جمهوری اسلامی ایران

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود

نشریه شماره ۳۶۰

(تجدید نظر اول)

معاونت نظارت راهبردی
امور نظام فنی
nezamfanni.ir

۱۳۹۲

بسمه‌تعالی

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	شماره:	۹۲/۱۳۱۰۱۰
	تاریخ:	۱۳۹۲/۱۲/۲۶

موضوع : دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود (تجدید نظر اول)

به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و مواد (۶) و (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی- مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویب‌نامه شماره ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست استاندارد فنی شماره ۳۶۰ امور نظام فنی، با عنوان «**دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود– تجدید نظر اول**» از نوع گروه اول ابلاغ می‌شود.

رعایت مفاد این ضابطه برای دستگاه‌های اجرایی، مشاوران، پیمانکاران و سایر عوامل ذینفع نظام فنی اجرایی، از تاریخ ۱۳۹۳/۰۷/۰۱ الزامی است.

مفاد این بخشنامه و دستورالعمل فنی پیوست، با عنوان «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود- تجدید نظر اول» جایگزین مفاد و پیوست بخشنامه شماره ۱۰۰/۱۷۷۷۲۱ مورخ ۱۳۸۵/۱۰/۲۷ می‌شود.

امور نظام فنی این معاونت در مورد مفاد نشریه پیوست، دریافت کننده نظرات و پیشنهادهای اصلاحی مربوط بوده و عهده‌دار اعلام اصلاحات لازم به طور ادواری خواهد بود.

محمد باقر نوبخت
معاون برنامه ریزی و
نظارت راهبردی رئیس
جمهور

ش ش: ۱۵۱۵۹۳

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

امور نظام فنی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس‌جمهور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این نشریه نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هر گونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید.

۱. شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.
۲. ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.
۳. در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.
۴. نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این امور نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، میدان بهارستان، خیابان دانشسرا، مرکز تلفن ۳۳۲۷۱ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، امور نظام فنی

Email: info@nezamfanni.ir web:nezamfanni.ir

به نام خداوند بخشنده و مهربان

پیشگفتار اول

انسان از آغاز خلقت همواره با موضوع بلایای طبیعی مواجه بوده و تلاش نموده است تا این حوادث و سوانح طبیعت را مدیریت و کنترل نماید و زندگی خود را از این خطرات، ایمن و محفوظ دارد. در میان بلایای طبیعی، **زلزله** از ویژگی‌های خاصی برخوردار بوده و در قرن گذشته با توجه به عوامل زیر اهمیت بیش‌تری به مدیریت بحران زلزله داده شده است:

- افزایش تعداد شهرها در نقاط مختلف که بسیاری در مناطق فعال لرزه‌خیز واقعند.
- گسترش و توسعه شهرها به گونه‌ای که گسل‌های زیادی در داخل شهرها قرار گرفته‌اند.
- افزایش تراکم جمعیت شهرها که باعث افزایش تعداد قربانیان زلزله گردیده است.
- افزایش کمی و کیفی تاسیسات و امکانات مختلف شهری، که باعث افزایش سرمایه‌گذاری انسان در شهرها و گسترش خسارات مالی ناشی از زلزله شده است.
- پیشرفت دانش لرزه‌شناسی و مهندسی زلزله، که بشر را قادر به ثبت اطلاعات زلزله‌های گذشته و تجزیه و تحلیل هر چه دقیق‌تر آن‌ها نموده است.

ایران از نظر لرزه‌خیزی در منطقه‌ی فعال جهان قرار دارد و به گواهی اطلاعات مستند علمی و مشاهدات قرن بیستم از خطرپذیرترین مناطق جهان در اثر زمین لرزه‌های پرقدرت محسوب می‌شود. در سال‌های اخیر به طور متوسط هر پنج سال یک زمین لرزه با صدمات جانی و مالی بسیار بالا در نقطه‌ای از کشور رخ داده است و در حال حاضر ایران در صدر کشورهایی است که وقوع زلزله در آن با تلفات جانی بالا همراه است. گرچه جلوگیری کامل از خسارات ناشی از زلزله‌های شدید بسیار دشوار است لیکن با افزایش سطح اطلاعات در رابطه با لرزه‌خیزی کشور، آموزش همگانی و ترویج فرهنگ ایمنی، شناسایی و مطالعه دقیق وضعیت آسیب‌پذیری مستحدثات (ساختمان‌ها، تاسیسات زیربنایی و شریان‌های حیاتی) و ایمن‌سازی و مقاوم‌سازی صحیح و اصولی آن‌ها، می‌توان تا حد مطلوب تلفات و خسارات ناشی از زلزله‌های آتی را کاهش داد.

یکی از برنامه‌های مهم در دست اقدام دولت برای کاهش خطرپذیری کشور در برابر زلزله که راهبری و مدیریت آنرا سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور برعهده دارد، **برنامه‌ی مطالعه و اجرای مقاوم‌سازی ساختمان‌های دولتی مهم، تاسیسات زیربنایی و شریان‌های حیاتی کشور** است و در این برنامه در قالب طرح‌های تملک دارایی‌های سرمایه‌ای از سال ۸۱ موضوع در دست اقدام می‌باشد که شامل مستحدثات زیر است :

- بیمارستان‌های بزرگ و مراکز امدادرسانی و آتش‌نشانی
- ساختمان‌های استراتژیک و مراکز مهم دفاعی
- مراکز آموزش عالی و مدارس
- پل‌های مهم شهر تهران و پل‌های مهم راه‌آهن

- تاسیسات مهم نفت و گاز و پالایشگاه‌های اصلی کشور
- مراکز مهم مخابراتی، اطلاع‌رسانی و صدا و سیما
- تاسیسات مهم تولید و توزیع برق و شبکه آبرسانی شهری

از جمله نیازها و ملزومات مهم این برنامه **لزوم تدوین ضوابط، دستورالعمل‌ها و معیارهای فنی بهسازی لرزه‌ای مستحدثات موجود** می‌باشد که این امر در سیاست‌های ابلاغی مقام معظم رهبری در خصوص پیشگیری و مدیریت بحران‌های طبیعی و نیز در سند توسعه فرابخشی کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله مورد تاکید قرار گرفته است.

در طی ۵۰ سال گذشته، تحقیقات زیادی در زمینه‌ی مهندسی زلزله صورت پذیرفته و بدون شک منشاء تحولاتی بنیادی در آیین‌نامه‌های کشور و موجب ارتقای دانش مهندسین شده است. بر این اساس و با توجه به اهمیت موضوع، معاونت امور فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور برآن شد که زمینه‌ی تدوین دستورالعملی ملی جهت بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود را فراهم نماید. پس از بررسی‌های اولیه این مهم در سال ۱۳۷۹ به پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله واگذار شد. پس از تهیه‌ی پیش‌نویس توسط پژوهشگاه یادشده و داوری و نهایی‌شدن آن در خرداد سال ۱۳۸۱ این دستورالعمل آماده و منتشر شد و در طرح‌های مقاوم‌سازی توسط مهندسان مشاور به‌کار گرفته شد. در سال‌های ۸۴ و ۸۵ با توجه به بازخوردهای حاصل از طرح‌های مقاوم‌سازی و نظرات دریافت‌شده، این دستورالعمل در قالب گروه‌های کاری و کمیته‌ی عالی متشکل از گروه تهیه‌کننده‌ی دستورالعمل، مهندسان مشاور مسوول در طرح‌های مقاوم‌سازی، گروه هدایت فنی مدیر طرح طرح‌های مقاوم‌سازی و متخصصان صاحب‌نام زلزله کشور، مورد بازنگری قرار گرفت و در مجموعه‌ی حاضر نقطه‌نظرات تمامی متخصصان و مهندسان مشاور اعمال شده است.

چارچوب پیش‌نویس اولیه‌ی دستورالعمل، براساس گزارش‌های FEMA به خصوص FEMA 273، FEMA 274، FEMA356 و FEMA 357 قرار داشت. گروه‌های تخصصی، از منابع دیگر به ویژه آیین‌نامه‌های ۲۸۰۰، آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا)، مقررات ملی ساختمانی ایران، گزارش‌های ATC، گزارش‌های NEHRP، گزارش‌های SAC و گزارش‌های Tri Services نیز استفاده نمودند.

نتیجه‌ی کار دستورالعملی است که روال ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها را برای سطوح مختلف عملکرد ارایه نموده است. درمورد بسیاری از اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای خاص ایران معیارهای پذیرش و بهسازی مناسب عرضه‌شده و روش‌های جمع‌آوری اطلاعات، سازگاری‌های لازم را با شرایط کشور یافته است.

با همه‌ی تلاش انجام‌شده قطعاً هنوز کاستی‌هایی موجود است که إن‌شاءا... کاربرد عملی و در سطح وسیع این دستورالعمل توسط مهندسین موجبات شناسایی و برطرف‌نمودن آن‌ها را فراهم خواهد نمود.

معاونت امور فنی سازمان از آقای **دکتر عباسعلی تسنیمی** رییس پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله و آقای **دکتر بهرخ حسینی هاشمی** مجری پروژه به خاطر زحمات و کوشش‌های فراوان ایشان در تهیه و تدوین دستورالعمل، قدردانی و سپاسگزاری می‌نماید. همچنین لازم می‌داند از همکاران ایشان در پژوهشگاه یادشده، متخصصان زلزله، مهندسان مشاور و اعضای هیات علمی مراکز تحقیقاتی و دانشگاهی، به شرح زیر، که در تهیه و بروزرسانی این دستورالعمل ما را یاری نمودند، تشکر نماید:

اسامی کمیتهِی اصلی و همکاران تهیه‌کننده‌ی دستورالعمل به‌ترتیب حروف الفبا

الف : کارگروه اصلی تهیه‌کننده‌ی ویرایش اول دستورالعمل (سال ۱۳۸۱)

۱- فرهاد بهنام‌فر
۲- بهرخ حسینی هاشمی (مجری پروژه)
۳- عبدالرضا سروقد مقدم
۴- علی‌اصغر طاهری بهبهانی
۵- محسن غفوری آشتیانی (مدیر پروژه)

ب : کارگروه همکار در تهیه‌ی ویرایش اول دستورالعمل (سال ۱۳۸۱)

۱- فرهاد بهنام‌فر
۲- محسن تهرانی‌زاده
۳- محمد کاظم جعفری ممقانی
۴- نقدعلی حسین‌زاده
۵- محمود حسینی
۶- بهرخ حسینی هاشمی
۷- مهدی زارع
۸- کارن زند
۹- عبدالرضا سروقد مقدم
۱۰- کیوان صابری
۱۱- منصور ضیایی‌فر
۱۲- فرامرز عالمی
۱۳- فرجا... عسکری
۱۴- محمودرضا ماهری
۱۵- مهرتاش معتمدی
۱۶- کیان میرزا
۱۷- سید مجدالدین میرمحمد میرحسینی
۱۸- اکبر واثقی
۱۹- محمد قاسم وتر

پ : کارگروه به روز رسانی دستورالعمل (سال ۱۳۸۵-۱۳۸۴)

۲۰- محمدتقی احمدی
۲۱- رضا اسفندیاری صدق

۲۲- فرهاد بهنام‌فر

۲۳- علی تبـار

۲۴- محسن تهرانی‌زاده

۲۵- بهرخ حسینی هاشمی

۲۶- عبدالرضا سروقد مقدم

۲۷- محسن حائری (فصل ۴)

۲۸- فرجا... عسکری (فصل ۴)

۲۹- سیدجواد قانع‌فر (فصل ۴)

۳۰- محسن کمالیان (فصل ۴)

۳۱- بهروز گتمیری (فصل ۴)

ت : کمیته‌ی تصویب دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای (سال ۱۳۸۵-۱۳۸۴)

۱- محمدتقی احمدی

۲- رضا اسفندیاری صدق

۳- مهرداد اشتری

۴- علی‌رضا آقابابایی مبارکه

۵- علی‌اکبر آقاکوچک

۶- فرهاد بهنام‌فر

۷- اسماعیل پورشاهید

۸- علی تبـار

۹- عباسعلی تسنیمی

۱۰- محسن تهرانی‌زاده

۱۱- محسن حائری

۱۲- سیدمحمود حسینی

۱۳- بهرخ حسینی هاشمی

۱۴- مرتضی زاهدی

۱۵- عبدالرضا سروقد مقدم

۱۶- حمزه شکیب

۱۷- شاپور طاحونی

۱۸- فرجا... عسکری

۱۹- محسن غفوری آشتیانی

۲۰- محسن کمالیان

۲۱- بهروز گتمیری

۲۲- شاهرخ مالک

۲۳- محمودرضا ماهری

۲۴- رسول میرقادری

۲۵- تیمور هنربخش

همکاران دیگر: آقایان گودرز احمدی، محسن اعتمادی، حسن حاج کاظمی، حمیدرضا خاشعی، عیسی سلاجقه، ساسان عشقی، مهدی قالیبافیان، ارسلان قهرمانی.

همچنین از تلاش و جدیت مدیرکل محترم دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، سرکار خانم مهندس بهناز پورسید، معاون و کارشناس دفتر آقایان مهندس علی تبار و مهندس رضا اسفندیاری صدق در هدایت امر تهیه و بروزرسانی دستورالعمل و حضور موثر در کارگروه‌ها و کمیته‌ی تصویب تشکر و قدردانی می‌نماید. بر خود لازم می‌داند از زحمات آقای مهندس علی‌رضا باقری و خانم مهندس شهرزاد روشن‌خواه، کارشناسان دفتر در بازخوانی و اصلاح متن نهایی سپاسگزاری نماید. امید است شاهد توفیق روزافزون همه‌ی این بزرگواران در خدمت به مردم شریف ایران اسلامی باشیم.

حبیب امین‌فر

معاون امور فنی

زمستان ۱۳۸۵

بسمه تعالی

پیشگفتار دوم

به‌روزرسانی، بازنگری و اصلاح ضوابط و دستورالعمل‌های فنی موجود، همواره یکی از رویکردهای معاونت نظارت راهبردی است. در این راستا و با سپری شدن قریب به ۷ سال از انتشار اولین ویرایش نشریه شماره ۳۶۰ با عنوان "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"، بازنگری آن با مشارکت اساتید و متخصصان این رشته، امری اجتناب ناپذیر است. از سوی دیگر باتوجه به اینکه در حال حاضر پروژه‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های عمومی، دولتی مهم و شریان‌های حیاتی کشور با تعداد و حساسیت بسیار زیاد در حال ارزیابی، طراحی و اجرا است و در اکثر پروژه‌های ساختمانی، این دستورالعمل به عنوان مرجع اصلی به کار گرفته می‌شود، بازنگری آن براساس بازخوردهای به دست آمده از جامعه فنی- مهندسی اهمیتی دو چندان دارد.

معاونت نظارت راهبردی (امور نظام فنی) در راستای وظایف و مسوولیتهای قانونی براساس ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، نظام فنی و اجرایی کشور (مصوبه شماره ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیات محترم وزیران) و برنامه مقاوم‌سازی ساختمانهای دولتی مهم، تاسیسات زیربنایی و شریانهای حیاتی کشور، اقدام به تجدید نظر این نشریه با عنوان «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود- تجدید نظر اول» نموده‌است. در ویرایش جدید ضمن به‌روزرسانی مبانی دستورالعمل براساس آیین‌نامه‌های معتبر جهانی، سعی شده است تا ضوابط تحلیل و ارزیابی، هرچه بیشتر با شرایط اقتصادی، اجتماعی و توانایی‌های مهندسی کشور مطابقت داشته باشد. ازجمله تغییرات ساختاری ایجاد شده می‌توان به موارد زیر اشاره داشت:

۱- ارائه مطالب مرتبط با جمع‌آوری اطلاعات و بازرسی وضعیت موجود در یک فصل مجزا
۲- تغییر مبانی ارزیابی سازه‌های فولادی از روش تنش مجاز به روش حالت حدنهایی (LRFD)
۳- تغییر ضوابط و مبانی ارزیابی ساختمان‌های مصالح بنایی به روش عملکردی
۴- ارائه ضوابط مربوط به دیافراگم و میانقاب در یک فصل مجزا
۵- افزودن فصل بهسازی ساده جهت سهولت در فرآیند ارزیابی و بهسازی ساختمان‌های با هدف بهسازی مبنا و با تعداد طبقات محدود

معاونت نظارت راهبردی به این وسیله از شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس که مسوولیت انجام این پروژه را به عهده داشته‌است و همچنین تمامی افرادی که در تهیه، تدوین و اصلاح این نشریه اهتمام ورزیده‌اند، جناب آقای مهندس حمزه مصطفوی رییس امور نظام فنی، جناب آقای مهندس توتونچی معاون امور نظام فنی، کارشناسان امور نظام فنی و نیز نهادها و کارشناسانی که با اظهارنظرهای اصلاحی و ارشادی، این معاونت را در جهت تکمیل آن یاری نموده‌اند، سپاسگزاری و قدردانی می‌نماید. امید است که اینگونه حمایت‌ها و همکاری‌ها ادامه یافته و در آینده نیز ما را در جهت افزایش غنای فنی این نشریه مساعدت نمایید.

معاون نظارت راهبردی

زمستان ۱۳۹۲

تهیه و کنترل دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود- تجدید نظر اول (نشریه شماره ۳۶۰)

در بازنگری این نشریه، جمع‌آوری اطلاعات اولیه شامل بررسی بازخوردها، اسناد مرتبط، آیین نامه‌های معتبر بین‌المللی و تهیه پیش‌نویس اولیه، توسط مجری پروژه انجام شد. سپس ضمن استفاده از پشتیبانی فنی- تخصصی مجری، بررسی متن هر فصل توسط کمیته‌هایی متشکل از اساتید و صاحب‌نظران کشور (کمیته اصلی) صورت پذیرفت. در نهایت بررسی متن نهایی، با برگزاری جلسات کمیته تلفیق، توسط نمایندگان هر یک از زیرکمیته‌های موضوعی کمیته اصلی، انجام و متن نهایی تصویب شد.

