نداشته باشد، در رابطه‌ی (۱۲-۲۴) 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 حداقل ورق کف زیر جداره (MPa)

g = شتاب ثقل (m/s^2)

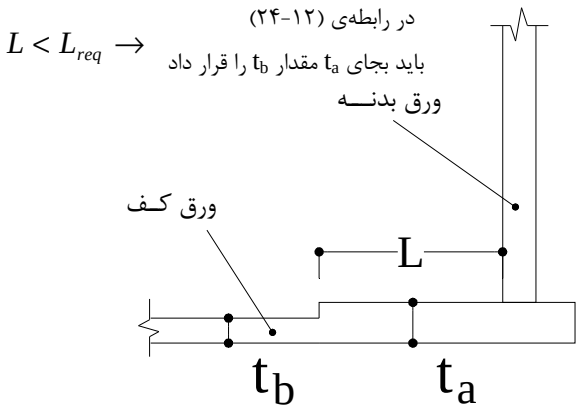
g_e = شتاب ثقل موثر با در نظر گرفتن مولفه‌ی قائم زلزله (m/s^2)

L_{req} = عرضی از ورق حلقوی کف زیر جداره (m)، اندازه‌گیری شده از بر داخلی جداره طبق رابطه‌ی (۱۲-۲۶) که مایع روی آن در مقابله با واژگونی مشارکت دارد.

L = عرض ورق حلقوی کف زیر جداره (m)، اندازه‌گیری شده از بر داخلی جداره پس از کسر ضخامت مربوط به خوردگی از ورق جداره

t_a هیچگاه نباید از t_b کمتر باشد.

$$L_{req} = \frac{(2+\sqrt{2})}{2} t_a \sqrt{\frac{F_y}{r g_e H_L}} \le 0.035D \qquad (۱۲-۲۶)$$



شکل ۱۲-۲: ابعاد ورق‌های بدنه و کف مخزن

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 (۱۲-۲۴) نباید از ضخامت ورق پایین‌ترین نوار جداره (پس از کسر ضخامت منظور شده برای خوردگی) بیشتر در نظر گرفته شود.

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 (۱۲-۸)، توسط مهار طبق ضوابط این بند تامین می‌شود.

در این مخازن از وزن مقابله‌کننده‌ی مایع نباید استفاده شود. نیروی لرزه‌ای مهار مکانیکی، w_{AS}، با استفاده از رابطه‌ی (۱۲-۲۷) محاسبه می‌شود:

$$w_{AS} = \frac{4M_{rw}}{pD^2} + 0.4A_v w_t \qquad (۲۷-۱۲)$$

برای طراحی میل‌مهار به روش تنش مجاز، اثر کاهنده‌ی w_t به‌صورت روابط (۱۲-۲۸) درنظر گرفته می‌شود:

$$w_{Aa} = 0.75\,(0.7\,w_{AS}) - w_t + 0.75(0.4)w_{dp}$$
$$w_{Aa} = 0.7\,w_{AS} - 0.6w_t \qquad (۲۸-۱۲)$$

درصورت استفاده از روش مقاومت، مقدار نیروی نهایی لازم برای طراحی میل‌مهار در متر طول محیط بر حسب N/m از روابط (۱۲-۲۹) بدست می‌آید:

$$w_{Au} = w_{AS} - 1.2w_t + 0.4w_{dp}$$
$$w_{Au} = w_{AS} - 0.9w_t \qquad (۲۹-۱۲)$$

در روابط (۱۲-۲۸) و (۱۲-۲۹)، w_{dp} برابر کشش قائم در واحد طول جداره بر اثر فشار هوای داخلی طرح مخزن نسبت به فشار جو می‌باشد. ضریب ۰/۴ برای این پارامتر با فرض اینکه فشار بهره‌برداری حداکثر برابر ۴۰ درصد فشار طرح است لحاظ شده است. در حالت خلاء نسبی یا مکش، از این پارامتر صرفنظر می‌شود.

در صورت استفاده از میل‌مهار (یا تسمه‌مهار) به تعداد n_A با فواصل یکسان بصورت محیطی، مقدار نیروی هر مهار از روابط زیر قابل محاسبه است:

(۱۲-۳۰-الف) روش تنش مجاز $$P_{Aa} = w_{Aa}(\frac{pD}{n_A})$$

(۱۲-۳۰-ب) روش مقاومت $$P_{Au} = w_{Au}(\frac{pD}{n_A})$$

درصورت استفاده از روش تنش مجاز، مقدار تنش مجاز میل‌مهار یا تسمه‌مهار نباید از ۶۰٪ تنش تسلیم بیشتر درنظر گرفته شود. مقدار تنش مجاز در جداره در محل اتصال به مهار به 170 MPa محدود می‌شود.

ادوات اتصال میل‌مهار به مخزن و شالوده برای حداقل نیروی تسلیم میل‌مهار یا تسمه‌مهار (برابر با حاصلضرب سطح مقطع چون‌ساخت مهار در تنش تسلیم مشخصه‌ی حداقل) و نیز $W_0 P_{Au}$ (در روش مقاومت) یا $1.5W_0 P_{Aa}$ (در روش تنش مجاز) طرح خواهند شد. اثر افزایش مقطع مهار، درنظر گرفته شده جهت مقابله با خوردگی یا سایر عوامل، باید در طراحی قطعات اتصال و مهار میل‌مهار در شالوده درنظر گرفته شود.

۱۲-۴-۲- حداکثر تنش فشاری قائم در روش تنش مجاز

۱۲-۴-۲-۱- مخزن خودمهار

حداکثر تنش قائم فشاری حاصل از زلزله در مخزن خودمهار در پایین جداره از روابط زیر بدست می‌آید:

$$s_{cs} = \left[0.4A_v w_t + \frac{4M_{rw}}{pD^2}\right]\frac{1}{1000t_s} \qquad J \le 0.5 \quad \text{(۱۲-۳۱-الف)}$$

$$s_{cs} = \left[\frac{w_t(1+0.4A_v)+w_a}{0.607-0.527J^{2.3}} - w_t - w_a\right]\frac{1}{1000\,t_s} \qquad J > 0.5 \quad \text{(۱۲-۳۱-ب)}$$

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، s_c، بر حسب MPa را می‌توان از رابطه‌ی (۱۲-۳۲) بدست آورد:

$$s_c = 0.75(0.7\,s_{cs}) + \frac{w_t}{1000\,t_s} \qquad \text{(۱۲-۳۲)}$$

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 MPa کمتر باشد:

$$F_C = \frac{62t_s}{D} \qquad \text{اگر } \frac{rgH_L D^2}{t^2} \ge 440000 \quad \text{(۱۲-۳۳-الف)}$$

$$F_C = \frac{62t_s}{2.5D} + 0.056\sqrt{rgH_L} \qquad \text{اگر } \frac{rgH_L D^2}{t^2} < 440000 \quad \text{(۱۲-۳۳-ب)}$$

مقدار F_c در رابطه‌ی (۱۲-۳۳-ب) نباید از مقدار $0.375F_{ty}$ بیشتر درنظر گرفته شود.

در روابط (۱۲-۳۳):

F_C = تنش مجاز فشاری قائم جداره (MPa)

t_s = ضخامت پایین‌ترین نوار جداره پس از کسر مقدار منظور شده برای خوردگی (mm)

t = ضخامت نوار موردنظر جداره (mm)

F_{ty} = حداقل تنش تسلیم مشخصه‌ی نوار جداره (MPa)

در روابط (۱۲-۳۳)، H_L و D برحسب متر، r برحسب kg/m^3 و g برحسب 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 طبق ترکیب بار (۲-۱۳)، نباید از تنش مجاز ورق جداره (بر اساس استاندارد مورد استفاده) و همچنین $0.67F_y$ ضرب در ضریب کیفیت اتصال قائم ورق، بیشتر باشد. F_y کمترین مقدار تنش تسلیم اسمی حداقل ورق جداره و مصالح جوش می‌باشد. ضریب کیفیت اتصال در مواردی که آزمایش پرتونگاری انجام شود برابر ۰٫۸۵ و درغیراینصورت برابر 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 بوده و حداقل ۶ میلیمتر ضخامت به اضافه‌ی حداقل ۱٫۵ میلیمتر ضخامت اضافی برای خوردگی در هر

سطح داشته باشد. 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:

$$V_{\max} = \frac{2V_u}{pD} \qquad (۱۲-۳۴)$$

این برش باید توسط جوش از جداره به کف منتقل شود. تنش حاصل از $V_{\max}$ در جوش نباید از ۰٫۸۵ برابر تنش تسلیم جوش یا فلز پایه بیشتر شود. V_u طبق رابطه‌ی (۱۲-۵) بدست می‌آید ولی جرم کف در آن منظور نمی‌شود.

۱۲-۴-۷- انعطاف‌پذیری سامانه‌ی لوله‌کشی

در طراحی سامانه 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.

در صورت استفاده از روش تنش مجاز، سامانه‌ی لوله‌کشی باید طوری باشد که بر اثر جابجایی‌های جدول ۱۲-۴ ، در لوله، تکیه‌گاه و اتصالات، تنش محاسبه شده از مقدار مجاز آن (بدون احتساب افزایش ۳۳درصد) بیشتر نشود. تنش‌های حاصل از جابجایی مذکور به عنوان اثر زلزله در ترکیب بار (۲-۶-ب) لحاظ می‌گردد. 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 نقاط اتصال مختلف 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 بطور تقریبی از رابطه‌ی (۱۲-۳۵) نیز بدست آورد (با توجه به بند ۱۲-۴-۱):

$$Y_u = \frac{12.1 F_y L^2}{t_b} \qquad (۱۲-۳۵)$$

سیستم لوله‌کشی باید طوری باشد که پذیرای جابجایی طرح (حاصلضرب C_d در مقادیر جدول ۱۲-۴ و یا رابطه‌ی ۱۲-۳۵) 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

انواع مخزن	جابجایی ارتجاعی طرح (mm)
مخزن با مهار مکانیکی	
جابجایی رو به بالا	۳۵
جابجایی رو به پایین	۱۸
جابجایی افقی (شعاعی و محیطی)	۱۸
مخزن خودمهار	
جابجایی رو به بالا	
نسبت مهار کمتر از ۰/۵	۳۵
نسبت مهار بیشتر از ۰/۵	۱۴۰
جابجایی رو به پایین	
مخزن با شالوده‌ی حلقوی یا دال	۱۸
مخزن مستقر بر بستر نرم	۳۵
جابجایی افقی (شعاعی و محیطی)	۷۰

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 ۸-۳-۱-۳، باشند.