مجری (پشتیبانی فنی- تخصصی):

شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس

اعضای کمیته اصلی بازنگری دستورالعمل به ترتیب حروف الفبا

۱- محمدتقی احمدی	دانشگاه تربیت مدرس	عضو زیرکمیته فصول ۳، ۱۱
۲- رضا اسفندیاری صدق	امور نظام فنی	عضو زیرکمیته فصول ۳، ۱۱
۳- علیرضا آقابابایی مبارکه	شرکت مهندسان مشاور ایمن سازه فدک	مسئول زیرکمیته فصل ۶ و عضو زیرکمیته فصل ۷
۴- علی اکبر آقاکوچک	دانشگاه تربیت مدرس	مسئول زیرکمیته فصل ۳ و عضو زیرکمیته فصول ۵، ۱۱
۵- فرهاد بهنام‌فر	دانشگاه صنعتی اصفهان	عضو زیرکمیته فصل ۴
۶- منصور بیات	شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس	نماینده مجری در زیرکمیته فصل ۴، ۶
۷- فرزاد پارسا	امور نظام فنی	کارشناس مسئول پروژه و عضو زیرکمیته فصل ۷
۸- اسماعیل پورشاهید	شرکت مهندسان مشاور شالوده سازان شبکه	مسئول زیرکمیته فصل ۹ و عضو زیرکمیته فصل ۲
۹- مسعود پهلوان	شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس	نماینده مجری در تمامی زیرکمیته‌ها
۱۰- علی تبار	امور نظام فنی	عضو زیرکمیته فصول ۵، ۷
۱۱- عباسعلی تسنیمی	پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	مسئول زیرکمیته فصل ۷ و عضو زیرکمیته فصل ۶
۱۲- محسن تهرانی زاده	دانشگاه صنعتی امیرکبیر	مسئول زیرکمیته فصل ۴ و عضو زیرکمیته فصول ۳، ۷، ۱۱
۱۳- سیدمحسن حائری	دانشگاه صنعتی شریف	عضو زیرکمیته فصل ۴
۱۴- محمود حسینی	پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	عضو زیرکمیته فصل ۹
۱۵- بهرخ حسینی هاشمی	پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	مسئول زیرکمیته فصول ۵، ۸ و عضو زیرکمیته فصول ۳، ۱۱
۱۶- بهمن حشمتی	شرکت مهندسان مشاور سانو	عضو زیرکمیته فصول ۲، ۹
۱۷- حمیدرضا خاشعی	امور نظام فنی	مسئول زیرکمیته فصول ۱، ۱۰ و عضو زیرکمیته فصول ۲، ۶
۱۸- مجید رضایی	شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس	نماینده مجری در زیرکمیته فصول ۲، ۷
۱۹- شهرزاد روشن‌خواه	امور نظام فنی	عضو زیرکمیته فصل ۴
۲۰- مرتضی زاهدی	دانشگاه علم و صنعت	عضو زیرکمیته فصل ۶

۲۱- حیدر زنگنه	شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس	نماینده مجری در تمامی زیرکمیته‌ها
۲۲- حامد سرمست	امور نظام فنی	عضو زیرکمیته فصل ۹
۲۳- عبدالرضا سروقد مقدم	پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	مسئول زیرکمیته فصل ۱۱ و عضو زیرکمیته فصول ۳، ۶، ۷
۲۴- مسعود سلطانی محمدی	دانشگاه تربیت مدرس	عضو زیرکمیته فصل ۴
۲۵- محسن شبانکاره	شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس	عضو زیرکمیته فصول ۲، ۷، ۸
۲۶- علی شفیعی	پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	عضو زیرکمیته فصل ۴
۲۷- حمزه شکیب	دانشگاه تربیت مدرس	عضو زیرکمیته فصل ۷
۲۸- شاپور طاحونی	شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس	عضو زیرکمیته فصول ۳، ۴، ۵، ۱۱
۲۹- فرج ا... عسکری	پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	عضو زیرکمیته فصل ۴
۳۰- محسن غفوری آشتیانی	پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	عضو زیرکمیته فصول ۱، ۳، ۱۱
۳۱- افشین کلانتری	پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	عضو زیرکمیته فصل ۹
۳۲- بهروز گتمیری	دانشگاه تهران	عضو زیرکمیته فصل ۴
۳۳- تیمور هنربخش	شرکت مهندسان مشاور سرزمین	مسئول زیرکمیته فصول ۲، ۸ و عضو زیرکمیته فصل ۷

اعضای کمیته تلفیق بازنگری دستورالعمل به ترتیب حروف الفبا

۱- علیرضا آقابابایی مبارکه	شرکت مهندسان مشاور ایمن سازه فدک
۲- علی اکبر آقاکوچک	دانشگاه تربیت مدرس
۳- فرزاد پارسا	امور نظام فنی
۴- اسماعیل پورشاهید	شرکت مهندسان مشاور شالوده سازان شبکه
۵- مسعود پهلوان	شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس
۶- علی تبار	امور نظام فنی
۷- عباسعلی تسنیمی	پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله
۸- محسن تهرانی زاده (رییس کمیته)	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
۹- بهرخ حسینی هاشمی	پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله
۱۰- حمیدرضا خاشعی	امور نظام فنی
۱۱- حیدر زنگنه	شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس
۱۲- عبدالرضا سروقد مقدم	پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله
۱۳- محسن غفوری آشتیانی	پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله
۱۴- شاپور طاحونی	شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس
۱۵- تیمور هنربخش	شرکت مهندسان مشاور سرزمین

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

فصل اول: مقدمات بهسازی لرزه‌ای

۱-۱- محدوده‌ی کاربرد ۳

۱-۲- مبانی بهسازی..... ۳

۱-۳- مراحل ارزیابی و بهسازی..... ۳

۱-۳-۱- ملاحظه ویژگی‌های فنی..... ۳

۱-۳-۲- انتخاب هدف بهسازی ۴

۱-۳-۳- جمع‌آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان ۴

۱-۳-۴- نیاز یا عدم نیاز به بهسازی..... ۴

۱-۳-۵- انتخاب روش ارزیابی و بهسازی..... ۴

۱-۳-۶- ارائه‌ی طرح بهسازی و ارزیابی آن... ..... ۵

۱-۴- هدف بهسازی..... ۵

۱-۴-۱- بهسازی مبنا ۵

۱-۴-۲- بهسازی مطلوب..... ۵

۱-۴-۳- بهسازی ویژه..... ۵

۱-۴-۴- بهسازی محدود..... ۶

۱-۴-۵- بهسازی موضعی..... ۶

۱-۵- سطوح عملکرد ساختمان..... ۶

۱-۵-۱- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای..... ۶

۱-۵-۲- سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای..... ۷

۱-۵-۳- سطوح عملکرد کل ساختمان..... ۸

۱-۶- راهبردهای بهسازی ۱۰

۱-۷- تحلیل خطر زلزله ۱۰

۱-۷-۱- کلیات ۱۰

۱-۷-۲- طیف طرح شتاب ۱۰

۱-۷-۳- انتخاب شتاب‌نگاشت سازگار با خطر زلزله ۱۴

۱-۷-۴- تحلیل خطر ۱۴

فصل دوم: گردآوری مدارک و اطلاعات، شناخت وضع موجود

۲-۱- محدوده ۱۹
۲-۲- اطلاعات وضعیت موجود ساختمان..... ۱۹
۲-۲-۱- سیستم سازه ای و پیکربندی ساختمان ۱۹
۲-۲-۲- مشخصات مصالح ۱۹
۲-۲-۳- مشخصات پی و ساختگاه ۱۹
۲-۲-۴- ساختمان‌های مجاور... ..... ۲۰
۲-۳- سطوح اطلاعات ۲۱
۲-۳-۱- کلیات ۲۱
۲-۳-۲- ضریب آگاهی ۲۱
۲-۴- مقاومت مصالح ۲۱
۲-۵- روش‌های آزمایش برای ارزیابی و مطالعات بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها ۲۲
۲-۵-۱- کلیات ۲۲
۲-۵-۲- تعیین خصوصیات لرزه‌ای ساختمان ۲۲
۲-۵-۳- تهیه مشخصات مصالح به کار رفته در ساختمان ۲۲
۲-۵-۴- آزمایش‌های غیر مخرب ۲۲
۲-۵-۵- آزمایش‌های مخرب ۲۳
۲-۶- جمع آوری اطلاعات و بازرسی وضع موجود ساختگاه، خاک و سازه پی ۲۴
۲-۶-۱- تعیین ویژگی‌ها ۲۴
۲-۶-۲- مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری..... ۲۴
۲-۶-۳- اطلاعات مربوط به خاک محل ساختمان و شالوده (سازه پی) ۲۶
۲-۷- جمع‌آوری اطلاعات و بازرسی وضعیت موجود اعضا و اجزای سازه‌ای ساختمان..... ۲۸
۲-۷-۱- کلیات..... ۲۸
۲-۷-۲- اعضا و اجزای فولادی..... ۲۸
۲-۷-۳- اعضا و اجزای بتنی ۳۲
۲-۷-۴- اعضا و اجزای بنایی..... ۴۱
۲-۸- جمع آوری اطلاعات و بازرسی وضعیت موجود اجزای غیرسازه‌ای ساختمان ۴۹
۲-۸-۱- بازرسی وضعیت موجود..... ۴۹

۲-۸-۲- تعداد نمونه‌ها جهت بازرسی.....۴۹

فصل سوم : روش‌های تحلیل

۳-۱- مقدمه.....۵۳
۳-۲- ضوابط کلی تحلیل ۵۳
۳-۲-۱- انتخاب روش تحلیل.....۵۳
۳-۲-۲- مدل‌سازی.....۵۳
۳-۲-۳- پیچش.....۵۵
۳-۲-۴- دیافراگم‌ها.....۵۶
۳-۲-۵- اثرات $P-\Delta$ ۵۶
۳-۲-۶- اندرکنش خاک و سازه ۵۶
۳-۲-۷- اثر همزمان مولفه‌های زلزله ۵۶
۳-۲-۸- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی.....۵۸
۳-۲-۹- بررسی اعتبار فرضیات طراحی ۵۸
۳-۲-۱۰- واژگونی ۵۸
۳-۲-۱۱- تلاش‌های تغییرشکل کنترل و نیرو کنترل.....۵۸
۳-۳- روش‌های تحلیل خطی.....۶۰
۳-۳-۱- محدوده کاربرد روش‌های خطی.....۶۰
۳-۳-۲- محاسبه سختی در روش های تحلیل خطی.....۶۰
۳-۳-۳- روش تحلیل استاتیکی خطی.....۶۲
۳-۳-۴- روش تحلیل دینامیکی خطی.....۶۵
۳-۳-۵- کنترل واژگونی در روش‌های خطی.....۶۷
۳-۴- روش‌های تحلیل غیرخطی ۶۸
۳-۴-۱- محدوده‌ی کاربرد روش‌های غیرخطی.....۶۸
۳-۴-۲- محاسبه سختی و مقاومت در روش‌ها.....۶۹
۳-۴-۳- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی. ۶۹
۳-۴-۴- روش تحلیل دینامیکی غیرخطی.....۷۴
۳-۴-۵- کنترل واژگونی.....۷۵
۳-۵- ظرفیت اجزای سازه.....۷۵

۳-۵-۱- ظرفیت اجزا در روش‌های خطی.....۷۵
۳-۵-۲- ظرفیت اجزا در روش‌های غیرخطی.....۷۶
۳-۶- معیارهای پذیرش.....۷۶
۳-۶-۱- روش‌های خطی.....۷۶
۳-۶-۲- روش‌های غیرخطی.....۷۸
۳-۷- ملاحظات تکمیلی روش‌های تحلیل.....۷۹
۳-۷-۱- پیوستگی ۷۹
۳-۷-۲- دیوارها.....۷۹
۳-۷-۳- اجزای غیرسازه‌ای ۸۱
۳-۷-۴- ساختمان‌های با اعضای مشترک.....۸۱
۳-۷-۵- درزهای انقطاع.....۸۱

فصل چهارم- ساختگاه و پی

۴-۱- محدوده‌ی کاربرد.....۸۵
۴-۲- مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری.....۸۵
۴-۲-۱- گسلش.....۸۵
۴-۲-۲- روانگرایی.....۸۵
۴-۲-۳- فرونشست.....۸۵
۴-۲-۴- زمین‌لغزش و سنگ‌ریزش.....۸۵
۴-۳- کاهش مخاطرات ساختگاهی ۸۶
۴-۴- ظرفیت باربری ، مقاومت ، سختی و معیارهای پذیرش پی.....۸۶
۴-۴-۱- ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی.....۸۶
۴-۴-۲-مشخصات نیرو- تغییرشکل پی.....۸۷
۴-۴-۳- معیارهای پذیرش.....۹۶
۴-۵- فشار لرزه‌ای جانبی خاک.....۹۹
۴-۶- بهسازی پی. ۹۹
۴-۷- کاهش حرکت ورودی و افزایش میرایی ناشی از انعطاف‌پذیری خاک.....۱۰۰
۴-۷-۱- نسبت میرایی معادل.....۱۰۰

فصل پنجم - سازه ها و اجزای فولادی

۵-۱- محدوده‌ی کاربرد..... ۱۰۵

۵-۲- ضوابط و فرضیات ارزیابی..... ۱۰۵

۵-۲-۱- سختی..... ۱۰۵

۵-۲-۲- مقاومت..... ۱۰۹

۵-۲-۳- معیارهای پذیرش..... ۱۱۰

۵-۲-۴- معیارهای بهساز..... ۱۱۰

۵-۳- قاب‌های خمشی فولادی..... ۱۱۱

۵-۳-۱- کلیات..... ۱۱۱

۵-۳-۲- قاب‌های خمشی با اتصالات صل..... ۱۱۱

۵-۳-۳- قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌صلب..... ۱۲۶

۵-۴- قاب‌های با مهاربندی فولادی..... ۱۳۴

۵-۴-۱- کلیات..... ۱۳۴

۵-۴-۲- قاب‌های با مهاربندی همگرا..... ۱۳۴

۵-۴-۳- قاب‌های با مهاربندی واگرا..... ۱۳۹

۵-۵- دیوارهای برشی فولادی..... ۱۵۷

۵-۵-۱- کلیات..... ۱۵۷

۵-۵-۲-سختی..... ۱۵۸

۵-۵-۳- مقاومت..... ۱۵۸

۵-۵-۴- معیارهای پذیرش..... ۱۵۹

۵-۵-۵- معیارهای بهسازی..... ۱۶۱

۵-۶- قاب‌های با اتصالات خورجینی..... ۱۶۱

۵-۶-۱-انواع و رفتار اتصالات خورجینی..... ۱۶۱

۵-۶-۲- قاب‌های با اتصالات خورجینی سنتی با نبشی پایینی..... ۱۶۱

۵-۶-۳- قاب‌های دارای اتصالات خورجینی سنتی با نبشی پایینی و بالایی..... ۱۶۳

۵-۶-۴-قاب‌های دارای اتصالات خورجینی جدید..... ۱۶۶

۵-۷- قاب‌های فولادی با میان‌قاب..... ۱۶۹

۵-۸-تیرهای لانه زنبوری..... ۱۶۹

۵-۸-۱-کلیات..... ۱۶۹

۵-۸-۲- سختی.....۱۶۹
۵-۸-۳-مقاومت.....۱۶۹
۵-۸-۴- معیارهای پذیرش.....۱۷۰
۵-۸-۵-معیارهای بهسازی.....۱۷۰
۵-۹- پی‌های متشکل از شمع‌های فولادی.....۱۷۰
۵-۹-۱-کلیات.....۱۷۰
۵-۹-۲- سختی.....۱۷۱
۵-۹-۳- مقاومت.....۱۷۱
۵-۹-۴- معیارهای پذیرش.....۱۷۱
۵-۹-۵- معیارهای بهسازی.....۱۷۱

فصل ششم - سازه‌ها و اجزای بتنی

۶-۱- محدوده‌ی کاربرد.....۱۷۵
۶-۲- ضوابط و فرضیات کلی.....۱۷۵
۶-۲-۱- مدل‌سازی و طراحی.....۱۷۵
۶-۲-۲- مقاومت و تغییرشکل.....۱۷۸
۶-۲-۳-خمش و بارهای محوری.....۱۷۹
۶-۲-۴- برش و پیچش.....۱۸۱
۶-۲-۵- طول گیرایی و وصله‌های آرماتور.....۱۸۱
۶-۲-۶- اتصال به بتن موجود.....۱۸۳
۶-۲-۷- ضوابط کلی بهسازی.....۱۸۳
۶-۳- سیستم‌های سازه‌ای.....۱۸۴
۶-۳-۱- قاب‌های خمشی بتنی.....۱۸۴
۶-۳-۲- قاب‌های بتنی پیش‌ساخته.....۲۰۹
۶-۳-۳- قاب‌های بتنی با میان‌قاب.....۲۱۱
۶-۳-۴- قاب‌های بتنی مهاربندی‌شده.....۲۱۸
۶-۴- اجزای سازه‌ای بتنی.....۲۲۰
۶-۴-۱- دیوارهای برشی بتنی.....۲۲۰
۶-۴-۲- دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته.....۲۳۲

۶-۴-۳- سازه پی‌های بتنی.....۲۳۶

فصل هفتم- ساختمان‌ها و اجزای مصالح بنایی

۷-۱- محدوده کاربرد ۲۴۱

۷-۲- مشخصات مصالح.....۲۴۱

۷-۳- انواع دیوارهای بنایی.....۲۴۱

۷-۳-۱- دیوارهای سازه‌ای موجود.....۲۴۱

۷-۳-۲- دیوارهای سازه‌ای جدید.....۲۴۲

۷-۳-۳-دیوارهای تقویت شده.....۲۴۲

۷-۴- الزامات مدل‌سازی و تحلیل سازه (ضوابط ارزیابی).....۲۴۲

۷-۴-۱- مدل‌سازی.....۲۴۲

۷-۵- بررسی رفتارداخل صفحهٔ دیوارها و پایه‌های مصالح بنایی ۲۴۳

۷-۵-۱- سختی.....۲۴۴

۷-۵-۲- مقاومت.....۲۴۶

۷-۵-۳- معیارهای پذیرش ۲۵۰

۷-۶- بررسی رفتار خارج از صفحه دیوارها و پایه‌های مصالح بنایی.....۲۵۱

۷-۶-۱- سختی.....۲۵۱

۷-۶-۲- مقاومت.....۲۵۱

۷-۶-۳-معیارهای پذیرش.....۲۵۲

۷-۷- شالوده ساخته شده با مصالح بنایی.....۲۵۲

۷-۷-۱- انواع فونداسیون‌های ساخته شده با مصالح بنایی.....۲۵۲

۷-۷-۲- تحلیل فونداسیون ها و دیوارهای نگهبان موجود.....۲۵۳

۷-۸- معیارهای بهسازی.....۲۵۳

فصل هشتم- دیافراگم‌ها و میانقاب‌ها

۸-۱- محدوده کاربرد.....۲۵۷

۸-۲- دیافراگم.....۲۵۷

۸-۲-۱- کلیات.....۲۵۷

۸-۲-۲- اجزای دیافراگم.....۲۵۷

۸-۲-۳- دسته بندی دیافراگم از نظر صلبیت.....۲۵۹

۸-۲-۴-سختی، مقاومت، معیار پذیرش و راهکار بهسازی..... ۲۵۹
۸-۳- میانقاب..... ۲۶۹
۸-۳-۱-کلیات..... ۲۶۹
۸-۳-۲- میانقاب مصالح بنایی..... ۲۷۰
۸-۳-۳- ارزیابی درون صفحه میانقاب مصالح بنایی..... ۲۷۰
۸-۳-۴- ارزیابی عمود بر صفحه میانقاب مصالح بنایی..... ۲۷۶
فصل نهم- بهسازی اجزای غیرسازه‌ای
۹-۱- محدوده‌ی کاربرد..... ۲۸۱
۹-۲- روش کار..... ۲۸۱
۹-۲-۱- بازرسی وضعیت موجود..... ۲۸۱
۹-۳- ملاحظات تاریخچه‌ای و ارزیابی اجزا..... ۲۸۲
۹-۳-۱- اطلاعات تاریخچه‌ای..... ۲۸۲
۹-۳-۲- ارزیابی اجزا..... ۲۸۲
۹-۴- اهداف بهسازی..... ۲۸۲
۹-۵- اندرکنش سازه و اجزای غیرسازه‌ای..... ۲۸۲
۹-۵-۱- اصلاح پاسخ..... ۲۸۲
۹-۵-۲- جداسازی لرزه‌ای..... ۲۸۳
۹-۶- رده‌بندی رفتاری اجزا..... ۲۸۳
۹-۶-۱- اجزای حساس به شتاب..... ۲۸۳
۹-۶-۲- اجزای حساس به تغییرشکل..... ۲۸۳
۹-۶-۳- اجزای حساس به شتاب و تغییرشکل..... ۲۸۳
۹-۷- روش‌های ارزیابی..... ۲۸۳
۹-۷-۱- روش تجویزی..... ۲۸۳
۹-۷-۲- روش تحلیلی..... ۲۸۴
۹-۸- روش‌های بهسازی..... ۲۸۷
۹-۹- اجزای معماری: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش..... ۲۸۷
۹-۹-۱- سفت‌کاری دیوارهای خارجی..... ۲۸۸
۹-۹-۲- سفت‌کاری دیوارهای داخلی..... ۲۸۸
۹-۹-۳- نمای خارجی..... ۲۸۹

۹-۹-۴- نازک کاری دیوارهای داخلی.....۲۹۴
۹-۹-۵- سقف‌های کاذب ۲۹۶
۹-۹-۶- جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها و دیوارهای طره‌ای.....۲۹۷
۹-۹-۷- دودکش‌های ساختمانی.....۲۹۸
۹-۹-۸- راه‌پله‌ها.....۲۹۹
۹-۱۰- اجزای مکانیکی، برقی و تجهیزات داخلی: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش.....۳۰۰
۹-۱۰-۱- تجهیزات مکانیکی.....۳۰۰
۹-۱۰-۲- مخازن مایعات و آبگرمکن‌ها.....۳۰۱
۹-۱۰-۳- لوله‌ها.....۳۰۲
۹-۱۰-۴- تجهیزات برقی و مخابراتی.....۳۰۵
۹-۱۰-۵- سیم‌کشی‌ها و کابل‌کشی‌ها.....۳۰۶
۹-۱۰-۶- چراغ‌ها و اجزای روشنایی.....۳۰۷
۹-۱۰-۷ - قفسه‌ها.....۳۰۷
۹-۱۰-۸- کف‌های کاذب.....۳۰۸
۹-۱۰-۹- آسانسورها.....۳۰۹
۹-۱۰-۱۰-پله های برقی و نقاله‌ها.....۳۱۰

فصل دهم- سامانه‌های جداساز لرزه‌ای و اتلاف انرژی

۱۰-۱- محدوده‌ی کاربرد.....۳۱۹
۱۰-۲- سامانه جداساز لرزه‌ای.....۳۱۹
۱۰-۲-۱-کلیات.....۳۱۹
۱۰-۲-۲- مشخصات مکانیکی و نحوه‌ی مدل‌سازی سامانه جداساز لرزه‌ای.....۳۱۹
۱۰-۲-۳- ضوابط کلی برای طراحی سامانه جداساز.....۳۲۲
۱۰-۲-۴- روش‌های تحلیل خطی.....۳۲۴
۱۰-۲-۵- روش‌های تحلیل غیرخطی.....۳۲۸
۱۰-۲-۶- اجزای غیرسازه‌ای.....۳۲۹
۱۰-۲-۷- جزییات مورد نیاز سامانه.....۳۳۰
۱۰-۲-۸- بازبینی طرح.....۳۳۲
۱۰-۲-۹- مشخصات لازم برای طراحی و آزمایش سامانه جداساز.....۳۳۳
۱۰-۳- سامانه‌های اتلاف انرژی.....۳۳۷

۱۰-۳-۱- ضوابط کلی..... ۳۳۷
۱۰-۳-۲- به‌کارگیری وسایل اتلاف انرژی..... ۳۳۸
۱۰-۳-۳- مدل‌سازی وسایل اتلاف انرژی..... ۳۳۸
۱۰-۳-۴- روش‌های خطی..... ۳۴۰
۱۰-۳-۵- روش‌های غیرخطی..... ۳۴۴
۱۰-۳-۶- ضوابط تفصیلی سامانه‌ها..... ۳۴۶
۱۰-۳-۷- بازبینی طرح..... ۳۴۷
۱۰-۳-۸- آزمایش‌های لازم برای وسایل اتلاف انرژی..... ۳۴۸
۱۰-۴- سایر سامانه‌های کنترل پاسخ..... ۳۵۱
فصل یازدهم- بهسازی ساده
۱۱-۱- محدوده کاربرد..... ۳۵۵
۱۱-۲- مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان..... ۳۵۵
۱۱-۲-۱-مشخصات مصالح..... ۳۵۵
۱۱-۲-۲- بازرسی وضعیت موجود ساختمان..... ۳۵۵
۱۱-۳- ضوابط کلی..... ۳۵۵
۱۱-۳-۱- محدودیتهای روش بهسازی ساده..... ۳۵۵
۱۱-۳-۲-مراحل انجام مطالعات بهسازی ساده..... ۳۵۸
۱۱-۴- ارزیابی مرحله ۱..... ۳۶۰
۱۱-۴-۱-شرایط استفاده از ارزیابی مرحله ۱..... ۳۶۰
۱۱-۴-۲-سیستم سازهای..... ۳۶۱
۱۱-۴-۳- ساختمان‌های فولادی..... ۳۶۲
۱۱-۴-۴-ساختمان‌های بتنی..... ۳۶۶
۱۱-۴-۵-مخاطرات ساختگاهی..... ۳۷۲
۱۱-۴-۶- اجزای مشترک انواع ساختمان‌ها..... ۳۷۲
۱۱-۵-ارزیابی مرحله ۲..... ۳۷۶
۱۱-۵-۱-کلیات..... ۳۷۶
۱۱-۵-۲- تحلیل ساختمان‌های فولادی یا بتنی(روش استاتیکی خطی)..... ۳۷۶
۱۱-۵-۳-سیستم سازهای..... ۳۸۳
۱۱-۵-۴- ساختمانهای فولادی..... ۳۸۳

۱۱-۵-۵-ساختمان‌های بتنی.....۳۸۷
۱۱-۵-۶-مخاطرات ساختگاه.....۳۹۰
۱۱-۵-۷- اجزای مشترک انواع ساختمان‌ها.....۳۹۱
۱۱-۶-ساختمان‌های بنایی غیرمسلح.....۳۹۲
۱۱-۶-۱- کلیات.....۳۹۲
۱۱-۶-۲- دیوارهای بنایی.....۳۹۲
۱۱-۶-۳- شرایط انسجام.....۳۹۵
۱۱-۶-۴- ارزیابی دیوارها در امتداد خارج صفحه.....۳۹۷
۱۱-۶-۵-ارزیابی دیوارها در امتداد داخل صفحه.....۳۹۷

فصل ۱

مقدمات بهسازی لرزه‌ای

۱-۱- محدوده‌ی کاربرد

در این دستورالعمل مبانی و ضوابط ارزیابی ساختمان‌های موجود و یا بهسازی‌شده برای سطح عملکرد مورد نظر یا بهبود عملکرد آنها در برابر بارهای لرزه‌ای ارائه شده است. اصول ارزیابی و مراحل بهسازی لرزه‌ای برای رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر نیز در این دستورالعمل ارایه شده است.

ضوابط و نحوه‌ی ارزیابی، تعمیر یا بازسازی ساختمان‌های آسیب‌دیده پس از رویداد زلزله، در محدوده‌ی کاربرد این دستورالعمل قرار ندارد.

ساختمان‌های با شرایط خاص سازه‌ای نظیر موارد زیر، مشمول این دستورالعمل قرار نمی‌گیرند و لازم است به دستورالعمل‌های ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ویژه آنها رجوع شود.

الف- سازه‌های خاص مانند: سدها، پل‌ها، اسکله‌ها، سازه‌های دریایی و نیروگاه‌های هسته‌ای؛

ب- سازه‌های خاص تاسیسات زیربنایی و شریان‌های حیاتی؛

پ- بناهایی که با گل و یا خشت ساخته می‌شوند.

در این دستورالعمل هر جا که از بهسازی نام برده می‌شود منظور بهسازی لرزه‌ای است.

۱-۲- مبانی بهسازی

مبانی بهسازی به‌کار رفته در این دستورالعمل بر اساس ارزیابی و بهبود سطح عملکرد ساختمان می‌باشد. برای این منظور هدف بهسازی تعریف شده و بر اساس سطوح عملکردی مورد نظر از ساختمان، هدف بهسازی انتخاب می‌شود.

انتخاب هدف بهسازی و طراحی براساس سطح عملکرد ساختمان برای رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر باید براساس اصول ارزیابی و بهسازی انجام گردد.

۱-۳- مراحل ارزیابی و بهسازی

اصول ارزیابی و بهسازی، در چارچوب مبانی بهسازی به‌کار رفته در دستورالعمل است. در این بند اصول کلی فرآیند ارزیابی و بهسازی مورد بررسی قرار می‌گیرند. برای راهنمایی کلی مراحل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای، نموداری در پیوست ب ارائه شده است.

۱-۳-۱- ملاحظه ویژگی‌های فنی

ویژگی‌های فنی ساختمان قبل از اقدام به هرگونه عملیات اجرایی بهسازی باید توسط طراح و با هماهنگی کارفرما مورد بررسی و ملاحظه قرار گیرند. این ویژگی‌ها می‌تواند شامل: مشخصات اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ساختمان، سطوح خطر زلزله در محل ساختمان، نتایج اولیه‌ی ارزیابی مقاومت لرزه‌ای، تاریخچه‌ی بهره‌برداری گذشته و آینده‌ی ساختمان، ارزیابی نیاز و خواسته‌های بهره‌بردار، ملاحظات اقتصادی، اجتماعی و مقررات و قوانین حاکم باشد.

۱-۳-۲- انتخاب هدف بهسازی

انتخاب هدف بهسازی از مراحل اولیه و در عین حال حائز اهمیت در فرآیند مطالعات بهسازی می‌باشد. لازم است طراح با بررسی دقیق و اخذ دیدگاه‌های بهره‌بردار و کارفرمای پروژه، توجه به میزان اهمیت و وضعیت کاربری حاضر و پس از بهسازی ساختمان، ضمن ارائه گزارش فنی لازم، هدف بهسازی را انتخاب و پیشنهاد نماید. پس از ارائه گزارش فنی مبنی بر دلایل انتخاب هدف بهسازی، موارد به تصویب کارفرما می‌رسد.

هدف بهسازی براساس یکی از بندهای (۱-۴-۱) تا (۱-۴-۵) انتخاب می‌شود. برای راهنمایی انتخاب هدف بهسازی ساختمان‌های دولتی و عمومی مهم می‌توان به پیوست الف دستورالعمل مراجعه نمود.

۱-۳-۳- جمع‌آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

اطلاعات موجود و در دسترس ساختمان نظیر پروانه‌ها و اسناد ملکی، نقشه‌های چون‌ساخت، دفترچه محاسبات فنی و سایر مدارک فنی نظیر نتایج آزمایش‌های انجام گرفته موجود، دستور کارها، صورت‌جلسات و فاکتورهای رسمی خرید مصالح باید جمع‌آوری، دسته‌بندی و بررسی شوند. علاوه بر آن، مطالعات میدانی، برداشت‌های محلی و کارهای آزمایشگاهی از ساختمان موجود، مطابق فصل دوم برای سطح عملکرد مورد نظر انجام می‌شود.

اطلاعات پیکربندی سازه‌ای، ساختگاه، مشخصات مصالح، و ساختمان‌های مجاور باید جمع‌آوری شوند. دامنه جمع‌آوری این اطلاعات بسته به سطح اطلاعات مورد نیاز، در فصل دوم ارائه شده است.

پس از جمع‌آوری اطلاعات وضعیت موجود، لازم است نیاز یا عدم نیاز به بهسازی لرزه‌ای ساختمان براساس بند (۱-۳-۴) تعیین شود.

۱-۳-۴- نیاز یا عدم نیاز به بهسازی

ساختمان‌هایی که یکی از شرایط زیر را داشته باشند نیازی به بهسازی لرزه‌ای ندارند.

۱- ساختمان‌هایی که مطابق مستندات و اطلاعات وضعیت موجود، با توجه به درجه‌ی اهمیت آن‌ها براساس آخرین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ ایران طراحی و با نظارت و مستندات کافی اجرا شده باشند، نیازی به ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای براساس این دستورالعمل را ندارند، مگر آن‌که درجه‌ی اهمیت فعلی آن‌ها بیش از میزان مفروض در طراحی اولیه‌ی آن‌ها بوده و یا سطح خطر زلزله موردنظر از سطح خطر موجود در طراحی اولیه مطابق آن استاندارد بیشتر باشد.

۲- ساختمان‌های موجودی که به کمک هر کدام از روش های تحلیل ارائه شده در بند (۳-۲-۱) و با درنظر گرفتن محدودیت‌های مربوط به آن روش ، معیارهای ارزیابی لرزه‌ای این دستورالعمل را برآورده نمایند.

۱-۳-۵- انتخاب روش ارزیابی و بهسازی

ارزیابی و بهسازی برای رسیدن به هدف بهسازی انتخاب شده به دو روش ساده و تفصیلی انجام می‌شود.

۱-۳-۵-۱- روش ارزیابی و بهسازی ساده

روش بهسازی ساده مطابق ضوابط فصل ۱۱ این دستورالعمل انجام می‌شود. استفاده از این روش تنها برای هدف بهسازی مبنا و یا اهداف بهسازی پایین‌تر مجاز می‌باشد. این روش تنها برای ساختمان‌هایی مجاز می‌باشد که الزامات و محدودیت‌های مربوط در فصل یازدهم نظیر نوع دیافراگم، سیستم سازه‌ای و تعداد طبقات را برآورده نمایند.

۱-۳-۵-۲- روش ارزیابی و بهسازی تفصیلی

روش ارزیابی و بهسازی تفصیلی برای تمامی ساختمان‌ها قابل کاربرد است. این روش باید مطابق ضوابط فصل‌های ۱ تا ۱۰ این دستورالعمل انجام گردد.

۱-۳-۶- ارائه‌ی طرح بهسازی و ارزیابی آن

طراحی برای بهسازی باید به شرح این دستورالعمل برحسب روش ارزیابی و بهسازی ساده یا تفصیلی انجام شود. طرح پیش‌بینی‌شده برای بهسازی باید با مدل تحلیلی بهسازی شده‌ی سازه مورد ارزیابی قرار گیرد. چنانچه هدف بهسازی تامین نشده باشد، باید روش انتخاب‌شده مورد بازنگری قرارگیرد. در صورت تامین هدف بهسازی، مدارک فنی لازم ازجمله نقشه‌ها و دستورالعمل‌های اجرایی تهیه شوند.

ضوابط کلی طراحی بهسازی در بند (۱-۶) ارائه شده است.

۱-۴- هدف بهسازی

هدف بهسازی براساس میزان اهمیت و سطح عملکرد ساختمان مورد نظر و مطابق یکی از بندهای (۱-۴-۱) تا (۱-۴-۵) انتخاب می‌شود و شامل یک یا چند هدف عملکردی است که هر یک شامل انتخاب سطح عملکردی برای ساختمان، مطابق بند (۱-۵) و سطح خطر لرزه‌ای مطابق بند(۱-۷) می‌باشد.

۱-۴-۱- بهسازی مبنا

در بهسازی مبنا انتظار می‌رود که تحت زلزله‌ی "سطح خطر ۱" ایمنی جانی ساکنین ساختمان تامین شود (سطح عملکرد C-۳).

۱-۴-۲- بهسازی مطلوب

در بهسازی مطلوب انتظار می‌رود که هدف بهسازی مبنا تامین شده (سطح عملکرد C-۳) و علاوه بر آن تحت زلزله‌ی "سطح خطر ۲" ساختمان فرو نریزد (سطح عملکرد E-۵).