۱۲-۴-۹- اتصالات

قطعات و ادواتی که برای مهار مخزن در برابر نیروهای جانبی بکار می‌روند باید برای مقاومت تسلیم مهار (براساس تنش تسلیم مشخصه‌ی حداقل در کشش مستقیم یا لنگر پلاستیک خمشی) و یا برای Ω_0برابر 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_{req} (طبق بند ۱۲-۴-۱-۱) به اضافه‌ی ۳۰۰ میلیمتر از داخل جداره فاصله داشته باشد.

۱۲-۴-۱۰- قطعات داخلی

پایه و قطعات نگهدارنده 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 (۱۲-۱۸) 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 درنظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان از توزیع فشار حاصل از رابطه‌ی (۱۲-۱۸)، با فرض $q = 0$، استفاده کرد.

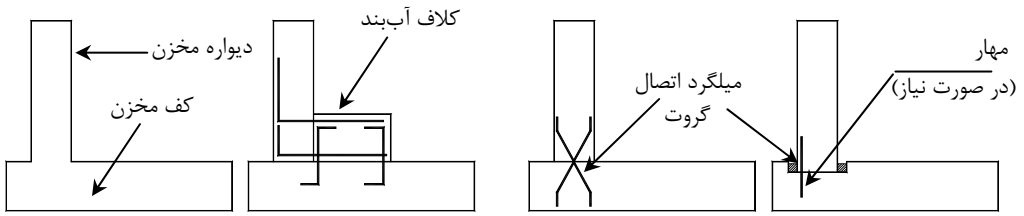
۱۲-۵- طراحی لرزه‌ای مخزن بتنی زمینی

۱۲-۵-۱- روش طراحی

مخزن بتنی مسلح یا پیش‌تنیده می‌تواند بصورت 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 مخزن با امکان لغزش جداره روی کف می‌تواند بدون هیچگونه قید و مهار طراحی شود (شکل ۱۲-۴).

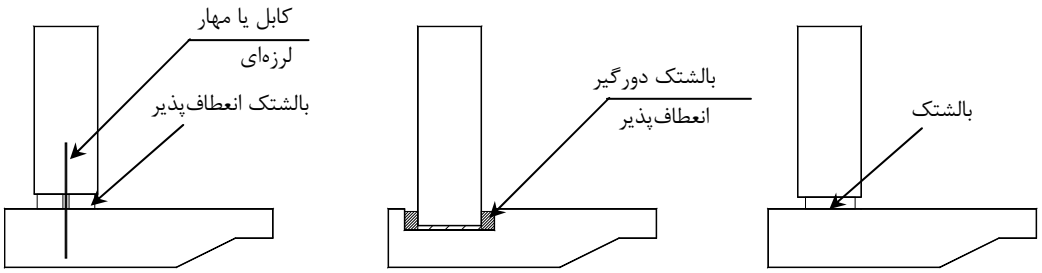
زمان تناوب مایع مواج انواع مخازن و جرم سخت مخزن غیرلغزان طبق بند ۱۲-۳-۲ بدست می‌آید و زمان تناوب جرم سخت مخزن لغزان طبق بند ۱۲-۵-۲ محاسبه می‌شود.

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 در نظر گرفته شوند. فشار دینامیکی خاک را می‌توان A_i برابر فشار استاتیکی خاک در نظر گرفت. A_i طبق رابطه‌ی (۱۲- ۱۴) بدست می‌آید.



اتصال گیردار　　اتصال ساده یا مفصلی

شکل ۱۲-۳: اتصال دیوار به کف بدون امکان لغزش



پایه با انعطاف‌پذیری جانبی مهار شده　　پایه با انعطاف‌پذیری جانبی محدود مهار نشده　　پایه با انعطاف‌پذیری جانبی

شکل ۱۲-۴: اتصال دیوار به کف با امکان لغزش

۱۲-۵-۲- زمان تناوب 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.

$$T_i = 2p\sqrt{\frac{2(m_S + m_r + m_i)}{p\,D k_a}} \qquad (۱۲-۳۶)$$

که در آن:

k_a = سختی افقی در واحد طول پای دیوار است که می‌تواند از رابطه‌ی (۱۲-۳۷) بدست آید.

$$k_a = \frac{A_s E_s \cos^2 a_a}{L_s S_s} + \frac{2G_p w_p L_p}{t_p S_p} \qquad (۱۲-۳۷)$$

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 درنظر 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

a_a = زاویه‌ی راستای مهار با افق

۱۲-۶- طراحی لرزه‌ای پی مخزن زمینی

۱۲-۶-۱- مبانی طراحی

طراحی لرزه‌ای پی مخزن با توجه به بندهای ۱۲-۱-۴ و ۱۲-۳-۱۴ صورت می‌گیرد. برای مخازن فلزی لنگر نهایی ناشی از زلزله بر روی پی حلقوی طبق رابطه‌ی (۱۲-۸) و برروی پی بتن مسلح گسترده طبق رابطه‌ی (۱۲-۱۱) محاسبه می‌شود.

۱۲-۶-۲- نیروهای طراحی شالوده‌ی مخزن فلزی استوانه‌ای

شالوده 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 $(1-0.4A_v)$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 محاسبه فشار رو به پایین وارد بر شالوده، فشار ناشی از وزن مایع داخل مخزن در ضریب $(1+0.4A_v)$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.

$$\frac{0.5D\,g\,(m_p+m_t+m_{fd}+m_g)}{M_s}\geq 1.5 \qquad (۱۲-۳۸)$$

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 (۱۲-۱۱) 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.

$$P_{fs}=\frac{4M_{rw}}{pD^2}+0.4A_v w_t \qquad (۱۲-۳۹)$$

برای کنترل فشار وارد بر خاک بر اساس روش تنش مجاز، از ترکیب بار (۲-۶-ب) استفاده 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، m_f، براساس آزمایش و یا مراجع معتبر بر اساس کف مخزن و شالوده یا زیرسازه تعیین شود و در هر حال نباید بیشتر از ۰٫۵۶ در نظر گرفته شود. مقدار V_u (رابطه‌ی ۱۲-۵) نباید از مقدار V_s طبق رابطه‌ی (۱۲-۴۱) بیشتر شود.

$$V_s=m_f\,g\,(m_s+m_r+m_f+m_p)(1-0.4\,A_v) \qquad (۱۲-۴۱)$$

در صورت استفاده از غشای نشت‌یاب یا مصالح دیگری که موجب کاهش اصطکاک می‌شود، مقدار کمتری برای m_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

ج- استفاده از ورقه‌های فولادی با آرایش متقارن محوری دو طرف جوش شده به ورق حلقوی زیر جداره که مستقیما بر شالوده متکی می‌شوند.

د- استفاده از ورقه‌های تراز پرکننده با فواصل نزدیک بدون گروت، به شرط آنکه اثر بار متمرکز در جداره مخزن از جنبه کمانش موضعی و در پی از نظر خردشدگی بتن درنظر گرفته شود.

در روشهای ب، ج و د 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 بکار 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. تأمین 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 حداقل پنجاه درصد فشار قائم در نظر گرفته می‌شود که دیواره‌ی حلقوی باید آن را تحمل کند.

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 (۱۲-۸) 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 الاستیک استفاده و به کمک نرم‌افزارهای رایج، محاسبات را انجام داد. در صورت استفاده از روش استاتیکی معادل، از رابطه‌ی (۱۲-۱۱) برای محاسبه 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 براساس بند ۱۲-۲-۴ تعیین می‌شود.

پارامترهای لرزه‌ای سازه‌ی نگهدارنده مخزن هوایی از جدول ۷-۱ یا ۷-۲ بسته به مورد بدست می‌آیند. طراحی سازه‌هایی که علاوه بر مخزن، تجهیزات دیگری نیز در آنها وجود دارد، براساس ضوابط فصول ۷ و ۸ انجام خواهد شد.

اتصالات مهارهای مخزن فلزی مستقر بر پایه‌ی بتنی باید برای ضریب اضافه مقاومت، Ω_0، برابر نیروی محاسباتی مهار 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 $P-\Delta$

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 (۴-۲۰)، Δ تغییرمکان ارتجاعی مرکز جرم مخزن پر نظیر برش پایه، V_u، و ارتفاع مرکز جرم تا تراز روی پی، h ، 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

۱۳- خط لوله

۱۳-۱- ملاحظات کلی

طراحی خط لوله برای برآورده‌سازی نیازهای فرایندی و مکانیکی از قبیل فشار، دما، نوع سیال و ... انجام می‌شود که خارج از گستره‌ی این آیین‌نامه است. خط لوله باید برای همه 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.

جزییات مربوط به بارگذاری لرزه‌ای و روشهای تحلیل خط لوله مدفون در بند ۱۳-۳ و خط لوله رو زمینی در بند ۱۳-۴ ارائه می‌شود.

تحلیل لرزه‌ای خط لوله می‌تواند به‌روش استاتیکی معادل، طبق ضوابط بندهای۱۳-۳-۱ و۱۳-۴-۱، و یا به منظور تحلیل دقیق‌تر به روش دینامیکی، طبق ضوابط بندهای ۱۳-۳-۲ و ۱۳-۴-۲ انجام شود.

۱۳-۲- گروه کاربری

خط لوله از نظر کاربری به چهار گروه تقسیم می‌شود:

گروه کاربری I : خط لوله آب 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 کاربری II : خط لوله با کاربری معمولی به استثنای گروه‌های I، III و IV نظیر خط لوله با فشار کم نفت و گاز.