۱-۴-۳- بهسازی ویژه

در بهسازی ویژه، نسبت به بهسازی مطلوب، عملکرد بالاتری برای ساختمان مدنظر قرار می‌گیرد. بدین منظور سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان تحت همان سطوح خطر زلزله‌ی مورد استفاده در بهسازی مطلوب درنظرگرفته شده یا با حفظ سطح عملکرد

مشابه با بهسازی مطلوب، سطوح خطر زلزله‌ی بالاتری درنظرگرفته می‌شود.

۱-۴-۴- بهسازی محدود

در بهسازی محدود عملکرد پایین‌تری از بهسازی مبنا درنظرگرفته می‌شود، به گونه‌ای که حداقل یکی از اهداف زیر برآورده شود:

الف- تحت زلزله‌ای خفیف‌تر از زلزله‌ی "سطح خطر ۱"، ایمنی جانی ساکنین تامین شود (سطح عملکرد C-۳).

ب- تحت زلزله‌ای برابر یا خفیف‌تر از زلزله‌ی "سطح خطر ۱"، سطوح عملکرد C-۴، D-۴، E-۴، C-۵، D-۵، E-۵ یا D-۶ تامین شود.

۱-۴-۵- بهسازی موضعی

بهسازی موضعی بخشی از یک طرح بهسازی کلی است که هدف بهسازی آن مطابق بندهای (۱-۴-۱) تا (۱-۴-۴) انتخاب شده لیکن به‌دلایلی در شرایط موجود فقط بخشی از آن اجرا می‌شود. در این‌حالت، بهسازی باید به‌گونه‌ای پیش‌بینی و اجرا شود که هدف بهسازی بخش‌های دیگر در مراحل بعدی برآورده شود.

بهسازی موضعی باید با توجه به موارد زیر انجام شود:

۱- بهسازی موضعی ساختمان نباید منجر به پایین‌آمدن سطح عملکرد قبلی ساختمان موجود شود.

۲- بهسازی موضعی نباید سبب افزایش نیروهای ناشی از زلزله در اعضایی که وضعیت بحرانی دارند، شود.

۳- بهسازی موضعی نباید منجر به نامنظم‌شدن یا افزایش نامنظمی ساختمان شود.

۱-۵- سطوح عملکرد ساختمان

سطح عملکرد ساختمان برمبنای عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای مطابق بندهای (۱-۵-۱) تا (۱-۵-۳) تعریف شده و به اختصار با یک رقم برای عملکرد اجزای سازه‌ای و یک حرف برای عملکرد اجزای غیرسازه‌ای نشان داده می‌شود. سطوح عملکرد ساختمان در تعیین هدف بهسازی مورد استفاده قرار میگیرد. سطح عملکرد ساختمان میزان آسیب‌پذیری اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای را نشان می‌دهد.

۱-۵-۱- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای

سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای شامل چهار سطح عملکرد اصلی و دو سطح عملکرد میانی است.

سطوح عملکرد اصلی عبارتند از:

الف- سطح عملکرد ۱: قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه؛

ب- سطح عملکرد ۳: ایمنی جانی؛

پ- سطوح عملکرد ۵: آستانه‌ی فروریزش؛

ت- سطح عملکرد ۶: لحاظنشده.

سطوح عملکرد میانی عبارتند از:

ث- سطح عملکرد ۲: خرابی محدود؛

ج- سطح عملکرد ۴: ایمنی جانی محدود.

روش بهسازی اجزا و معیار پذیرش آن‌ها برحسب هر یک از سطوح فوق باید مطابق روش بهسازی ساده یا تفصیلی باشد.

۱-۵-۱-۱- سطح عملکرد ۱- قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه

سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکرده و استفاده‌ی بی‌وقفه از آن ممکن باشد.

۱-۵-۱-۲- سطح عملکرد ۲- خرابی محدود

سطح عملکرد خرابی محدود به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، خرابی در سازه به میزان محدود ایجاد شود، به‌گونه‌ای که پس از زلزله با انجام تعمیر بخش‌های آسیب‌دیده ادامه‌ی بهره‌برداری از ساختمان به‌سادگی میسر باشد.

۱-۵-۱-۳- سطح عملکرد ۳- ایمنی جانی

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود.

۱-۵-۱-۴- سطح عملکرد ۴- ایمنی جانی محدود

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود به سطح عمکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای باشد که منجر به خسارت جانی حداقل شود.

۱-۵-۱-۵- سطح عملکرد ۵- آستانه‌ی فروریزش

سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، خرابی گسترده در سازه ایجاد شود، اما ساختمان فرونریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

۱-۵-۱-۶- سطح عملکرد ۶- لحاظنشده

چنانچه برای عملکرد اجزای سازه‌ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد، سطح عملکرد اجزای سازه‌ای لحاظنشده نامیده می‌شود.

۱-۵-۲- سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای

سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای ساختمان شامل پنج سطح عملکرد به شرح زیر می‌باشد:

الف- سطح عملکرد A: خدمت‌رسانی بی‌وقفه؛

ب- سطح عملکرد B: قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه؛

پ- سطح عملکرد C: ایمنی جانی؛

ت- سطح عملکرد D: ایمنی جانی محدود؛

ث- سطح عملکرد E: لحاظ‌نشده.

روش بهسازی اجزای غیرسازه‌ای و معیار پذیرش آن‌ها برحسب هر یک از سطوح فوق باید مطابق ضوابط فصل ۹ باشد.

۱-۵-۲-۱- سطح عملکرد A- خدمت‌رسانی بی‌وقفه

سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله محتمل، دچار خرابی بسیار جزیی شوند، به‌گونه‌ای که خدمت‌رسانی ساختمان به طور پیوسته انجام شود.

۱-۵-۲-۲- سطح عملکرد B- قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه

سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله محتمل، دچار خرابی جزیی شوند، به‌گونه‌ای که پس از زلزله راه‌های دسترسی و فرار مانند درها، راهروها، پله‌ها، آسانسورها و روشنایی آن‌ها مختل نشده و استفاده از ساختمان بی‌وقفه میسر باشد.

۱-۵-۲-۳- سطح عملکرد C- ایمنی جانی

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود خرابی اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله محتمل، خطر جدی برای جان ساکنین به وجود نیاورد.

۱-۵-۲-۴- سطح عملکرد D- ایمنی جانی محدود

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود خرابی اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله محتمل، به اندازه‌ای باشد که خسارت جانی حداقل شود.

۱-۵-۲-۵- سطح عملکرد E- لحاظ نشده

چنانچه برای عملکرد اجزای غیرسازه‌ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای لحاظ‌نشده نامیده می‌شود.

۱-۵-۳- سطوح عملکرد کل ساختمان

سطح عملکرد کل ساختمان برحسب سطح عملکرد اجزای سازه‌ای (۱ تا ۶ مطابق بند (۱-۵-۱)) و غیرسازه‌ای آن (A تا E مطابق بند (۱-۵-۲)) تعریف می‌شود. سطوح مختلف عملکرد ساختمان که در بهسازی مبنا، مطلوب و ویژه به‌کار می‌روند مطابق یکی از بندهای (۱-۵-۳-۱) تا (۱-۵-۳-۴) تعریف می‌شوند.

سطوح عملکرد ساختمان در جدول (۱-۱) ارائه شده‌اند.

۱-۵-۳-۱- سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه (۱- A) (OP)[۱]

ساختمانی دارای سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد A (خدمت‌رسانی بی‌وقفه) باشند.

۱-۵-۳-۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (۱-B) (IO)[۲]

ساختمانی دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد B (قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه) باشند.

۱-۵-۳-۳- سطح عملکرد ایمنی جانی (۳-C) (LS)[۳]

ساختمانی دارای سطح عملکرد ایمنی جانی است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۳ (ایمنی جانی) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد C (ایمنی جانی) باشند.

۱-۵-۳-۴- سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (۵-E) (CP)[۴]

ساختمانی دارای سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۵ (آستانه‌ی فروریزش) باشند. در این حالت محدودیتی برای سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای وجود ندارد (سطح عملکرد لحاظنشده E).

جدول(۱-۱): سطوح عملکرد ساختمان

سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای	سطوح عملکرد سازه					
	قابلیت استفاده بی‌وقفه S-1	خرابی محدود S-2	ایمنی جانی S-3	ایمنی جانی محدود S-4	آستانه فروریزش S-5	لحاظ نشده S-6
خدمت‌رسانی‌بی‌وقفه N-A	خدمت‌رسانی‌بی‌وقفه A-1	A-2	*	*	*	*
قابلیت‌استفاده‌بی‌وقفه N-B	قابلیت‌استفاده‌بی‌وقفه B-1	B-2	B-3	*	*	*
ایمنی جانی N-C	C-1	C-2	ایمنی جانی C-3	C-4	C-5	C-6
ایمنی‌جانی محدود N-D	*	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6
لحاظ نشده N-E	*	*	*	E-4	آستانه فروریزش E-5	ارزش بهسازی ندارد

*این سطوح عملکرد به دلیل اختلاف زیاد بین سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، توصیه نمی‌شود.

۱ - OP = Operational Performance
۲ - IO = Immediate Occupancy Performance
۳ - LS = Life Safety Performance
۴ - CP = Collapse Prevention Performance

۱-۶- راهبردهای بهسازی

هدف بهسازی با به‌کار بستن معیارهای بهسازی بر اساس راهبردی که نواقص ملاحظه شده درتحلیل لرزه‌ای را برطرف نماید، حاصل می‌شود. هر معیار بهسازی باید به‌طور توام با دیگر معیارهای بهسازی مورد ارزیابی قرار گیرد به‌نحوی که سازه موجود مستقلا از تامین سطح عملکرد مورد نظر ساختمان برای سطح خطر لرزه‌ای انتخابی در قالب طرح بهسازی، اطمینان دهد. با اتخاذ روش کلی و راهبرد بهسازی لرزه‌ای و به‌کار بستن معیارهای بهسازی می‌توان به سطح عملکرد مورد نظر ساختمان و تامین هدف بهسازی دست یافت.

راهبردهای زیر را می‌توان به صورت منفرد یا در ترکیب با یکدیگر برای بهسازی ساختمان به‌کار گرفت:

الف- اصلاح موضعی اجزای سازه که دارای عملکرد نامناسبی در زلزله هستند؛

ب- حذف یا کاهش بی‌نظمی در ساختمان موجود؛

پ- تامین سختی جانبی لازم برای کل سازه؛

ت- تامین مقاومت لازم برای کل سازه؛

ث- کاهش جرم ساختمان؛

ج- به‌کارگیری سیستم‌های جداساز لرزه‌ای؛

چ- به‌کارگیری سیستم‌های غیرفعال اتلاف انرژی؛

ح- تغییر کاربری ساختمان

۱-۷- تحلیل خطر زلزله

۱-۷-۱- کلیات

تحلیل خطر با هدف برآورد پارامترهای حرکت قوی زمین انجام می‌گیرد. خطر ناشی از زلزله به دو صورت «طیف طرح شتاب» و «تاریخچه زمان شتاب» تعریف و به دو صورت «احتمالی» و یا «تعیُنی» برآورد می‌شود. در بخش (۱-۷-۲) به ارائه روش‌های برآورد طیف طرح شتاب و در بخش (۱-۷-۳) به انتخاب شتاب‌نگاشت‌های سازگار با سطوح مختلف خطر پرداخته شده است. همچنین در بخش (۱-۷-۴) گام‌های کلیدی لازم برای انجام تحلیل خطر احتمالی ویژه ساختگاه، هنگامی که انجام این تحلیل لازم است، ارایه شده است.

۱-۷-۲- طیف طرح شتاب

دستورالعمل عمومی این بخش می‌تواند برای تعیین طیف طرح شتاب در مورد هر یک از سطوح خطر زلزله زیر استفاده شود:

۱- سطح خطر ۱: معادل سطحی از حرکت‌های قوی زمین است که احتمال فراگذشت[1] از آن ۱۰٪ در ۵۰ سال باشد. این سطح خطر معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال است. سطح خطر۱ در استاندارد ۲۸۰۰ «زلزله طرح» نامیده شده‌است.

۲- سطح خطر ۲: معادل سطحی از حرکت‌های قوی زمین است که احتمال فراگذشت از آن ۲٪ در ۵۰ سال باشد. این سطح خطر معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است.

[1] Probability of exceedence

۳- سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد در ۵۰ سال)**:** معادل سطحی از حرکت‌های قوی زمین است که احتمال فراگذشت از آن انتخابی است. این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه استفاده می‌شود.

طیف طرح شتاب با یکی از دو فرآیند استفاده از **"شکل طیف ثابت"** و یا **"شکل طیف حاصل از تحلیل ویژه ساختگاه"**تعیین می‌شود.

۱-۷-۲-۱- فرآیند استفاده از شکل طیف ثابت

فرآیند استفاده از شکل طیف ثابت با یکی از دو روش استفاده از" شکل طیف استاندارد ۲۸۰۰" یا استفاده از "شکل طیف این دستورالعمل" صورت می‌پذیرد:

۱-۷-۲-۱-۱- طیف استاندارد ۲۸۰۰

در این روش، طیف طرح ارتجاعی شتاب از حاصل‌ضرب مقادیرضریب شتاب مبنای طرح (A)، ضریب بازتاب (B) و شتاب ثقل زمین (g) بدست می‌آید. طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای میرایی ۵٪ تعیین شده است.

میزان شتاب مبنای طرح مربوط به زلزله سطح خطر ۱ با استفاده از نقشه پهنه‌بندی خطر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می‌شود.

میزان شتاب‌مبنای طرح مربوط به زلزله سطح خطر۲ با یکی از دو روش زیر تعیین می‌شود:

۱. ۱/۵ برابر ضریب A استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمان‌هایی که برای هدف بهسازی مطلوب بهسازی می‌شوند.
۲. انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه برای محاسبه مقدار شتاب موثر حرکت قوی زمین درتراز پایه ساختمان برای دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال.

۱-۷-۲-۱-۲- طیف این دستورالعمل

تهیه طیف در این روش مستلزم برآورد مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه ۰/۲ ثانیه (S_S) و نیز مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب بلند ۱/۰ ثانیه (S_1) در سطح خطر مدنظر است. این مقادیر برای نسبت میرایی ۵٪ و در سنگ بستر (سطح بستر لرزه‌ای) محاسبه می‌شود. برآورد مقادیر فوق با یکی از دو روش زیر تعیین می‌شود:

۱- نقشه‌های معتبری که مقادیر شتاب طیفی را در سنگ بستر برای دوره بازگشت مورد نظر در اختیار قرار دهد.

۲- انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه برای محاسبه مقادیر شتاب طیفی درسنگ بستر برای دوره بازگشت مورد نظر.

اثرات ساختگاهی بر مقادیر طیفی را می‌توان با استفاده از روابط (۱-۱) و (۱-۲) لحاظ نمود:

$$S_{XS} = F_a S_S \qquad (۱-۱)$$

$$S_{X1} = F_v S_1 \qquad (۱-۲)$$

در این روابط F_a و F_v ضرایب نمایانگر اثرات ساختگاهی‌اند که از جداول (۱-۲) و (۱-۳) بر اساس نوع خاک و نیز مقادیر پارامترهای S_S و S_1 قابل برآوردند. برای برآورد مقادیری از S_S و S_1 که در بین حدود ارائه شده قرار دارند، از درونیابی خطی استفاده می‌شود.

جدول(۱-۲): مقادیر F_a بر حسب نوع خاک و مقدار S_S

نوع خاک	مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه،S_S				
	S_S<0.25	S_S=0.50	S_S=0.75	S_S=1.00	S_S>1.25
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
4	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

جدول(۱-۳): مقادیر F_v بر حسب نوع خاک و مقدار S_1

نوع خاک	مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب بلند، S_1				
	S_1<0.1	S_1=0.20	S_1=0.3	S_1=0.4	S_1>0.50
1	1	1	1	1	1
2	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
3	2.4	2	1.8	1.6	1.5
4	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

اگر شرایط ژئوتکنیکی ویژه‌ای در ساختگاه حاکم باشد، استفاده از ضرایب فوق‌الذکر کافی نیست و لازم است با انجام مطالعات میدانی و تهیه مدل‌های رفتار دینامیکی مناسب، اثر بزرگنمایی خاک را بر روی طیف بدست آمده برای سنگ بستر لحاظ نمود. هرگاه حداقل یکی از شرایط زیر برقرار باشد، شرایط ژئوتکنیکی ساختگاه ویژه تلقی می‌شود:

- خاک‌های مستعد فروریزش تحت بارهای لرزه‌ای مانند خاک‌های با قابلیت روانگرایی بالا و رس‌های بسیار حساس
- خاک‌های دستی و یا خاک‌های متشکل از مواد آلی با ضخامت بیش از ۳ متر
- رس‌های بسیار خمیری با اندیس خمیری PI>75 و ضخامت بیش از ۸ متر
- وجود لایه‌ای با ضخامت بیش از ۴۰ متر از رس نرم یا با سختی متوسط

پس از برآورد S_{XS} و S_{X1}، طیف طرح شتاب افقی مطابق شکل (۱-۱) و بر اساس روابط (۱-۳) ساخته می‌شود:

$$\begin{aligned} S_a &= S_{XS}\left[\left(\frac{5}{B}-2\right)\frac{T}{T_S}+0.4\right] && 0<T<T_0 \\ S_a &= S_{XS}/B && T_0<T<T_S \\ S_a &= S_{X1}/(BT) && T>T_S \end{aligned} \qquad (۳-۱)$$

که در این روابط T_S و T_0عبارتند از:

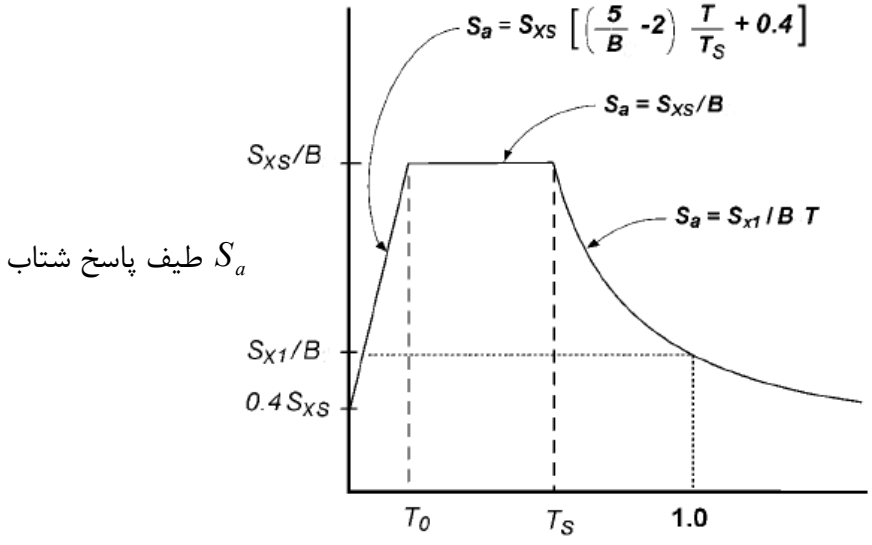
$$T_0 = 0.2T_S \qquad (۴-۱)$$

$$T_S = S_{X1}/S_{XS} \qquad (۵-۱)$$

همچنین ضریب B به صورت تابعی از نسبت میرایی موثر، β ، بیان می‌شود:

$$B = 4/\left[5.6-\ln(100\beta)\right] \qquad (۶-۱)$$

برای نسبت میرایی ۵٪ مقدار B واحد است.