گروه کاربری III : خط لوله با کاربری مهم شامل خط لوله‌ای که خرابی آن برای عموم خطرزا می‌باشد. خط لوله توزیع اصلی و خط لوله‌ای که تخریب آن باعث ضررهای اقتصادی زیادی شود نظیر خط لوله با فشار متوسط نفت و گاز که تامین‌کننده حیاتی انرژی می‌باشد ولی عملکرد آن در حد انجام تعمیرات جزئی می تواند قطع شود، در این گروه کاربری قرار دارد.

گروه کاربری IV : خط لوله با کاربری ضروری شامل خط لوله حاوی مواد اشتعال‌زا با فشار یا دمای زیاد، یا خط لوله حاوی مواد سمی، خط لوله‌ای که باید در حین و بعد از زلزله طرح عملکرد خود را حفظ نماید، 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 بطور مستقیم به خرابی خط لوله مرتبط هستند را می‌توان به قرار زیر طبقه‌بندی نمود:

۱- تغییرشکل‌های زمین ناشی از گسلش

۲- انتشار موج زلزله

۳- روانگرایی

۴- تغییرشکل‌های زمین ناشی از شکست خاک شامل:

الف - تغییرشکل دایمی طولی یا عرضی زمین

ب- زمین لغزش

تحلیل خط لوله مدفون در برابر امواج لرزه‌ای و نیز تحت اثر تغییرشکل‌های بزرگ زمین باید طبق ضوابط و معیارهای این بند انجام گیرد. زلزله‌ی طرح برای گروه های کاربری II، III و IV دارای دوره بازگشت به ترتیب ۴۷۵، ۹۷۵ و ۲۴۷۵ سال خواهد بود. همچنین اجازه داده می‌شود که برای کلیه‌ی گروه‌های کاربری مورد نظر از زلزله‌ی طرح (سطح خطر دوم طبق بند ۳-۲-۲) شامل سرعت، شتاب و تغییرشکل با اعمال ضرایب اهمیت، I_L، ارائه شده در جدول ۱۳-۱ استفاده شود. برای گروه کاربری I، نیازی به درنظرگرفتن ملاحظات لرزه‌ای نیست.

جدول ۱۳-۱ : ضریب اهمیت I_L برای گروه‌های کاربری خط لوله

گروه کاربری خط لوله	انتشار موج	گسلش	تغییرشکل دائمی طولی و عرضی زمین	زمین لغزش
IV	۱٫۵	۲٫۳	۱٫۵	۲٫۶
III	۱٫۲۵	۱٫۵	۱٫۳۵	۱٫۶
II	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰

بطور 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 رابطه تنش- کرنش مصالح لوله معین نشده است، می توان بعنوان یک تخمین از رابطه رامبرگ- اوسگود استفاده کرد:

$$e = \frac{s}{E_p}\left[1+\frac{n}{1+r}\left(\frac{s}{s_y}\right)^r\right] \qquad (۱-۱۳)$$

که در آن

e = کرنش

s = تنش

E_p =مدول ارتجاعی اولیه

s_y = تنش جاری شدن مصالح لوله

n, r = پارامترهای رامبرگ- اوسگود مطابق جدول ۱۳-۲. در این جدول درجه‌بندی لوله طبق مراجع معتبر مانند API 5L انجام شده است.

برای سایر لوله‌ها پارامترهای رامبرگ- اوسگود را می‌توان از آزمایش یا مراجع معتبر بدست آورد.

جدول ۱۳-۲: پارامترهای رامبرگ - اوسگود 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

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 :

$$S_P = \frac{P_p D u}{2t_p} \qquad (۱۳-۲)$$

P_p =حداکثر فشار داخلی بهره‌برداری در لوله

D = قطر خارجی لوله

u =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:

$$S_r = E_p a_t (T_2 - T_1) \qquad (۱۳-۳)$$

که در آن:

a_t = ضریب خطی انبساط حرارتی فولاد

T_1 = دما در لوله هنگام نصب

T_2 =دما در لوله هنگام بهره‌برداری

حداکثر مقادیر کرنش مجاز لوله‌های پیوسته‌ی مدفون در جدول۱۳-۳ ارائه شده‌اند. کرنش‌های مجاز داده شده در جدول ۱۳-۳ مربوط به لوله‌هایی است که با استاندارد API مطابقت دارند. برای سایر

انواع لوله می‌توان کرنش‌های مجاز ارائه شده توسط تولیدکننده‌ی لوله را بعد از تائید مراجع ذی‌صلاح ملاک قرار داد.

جدول۱۳-۳: کرنش مجاز برای خط لوله‌ی مدفون

مولفه‌ی کرنش	نوع لوله	کرنش مجاز	
		کشش	فشار
خطوط لوله‌ی پیوسته‌ی نفت و گاز	لوله‌ی چدنی شکل‌پذیر	٪۲	برای PGD: آستانه‌ی چروکیدگی (e_{cr-c}) (رابطه‌ی ۱۳-۴) برای انتشار موج: ۵۰٪ تا ۱۰۰٪ آستانه‌ی چروکیدگی
	لوله‌ی فولادی	٪۳	
	لوله‌ی پلی‌اتیلن	٪۲۰	
	خم‌ها و سه‌راهی‌ها	٪۱	

در خطوط لوله‌ی نفت و گاز، حداکثر کرنش کششی نباید از ۴ درصد بیشتر شود. در مورد خم‌ها و سه‌راهی‌ها، حداکثر کرنش به ۲ درصد محدود می‌گردد. حد کرنش فشاری، کرنش آستانه‌ی چروکیدگی لوله، e_{cr-c}، می‌باشد:

$$e_{cr-c} = 0.175\frac{t_p}{R} \qquad (۴-۱۳)$$

که در آن:

R = شعاع لوله

کرنش طراحی خط لوله‌ی پیوسته باید کمتر از کرنش مجاز باشد یعنی:

$$e_{seismic} + e_{oper} \le e_{allowable} \qquad (۵-۱۳)$$

که در آن :

$e_{allowable}$ = کرنش مجاز لوله طبق جدول ۱۳-۳

$e_{seismic}$ = کرنش طراحی لوله ناشی از مخاطرات لرزه‌ای

e_{oper} = کرنش بهره‌برداری در خط لوله برابر با $e_p + e_t + e_{D+L}$

e_p = کرنش لوله ناشی از فشار داخلی

e_t = کرنش لوله ناشی از تغییرات دما

e_{D+L} = کرنش لوله ناشی از بارهای بهره‌برداری

۱۳-۳-۱- تحلیل خط لوله‌ی مدفون در برابر امواج زلزله به روش استاتیکی معادل

بطور کلی کرنش محوری طولی لوله بعنوان پاسخ لرزه‌ای خط لوله در برابر امواج زلزله بکار می‌رود. از کرنش خمشی لوله ناشی از انحنای زمین بعلت مقدار کم آن صرفنظر می‌شود.

مشخصه طراحی لرزه‌ای در یک محل معمولا سرعت انتشار موج زلزله فرض می‌گردد. سرعت حداکثر زمین در طراحی ، V_g، را می‌توان از رابطه‌ی (۱۳-۶) بدست آورد:

$$V_g = PGV\, I_L \qquad (۱۳-۶)$$

که در آن:

PGV = سرعت حداکثر زمین در محل موردنظر

I_L = ضریب اهمیت طبق جدول ۱۳-۱

۱۳-۳-۱-۱- کرنش لوله ناشی از امواج زلزله

کرنش محوری لوله 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 غیراینصورت از سرعت موج رایلی (موج R) استفاده می‌شود.

حداکثر کرنش محوری طولی، e_a، که در اثر انتشار امواج زلزله می‌تواند در لوله ایجاد شود را می‌توان از رابطه‌ی (۱۳-۷) تخمین زد:

$$e_a = \frac{V_g}{a_e C} \le \frac{t_u\, l_e}{4 A_p E_p} \qquad (۱۳-۷)$$

که در آن:

a_e =ضریب کرنش زمین (۲ برای موج S و ۱ برای موج R)

C =سرعت انتشار موج زلزله (بطور محافظه‌کارانه می‌توان از اعداد ۲ کیلومتر بر ثانیه و ۰/۵ کیلومتر بر ثانیه به ترتیب برای موج S و موج R استفاده نمود).

t_u =حداکثر نیروی اصطکاک در واحد طول سطح تماس لوله و خاک طبق روابط (۱۳-۸)

l_e =طول موج ظاهری زلزله در سطح زمین (درصورت عدم وجود اطلاعات دقیق می‌توان از عدد ۱ کیلومتر استفاده کرد).

A_p =سطح مقطع لوله

$$t_u = a_s p D S_u \qquad (۱۳-۸\text{- الف})\ \text{برای خاک رسی}$$

$$t_u = \frac{pD}{2}\bar{g} H_s \left(1 + k_0\right) \tan d \qquad (۱۳-۸\text{- ب})\ \text{برای خاک ماسه‌ای}$$

که در آن:

S_u = مقاومت برشی زه‌کشی‌نشده‌ی خاک

a_s = ضریب چسبندگی خاک و لوله

$\bar{g}$ = وزن مخصوص موثر خاک

H_s = عمق خاک تا مرکز لوله

k_0 =ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون

d = زاویه‌ی اصطکاک بین خاک و لوله که می‌توان آنرا برابر $f \times f$ فرض کرد که f زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک و f ضریب اصطکاک بین خاک و لوله است. برخی موارد پیشنهادی برای f از جدول۱۳-۴ قابل استخراج است.

جدول ۱۳-۴: ضرایب اصطکاک بین خاک و لوله

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

۱۳-۳-۲- تحلیل خط لوله‌ی مدفون در برابر امواج زلزله به روش دینامیکی

استفاده از روش تحلیل دینامیکی برای بررسی اثر انتشار امواج بر روی خط لوله به کمک نرم‌افزارهای مناسب امکان‌پذیر است. برای این منظور باید رفتار غیرخطی خاک، انتشار موج در بدنه لوله، تحریک چند تکیه‌گاهی و اجزای مهم خط لوله مدل شود.