شکل(۱-۱): طیف طرح شتاب افقی

۱-۷-۲-۲- فرآیند استفاده از شکل طیف حاصل از تحلیل خطر زلزله ویژه ساختگاه

فرآیند استفاده از شکل طیف حاصل از تحلیل خطر زلزله ویژه ساختگاه با دو روش استفاده از طیف خطر یکنواخت و استفاده از طیف طرح آماری صورت می‌پذیرد.

۱-۷-۲-۲-۱- طیف خطر یکنواخت[1]

با انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه و بدست آوردن مقادیر طیف برای دوره‌های تناوب مختلف در سطح خطر مدنظر، طیف خطر یکنواخت محاسبه می‌شود. استفاده از طیف خطر یکنواخت بدست آمده به این روش به شرطی مجاز است که مقدار این طیف کمتر از ۷۰ درصد طیف شکل ثابت استاندارد ۲۸۰۰ نباشد.

برای لحاظ اثرات ساختگاهی در محاسبه طیف خطر یکنواخت روی سطح خاک می‌توان از دو راهکار زیر استفاده نمود:

– برآورد طیف خطر یکنواخت در سنگ بستر و محاسبه طیف خطر روی سطح خاک با لحاظ اثرات بزرگنمایی حاصل از مدل‌سازی رفتار دینامیکی خاک.

– برآورد مستقیم طیف خطر یکنواخت در سطح خاک با بهره‌گیری از روابط کاهندگی که قادر به لحاظ اثرات ساختگاهی باشند.

۱-۷-۲-۲-۲- طیف طرح آماری

طیف طرح آماری ویژه ساختگاه پس از تکمیل تحلیل خطر، مطابق مراحل زیر تهیه می‌شود:

– انتخاب حداقل شتاب‌نگاشت مناسب و سازگار با زلزله کنترل کننده و نیز شرایط ژئوتکنیکی ساختگاه

– همپایه‌کردن شتاب‌نگاشت‌ها برحسب حداکثر دامنه شتاب به‌دست آمده از تحلیل خطر ویژه ساختگاه

– تهیه طیف پاسخ برای هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها در نسبت میرایی ۵٪ یا درصد میرایی موردنیاز

[1] Uniform Hazard Spectrum (UHS)

– تحلیل آماری و به عنوان مثال محاسبه طیف میانگین یا میانگین به‌علاوه یک انحراف معیار طیف‌های پاسخ، جهت تهیه طیف طرح. استفاده از طیف طرح میانگین یا طیف طرح میانگین به علاوه یک انحراف معیار به شرطی مجاز است که مقدار این طیف کمتر از ۷۰ درصد طیف شکل ثابت استاندارد ۲۸۰۰ نباشد.

۱-۷-۳- انتخاب شتاب‌نگاشت سازگار با خطر زلزله

هرگاه انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی مدنظر باشد، لازم است حداقل سه جفت شتاب‌نگاشت افقی با رعایت شرایط زیر انتخاب و در تحلیل مورد استفاده قرار گیرد:

- بزرگا، فاصله و نیز سازوکار گسلش شتاب‌نگاشت‌ها نزدیک به شرایط زلزله کنترل‌کننده ساختگاه باشد. زلزله کنترل‌کننده ساختگاه با انجام تحلیل تفکیک‌پذیری[1] مندرج در بخش (۱-۷-۴) قابل تعیین است.
- با محاسبه جذر حاصل‌جمع مربعات طیف پاسخ هر جفت شتاب‌نگاشت یک طیف منفرد بدست می‌آید.
- شتاب‌نگاشت‌ها به نحوی مقیاس می‌شوند که طیف میانگین حاصل در محدوده زمان تناوبی 0.2T تا 1.5T کمتر از 1.3 برابر طیف طرح سازگار با سطح خطر مدنظر نباشد (T معرف زمان تناوب اصلی سازه مورد نظر برای تحلیل دینامیکی است). طیف طرح سازگار با سطح خطر به یکی از روش‌های مندرج در بخش(۱-۷-۲)ساخته می‌شود.

۱-۷-۴- تحلیل خطر

تحلیل‌خطر به‌منظور برآورد پارامترهای شتاب زمین و طیف طرح شتاب در سنگ بستر ساختگاه صورت می‌پذیرد. اثرات ساختگاهی و نیز ساخت طیف طراحی بر اساس ضوابط مندرج در بخش (۱-۷-۲) انجام می‌شود. در کلیه گزارش‌های تحلیل خطر لازم است بخش‌های زیر پوشش کافی داده شود:

- لرزه‌زمین ساخت

- شناخت زمین‌ریخت‌شناسی و توپوگرافی منطقه
- تاریخچه زمین‌شناسی منطقه
- تبیین ساختار تکتونیکی منطقه
- اشاره به مطالعات دیرینه لرزه‌شناسی برای چشمه‌های فعال و اثرگذار منطقه (در صورت وجود چنین مطالعاتی یا امکان انجام آن)
- تعیین گسل‌های لرزه‌زای فعال در شعاع موثر
- تعیین پارامترهای لرزه‌ای گسل‌های فعال و تطابق آنها با سایر اطلاعات لرزه‌ای و در صورت وجود داده‌های نرخ لغزش حاصل از مطالعات ژئودزی (اندازه گیری‌های GPS)
- مدل‌سازی چشمه‌های لرزه‌زا به صورت چشمه‌های خطی و سطحی

[1] Deaggregation Analysis

- **لرزه‌خیزی**
  - مطالعات و شناسایی زلزله‌های تاریخی در منطقه
  - مطالعات و شناسایی زلزله‌های اخیر (۱۹۰۰ میلادی تا حال)
  - تدوین داده‌های تاریخی و دستگاهی
  - حذف زلزله‌های وابسته در کاتالوگ
  - لحاظ عدم قطعیت‌ها در ثبت کاتالوگ
  - ارزیابی کامل بودن کاتالوگ
  - استخراج پارامترهای لرزه‌خیزی
  - تحلیل عمق رخدادها در کاتالوگ
  - مدل‌سازی چشمه‌های لرزه‌ای

- **انتخاب رابطه کاهندگی**

حداقل سه رابطه کاهندگی با در نظرگرفتن ملاحظات ذیل انتخاب شود:

- روابط کاهندگی معتبر باشد.
- روابط کاهندگی دربردارنده پارامترهای شتاب و طیف پاسخ شتاب باشد.
- حتی‌المقدور با خصوصیات تکتونیکی و لرزه‌خیزی منطقه همخوان باشد.
- وزن‌دهی مناسبی بر اساس مطالعات معتبر برازندگی روابط و نیز قضاوت مهندسی صورت پذیرد.

- **تحلیل خطر و تعیین زلزله تعیین کننده**
  - تحلیل‌خطر احتمالی با انتگرال‌گیری تلفیقی از مدل‌های احتمالی چشمه‌های لرزه‌ای و پارامترهای لرزه‌خیزی و رابطه کاهندگی انجام میشود تا منحنی خطر (احتمال فراگذشت بر حسب پارامتر حرکت قوی زمین) به دست آید.
  - انتخاب و اعتبارسنجی نرم‌افزار مناسب برای انجام فرآیند انتگرال‌گیری تحلیل خطر
  - مدل‌سازی مناسب کلیه منابع انتشار عدم قطعیت‌های ذاتی و تصادفی و در نظرگرفتن تاثیر آنها
  - تحلیل حساسیت نتایج تحلیل خطر به منابع عمده عدم قطعیت
  - تحلیل تفکیک لرزه‌ای به منظور تعیین زلزله تعیین‌کننده در ساختگاه
  - برآورد شتاب طرح در سطوح خطر ۱ و ۲
  - تهیه طیف طبق روش موردنظر.

فصل ۲

گرد آوری مدارک و اطلاعات،شناخت وضع موجود

۲-۱- محدوده کاربرد

در این فصل نحوه‌ی بازرسی وضعیت موجود و جمع‌آوری مدارک و اطلاعات لازم از پیکربندی ساختمان و خواص مصالح و نوع و تعداد آزمایش‌های لازم، برای شناخت وضع موجود بسته به سطح اطلاعات و ضریب آگاهی مورد نظر، برای ساختمان‌های فولادی، بتنی و بنایی ، پی و شالوده ساختمان‌ها و اجزای غیرسازه‌ای به منظور بهسازی لرزه ای آنها ارائه شده است.

برای بهسازی لرزه‌ای ساده، نحوه بازرسی وضعیت و مشخصات مصالح موجود ساختمان و شرایط ساختگاه، در صورت عدم وجود مستندات و مدارک ساختمان، باید برای سطح اطلاعات حداقل انجام گیرد. مقادیر پیش فرض مقاومت مصالح در فصل ۱۱ ارائه شده است.

۲-۲- اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

اطلاعات مربوط به تعیین سیستم سازه‌ای، پیکربندی، ابعاد اعضاء و نوع و جزئیات اتصالات و اجزای غیرسازه‌ای ساختمان که در هنگام وقوع زلزله در ایجاد نیروها و تغییرمکان‌های اعضای سازه‌ای موثر هستند، همچنین اطلاعات مشخصات مصالح، ساختگاه و ساختمان‌های مجاور باید مطابق با ضوابط این بخش جمع‌آوری شود و بازرسی از محل به منظور تایید مدارک و نقشه‌های موجود انجام پذیرد.

۲-۲-۱- سیستم سازه ای و پیکربندی ساختمان

اطلاعات مربوط به سیستم سازه‌ای و پیکربندی ساختمان موجود شامل نوع، هندسه، ابعاد مقاطع، تعداد و آرایش میلگرد در مقاطع بتنی، جزئیات اتصال اعضا و اجزای سیستم باربر ثقلی و جانبی و همچنین اجزای غیرسازه‌ای که موثر در میزان سختی و مقاومت سازه هستند، باید جمع آوری شود.

همچنین اعضای اصلی و غیراصلی سازه باید تعیین و اطلاعات مورد نیاز هر نوع با جزئیات کافی برای مدل‌سازی و تحلیل سازه جمع آوری و ارائه شود.

۲-۲-۲- مشخصات مصالح

مشخصات فنی مصالح به‌کار رفته در سازه باید جمع‌آوری/تعیین شود تا با توجه به مشخصات مقاطع اعضاء، بتوان مقاومت اعضاء و ظرفیت تغییرشکل سازه را محاسبه نمود. درجه اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع‌آوری شده از ساختمان موجود، که به دامنه و دقت اطلاعات بستگی دارد، با استفاده از ضریب آگاهی مطابق بند (۲-۳-۲) در محاسبات منظور می‌شود.

۲-۲-۳- مشخصات پی و ساختگاه

مشخصات ژئوتکنیکی خاک محل ساختمان، موقعیت و هندسه شالوده و مشخصات فنی بتن و همچنین تعداد و مشخصات فنی میلگرد موجود در آن، جهت ارزیابی کفایت سازه‌ای پی باید جمع‌آوری شود. این اطلاعات با توجه به مدارک و گزارش‌های موجود،

بازدیدهای محلی، بررسی نتایج عملیات حفاری، در صورت وجود، نمونه‌گیری و انجام آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی قابل حصول است.

بازدید از محل ساختمان برای کنترل تفاوت در مندرجات نقشه‌های ساختمان با آنچه اجرا شده است، ضرورت دارد. در صورت وجود هر گونه مغایرت، نظیر تفاوت در شرایط تکیه‌گاهی، بارگذاری، هندسه و مشخصات فنی، موارد باید بررسی شود. همچنین توجه به وجود هرگونه ضعف در عملکرد ساختمان، نظیر نشست پی، که موجب تشدید آسیب پذیری ساختمان در زمان وقوع زلزله می شود، ضروری است.

اگر در محل ساختمان احتمال مخاطرات ناشی از ناپایداری ساختگاه نظیر روانگرایی، فرونشست، گسلش و یا زمین لغزش وجود داشته باشد و اطلاعات ژئوتکنیکی موجود جهت برآورد خطر و مقابله با کاهش آن کفایت نکند، مطالعه‌ی شرایط زیر سطحی ضرورت می‌یابد. دامنه این مطالعات با توجه به هدف بهسازی و جدول(۲-۱) تعیین می‌شود.

۲-۲-۴- ساختمان‌های مجاور

درصورتی که امکان تاثیر گذاری ساختمان(های) مجاور بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ای که تحت مطالعات بهسازی قرار می‌گیرد طبق هر یک از بندهای (۲-۲-۴-۱) تا (۲-۲-۴-۳) و یا ترکیبی از آنها، وجود داشته باشد، باید اطلاعات موردنیاز جهت ارزیابی آن تاثیرات جمع‌آوری شود. درصورتی که امکان تهیه‌ی چنین اطلاعاتی موجود نباشد، کارفرما باید از پیامدهای احتمالی ناشی از اثرات متقابل ساختمان(های) مجاور مطلع شود.

۲-۲-۴-۱- برخورد ساختمان‌های مجاور

درصورتی که فاصله‌ی ساختمان(های) مجاور تا ساختمان موردنظر کم‌تر از درز انقطاع تعیین شده در بند (۳-۷-۵) باشد، لازم است اطلاعات مورد نیاز برای بررسی اثر برخورد آنها به ساختمان موردنظر جمع‌آوری شود. در چنین شرایطی احتمال آسیب‌دیدگی موضعی اعضا در محل برخورد به ساختمان مجاور باید به طور خاص با دقت بررسی و چاره اندیشی شود.

۲-۲-۴-۲- اجزای مشترک بین ساختمان‌ها

اطلاعات لازم از ساختمان مجاوری که دارای اعضای باربر قائم یا جانبی مشترک با ساختمان مورد بررسی باشد، باید جمع‌آوری شود و مورد ارزیابی قرار گیرد.

۲-۲-۴-۳- آسیب ناشی از ساختمان مجاور

در صورتی‌که احتمال آسیب دیدن ساختمان موردنظر از جانب ساختمان(های) مجاور در اثر سقوط اجزای سست آن(ها) مانند قطعات نما، قطعات جان‌پناه و غیره، ناشی از زلزله وجود داشته باشد، باید اطلاعات لازم جمع‌آوری و قسمت‌هایی از ساختمان که در معرض آسیب ناشی از برخورد آن قطعات هستند تقویت شوند. علاوه بر آن باید بررسی شود که راه‌های دسترسی ساختمان در اثر ریختن قطعات از ساختمان(های) مجاور مسدود نشوند.

همچنین در صورتیکه احتمال سرایت انفجار، آتش سوزی، نشت مواد شیمیایی و یا سایر عوامل ناشی از زلزله از ساختمان(های) مجاور به ساختمان مورد نظر وجود داشته باشد، باید اطلاعات مربوطه جمع آوری و تمهیدات لازم اندیشیده شود.

۲-۳- سطوح اطلاعات

۲-۳-۱- کلیات

دامنه‌ی اطلاعات جمع‌آوری شده از وضعیت موجود ساختمان مورد مطالعه در سه سطح اطلاعات حداقل، متعارف و جامع طبقه-بندی می‌شود. سطح اطلاعات با توجه به هدف بهسازی انتخابی و روش تحلیل تعیین می‌شود.

اطلاعات ساختمان شامل پیکربندی، مشخصات مصالح، پی، ساختگاه و ساختمان‌های مجاور در هر سطح از اطلاعات براساس این فصل باید جمع‌آوری گردد.

۲-۳-۲- ضریب آگاهی

درجه‌ی اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع‌آوری شده از ساختمان موجود توسط ضریب آگاهی K، در محاسبه‌ی ظرفیت هر یک از اجزای سازه اعمال می‌شود. ضریب آگاهی با استفاده از جدول (۲-۱) متناسب با هدف انتخاب شده برای بهسازی و سطح اطلاعات تعیین می‌شود.

در تحلیل‌های خطی، اطلاعاتی در سطح حداقل برای هدف بهسازی مطلوب یا پایین‌تر مجاز است. لیکن در تحلیل‌های غیرخطی جمع‌آوری اطلاعات باید در سطح متعارف یا جامع انجام گیرد.

جدول۲- ۱- ضریب آگاهی

هدف بهسازی		مطلوب یا پایین تر		ویژه	
سطح اطلاعات		حداقل	متعارف	متعارف	جامع
نوع تحلیل		تحلیل خطی	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل
ضریب آگاهی k	فولادی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱
	بتنی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱
	بنایی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱

۲-۴- مقاومت مصالح

مقاومت مصالح اعم از کرانه پایین، مقاومت اسمی یا درج شده در مدارک فنی و مقاومت مورد انتظار، بر حسب نوع سازه مطابق ضوابط این فصل تعیین می‌شود.

۲-۵- روش‌های آزمایش برای ارزیابی و مطالعات بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها

۲-۵-۱- کلیات

ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای و انجام مطالعات بهسازی لرزه‌ای هر ساختمان نیازمند در اختیار داشتن اطلاعات کافی متناسب با ضوابط هر مرحله می‌باشد.