در مدل سازی دینامیکی خط لوله لازم است که پارامترهای مورد نیاز شامل پارامترهای رفتاری خاک، سرعت انتشار امواج در خاک و لوله و فرکانس غالب ساختگاه در مسیر لوله براساس روش‌های معتبر بدست آید.

۱۳-۳-۳- تحلیل خط لوله‌ی مدفون تحت اثر حرکت گسل

درصورتیکه عبور لوله از گسل اجتناب‌ناپذیر باشد، توصیه اکید می‌شود لوله از گسل به گونه‌ای عبور داده شود که حرکت گسل در لوله ایجاد فشار نکند. در غیاب تحلیل دقیق می‌توان از روابط تجربی

(۱۳-۹) الی (۱۳-۱۲) یا روابط مناسب دیگر از مراجع معتبر برای تخمین تغییرمکان محتمل گسل استفاده نمود:

$$\log d_{fs} = -6.32 + 0.90 M_W \qquad \text{(۱۳-۹-الف)}$$

$$\log d_{fn} = -4.45 + 0.63 M_W \qquad \text{(۱۳-۹-ب)}$$

$$\log d_{fr} = -0.74 + 0.08 M_W \qquad \text{(۱۳-۹-پ)}$$

$$\log d_{fb} = -4.80 + 0.69 M_W \qquad \text{(۱۳-۹-ت)}$$

که در آنها:

d_{fs} = تغییرمکان گسل امتداد لغز به متر

d_{fn} = تغییرمکان گسل نرمال به متر

d_{fr} = تغییرمکان گسل معکوس به متر

d_{fb} = تغییرمکان گسل با رفتار نامشخص به 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، d_{fax}، و عمود بر خط لوله، d_{ftr}، برای یک گسل امتداد لغز را می‌توان از روابط (۱۳-۱۰) محاسبه نمود:

$$d_{fax} = d_{fs} \cos b \qquad \text{(۱۳-۱۰-الف)}$$

$$d_{ftr} = d_{fs} \sin b \qquad \text{(۱۳-۱۰-ب)}$$

که در آن

b =زاویه تقاطع خط لوله با گسل (شکل ۱۳-۱)

۱۳-۳-۳-۲- تغییرمکان خط لوله در تقاطع با گسل نرمال

مولفه‌های حرکت گسل در امتداد خط لوله، d_{fax}، و عمود بر خط لوله، d_{ftr}، و قائم بر خط لوله، d_{fvt}، برای یک گسل نرمال را می‌توان از روابط (۱۳-۱۱) محاسبه نمود:

$$d_{fax} = d_{fn} \cos y \,.\sin b \qquad \text{(۱۳-۱۱-الف)}$$

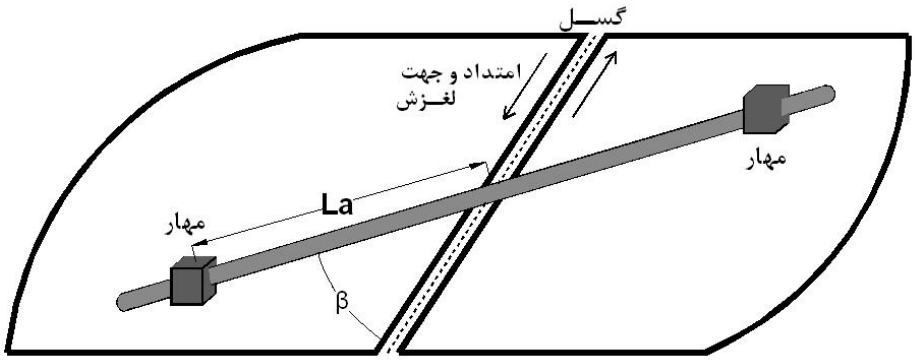
$$d_{ftr} = d_{fn} \cos y \,.\cos b \qquad \text{(۱۳-۱۱-ب)}$$

$$d_{fvt} = d_{fn} \sin y \qquad \text{(۱۳-۱۱-پ)}$$

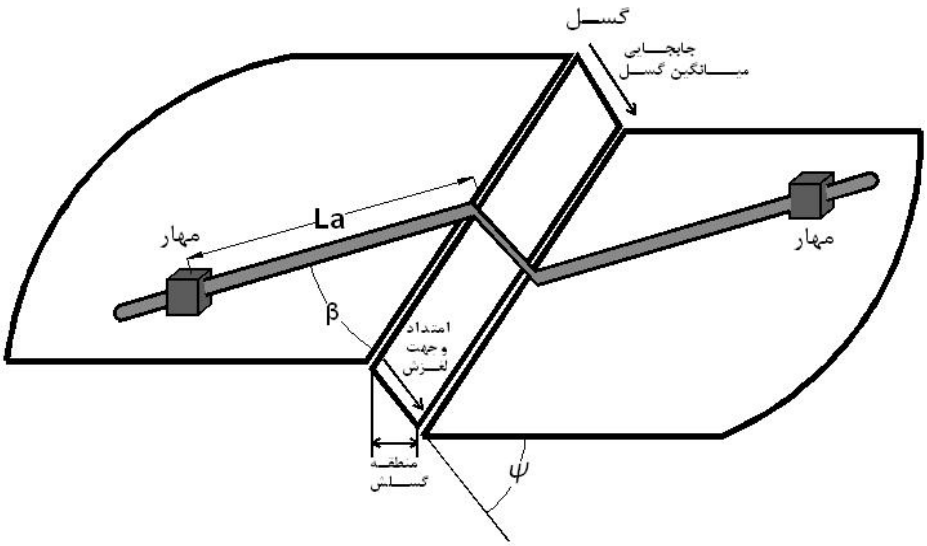
که در آن:

b =زاویه تقاطع خط لوله با گسل (شکل ۱۳-۲)

y =زاویه بین سطح شکست گسل نرمال و سطح افقی (شکل ۱۳-۲)



شکل ۱۳-۱: عبور لوله از گسل امتدادلغز



شکل ۱۳-۲: عبور لوله از گسل نرمال

۱۳-۳-۳-۳- تغییرمکان خط لوله در تقاطع با گسل معکوس

مولفه‌های تغییرمکان در یک گسل معکوس از روابط گسل نرمال با ملحوظ کردن علامت منفی برای زاویه سطح شکست گسل، γ، حاصل می‌شوند.

۱۳-۳-۳-۴- تغییرمکان خط لوله در تقاطع با گسل با رفتار مرکب

در گسل با رفتار مرکب تغییرمکان‌های 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- تغییرمکان طراحی گسل

تغییرمکان طراحی گسل را می‌توان با ضرب ضریب اهمیت (جدول ۱۳-۱) در تغییرمکان محتمل گسل طبق روابط (۱۳-۱۲) بدست آورد:

(۱۳-۱۲-الف) تغییرمکان طراحی گسل در جهت محور طولی خط لوله $d_{fax-design} = d_{fax} I_L$

(۱۳-۱۲-ب) تغییرمکان طراحی گسل در جهت عرضی (عمود) خط لوله $d_{ftr-design} = d_{ftr} I_L$

(۱۳-۱۲-پ) تغییرمکان طراحی گسل در جهت قائم خط لوله $d_{fvt-design} = d_{fvt} I_L$

۱۳-۳-۳-۶- کرنش لوله در تقاطع با گسل

کرنش متوسط لوله در تقاطع با گسل از رابطه‌ی (۱۳-۱۳) بدست می‌آید:

$$e = 2\left[\frac{d_{fax-design}}{2L_a} + \frac{1}{2}\left(\frac{d_{ftr-design}}{2L_a}\right)^2\right] \qquad (۱۳-۱۳)$$

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 (۱۳-۱۴) تعیین کرد:

$$L_a = \frac{p\ D t_p E_p e_y}{t_u} \qquad (۱۳-۱۴)$$

که در آن:

e_y = کرنش جاری شدن مصالح

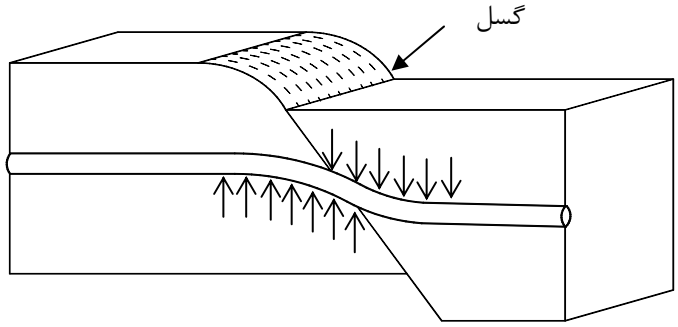
ب- هرگونه مهار تعبیه شده (نظیر خم، زانویی، تغییر ضخامت خاک روی لوله و ...) باید بعنوان یک نقطه مهار فرض شود. طول خط لوله از آن نقطه تا خط گسل بعنوان طول موثر مهارنشده در نظر گرفته می‌شود.

کرنش متوسط لوله در تقاطع با گسل بعنوان کرنش طراحی لوله، $e_{seismic}$، فرض شده و باید شرط کرنش مجاز (جدول ۱۳-۳) را برآورده نماید.

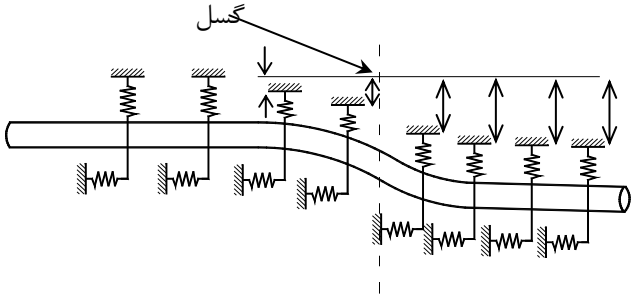
۱۳-۳-۳-۷- روش اجزاء محدود

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 نقطه 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 (اشکال ۱۳-۳ و ۱۳-۴) استفاده کرد.