اطلاعات مورد نیاز در دو گروه اصلی قرار دارند :

۱- اطلاعات مربوط به خصوصیات لرزه‌ای ساختمان شامل زمان تناوب و نسبت میرایی طبق بند (۲-۵-۲)؛

۲- اطلاعات مربوط به مشخصات مصالح به کار رفته در سازه ساختمان طبق بند (۲-۵-۳)؛

۲-۵-۲- تعیین خصوصیات لرزه‌ای ساختمان

اگرچه با توجه به امکانات نرم‌افزاری موجود و ضوابط ارائه شده در آیین‌نامه‌ها و این دستورالعمل امکان محاسبه‌ی زمان تناوب هر نوع سازه به صورت تحلیلی وجود دارد و نسبت میرایی ساختمان نیز بسته به نوع سازه، اتصالات و مصالح آن از مراجع مربوطه قابل استخراج است، لیکن درصورتی که بسته به شرایط ساختگاه، حساسیت پروژه و امکانات کارفرما، تعیین خصوصیات لرزه‌ای واقعی ساختمان‌ها ضرورت یابد، می‌توان با استفاده از روش ثبت ارتعاشات محیطی در این خصوص اقدام نمود. بدیهی است آزمایش باید با استفاده از دستگاه کالیبره شده مورد تایید و توسط افراد باتجربه انجام پذیرد و اطلاعات ثبت شده توسط کارشناس مجرب با استفاده از نرم افزار مربوطه تحلیل و نتیجه‌گیری شود.

۲-۵-۳- تهیه مشخصات مصالح به کار رفته در ساختمان

درصورتی که مدارک فنی پروژه‌ی در دست مطالعه نظیر نقشه‌های چون ساخت، دفترچه‌ی مشخصات فنی، دفترچه‌ی محاسبات، دستور کارهای اجرایی، برگه‌های تاییدیه‌ی کارخانه‌ی تامین کننده مصالح، برگه‌های آزمایش مصالح در حین احداث ساختمان و غیره در دسترس باشند، بخش اعظم اطلاعات مورد نیاز موجود خواهد بود. بدیهی است بسته به هدف بهسازی پروژه و نوع ساختمان و مصالح به کار رفته در آن، کنترل و تکمیل اطلاعات طبق بند (۲-۷) این دستورالعمل باید انجام پذیرد. درصورت کمبود اطلاعات لازم است در هر مورد مطابق با نیاز پروژه برنامه‌ریزی برای انجام آزمایش تدوین شود.

۲-۵-۴- آزمایش‌های غیر مخرب

آزمایش‌های غیر مخرب به کلیه‌ی روش‌های بررسی اطلاق می‌شود که اجازه می‌دهند ارزیابی مشخصات و خصوصیات فنی و یا نقص در مصالح (فولادی، جوش، بتنی و بنایی) بدون نمونه‌برداری و ایجاد هرگونه اختلال در عملکرد سازه انجام پذیرد. وسایل این نوع آزمایش‌ها عمدتاً قابل حمل هستند.

در ارتباط با آزمایش‌های غیرمخرب باید توجه شود که کار با دستگاه‌ها و تجهیزات مناسب در هر مورد توسط کارشناسانی با تجربه‌ی کافی در انجام صحیح آزمایش و تفسیر قابل اتکای نتایج انجام پذیرد.

الف: آزمایش‌های غیرمخرب در اعضا و اجزای فولادی

در اعضا و اجزای فولادی به کمک آزمایش‌های غیرمخرب، عمق ترک‌ها و شیارهای مویی، ضخامت پوشش(رنگ)، عمق زنگ‌زدگی (خوردگی فولاد)، مقاومت گسیختگی سطحی فولاد و غیره ارزیابی می‌شود. آزمایش‌های پیشنهادی برای این منظور مشابه آزمایش‌های غیر مخرب در ارزیابی کیفیت جوش می‌باشد.

در مورد ارزیابی کیفیت جوش، یکنواختی جوش اساساً به وسیله‌ی بازرسی چشمی تایید می‌شود. بازرسی چشمی، حتی برای ارزیابی جوش اتصالاتی که آزمایش آنها کاملاً به صورت غیرمخرب تعیین شده باشد، کماکان بخش مهمی از کنترل کیفیت را تشکیل می‌دهد و در درجه‌ی اول اهمیت قرار دارد. در ارزیابی کیفی جوش، آزمایش‌هایی نظیر رادیوگرافی با اشعه، امواج مافوق صوت، ذرات مغناطیسی، نفوذ مایع و غیره با رعایت محدودیت‌های مربوط مورد استفاده قرار می‌گیرد.

ب: آزمایش‌های غیرمخرب در اعضا و اجزای بتنی

در اعضا و اجزای بتن مسلح، به کمک آزمایش‌های غیر مخرب، ارزیابی یکنواختی بتن، تخمین مقاومت فشاری بتن، مشخصات بتن، نواقص داخل آن، تعیین محل و قطر آرماتورها و غیره صورت می‌گیرد.

به منظور ارزیابی مقاومت فشاری بتن از آزمایش‌هایی نظیر چکش اشمیت، نفوذ در بتن با کمک تفنگ مخصوص، اندازه‌گیری سرعت عبور موج مافوق صوت، بیرون کشیدن میله از بتن و غیره استفاده می‌شود.

در شناسایی نواقص داخل بتن، روش‌هایی نظیر انعکاس صوت، سرعت عبور موج مافوق صوت، ضربه‌ی مکانیکی، رادیوگرافی و غیره را می‌توان به کار برد. محل و قطر آرماتورها با انجام آزمایش‌های الکترومگنتیک، رادیوگرافی و غیره قابل تعیین می‌باشد.

پ: آزمایش‌های غیرمخرب در اعضا و اجزای مصالح بنایی

در اعضا و اجزای مصالح بنایی، به کمک آزمایش‌های غیرمخرب، تغییرات در چگالی و مدول ارتجاعی مصالح بنایی و همچنین وجود ترک‌ها، انقطاع در آجرچینی و غیره را می‌توان ارزیابی نمود.

۲-۵-۵- آزمایش‌های مخرب

آزمایش‌های مخرب با نمونه‌برداری از اعضا و یا اجزای سازه و انجام آزمایش در آزمایشگاه صورت می‌پذیرد. نمونه‌برداری باید با پیش بینی تمهیدات لازم برای جلوگیری از بروز هر گونه ناپایداری در سازه از نقاطی باشد که تحت کمترین تنش قرار دارند و آن نقاط بعد از نمونه برداری سریعاً قابل ترمیم باشند.

با توجه به مشکلات اجرایی، خطرات احتمالی، زمان و هزینه‌ی انجام آزمایش‌های مخرب از یکسو و امکانات موجود برای انجام آزمایش های غیر مخرب از سوی دیگر، باید سعی شود تا حتی المقدور با انجام آزمایش‌های غیر مخرب و با استفاده از اسناد و مدارک مربوط، تعداد آزمایش‌های مخرب به حداقل ممکن تقلیل یابد.

۲-۶- جمع آوری اطلاعات و بازرسی وضع موجود ساختگاه، خاک و سازه پی

۲-۶-۱- تعیین ویژگی‌ها

گردآوری اطلاعات مربوط به مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری مطابق بند (۲-۶-۲) و گردآوری اطلاعات مربوط به خاک محل ساختمان و شالوده (سازه پی) مطابق بند (۲-۶-۳) صورت می‌گیرد.

۲-۶-۲- مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری

در این بند، مخاطرات ساختگاهی شامل گسلش، روانگرایی، فرونشست، زمین لغزش و سنگ ریزش در بندهای (۲-۶-۲-۱)تا (۲-۶-۲-۴) بررسی شده است. موارد ارائه شده در این بند برای مخاطرات ساختگاهی، مستقل از سطح اطلاعات مورد نظر است.

۲-۶-۲-۱- گسلش

در صورت وجود گسل در ساختگاه مورد مطالعه، گردآوری اطلاعات لازم از جمله موارد زیر برای تصمیم‌گیری در مورد امکان یا عدم امکان بهسازی در هدف بهسازی موردنظر ضروری است:

۱- درجه فعالیت گسل؛

۲- نوع گسل (امتداد لغز، عادی، معکوس یا تراست فشاری)؛

۳- جهت حرکت گسل؛

۴- اندازه جابجایی‌های قائم و افقی برمبنای سطح خطر انتخابی زلزله؛

۵- طول و عرض منطقه خرد شده گسلی.

۲-۶-۲-۲- روانگرایی

در هنگام وقوع زمین‌لرزه در زمین‌های حاوی خاک‌های ماسه‌ای کم تراکم و اشباع، فشار آب حفره‌ای می‌تواند به حدی افزایش یابد که خاک مقاومت برشی خود را از دست بدهد، این پدیده به روانگرایی موسوم است.

جهت برآورد پتانسیل روانگرایی خاک در محل ساختمان تعیین دقیق وضعیت لایه‌های زیرسطحی خاک و عمق آب زیرزمینی لازم است. اطلاعات کلیدی در این بررسی عبارتند از: مشخصات ژئوتکنیکی محل، تراز سطح آب زیرزمینی و تغییرات آن، نوع و میزان تراکم خاک.

دربررسی پتانسیل خطر روانگرایی در یک ساختگاه، ابتدا باید معلوم شود که آیا اساساً وقوع این پدیده در آن ساختگاه محتمل است یا خیر. به طور کلی احتمال وقوع روانگرایی در آبرفت‌های جوان بیش از آبرفت‌های قدیمی است. بدین لحاظ با بررسی شرایط زمین‌شناسی خاک و نوع رسوبات می‌توان به طور کیفی پتانسیل خطر را تعیین نمود. جدول (۲-۲) راهنمای کلی در این زمینه است.

جدول۲- ۲- احتمال وقوع روانگرایی در واحدهای مختلف زمین ریخت‌شناسی

درجه	واحدهای زمین ریخت‌شناسی	پتانسیل روانگرایی
A	بسترهای فعلی و قدیمی رودخانه‌ای- باتلاق- زمین‌های پست بین تپه‌های ماسه‌ای و کنار بندهای طبیعی- محلهای احیاشده- دشت‌های سیلابی	احتمال وقوع روانگرایی زیاد می‌باشد.
B	مخروط افکنه- تپه‌های ماسه‌ای- دشت سیلابی- سایر جلگه‌ها	روانگرایی ممکن است.
C	تراس- تپه- کوه	روانگرایی غیرمحتمل است.

معیارهای زیر می‌تواند برای ارزیابی خطر روانگرایی به کار رود:

۱- اگر سطح آب زیرزمینی در عمق بیش از ۱۰ متر زیر تراز شالوده واقع باشد پتانسیل خطر بسیار کم است و از مخاطرات روانگرایی صرفنظر می‌شود. باید توجه داشت که در این بررسی، تغییرات فصلی سطح آب نیز باید مدنظر قرار گیرد؛

۲- اگر جنس لایه‌های خاک از نوع رس لای‌دار باشد پتانسیل خطر کم است، مگر این که رس موجود از نوع به شدت حساس باشد؛

۳- لایه‌های خاک غیرچسبنده (از نوع ماسه و لای) با تعداد ضربات نفوذ استاندارد اصلاح شده $(N_1)_{60}$ مساوی یا بیشتر از ۲۰ در اعماق زیر سطح آب زیرزمینی و لایه‌های خاک با بیش از ۲۰٪ رس، فاقد خطر روانگرایی هستند.

منظور از $(N_1)_{60}$، تعداد ضربات نفوذ استاندارد اصلاح شده برای ۶۰٪ انتقال انرژی و فشار روباره ۱۰۰KPa است. نتایج آزمایش S.P.T در هر پروژه می‌بایست با توجه به نحوه انجام آزمایش و استفاده از مراجع معتبر ژئوتکنیک در این زمینه نظیر ASTM با اعمال ضریبی مناسب به $(N_1)_{60}$تبدیل شود.

اگر معیارهای فوق، منتفی بودن احتمال وقوع پدیده روانگرایی را نشان ندهند، انجام مطالعات ارزیابی پتانسیل روانگرایی در ساختگاه الزامی است.

۲-۶-۲-۳- فرونشست

ممکن است زلزله موجب نشست در نواحی محدود یا وسیعی از سطح زمین شود. این نشست می‌تواند در اثر روانگرایی در خاک‌های دانه‌ای سست اشباع و یا تراکم در خاک‌های دانه‌ای سست غیراشباع باشد. علاوه بر آن ممکن است زلزله موجب فروریزش فضاهای باز زیرزمینی از قبیل معادن، تونل‌ها، قنوات، غارها و حفرات کارستی شود و در نتیجه نشست قابل توجهی در محدوده بزرگی به وجود آید که به چنین مواردی فرونشست گفته می‌شود. فرونشست ممکن است موجب وقوع نشست‌های نامساوی در پی و ناپایداری در سازه شود.

تغییرمکان قابل قبول ناشی از فرونشست، متناسب با سطح عملکرد سازه و نیز قابلیت و توانایی سازه جهت پذیرش تغییرمکان‌های یکسان یا نامساوی شالوده تعیین می‌شود.

۲-۶-۲-۴- زمین لغزش و سنگ ریزش

زمین لغزش به حرکت توده‌ای خاک یا سنگ برروی شیب‌ها به سمت پایین دست و سنگ ریزش به فروافتادن قطعات کوچک تا بسیار بزرگ سنگ اطلاق می‌شود. بروز زمین لغزش می‌تواند باعث ناپایداری کلی یا تخریب ساختمان یا حرکت کلی یکسان یا متفاوت شالوده ساختمان شود. ارزیابی پتانسیل این مخاطرات نیازمند آگاهی کامل از شرایط ژئوتکنیکی لایه‌ها و سازندهای مختلف زمین است. در صورت حصول تمامی موارد ذیل، نیازی به بررسی پایداری شیب محل پروژه از نظر زمین لغزش و سنگ ریزش نمی‌باشد.

۱- زمین با شیب کمتر از ۱ قائم به ۴ افقی (مگر آن که زمین مستعد روانگرایی باشد و یا خاک منطقه حساس باشد)؛

۲- عدم وجود مورفولوژی لغزشی و عدم وجود سابقه ناپایداری شیب‌ها در منطقه؛

۳- عدم وجود سازندهای با پتانسیل لغزش و سنگ ریزش.

اگر در نتیجه بررسی‌های ارزیابی پایداری شیروانی خاکی، تشخیص داده شود که خاک منطقه مستعد روانگرایی نبوده و به صورت دیگری نیز مقاومت برشی خود را از دست نمی‌دهد، استفاده از روش معادل استاتیکی جهت ارزیابی پایداری شیب محل مجاز است. در غیر این صورت جهت ارزیابی پایداری شیب باید از تحلیل دینامیکی با در نظر گرفتن مدل رفتاری مناسب جهت لحاظ نمودن رفتار غیرخطی خاک و تغییرات فشار آب حفره‌ای استفاده شود.

۲-۶-۳- اطلاعات مربوط به خاک محل ساختمان و شالوده (سازه پی)

اطلاعات مربوط به خاک محل ساختمان و شالوده شامل شرایط ژئوتکنیکی ، نوع پی و مشخصات هندسی و سازه‌ای و بارگذاری آن است و براساس موارد ذکر شده در بندهای (۲-۶-۳-۱) تا (۲-۶-۳-۳) به دست می‌آید.

۲-۶-۳-۱- اطلاعات مربوط به شالوده (سازه پی)

نوع شالوده (سطحی، عمیق)، هندسه (ابعاد، شکل)، عمق آن نسبت به زمین مجاور، نوع مصالح، مقدار و نوع و آرایش میلگرد به‌کار رفته در آن، جزئیات طراحی و مشخصات اجرایی شالوده و همچنین هندسه زمین و نیز مشخصات سازه‌های مجاور از نظر رقوم ارتفاعی، نوع شالوده و تعداد طبقات آنها مواردی هستند که باید مورد مطالعه قرار گیرد.

۲-۶-۳-۲- شرایط بارگذاری شالوده (سازه پی)

گردآوری اطلاعات مربوط به بارگذاری مورد استفاده جهت طراحی قبلی شالوده شامل مقدار، محل اثر (خروج از مرکزیت)، راستا و تمایل بارهای وارد به شالوده ضروری است.

۲-۶-۳-۳- شرایط ژئوتکنیکی محل ساختمان

جمع آوری اطلاعات زیر در ارتباط با خاک پی براساس عملکرد انتخابی و سطح اطلاعات مورد نیاز ضرورت دارد.

۲-۶-۳-۳-۱- کلیات

برای ارزیابی رفتار پی (در مقابل گسیختگی و تغییر مکان) حداقل به اطلاعات زیر نیاز می‌باشد :

- ظرفیت باربری نهایی و مجاز خاک بر حسب نوع شالوده (سطحی یا عمیق) ؛
- ضرایب تغییر شکل براساس جنس و رفتار خاک‌ها در تغییر شکل الاستیک و نیز تغییر شکل‌های تحکیمی و تابع زمان ؛
- مطالعات مربوط به فشار جانبی خاک بر روی دیوارهای نگهبان.

این اطلاعات با توجه به مدارک و گزارش‌های موجود قبلی، بازدیدهای محلی و در صورت وجود، با بررسی نتایج عملیات حفاری و احیانا با نمونه گیری و انجام آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی با گستره‌ای بسته به سطح اطلاعات مورد نظر به دست می‌آیند.

۲-۶-۳-۳-۲- جمع آوری مشخصات در سطح اطلاعات حداقل

مشخصات ذکر شده برای خاک در دفترچه محاسبات و نقشه‌های اجرایی پی را، درصورت وجود، می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین در سطح اطلاعات حداقل درنظر گرفت.

۲-۶-۳-۳-۳- جمع آوری مشخصات در سطح اطلاعات متعارف

در سطح اطلاعات متعارف مشخصات لایه‌های خاک باید با انجام نمونه گیری و انجام آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی به دست آیند. حداقل تعداد گمانه‌ها و آزمایش‌های مورد نیاز در یک برنامه‌ی جمع آوری اطلاعات در سطح متعارف براساس ضوابط زیر تعیین می‌شوند:

۱- در صورت وجود مدارک فنی معتبر که حاوی نتایج بررسی ساختگاهی درحد معمول باشد نیاز به انجام آزمایش اضافی نیست و می‌توان از مقادیر داده شده در گزارش ژئوتکنیک استفاده نمود؛

۲- اگر مدارک فنی موجود نباشد و یا نقص، کاستی و عدم سازگاری در گزارش موجود مشاهده شود، حفاری حداقل یک گمانه تا عمق نفوذ تنش بارگذاری و انجام آزمایش‌های متداول ژئوتکنیکی در این گمانه برحسب نوع خاک موجود لازم می‌باشد.