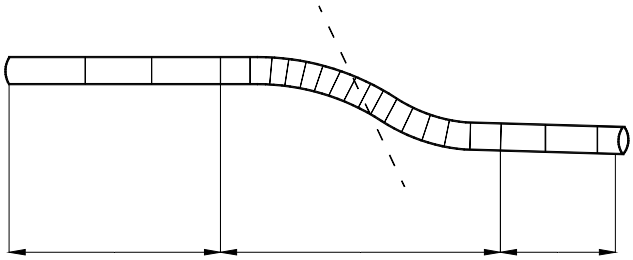


الف) هندسه‌ی واقعی



ب) مدل‌سازی ایده‌آل شده

شکل ۱۳-۳: مدل‌سازی خط لوله تحت اثر حرکت گسل، الف) هندسه‌ی واقعی و ب) مدل‌سازی



شکل ۱۳-۴: مدل‌سازی خط لوله به روش اجزای محدود در محل عبور از گسل

۱۳-۳-۴- تحلیل خط لوله‌ی مدفون تحت اثر زمین‌لغزش

در انتخاب مسیر خطوط لوله توصیه می‌شود که از عبور لوله از مناطق مستعد زمین لغزش پرهیز شود. شکل ۱۳-۵ نشان دهنده مدل‌سازی لوله تحت اثر زمین‌لغزش می‌باشد. بارگذاری ناشی از لغزش همچنانکه در شکل نشان داده شده می‌تواند به صورت یکنواخت در راستای لغزش فرض شود که شدت این بار یکنواخت براساس روابط اندرکنش خاک و لوله قابل محاسبه می‌باشد.

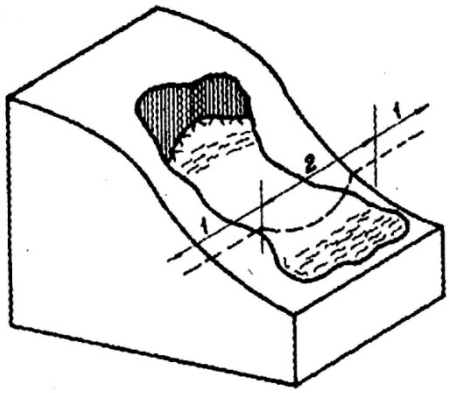
چنانچه راستای لغزش بر امتداد خط لوله عمود نباشد علاوه بر مولفه‌ی جانبی نیروی خاک، مولفه‌ی محوری نیز باید در نظر گرفته شود. طول قطعات مهارشده‌ی لوله در طرفین منطقه مستعد لغزش باید از طریق آزمون و خطا تعیین شود. چنانچه در یک یا هر دو طرف منطقه‌ی لغزش، لوله توسط تکیه‌گاه مهار شده باشد و فاصله‌ی قید از محل لغزش از طول تعیین شده توسط آزمون و خطا 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 پلاستیک 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.

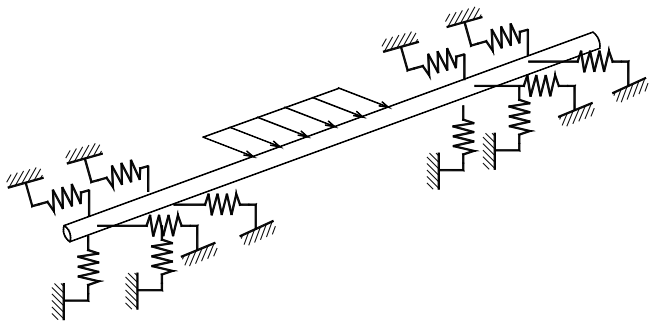
۱۳-۳-۵- تحلیل خط لوله‌ی مدفون تحت اثر روانگرایی

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 براساس روابط اندرکنش خاک و لوله قابل محاسبه می‌باشد. به صورت محافظه‌کارانه، می‌توان سختی خاک در منطقه مستعد روانگرایی را برابر با صفر فرض کرد.

طول قسمت‌های مقید طرفین منطقه مستعد روانگرایی به روش آزمون و خطا تعیین می‌شود. بعنوان حدس اولیه می‌توان از طولی در حدود ۰٫۲۵ طول لوله گذرنده از منطقه مستعد روانگرایی شروع کرد. مقادیر جابجایی دائم حاصل از شناوری ناشی از روانگرایی را می‌توان بر اساس دوره بازگشت مربوط به گروه کاربری خط لوله (بند ۱۳-۲) یا ضرایب ستون تغییرشکل دائمی زمین در جدول ۱۳-۱ محاسبه کرد.



الف) هندسه‌ی واقعی



ب) مدل‌سازی

شکل ۱۳-۵: مدل‌سازی خط لوله تحت اثر زمین‌لغزش، الف) هندسه‌ی واقعی و ب) مدل‌سازی

وقتی روانگرایی در خاک اطراف لوله اتفاق می‌افتد نیروهای شناوری بر خط لوله وارد می‌شود که لوله در برابر آنها باید بطور مناسب مهار شود. نیروی خالص به سمت بالا در واحد طول خط لوله، F_b، را می‌توان از رابطه‌ی (۱۳-۱۵) محاسبه نمود:

$$F_b = W_s - \left[W_p + W_c + \left(P_v - g_w h_w\right)D\right] \qquad (۱۳-۱۵)$$

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 (۱۳-۱۶)

g_w = وزن حجمی آب

h_w = ارتفاع آب بالای لوله

برای سادگی، از چسبندگی خاک به دیواره‌ی لوله در محاسبات فوق صرفنظر شده است.

$$P_v = g_w h_w + g_d h_{sp} - 0.33 g_d h_w \qquad (۱۳-۱۶)$$

که در آن:

g_d = وزن حجمی خاک خشک

h_{sp} = ارتفاع خاک روی لوله

تنش خمشی، s_{bf}، ناشی از شناوری در یک قطعه‌ی نسبتا کوتاه از خط لوله‌ی پیوسته را می‌توان از رابطه‌ی (۱۳-۱۷) محاسبه نمود:

$$s_{bf} = \frac{F_b L_b^2}{10 Z_e} \qquad (۱۳-۱۷)$$

که در آن:

L_b = طول لوله در محدوده‌ی شناوری

Z_e = اساس مقطع ارتجاعی لوله

حداکثر کرنش نظیر تنش خمشی فوق را می‌توان از رابطه‌ی تنش-کرنش رامبرگ-اوسگود (رابطه‌ی ۱۳-۱) بدست آورد. حداکثر کرنش حاصله را می‌توان بعنوان کرنش طراحی لوله، $e_{seismic}$، درنظر گرفت که باید با توجه به رابطه‌ی (۱۳-۵)، 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 کابلی 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.

۱۳-۳-۶- تحلیل خط لوله‌ی مدفون تحت اثر تغییرشکل دائمی زمین

منظور از تغییرشکل دائمی زمین، تغییرشکل غیرقابل بازگشت خاک ناشی از گسلش، زمین‌لغزش، نشست یا گسترش جانبی ناشی از روانگرایی می‌باشد. این بند به تغییرشکل‌های دائمی زمین به علت گسترش جانبی ناشی از روانگرایی و زمین لغزش می‌پردازد.

به کمک مطالعات ژئوتکنیکی باید به تخمین محدوده‌ی تغییرشکل زمین یعنی طول L_z، عرض W_z و حداکثر تغییرمکان طولی زمین، d^l، در ناحیه تغییرشکل دائمی زمین اقدام نمود. عموما تخمین دقیق مقدار d^lو ابعاد L_z و W_z با یک عدد دشوار می‌باشد، لذا محدوده‌ای از مقادیر برای پارامترهای فوق داده شده و بر این اساس کنترل‌های لرزه‌ای صورت می‌پذیرد. تغییرمکان طراحی زمین در جهت طولی، d^l_{design}، را می‌توان از رابطه‌ی (۱۳-۱۸) بدست آورد:

$$d^l_{design} = d^l I_L \qquad (۱۳-۱۸)$$

بطور کلی برای خطوط لوله‌ی مدفونی که تحت‌تاثیر تغییرشکل‌های طولی دائمی زمین قرار می‌گیرند و با فرض یکنواخت بودن این تغییرشکل‌ها (یعنی حرکات طولی زمین در تمام ناحیه‌ی تغییرشکل دائمی یکنواخت باشد) دو حالت زیر فرض می‌شود:

حالت ۱: مقدار تغییرشکل زمین، d^l_{design}،بزرگ بوده و کرنش لوله توسط طول ناحیه‌ی تغییرشکل دائمی، L_z، قابل محاسبه است. در این حالت حداکثر کرنش محوری طولی لوله در کشش و فشار از رابطه‌ی (۱۳-۱۹) محاسبه می‌شود:

$$e_a = \frac{t_u L_z}{2pDt_p E_p}\left[1+\frac{n}{1+r}\left(\frac{t_u L_z}{2pDt_p s_y}\right)^r\right] \qquad (۱۳-۱۹)$$

که در آن:

n و r = پارامترهای رابطه‌ی رامبرگ –اوسگود (جدول ۱۳-۲)

t_u = حداکثر نیروی اصطکاک در واحد طول لوله در سطح تماس با خاک طبق روابط (۱۳-۸)

حالت ۲: طول ناحیه‌ی تغییرشکل دائمی، L_z، بزرگ بوده و کرنش لوله بر اساس مقدار تغییرشکل زمین، d^l_{design}، بدست می‌آید. در این حالت حداکثر کرنش لوله در کشش و فشار از رابطه‌ی (۱۳-۲۰) محاسبه می‌شود:

$$e_a = \frac{t_u L_e}{pDt_p E_p}\left[1+\frac{n}{1+r}\left(\frac{t_u L_e}{pDt_p s_y}\right)^r\right] \qquad (۱۳-۲۰)$$

که در آن:

L_e = طول موثر خط لوله که در آن، نیروی اصطکاک t_u وارد می‌شود که از رابطه‌ی (۱۳-۲۱) قابل محاسبه می‌باشد:

$$d^{l}_{design} = \frac{t_u L_e^2}{pDt_p E_p}\left[1+\left(\frac{2}{2+r}\right)\left(\frac{n}{1+r}\right)\left(\frac{t_u L_e}{pDt_p s_y}\right)^r\right] \qquad (۱۳-۲۱)$$

کرنش طراحی لوله، $e_{seismic}$، برای تغییرشکل‌های دائمی طولی زمین برابر کمترین میزان کرنش‌های حاصله از روابط (۱۳-۲۰) و (۱۳-۲۱) فرض می‌شود.