۲-۶-۳-۳-۴- جمع آوری مشخصات در سطح اطلاعات جامع

حداقل تعداد گمانه و آزمایش‌های مورد نیاز در یک برنامه‌ی جمع آوری اطلاعات جامع براساس ضوابط زیر تعیین می‌شوند :

۱- درصورت وجود گزارش ژئوتکنیکی که حاوی نتایج بررسی ساختگاهی در حد معمول باشد، انجام حفاری، نمونه برداری و آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی در حداقل یک گمانه لازم است ؛

۲- درصورت عدم وجود مدارک فنی معتبر، انجام یک شناسایی کامل از ساختگاه با حفر گمانه هایی که بتواند تنوع لایه‌های خاک و اطلاعات مورد نیاز را در راستاهای افقی و قائم به‌طور کامل ارائه دهد، لازم می‌باشد. محل و تعداد گمانه ها بسته به شرایط ساختگاه و مساحت زیربنای ساختمان با مشورت طراح و کارشناس ژئوتکنیک تعیین می شود و حداقل ۳ گمانه غیر واقع در یک راستا باید حفر شود.

۲-۷- جمع آوری اطلاعات و بازرسی وضعیت موجود اعضا و اجزای سازه‌ای ساختمان

۲-۷-۱- کلیات

جهت ساختن یک مدل تحلیلی که بتواند برآورد مناسبی از رفتار ساختمان به‌دست دهد، علاوه بر وضعیت اعضا، هندسه و پیکربندی آن باید مشخصات مصالح به کار رفته در آن نیز مشخص شود. این بخش به ضوابط تعیین مشخصات مصالح و نحوه‌ی بررسی وضعیت موجود ساختمان اختصاص دارد. مطمئن‌ترین راه اطلاع از مشخصات، انجام آزمایش برای تعیین مشخصات مورد نیاز می‌باشد. نوع و تعداد آزمایش‌های لازم به دقت اطلاعات موجود سازه‌ای،کیفیت و شرایط فیزیکی مصالح و اجزای ساختمان و سطح اطلاعات مورد نظر بستگی دارد. وجود هرگونه اطلاعات مستند و قابل اطمینان از نوع و مشخصات استفاده شده در اجزا و اتصالات ساختمان حایز اهمیت است و می‌تواند از تعداد آزمایش‌های لازم بکاهد.

کلیات تعیین مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان طبق بخش (۲-۲) صورت می‌پذیرد. ضوابط ویژه‌ی ساختمان‌های موجود، در بندهای مختلف این بخش ذکر شده است.

۲-۷-۲- اعضا و اجزای فولادی

بازرسی وضعیت موجود براساس ضوابط بند (۲-۷-۲-۱) و تعیین مشخصات مصالح براساس ضوابط بند (۲-۷-۲-۲) انجام می پذیرد. دامنه آزمایش‌های انجام شده و نحوه‌ی بازرسی وضعیت موجود ساختمان، ملاک تعیین ضریب آگاهی براساس ضوابط بند (۲-۷-۲-۴) می‌باشد.

۲-۷-۲-۱- بازرسی وضعیت موجود

۲-۷-۲-۱-۱- کلیات

بازرسی وضعیت موجود ساختمان و شرایط ساختگاه باید براساس ضوابط این بند انجام گیرد. این بازرسی شامل موارد زیر است :

۱- بررسی وضعیت اجزایی که نیروها و تغییر شکل‌های ناشی از زلزله را دریافت می‌کنند به منظور تشخیص وجود هر نوع تضعیف یا فرو پایگی ناشی از اثرات نیرو یا شرایط محیطی.

۲- بررسی پیکربندی، اعضا، اجزا، اتصالات آنها و وجود پیوستگی در مسیر انتقال در سیستم سازه‌ای.

۳- شناسایی اعضای غیرسازه‌ای که موثر در رفتار سازه بوده و محدودیت هایی را بر بهسازی تحمیل می‌نمایند.

۴- شناسایی شرایط ساختگاه، خاک محل و پی بر اساس بند (۲-۶) .

۵- شناسایی ساختمان‌های مجاور براساس بند (۲-۲-۴).

۲-۷-۲-۱-۲- مشخصات اجزا

جهت بررسی و ارزیابی سازه باید اطلاعات زیر برای اعضا و اتصالات آن مطابق وضع موجود گردآوری شود.

۱- ابعاد و ضخامت اعضا و همچنین ورق‌های پوششی، مهاربندها و سخت کننده ها.

۲- سطح مقطع، اساس مقطع، ممان اینرسی و خواص پیچشی اعضا در مقاطع بحرانی.

۳- موقعیت و مشخصات اتصالات و وصله‌ها به نحوی که اجرا شده اند.

۴- شرایط فیزیکی فلز مبنا و اجزای اتصال شامل بررسی تغییر شکل‌ها و آسیب دیدگی‌های موجود.

مرور مدارک فنی ساختمان به منظور تشخیص سیستم‌های باربر ثقلی و جانبی و اعضای آنها و همچنین تعیین اعضا و اتصالات بحرانی و هر نوع تغییر ایجاد شده‌ی بعدی در وضعیت اعضا و پیکربندی سازه ضروری می‌باشد.

درصورت کامل نبودن مدارک فنی ساختمان و همچنین برای تطبیق وضعیت موجود با نقشه‌ها باید بازدید کاملی از ساختمان برای کسب اطلاعات لازم مطابق بند (۲-۷-۲-۱-۳) انجام شود.

۲-۷-۲-۱-۳- روش‌ها و محدوده‌ی کاربرد

بازرسی وضعیت موجود ساختمان باید شامل بازرسی عینی از اعضای سیستم مقاوم لرزه بر جانبی قابل رویت باشد، تا بدین وسیله بتوان میزان تطبیق وضع موجود را با آنچه که در مدارک فنی آمده است، کنترل نمود.

هدف از این بازرسی، شناسایی و تعیین هرگونه مغایرت در هندسه و پیکربندی ساختمان، تعیین موارد کاهش سختی و مقاومت در اعضا، کنترل پیوستگی مسیرهای انتقال بار، تشخیص ضرورت انجام آزمایش‌های دیگر جهت تشخیص و اندازه‌گیری میزان آسیب و ضعف و نیز اندازه‌گیری ابعاد موجود ساختمان و مقایسه‌ی آن با اطلاعات موجود در مدارک فنی و تعیین وجود هرگونه تغییر شکل دائمی می‌باشد.

اگر وجود پوشش معماری و موانع دیگر امکان بازرسی عینی را سلب کرده باشد، بازرسی می‌تواند با برداشت موضعی مصالح پوششی و یا به طور غیر مستقیم مثلاً از طریق ایجاد حفره در مانع و استفاده از وسایل مخصوص (Fiberscope) انجام گیرد.

ضوابط بازرسی عینی وضعیت موجود به شرح زیر می‌باشند :

۱- اگر نقشه‌های جزئیات اجرایی موجود باشد، آشکار کردن حداقل یک اتصال از هر نوع اتصال اصلی شامل اتصال تیر به ستون میانی، اتصال تیر به ستون کناری، اتصال ستون به شالوده و اتصال تیر به دیافراگم باید انجام پذیرد. درصورتی که هیچ نوع انحرافی از نقشه‌ها برای نمونه‌ای مشاهده نشود، کلیه‌ی اتصالات مشابه با آن نمونه اجرا شده عین نقشه تلقی می‌شود. اگر در بازرسی، انحرافی از نقشه‌های اجرایی مشاهده شود باید اتصالات دیگری نیز از این نمونه بازرسی شود تا زمانی که بتوان در مورد آن نوع اتصال به قضاوت مشخصی رسید.

۲- اگر نقشه اجرایی موجود نباشد، باید حداقل سه اتصال از هر نوع اتصال اصلی با برداشت روکش آنها آشکار شوند. در صورتی‌که تفاوتی مشاهده نشود این نمونه‌ها نماینده‌ی اتصالات مشابه فرض می‌شوند. درصورت وجود تفاوت باید اتصالات دیگری نیز از این نمونه بازرسی شود تا زمانی که بتوان در مورد آن نوع اتصال به قضاوت مشخصی رسید.

۲-۷-۲-۲- تعیین مشخصات مصالح

۲-۷-۲-۲-۱- کلیات

برای تعیین مشخصات مکانیکی مصالح اعضا و اتصالات فولادی موجود، لازم است تنش تسلیم مصالح مبنا و اجزای اتصال تعیین شود.

در صورتی که انجام آزمایش برای یافتن این کمیت‌ها ضروری شود، می‌توان اطلاعات مفید دیگری نظیر مقاومت نهایی و تغییر شکل نسبی نهایی مصالح را از روی منحنی‌های تنش – کرنش مصالح به دست آورد.

آزمایش نمونه‌ها برای تعیین مشخصات مکانیکی آنها باید بر مبنای استاندارد ملی یا معتبر بین‌المللی انجام شود. گستره آزمایش‌های لازم از یکسو به میزان در دسترس بودن اطلاعات اولیه‌ی ساختمان و اطلاعات حین ساخت آن و از سوی دیگر به امکان دسترسی به اجزای مختلف ساختمان و شرایط مصالح بستگی دارد.

مشخصات مصالح باید با نمونه برداری از مصالح و انجام آزمایش تعیین شود. نمونه برداری باید از محل‌هایی که تنش کم باشد انجام گیرد. در آزمایش اتصالات پیچی یا پرچی به هنگام برداشتن آنها باید پیچ‌های مناسبی جایگزین شوند. نمونه برداری از یک اتصال جوشی باید با مرمت آن اتصال همراه باشد.

اگر فولاد مبنا ST37 (فولاد نرمه) باشد در این حالت ابعاد و طول جوش در محل هر نمونه‌ی اتصال نمایان شده اندازه‌گیری و با آزمایش‌های غیرمخرب، کیفیت جوش مشخص شود. اگر فولاد به کار رفته بالاتر از ST37 باشد در این حالت مقاومت جوش با نمونه گیری از محل اتصال و انجام آزمایش مخرب علاوه بر موارد ذکر شده فوق، تعیین شود. در مورد اتصالات پیچی یا پرچی در محل هر اتصال نمایان، علاوه بر تعیین تعداد، ابعاد و آرایش مربوط، یک نمونه از هر تیپ باز شده و مشخصات مکانیکی مصالح با آزمایش تعیین شود.

حداقل تعداد آزمایش‌ها باید براساس ملزومات بند (۲-۷-۲-۲-۳) و (۲-۷-۲-۲-۴) تعیین شود.

تعیین کربن معادل مصالح مبنا و اجزای اتصال و یا بررسی قابلیت جوش پذیری مصالح مبنا و اجزای اتصال به تشخیص طراح ممکن است با انجام آزمایش ضرورت یابد.

۲-۷-۲-۲-۲- جمع آوری مشخصات مصالح فولادی در سطح اطلاعات حداقل

درصورتی که مشخصات مصالح فولادی در دفترچه‌ی محاسبات یا نقشه‌های اجرایی موجود باشد این مقادیر را می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح در سطح اطلاعات حداقل درنظر گرفت. درغیر این صورت جمع آوری مشخصات مصالح باید طبق سطح اطلاعات متعارف در بند (۲-۷-۲-۲-۳) صورت گیرد. درصورتی که مشخصات مورد انتظار مصالح فولادی لازم باشد می‌توان مقادیر کرانه پایین را در ضریب ۱/۱ ضرب نمود.

۲-۷-۲-۲-۳- جمع آوری مشخصات مصالح فولادی در سطح اطلاعات متعارف

حداقل تعداد آزمایش‌های لازم برای تعیین مقاومت تسلیم و مقاومت کششی مصالح فولادی در یک برنامه‌ی جمع آوری اطلاعات در سطح متعارف باید براساس ضوابط زیر باشد :

۱- در صورت موجود بودن مدارک فنی معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح، نقشه‌های اجرایی و یا رویت مارک ثبت شده، نیاز به انجام آزمایش نمی باشد و می‌توان از مقادیر مقاومت ذکر شده در مدارک به طور مستقیم به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح استفاده نمود.

۲- درصورت موجود نبودن مدارک فنی معتبر، نقص اطلاعات ویا استفاده از فولاد بالاتر از ST37 در نقشه‌های اجرایی، ابتدا با روش غیر مخرب و با استفاده از دستگاه سختی سنج، یکنواختی مصالح از نظر فولاد مصرفی تعیین می‌شود.

در صورتی که پراکندگی نتایج بیانگر یکسان بودن رده‌ی فولاد برای تمام اعضا باشد، در این حالت یک نمونه از عضوی که کمترین بار را تحمل می‌کند، گرفته می‌شود.

در صورتی که پراکندگی نتایج بیانگر استفاده از فولاد با رده‌های متفاوت باشد، باید حداقل یک آزمایش در هر رده‌ی فولاد از عضوی که کمترین بار را تحمل می‌کند، انجام شود.

مشخصات مورد انتظار مصالح فولادی در سطح اطلاعات متعارف برابر با مشخصات نزدیک ترین رده فولاد که مقاومتی کمتر از مقادیر بدست آمده از آزمایش را دارد، می‌باشد. در صورتی که مشخصات کرانه پایین مصالح فولادی لازم باشد می‌توان مقادیر مورد انتظار را بر ضریب ۱/۱ تقسیم نمود.

در صورت صلاحدید طراح ، تعداد آزمایش‌های مخرب می‌تواند با جایگزینی آنها با آزمایش‌های غیرمخرب مناسب (حداقل ۵ آزمایش غیرمخرب به جای یک آزمایش مخرب) کاهش داده شود.

۲-۷-۲-۲-۴- جمع آوری مشخصات مصالح فولادی در سطح اطلاعات جامع

حداقل تعداد آزمایش‌های لازم جهت تعیین مقاومت تسلیم و مقاومت کششی مصالح فولادی در یک برنامه جمع‌آوری اطلاعات در سطح جامع باید براساس ضوابط زیر باشد:

۱- در صورت موجود بودن مدارک فنی معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح، نقشه‌های اجرایی ویا رویت مارک ثبت شده، با انجام حداقل ۱ آزمایش، در صورت تأیید اطلاعات موجود، می‌توان از مقادیر مقاومت ذکر شده در مدارک به طور مستقیم به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح استفاده نمود.

۲- درصورت موجود نبودن مدارک فنی معتبر، نقص اطلاعات ویا استفاده از فولاد بالاتر از ST37 در نقشه‌های اجرایی، ابتدا با روش غیر مخرب و با استفاده از دستگاه سختی سنج، یکنواختی مصالح از نظر فولاد مصرفی تعیین می‌شود.

در صورتی که پراکندگی نتایج بیانگر یکسان بودن رده‌ی فولاد برای تمام اعضا باشد، در این حالت حداقل سه نمونه از اعضایی که کمترین بار را تحمل می‌کنند، گرفته می‌شود.

در صورتی که پراکندگی نتایج بیانگر استفاده از فولاد با رده‌های متفاوت باشد، باید حداقل سه آزمایش در هر رده‌ی فولاد از اعضایی که کمترین بار را تحمل می‌کنند ، انجام شود.

مشخصات کرانه پایین مصالح فولادی در سطح اطلاعات جامع برابر با متوسط نتایج منهای یک انحراف معیار می‌باشد. در این حالت متوسط نتایج به عنوان مقاومت مورد انتظار مصالح فولادی استفاده می‌شود.

در صورت صلاحدید طراح ، تعداد آزمایش‌های مخرب می‌تواند با جایگزینی آنها با آزمایش‌های غیرمخرب مناسب (حداقل ۵ آزمایش غیرمخرب به جای یک آزمایش مخرب) کاهش داده شود.

۲-۷-۲-۳- مدل سازی تحلیلی ساختمان

اطلاعات جمع‌آوری شده از بررسی وضعیت موجود ساختمان باید در تهیه‌ی مدل تحلیلی ساختمان و برآورد رفتار لرزه‌ای آن مورد استفاده قرار گیرد. هرگاه در بازرسی وضعیت موجود، هیچ‌گونه خسارت، تغییر و یا انحرافی در مقایسه با نقشه‌های اجرایی مشاهده نشود، در مدل‌سازی، مقاطع اعضا کاملاً مطابق با نقشه‌های اجرایی در نظرگرفته خواهند شد. اما در صورت وجود تفاوت و یا موجود نبودن نقشه‌های اجرایی، مبنای مدل‌سازی بر اساس ابعاد اندازه‌گیری شده در بازرسی وضعیت موجود خواهد بود.

۲-۷-۲-۴- ضریب آگاهی

نحوه‌ی انتخاب ضریب آگاهی (K) برای محاسبه‌ی ظرفیت اعضای فولادی و تغییر شکل‌های آنها براساس بند (۲-۳-۲) می‌باشد.

۲-۷-۳- اعضا و اجزای بتنی

بازرسی وضعیت موجود براساس ضوابط بند (۲-۷-۳-۱) ، تعیین مشخصات مصالح براساس ضوابط بند (۲-۷-۳-۲) و مدل‌سازی تحلیلی ساختمان بر اساس ملاحظات بند (۲-۷-۳-۳) انجام می پذیرد.

دامنه آزمایش‌های انجام شده و نحوه‌ی بازرسی وضعیت موجود ساختمان ملاک تعیین ضریب آگاهی براساس ضوابط بند(۲-۷-۳-۴) می‌باشد.