اثر درز انبساط: درزهای انبساط بسته به محل قرارگیری می‌توانند بر خط لوله بی‌تأثیر بوده یا باعث رفتار مناسب‌تر یا نامناسب‌تر در لوله شود. درزهای انبساط اغلب به منظور کاهش اثرات تغییرشکل دائمی طولی در خطوط لوله‌ی پیوسته تعبیه می‌شود. توصیه می‌شود لااقل از دو درز انبساط، در دو طرف ناحیه تغییرشکل دائمی استفاده شود.

تغییرشکل دائمی عرضی زمین نیز نظیر تغییرشکل دائمی طولی باید برای محدوده‌ای از مقادیر d^l و ابعاد ناحیه‌ی تغییرشکل دائمی عرضی، L_z و W_z، برآورد شده و کنترل لرزه‌ای صورت پذیرد.

تغییرمکان طراحی زمین در جهت عرضی، d^t_{design}، را می‌توان از رابطه‌ی (۱۳-۲۲) محاسبه نمود:

$$d^t_{design} = d^t I_L \qquad (۱۳-۲۲)$$

که در آن:

d^t = حداکثر تغییرمکان عرضی زمین

حداکثر کرنش خمشی در لوله، e_b، را می‌توان بطور محافظه‌کارانه برابر کمترین مقدار حاصله از روابط (۱۳-۲۳) در نظر گرفت:

$$e_b = \pm\frac{pDd^t_{design}}{W_z^2} \qquad (۱۳-۲۳\text{-الف})$$

$$e_b = \pm\frac{P_u W_z^2}{3pE_p t_p D^2} \qquad (۱۳-۲۳\text{-ب})$$

که در آن:

P_u = حداکثر مقاومت جانبی خاک بر واحد طول لوله طبق روابط (۱۳-۲۴)

کرنش حداکثر محاسبه شده‌ی فوق را باید بعنوان کرنش طراحی لوله، $e_{seismic}$، فرض نمود.

$P_u = S_u N_{ch} D$ (۱۳-۲۴-الف) برای خاک رسی

$P_u = \bar{g} H_s N_{qh} D$ (۱۳-۲۴-ب) برای خاک ماسه‌ای

که در آن:

N_{ch} =ضریب ظرفیت باربری افقی جانبی خاک رس

N_{qh} =ضریب ظرفیت باربری افقی جانبی خاک ماسه‌ای

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.

۱۳-۴- خط لوله‌ی روزمینی

خط لوله‌ی رو زمینی علاوه بر نقاط مهاری معمولا دارای تکیه‌گاه‌های متعدد با امکان لغزش نیز می-باشد. 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. لذا در طراحی لرزه‌ای خط لوله‌ی روزمینی 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.

۱۳-۴-۱- تحلیل خط لوله‌ی رو زمینی در برابر امواج زلزله به روش استاتیکی معادل

در تحلیل خط لوله‌ی رو زمینی به روش استاتیکی 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. در بند ۱۳-۴-۶ مقادیر مجاز پاسخ‌ها ارائه شده‌اند.

۱۳-۴-۲- تحلیل خط لوله‌ی رو زمینی در برابر امواج زلزله به روش دینامیکی

تحلیل خط لوله‌ی رو زمینی به روش دینامیکی مشابه تحلیل لوله‌ی مدفون می‌باشد با این تفاوت که تکیه گاه‌ها یا سازه های 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 بصورت همزمان.

سایر موارد مانند بند ۱۳-۳-۲ است. در بند ۱۳-۴-۶ مقادیر مجاز پاسخ‌ها ارائه شده‌اند.

۱۳-۴-۳- تحلیل خط لوله‌ی رو زمینی تحت اثر حرکت گسل

برای تحلیل خط لوله‌ی رو زمینی تحت اثر حرکت 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 این‌کار 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، در این‌صورت تحلیل از دقت کافی برخوردار است وگرنه باید از هر طرف یک دهانه به مدل اضافه کرد و محاسبات را تکرار کرد.

برای تخمین حرکت گسل و میزان جابجایی آن می‌توان مشابه بند ۱۳-۳-۳ عمل کرد. در بند ۱۳-۴-۶ مقادیر مجاز پاسخها ارائه شده‌اند.

۱۳-۴-۴- تحلیل خط لوله‌ی رو زمینی تحت اثر زمین لغزش

برای تحلیل خط لوله رو زمینی در اثر زمین‌لغزش، می‌توان از روش بیان شده در بخش ۱۳-۳-۴ استفاده کرد، با این تفاوت که در این حالت یک تیر چند دهانه با تکیه‌گاه‌های فنری غیرارتجاعی در سه جهت متعامد در محل نقاط مهاری درنظر گرفته می‌شود. در بند ۱۳-۴-۶ مقادیر مجاز پاسخها ارائه شده‌اند.

۱۳-۴-۵- تحلیل خط لوله‌ی رو زمینی تحت اثر روانگرایی

برای این تحلیل می‌توان از روش بیان‌شده در بند ۱۳-۳-۵ استفاده کرد. برای تعیین تعداد دهانه‌ها در مدل‌سازی می‌توان مشابه بند ۱۳-۴-۳ عمل کرد. در بند ۱۳-۴-۶ مقادیر مجاز پاسخها ارائه شده‌اند.

۱۳-۴-۶- معیارهای پذیرش خط لوله‌ی رو زمینی

روال طراحی لرزه‌ای و بخش‌های مورد استفاده در این روال در جدول ۱۳-۵ ارائه شده است. روال طراحی لرزه‌ای وابسته به دسته‌بندی سیستم لوله (بحرانی یا غیربحرانی بودن) و شدت زمین‌لرزه ورودی و ضخامت لوله می‌باشد. در جدول ۱۳-۵، D_n قطر اسمی لوله و S_{DS} شتاب طیفی نظیر زمان تناوب ۰٫۲ ثانیه بر حسب g ، در صورتیکه از ۹۰ درصد حداکثر شتاب طیفی کمتر نباشد می‌باشد. بجای آن می‌توان در موارد مجاز از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران و از حاصلضرب A در B نظیر زمان تناوب ۰٫۲ ثانیه استفاده کرد.

در همه حالت‌ها طراحی می‌تواند با انجام تحلیل طبق بندهای ۱۳-۴-۶-۲ و ۱۳-۴-۶-۳ انجام گیرد.

جدول ۱۳-۵: ملاحظات لازم طراحی لوله‌ی رو زمینی و بخش‌های مرتبط

S_{DS} (g)	لوله های غیربحرانی (گروه کاربری II)			لوله های بحرانی (گروه کاربری III و IV)	
	$D_n \le 50$	$50 < D_n < 150$	$D_n \ge 150$	$D_n \le 50$	$D_n \ge 150$
≤ 0.3	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
> 0.3	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 (یا۳-۶-۴-۱۳) ۴-۶-۴-۱۳ ۵-۶-۴-۱۳ ۶-۶-۴-۱۳ ۷-۶-۴-۱۳

۱۳-۴-۶-۱- طراحی تجویزی

در مواردیکه در جدول ۱۳-۵ مجاز دانسته شده است، مقاومت لرزه‌ای سیستم لوله می‌تواند با تامین مهار لرزه‌ای جانبی و قائم با فاصله حداکثر $L_{\max}$ طبق رابطه‌ی (۱۳-۲۵) تامین گردد:

$$L_{\max} = \min \begin{cases} 1.94 L_T / S_{DS}^{\,0.25} \\ 0.211 L_T (s_{yo} / S_{DS})^{0.5} \end{cases} \qquad (۱۳-۲۵)$$

که در آن:

$L_{\max}$ = حداکثر دهانه‌ی مجاز لوله بین دو مهار لرزه‌ای جانبی و قائم

L_T =مقدار توصیه شده برای فاصله بین تکیه‌گاه‌های ثقلی (جدول ۱۳-۶)

s_{yo} = تنش جاری شدن مصالح لوله در دمای بهره‌برداری (MPa)

علاوه بر این در لوله‌های مستقیم با طول بزرگتر از سه برابر مقادیر ارائه شده در جدول ۱۳-۶ ، باید تکیه‌گاه‌های طولی نیز تعبیه گردد. فاصله‌ی بین تکیه‌گاه‌های 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 (۱۳-۲۵) بر اساس محدود کردن تغییرشکل وسط دهانه‌ی لوله به مقدار ۵۰ میلیمتر و تنش حداکثر آن به میزان $0.5 s_{yo}$ ارائه شده است.

جدول ۱۳-۶: 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 الاستیک طولی محاسبه شده در لوله در اثر زلزله‌ی طرح (محاسبه شده با روش‌های استاتیکی یا دینامیکی) باید شرایط رابطه‌ی (۱۳-۲۶) را تامین نماید.

$$\frac{i\sqrt{(M_i^2 + M_a^2)}}{Z_e} < S_s \qquad (۱۳-۲۶)$$

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 110 MPa برای فولاد نرمه و فولاد با آلیاژ کم و 130 MPa برای فولاد ضدزنگ

توجه گردد که 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 بند ۱۳-۴-۶-۲ تامین نمی‌گردد، سیستم لوله می‌تواند با انجام آنالیزهای پیچیده‌تر با در نظر گرفتن اثرات خستگی و تغییرشکل‌های غیرارتجاعی یا تحلیل حدنهایی مورد بررسی قرار گیرد.

۱۳-۴-۶-۴- اتصالات مکانیکی

در لوله‌های بحرانی، جابجایی و دوران و همچنین نیروهای داخلی در اتصالات مکانیکی باید در محدوده‌ی تعریف‌شده توسط سازنده باقی بمانند.

۱۳-۴-۶-۵- مهارهای لرزه‌ای

نیروهای لرزه‌ای ایجاد شده در مهارهای لرزه‌ای و اتصال آنها به سازه و بتن می‌بایست با انجام تحلیل-های استاتیکی و یا دینامیکی محاسبه گردند. کفایت مهارهای لرزه‌ای و اتصالات آنها باید با استفاده از آیین‌نامه‌های طراحی مناسب برای تکیه‌گاه‌های استاندارد، اجزای فولادی و میل‌مهارها در بتن مورد بررسی قرار گیرند. درنظرگرفتن فاصله‌ای حداکثر برابر قطر اسمی لوله برای لوله‌های تا قطر ۵۰ میلیمتر (۲ اینچ) و برابر ۵۰ میلیمتر برای لوله‌های بزرگتر، تا قید مانع حرکت، اجازه داده می‌شود. در این صورت باید ضریب ضربه برابر ۲ در نیروی زلزله‌ای که با احتساب عدم وجود فاصله بدست آمده است، اعمال شود.

۱۳-۴-۶-۶- اجزاء

نیروهای لرزه‌ای به همراه نیروهای بهره‌برداری موثر که در محل اتصال نازل به لوله وارد می‌گردند باید بعنوان بخشی از روال طراحی لوله 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 (Pipe Rack)

سازه‌ی نگهدارنده خط لوله مطابق ضوابط فصل هفتم طراحی می‌شود.

طراحی سایر قسمت‌های خط لوله مشابه بند ۱۳-۴ می‌باشد.

فصل چهاردهم
سازه‌ی فراساحلی

۱۴- سازه‌ی فراساحلی

۱۴-۱- گستره

ضوابط این فصل برای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌ی فراساحلی غیرشناور بوده و طراحی لرزه‌ای سازه‌ی فراساحلی شناور خارج از محدوده 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 معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی) استفاده نمود.

۱۴-۲- کلیات

دو هدف عمده در طراحی این‌گونه سازه‌ها، تامین مقاومت و شکل‌پذیری به ترتیب در زلزله‌های متوسط و شدید می‌باشد. ضوابط تامین مقاومت، بند ۱۴-۴، به منظور تعیین ابعاد اعضای سازه برای مقاومت است بطوریکه 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 ارتعاشی زلزله بررسی می‌شود و سایر آثار لرزه‌ای نظیر تغییرشکل‌های بزرگ یا ناپایداری خاک ناشی از روانگرایی و لغزش نیازمند مطالعات ویژه می‌باشد.

۱۴-۳- 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 ۳-۲-۱ برای این نوع سازه می‌باشد.

۲- زلزله‌ی نادر: این زلزله همان زلزله‌ی سطح خطر سوم طبق بند ۳-۲-۳ می‌باشد مگر آنکه با بررسی فنی و اقتصادی دوره بازگشت دیگری توسط مشاور پیشنهاد و مورد تایید کارفرما قرار گیرد. طراحی سازه برای این زلزله به نوعی است که انتظار می‌رود سازه در آن رفتار غیرارتجاعی گسترده‌ای داشته ولی فرو نریزد.

۱۴-۴- ضوابط تامین مقاومت

۱۴-۴-۱- 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 میرایی ۵٪ استفاده می‌شود. هر سه طیف مذکور باید به صورت جداگانه اعمال و پاسخها طبق بند ۱۴-۴-۳ با درنظر گرفتن ضوابط فصل ۴ ترکیب شوند.

در صورتی‌که مشخصات خاک در طول شمع‌های زیر سکو متفاوت باشد، برای محاسبه آثار مولفه‌های افقی زلزله، شرایط خاک در حوالی سرشمع‌ها ملاک تعیین طیف می‌باشد. برای محاسبه 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 ۴-۱۰-۲ انتخاب و مقیاس شوند.

۱۴-۴-۲- مدل‌سازی

جرم مورد استفاده در تحلیل دینامیکی شامل جرم مرده‌ی سازه (متشکل از اسکلت سازه، تجهیزات و ملحقات)، جرم زنده‌ی واقعی نظیر تجهیزات ثابت همیشگی، 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 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 بصورت سه‌بعدی با درنظرگرفتن توزیع جرم و سختی مدل گردد و آثار عدم تقارن در نظر گرفته شود. برای محاسبه خصوصیات دینامیکی سازه‌ی فراساحلی فولادی متکی بر شمع و دارای مهاربندی، نسبت میرایی برابر ۵٪ در تحلیل ارتجاعی درنظر گرفته می‌شود. هرگاه اطلاعات دقیق‌تری وجود داشته باشد، می‌توان مقادیر میرایی دیگری را بکار برد. در صورتیکه نسبت میرایی، h٪ ، مقداری متفاوت با ۵٪ باشد مقادیر نظیر طیف ۵٪ می‌تواند در ضریب D_s (رابطه ۱۴-۱) ضرب شود.

$$D_s = \frac{-Ln\left(\frac{h}{100}\right)}{Ln(20)} \qquad (۱-۱۴)$$

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 صورتیکه 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 به گونه‌ای درنظر گرفته شود که مجموع جرم‌های مودی آنها از ۹۰ درصد جرم کل سازه در آن راستا کمتر نباشد.

روش تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی، باید با استفاده از حداقل سه زلزله انجام شود. برای مقیاس کردن هریک از مولفه‌ها بطور مستقل (دو مولفه‌ی افقی و یک مولفه‌ی قائم)، با توجه به طیف‌های متناظر حاصل از تحلیل خطر ویژه‌ی ساختگاه، می‌توان از روش بیان شده در 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، تنش‌های مجاز می‌تواند ۳۰ درصد[۱] افزایش داده شود.

رفتار شمع - خاک و نیازهای طراحی شمع باید براساس مطالعات خاص تعیین شود. در این مطالعات باید علاوه بر ترکیب‌بارهای 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 پایداری سازه‌ی فراساحلی و جلوگیری از فروریزش آن در زلزله‌های نادر می‌باشد.

کنترل شکل‌پذیری طبق ضوابط بند ۱۴-۵-۳ به صورت تحلیلی انجام می‌شود. با رعایت ضوابط تامین شکل‌پذیری بند ۱۴-۵-۲، نیاز به کنترل شکل‌پذیری با روش تحلیلی بند ۱۴-۵-۳ نمی‌باشد.

۱- در ترکیبات بارگذاری روش تنش مجاز در سازه‌های فراساحلی در ویرایش‌های قدیمی آیین‌نامه‌های مرجع این افزایش ۷۰ درصد بوده است.

۱۴-۵-۲- تامین شکل‌پذیری

با رعایت ضوابط زیر، انجام مطالعات تحلیلی طبق بند ۱۴-۵-۳ برای کنترل تامین شکل‌پذیری لازم نیست:

- نسبت طیف زلزله‌ی نادر به طیف زلزله‌ی بهره‌برداری مساوی یا کمتر از ۲ باشد.
- خاک پی شمع در بارگذاری چرخه‌ای تحت زلزله‌ی نادر دارای زوال مقاومت نبوده، از پایداری لازم برخوردار باشد
- حداقل از ۸ پایه برای نگهداری سکو استفاده شود.
- پایه‌های سازه‌ی فراساحلی به همراه شمع‌های زیرین آن برای دو برابر مقاومت زلزله‌ی سطح بهره‌برداری طراحی شود.
- نحوه 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، مگر اینکه از کمانش مهاربند فشاری به نحو مقتضی جلوگیری شود.
- 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 مقاومت 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 $13100/F_y$ (F_y = تنش تسلیم فولاد برحسب MPa) محدود شود.
- تمام اعضای غیرلوله‌ای در محل اتصال در قاب‌های قائم به صورت اعضای با مشخصات مقطع فشرده‌ی لرزه‌ای طبق ضوابط بند۱۰-۳-۴-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان باشند یا برای دو برابر نیروی 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 بطور مناسب باشند. آثار غیرخطی هندسی (P-Δ)، 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 پانچ یا نیروهای اسمی مهاربندها تعیین شود. در صورت استفاده از روش تنش مجاز، می‌توان برش مجاز پانچ و ظرفیت‌های مجاز اتصال را ۳۰ درصد[1] افزایش داد.

به منظور محاسبه ظرفیت مجاز برش پانچ، تنشهای اسمی در اعضا بر اساس کمترین مقدار ظرفیت اسمی اعضای متصل به اتصال یا از ترکیب دو برابر نیروی زلزله‌ی سطح بهره‌برداری با بارهای ثقلی، فشار هیدرواستاتیکی و شناوری محاسبه می‌شود.

۱۴-۶-۲- ملحقات و تجهیزات سازه‌ی عرشه

تجهیزات، لوله‌ها و سایر ملحقات عرشه باید به‌گونه‌ای به سازه‌ی اصلی متصل شوند که در مقابل نیروهای زلزله 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 تأخیر در واکنش اضطراری شود، مبذول گردد. مقدار شتاب طراحی باید شامل اثر پاسخ دینامیکی کلی سکو بوده و در صورت نیاز پاسخ دینامیکی سازه‌ی عرشه و ملحقات آنرا (با توجه به ضوابط فصل هشتم) نیز دربرگیرد.

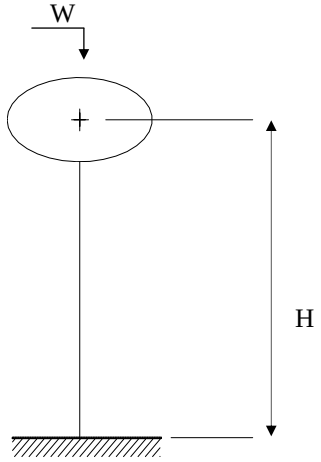
در صورت استفاده از روش‌های تنش‌های مجاز برای طراحی اتصالات تجهیزات متکی یا متصل به عرشه نباید تنش مجاز را افزایش داد.

۱- در ترکیبات بارگذاری روش تنش مجاز در سازه‌های فراساحلی در ویرایش‌های قدیمی آیین‌نامه‌های مرجع این افزایش ۷۰ درصد بوده است.

پیوست ۱
روابط زمان تناوب
سازه‌های غیرساختمانی

پیوست ۱- روابط زمان تناوب سازه‌های غیرساختمانی (فصل هفتم)

الف. زمان تناوب: سازه‌ی یک درجه آزاد طره‌ی خمشی



$$T = 2p\sqrt{\frac{WH^3}{3EIg}}$$

W = وزن متمرکز

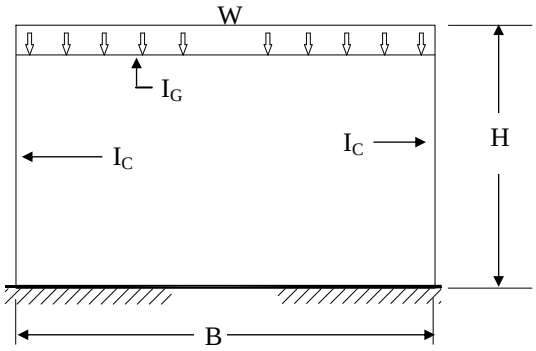
H = ارتفاع طره

E = ضریب ارتجاعی

I = لنگر ماند طره

ب. زمان تناوب: سازه‌ی یک درجه آزاد قاب خمشی

$$T = 1.814\sqrt{\frac{a\,W\,H^3}{E\,I_c\,g}}$$



برای اتصال مفصلی در پای ستون

$$\alpha = \frac{2K+1}{K}$$

برای اتصال گیردار در پای ستون

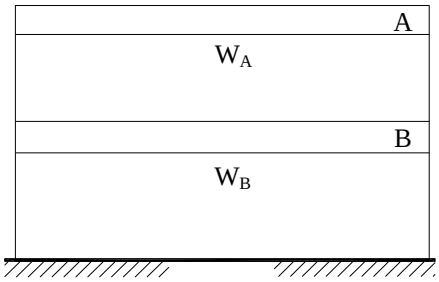
$$\alpha = \frac{3K+2}{6K+1}$$

$$K = \left(\frac{I_G}{I_C}\right)\left(\frac{H}{B}\right)$$

I_C و I_G لنگر ماند ستون و تیر می‌باشند.

پ. زمان تناوب: سازه‌ی دو درجه آزاد

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{W_A C_{aa} + W_B C_{bb} + \sqrt{(W_A C_{aa} - W_B C_{bb})^2 + 4W_A W_B C_{ab}^2}}{2g}}$$



C_{aa} = جابجایی A در اثر اعمال بار واحد در A

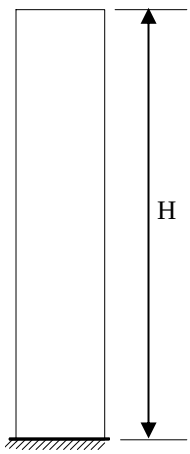
C_{bb} = جابجایی B در اثر اعمال بار واحد در B

C_{ab} = جابجایی B در اثر اعمال بار واحد در A

W_A , W_B = کل نیروی قائم در A یا B

ت. زمان تناوب: ستون طره‌ای یکنواخت

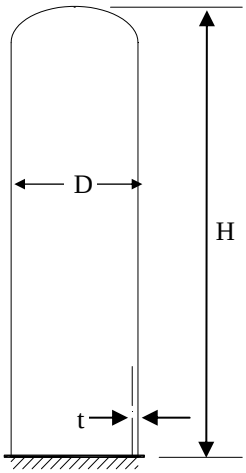
$$T = 1.79\sqrt{\frac{wH^4}{EIg}}$$



w = وزن واحد طول

ث. زمان تناوب: ظرف فولادی استوانه‌ای یکنواخت

$$T = \frac{2.04}{10^5}\left(\frac{H}{D}\right)^2 \sqrt{\frac{WD}{t}}$$



W = وزن (N/m)

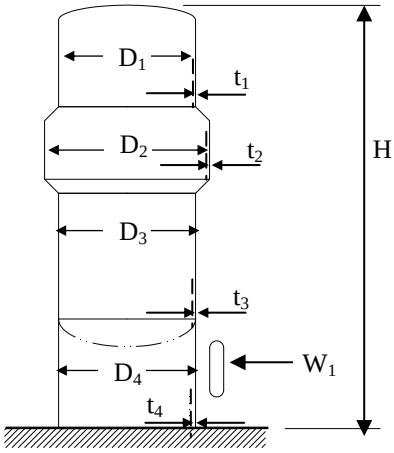
H = ارتفاع (متر)

D = قطر (متر)

t = ضخامت پوسته (سانتیمتر)

ج. زمان تناوب: ظرف فولادی استوانه‌ای غیریکنواخت

$$T = \left(\frac{H}{100}\right)^2 \sqrt{0.4 \times \frac{\sum w\Delta a + \frac{1}{H}\sum Wb}{\sum ED^3 t\Delta g}}$$



H = ارتفاع کل (متر)

w = وزن واحد طول هر بخش (N/m)

W = وزن هر یک از جرم‌های متمرکز (N)

D = قطر (متر)

t = ضخامت پوسته‌ی هر بخش (سانتیمتر)

E = ضریب ارتجاعی (مگا نیوتن بر سانتیمتر مربع)

g, b, a = ضرایبی که بستگی به نسبت ارتفاع به ارتفاع کل، h_x/H، دارد. Δa و Δg تفاوت مقادیر مزبور از بالا تا پایین هر بخش با وزن یکنواخت و قطر و ضخامت ثابت می‌باشند. b برای هر جرم متمرکز جداگانه حساب می‌شود. این مقادیر در جدول صفحه‌ی بعد آورده شده است.

hx/H	*a*	*b*	*g*	hx/H	*a*	*b*	*g*
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

فهرست مراجع

1- ACI Committee 307, "Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-08) and Commentary", 2008.

2- ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary", 2008.

3- ACI Committee 371, "Guide for the Analysis, Design, and Construction of Concrete-Pedestal Water Towers (ACI 371)", 1998.

4- ACI Committee 350, "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-06) and Commentary (350.3R-06)", 2006.

5- American Lifelines Alliance, "Seismic Design and Retrofit of Piping Systems", 2002.

6- American Lifelines Alliance, "Seismic Guidelines for Water Pipelines", 2005.

7- ANSI/AISC, “Specifications for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-05)”, 2005

8- API Recommended Practice 2A WSD (RP 2A-Wsd) Twenty-First Edition, "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design", 2000.

9- API Standard 650, "Welded Steel Tanks for Oil Storage", 10th Edition 2007, Addendum 4, 2005

10- API Standard 650, "Welded Tanks for Oil Storage", 11th Edition 2007, Addendum 1, 2008 and Addendum 2, 2009

11- ASCE, "Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", American Society of Civil Engineers , 2000.

12- ASCE Standard ASCE/SEL 7-10, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineering, 2010.

13- ASCE-97, "Guideline for Seismic Evaluation and Design of Petrochemical Facilities", American Society of Civil Engineers, 1997.

14- Bozorgnia ,Y., and Bertero V.V., "Earthquake Engineering, from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering", CRC Press, 2004.

15- DOE-STD-1020-2002, "Natural Phenomena Hazards Design and Evaluation Criteria for Department of Energy Facilities", U.S. Department of Energy, 2002.

16- Eurocode 8, "Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures-Part 4: Silos, Tanks and pipelines", BSI, 1999.

17- FEMA 450, "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures", 2003.

18- Federal Emergency Management Agency, "Pre standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356", 2000.

19- Indian Institute of Technology, “Guidelines for Seismic Design of Buried Pipelines”, 2007

20- ICC , "International Building Code", International Code Council, IBC 2009.

21- ISO 19901-2:2004, "Petroleum and Natural Gas Industries – Specific Requirements for Offshore Structures Part 2: Seismic Design Procedures and Criteria", 2004.

22- Japan Gas Association, Japan Society of Civil Engineers, "Recommended Practices for Earthquake Resistant Design of Gas Pipelines", 2000.

23- Malhotra, P.K., Wenk, T., and Wieland, M., "Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks", Structural Engineering International, Reports, Vol.3, pp.197-201, 2000.

24- McDonough, P.W., "Seismic Design Guide for Natural Gas Distributors", American Society of Civil Engineers, 1995.

25- O'Rourke, M.J., and Liu, X., "Response of Buried Pipelines Subjected to Earthquake Effects", Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 1999.

26- Structural Engineers Association of California, "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", 1999.

27- U.S. Department of Energy, "Seismic Evaluation Procedure for Equipment in U.S. Department of Energy Facilities", 1997.

28- Veletsos , "Dynamics of structure – foundation systems, Foundation and Geotechnical Engineering Division", American Society of Civil Engineers (ASCE), 1977.

29- Wozniak, R.S., and Mitchell, W.W., "Basis of Seismic Design Provisions for Welded Steel Oil Storage Tanks", Sessions on Advances in Storage Tank Design, American Petroleum Institute, 1978.

30- استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ″ آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله″، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴.

31- ″آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تاسیسات و سازه‌های صنعت نفت″، معاونت امور مهندسی و ساخت داخل وزارت نفت، نشریه شماره ۰۳۸، ۱۳۸۶.

32- ″راهنمای طرح لرزه‌ای تاسیسات نفتی″، معاونت امور مهندسی و فناوری وزارت نفت، نشریه شماره ۰۲۷، ۱۳۸۲.

33- مقررات ملی ساختمان: مبحث ششم، "بارهای وارد بر ساختمان"، وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۸۵.

Iranian Seismic Design Code for Oil Industries

(2nd Edition)

این نشریه

با عنوان "آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تاسیسات و سازه‌های صنعت نفت" به منظور ایجاد هماهنگی و یکنواختی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و تاسیسات در 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 یک پیوست تهیه شده و در تدوین آن شرایط و ویژگی‌های جغرافیایی و پهنه‌بندی خطر لرزه‌ای ایران مدنظر قرار داده شده است.

به منظور سهولت در استفاده از آیین‌نامه، نسخه الکترونیکی آن در قالب لوح فشرده (CD) نیز تهیه شده که ضمیمه نشریه می‌باشد.

ISBN:978-600-90129-2-3

9 786009 012923

Pub.No.038 - 10