۲-۷-۳-۱- بازرسی وضعیت موجود

۲-۷-۳-۱-۱- کلیات

بازرسی وضعیت موجود ساختمان باید براساس ضوابط این بند انجام گیرد. این بازرسی شامل موارد زیر است :

۱- بررسی وضعیت قطعات و اتصالات آنها برای تعیین ضعف‌هایی نظیر تغییر شکل‌های تابع زمان (وارفتگی و وادادگی)، ترک خوردگی ها، فروپایگی ها، افتادگی ها، خوردگی‌ها و ضعف‌های اجرایی در قطعات اصلی و غیر اصلی؛

۲- شناخت پیکربندی و شکل هندسی قطعات و اتصالات، همچنین مشخص نمودن وجود یا عدم وجود پیوستگی در مسیرهای انتقال بار میان قطعات، اعضا و سیستم، بررسی شرایط اعضا از لحاظ طرز قرارگیری، ترازبودن، درستی ابعاد و غیره نیز باید انجام شود ؛

۳- بررسی هرگونه شرایط دیگری که بر عملکرد ساختمان موجود تاثیر داشته باشد مانند وجود دیوارهای مشترک با ساختمان-های همسایه، اجزای غیرسازه ای، تغییرات داده شده در ساختمان بعد از ساخت اولیه‌ی آن و نیز محدودیت هایی که در ساختمان برای انجام عملیات بهسازی وجود دارد باید بررسی و مستند سازی شوند؛

۲-۷-۳-۱-۲- مشخصات اجزا

جهت مطالعه‌ی سازه باید اطلاعات زیر برای اعضا و اتصالات سازه مشخص شوند. باید تلاش شود این مشخصات مطابق آنچه موجود است، تعیین شوند :

۱- ابعاد مقطع اعضا، تعداد، قطر و آرایش میلگردها در مقاطع

۲- مشخصات اتصالات اعضا، مهاربندها، کف ستون ها و میل مهارها

۳- هرگونه تغییر داده شده در اعضا

۴- وضعیت موجود اعضا و اتصالات و در صورت وجود خرابی و آسیب، برآورد شدت و گستره آسیب موجود.

۲-۷-۳-۱-۳- روش‌ها و محدوده‌ی کاربرد

بازرسی وضعیت موجود ساختمان باید حداقل بازرسی عینی از کلیه‌ی اعضا و قطعاتی که در مقاومت در برابر بار جانبی شرکت دارند و جهت بررسی در دسترس می‌باشند را شامل شود. در بازرسی وضعیت موجود ساختمان در مواردی ممکن است نیاز به انجام آزمایش‌های اضافی، بنا به تشخیص طراح نیز باشد.

هدف از این بازرسی شناسایی و تعیین هرگونه مغایرت در هندسه و پیکربندی ساختمان، تعیین موارد کاهش سختی و مقاومت در اعضا، کنترل پیوستگی مسیرهای انتقال بار، تشخیص ضرورت انجام آزمایش‌های دیگر مطابق با بند (۲-۷-۳-۱-۴) جهت تعیین و اندازه گیری میزان آسیب و ضعف و نیز اندازه گیری ابعاد موجود ساختمان و مقایسه‌ی آن با اطلاعات موجود در مدارک فنی و تعیین هرگونه تغییر شکل دائمی می‌باشد.

اگر وجود پوشش معماری و موانع دیگر امکان بازرسی عینی را سلب کرده باشد، بازرسی می‌تواند با برداشت موضعی مصالح پوششی یا به طور غیرمستقیم مثلاً از طریق ایجاد حفره در مانع و استفاده از وسایل مخصوص (Fiber Scope) انجام گیرد.

بازرسی عینی ساختمان شامل شالوده‌ها (قسمت‌های قابل دیدن)، اعضای سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی، دیافراگم‌ها و اتصالات می‌باشد. در هر طبقه حداقل ۲۰٪ اعضا، اجزا و اتصالات باید بازرسی عینی شوند. اگر آسیب و ضعف قابل ملاحظه‌ای در بعضی اعضا مشاهده شود، تعداد نمونه‌ی مورد بازرسی عینی از آن اعضا به ۴۰٪ افزایش یابد. درصدهای ارائه شده تعداد حداقل را مشخص می‌کنند و بنا به شرایط ساختمان، طراح تعداد نمونه‌ی لازم را مشخص خواهد کرد. این بازرسی صرفاً به منظور مطالعه‌ی هندسه، آسیب و ضعف مشهود می‌باشد و وضعیت آرماتورها بررسی نمی شود.

در بازرسی وضعیت موجود، علاوه بر جمع آوری اطلاعات ذکر شده، قطر و نحوه‌ی آرماتور گذاری اعضا نیز مطالعه می‌شود. اطلاعات لازم تکمیلی را می‌توان با مطالعه‌ی اعضا از طریق روش‌های مخرب و یا غیر مخرب (مثل استفاده از دستگاه ردیاب آرماتور) به دست آورد. مطالعه‌ی جزئیات آرماتورهای اعضا را می‌توان با برداشتن مقدار محدودی از بتن رویه انجام داد.

ضوابط زیر در بازرسی اتصالات اصلی ساختمان باید مورد توجه واقع شوند :

۱- اگر بعضی نقشه‌های اجرایی با جزئیات کافی موجود است، از هر نوع اتصال اصلی (اتصال تیر به ستون میانی، اتصال تیر به ستون کناری، اتصال ستون به شالوده و اتصال تیر به دیافراگم) یک نمونه با برداشتن بتن رویه بررسی شود. اگر تفاوتی با نقشه‌ها دیده نشود، می‌توان فرض کرد که وضعیت اجرا شده مطابق نقشه‌ها می‌باشد. اگر تفاوتی با نقشه‌ها دیده شود، حداقل ۵٪ اتصالات موجود از آن نوع باید بررسی شوند تا میزان تفاوت کاملاً مشخص شود.

۲- اگر نقشه‌های اجرایی موجود نباشند، از هر نوع اتصال اصلی حداقل سه عدد باید بررسی شوند. اگر آنها به صورت یکسان اجرا شده بودند، نیازی به بازرسی اضافی نیست. اگر جزئیات اتصالات مختلف بودند، تعداد اتصال بیشتری باید بازرسی شوند تا زمانی که اطلاعات دقیقی از نحوه‌ی اجرای ساختمان حاصل شود.

۲-۷-۳-۱-۴- آزمایش‌های اضافی

بنا به شرایط فیزیکی قطعات و اتصال دهنده‌ها ممکن است آزمایش‌های مخرب و غیر مخرب اضافی توسط طراح مورد نیاز تشخیص داده شود. این آزمایش‌ها ممکن است جهت تعیین درجه‌ی خسارت یا وجود زوال یافتگی یا درک بهتر از وضعیت موجود و کیفیت بتن مورد نیاز باشند. دستورالعمل و نحوه کاربرد روش‌های مخرب و غیرمخربی که ممکن است در خلال بازرسی وضعیت موجود مورد نیاز باشند، باید برمبنای استانداردهای معتبر باشند.

۲-۷-۳-۲- تعیین مشخصات مصالح

۲-۷-۳-۲-۱- کلیات

برای تعیین مشخصات مکانیکی مصالح اعضا و اتصالات بتنی موجود لازم است مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن و تنش تسلیم و مقاومت نهایی آرماتورهای معمولی یا پیش تنیده و قطعات فلزی به کار رفته در اتصالات تعیین شود.

درصورتی که انجام آزمایش برای یافتن این کمیت‌ها ضروری شود می‌توان اطلاعات مفید دیگری نظیر ضریب ارتجاعی و شکل پذیری بتن و یا فولاد مصرفی را از روی منحنی‌های تنش – کرنش مصالح به دست آورد.

به منظور یافتن خصوصیات مکانیکی مصالح موجود در قطعات ساختمان لازم است تا از آزمایش‌های مخرب و غیرمخرب معمول استفاده شود. اندازه گیری دقیق خصوصیات بتن موجود معمولاً با مغزه‌گیری از بتن و انجام آزمایش‌های مخرب در آزمایشگاه انجام می پذیرد. در این صورت نمونه برداری باید از محل‌های با کم ترین تنش در اعضای اصلی سیستم‌های باربر ثقلی و جانبی انجام شود.

در مورد بتن، آزمایش‌های لازم می‌تواند شامل مجموعه‌ای از آزمایش‌های مخرب و آزمایش‌های غیرمخرب باشد.

تعداد حداقل آزمایش‌های مخرب متداول شامل مغزه گیری از بتن موجود و آزمایش‌های غیرمخرب از قبیل آزمایش‌های چکش برگشتی اشمیت، امواج پالسی فراصوتی، بیرون آوردن(PULL OUT)، کندن(PULL OFF) و غیره در بندهای (۲-۷-۳-۲-۳) و (۲-۷-۳-۲-۴) ذکر شده است. آزمایش‌های غیر مخرب نباید به طور کامل جایگزین آزمایش‌های مخرب شوند ولی می‌توانند از تعداد آزمایش‌های مخرب لازم بکاهند. آزمایش‌های غیرمخرب عمدتاً برای بررسی یکنواختی و تعیین تغییرات کیفیت بتن در بخش‌های مختلف سازه بتنی کاربرد دارند ولی تحت شرایط خاصی برای تخمین مقاومت بتن نیز می‌توان از نتایج آنها استفاده نمود.

باتوجه به اینکه هر یک از روش‌های ذکر شده فوق نیازمند روال کالیبراسیون خاصی می‌باشند، آنها را نمی‌توان به‌طور کامل جانشین آزمایش‌های تعیین مقاومت بتن(مغزه‌گیری) نمود. با توجه به تجربیات گذشته و بررسی دقت‌وخطا در آزمایش‌های مختلف، درصورت مجاز بودن جایگزینی آزمایش‌های غیرمخرب به‌جای آزمایش های مخرب [با توجه به ضوابط مندرج در بندهای (۲-۷-۳-۲-۳) و (۲-۷-۳-۲-۴)] لازم است تا در مقابل هر یک کاهش در تعداد مغزه گیری، حداقل ۵ آزمایش غیر مخرب انجام گیرد.

مغزه‌گیری تا حدامکان نباید به آرماتورهای موجود صدمه بزند. استفاده از ردیاب آرماتور در این رابطه توصیه می‌شود. بعد از مغزه‌گیری حفره ایجاد شده باید توسط بتن یا ملاتی غیر انقباضی حداقل با مشخصات مشابه بتن موجود ترمیم شود. مقاومت‌های حاصل از مغزه‌ها باید توسط روش‌های قابل قبول به مقاومت فشاری بتن در محل تبدیل شود. مغزه گیری، نمونه‌گیری، نمونه‌برداری و سایر آزمایش‌ها باید طبق روش‌های استاندارد قابل قبول انجام گیرند.

درصورتی که مشخصات آرماتور یا فولاد پیش‌تنیده مورد نیاز باشد، بعد از اخذ نمونه از آرماتورها باید با وصله‌های جوشی پیوستگی آرماتورها برای انتقال نیرو تأمین شود.

۲-۷-۳-۲-۲- جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

در صورتی که مشخصات مصالح در دفترچه‌ی محاسبات یا نقشه‌های اجرایی موجود باشد، برای آرماتور این مقادیر را می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح در سطح اطلاعات حداقل درنظر گرفت. برای بتن درصورتی می‌توان از مقادیر دفترچه محاسبات یا نقشه‌های اجرایی برای مشخصات کرانه پایین مصالح در سطح اطلاعات حداقل استفاده نمود که با استفاده از آزمایش‌های غیر مخرب نظیر چکش اشمیت نسبت به یکنواختی مصالح اطمینان حاصل شود و یا مدارک فنی معتبر دال بر انجام آزمایش در زمان ساخت موجود باشد. در غیر این صورت جمع آوری مشخصات مصالح باید طبق سطح اطلاعات متعارف، بند (۲-۷-۳-۲-۳)، صورت گیرد. در صورتی که مشخصات مورد انتظار مصالح لازم باشد، می‌توان مقادیر مشخصات کرانه پایین مصالح را با ضرایبی به مشخصات مورد انتظار مصالح تبدیل نمود. این ضرایب را می‌توان با آزمایش به دست آورد. به عنوان یک راهنما مقادیر جدول (۲-۳) قابل استفاده‌اند.

جدول۲- ۳- ضرایب برای تبدیل مشخصات کرانه‌ی پایین به مشخصات مورد انتظار مصالح

مشخصات مصالح	ضریب
مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن	۱/۲۵
تنش کششی و تسلیم میلگرد	۱/۱۵
تنش تسلیم دیگر مصالح فولادی به کار رفته جهت اتصال قطعات (مثل میل مهار)	۱/۲۵

۲-۷-۳-۲-۳- جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف

حداقل تعداد آزمایش‌های لازم برای تعیین مشخصات بتن و میلگرد در یک برنامه‌ی جمع آوری اطلاعات در سطح متعارف باید براساس ضوابط زیر باشد :

۱- برای تعیین مقاومت بتن موجود، حداقل دو مغزه از هر نوع عضو بتنی (ستون، تیر، دیوار برشی، دیافراگم و غیره) ساختمان گرفته می‌شود. حداقل تعداد مغزه در کل ساختمان در این حالت ۶ عدد می‌باشد.

در صورتی که ضریب تغییرات (C.O.V) نتایج کل مغزه‌ها کمتر از ۲۵٪ باشد، نسبت به تعیین مقاومت فشاری بتن اقدام می‌شود. چنانچه ضریب مزبور بیشتر از ۲۵٪ شود، تعداد مغزه‌های اخذ شده از هر نوع عضو حداقل به ۳ مغزه افزایش یافته و نتایج مقاومت فشاری مغزه‌های حاصل از هر نوع عضو برای تعیین مقاومت فشاری مشخصه عضو سازه‌ای مزبور مورد استفاده واقع می‌شود.

۲- درصورتی که مقاومت مشخصه‌ی میلگردهای فولادی طبق مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح معلوم باشد می‌توان از مشخصات اسمی یا طراحی مصالح بدون نیاز به انجام آزمایش به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح استفاده کرد و در صورتی‌که مشخصات مورد انتظار مصالح لازم باشد می‌توان مقادیر مشخصات کرانه پایین مصالح را با ضرایب جدول(۲-۳) به مشخصات مورد انتظار مصالح تبدیل نمود. در صورتی که مقاومت مشخصه‌ی میلگردهای اصلی معلوم نباشد باید حداقل دو نمونه از آرماتورهای به کار رفته در ساختمان جهت آزمایش اخذ شود.

در صورتیکه بتن ریزی همزمان تیر و دال محقق شود، می‌توان به‌جای مغزه گیری از تیر از دال مغزه گرفت. درصورت صلاحدید طراح، تعداد آزمایش‌های مخرب می‌تواند با جایگزینی آنها با آزمایش‌های غیرمخرب مناسب کاهش داده شود.

در تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف در صورت انجام نمونه برداری، مشخصات مورد انتظار مصالح بر اساس متوسط گیری از نتایج آزمایش ها و کرانه پایین مشخصات مصالح بر مبنای مقدار متوسط منهای یک انحراف معیار به دست می‌آید. مغزه گیری باید توسط تکنیسین باتجربه طبق استانداردهای ملی و یا معتبر بین المللی انجام شود.

۲-۷-۳-۲-۴- جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات جامع

حداقل تعداد آزمایش های لازم برای تعیین مشخصات بتن و میلگرد در یک برنامه‌ی جمع آوری اطلاعات در سطح جامع باید بر اساس ضوابط زیر باشد؛

الف-مصالح بتنی؛

۱- نحوه نمونه‌گیری: از هر نوع عضو بتنی (ستون، تیر، دیافراگم، دیوار برشی و غیره) باید حداقل سه مغزه گرفته و مورد آزمایش فشاری واقع شوند. حداقل تعداد آزمایش مورد نیاز برای تعیین مقاومت بتن در یک ساختمان، با درنظر گرفتن شرایط ذکر شده در این بخش،۶ نمونه می‌باشد. اگر از تیپ و رده‌های متفاوت بتن در ساختمان استفاده شده باشد، از هر رده باید حداقل سه نمونه گرفته و آزمایش شوند.

ضریب ارتجاعی بتن را می‌توان از منحنی آزمایش بتن به دست آورد و یا از طریق معادله‌ای که مقدار ضریب ارتجاعی را به مقاومت فشاری بتن ارتباط می‌دهد، محاسبه نمود. باید از اجزای بحرانی موثر در رفتار سازه و نیز از اعضای صدمه دیده یا تضعیف شده به طور تصادفی از محل‌های سالم نمونه‌گیری به عمل آورد. در مورد دیوارهای برشی، مغزه گیری باید از نواحی نزدیک به المان‌های مرزی آن انجام شود.

تعیین حداقل تعداد آزمایش لازم برای تعیین مقاومت‌های فشاری و کششی باید با درنظر گرفتن ضوابط زیر انجام شود :

۱-۱- برای اعضای بتنی که مقاومت طراحی آنها مشخص است و نتایج آزمایش‌ها نیز موجود هستند، حداقل سه آزمایش برای هر طبقه، هر ۲۰۰ مترمکعب از بتن یا هر ۷۰۰ متر مربع از سطح سازه (هر کدام که آزمایش بیشتری ایجاب کند) انجام شود. در صورتی که سه آزمایش اول با نتایج آزمایش‌های قبلی مطابقت نشان دادند، تعداد آزمایش لازم را می‌توان به $\frac{1}{3}$ کاهش داد ولی در هر حال حداقل ۶ آزمایش برای یک ساختمان باید انجام گیرد.

۱-۲- برای اعضای بتنی که مقاومت طراحی آنها مشخص هستند ولی نتایج آزمایش‌ها موجود نمی‌باشند، حداقل سه آزمایش برای هر طبقه، هر ۲۰۰ متر مکعب از بتن یا هر ۷۰۰ متر مربع از سطح سازه (هر کدام که آزمایش بیشتری ایجاب کند) انجام شود. در هر حال حداقل ۶ آزمایش برای یک ساختمان باید انجام گیرد.

۱-۳- برای اعضای بتنی که مقاومت طراحی آنها ناشناخته است و نتایج آزمایش‌ها نیز موجود نمی‌باشند حداقل شش آزمایش برای هر طبقه، هر ۲۰۰ متر مکعب از بتن یا هر ۷۰۰ مترمربع از سطح سازه (هر کدام که آزمایش بیشتری ایجاب کند) انجام شود. اگر آزمایش نشان دهد که از بتن‌های با رده‌های مختلف استفاده شده است، تعداد آزمایش باید جهت تعیین قطعی مشخصات رده‌های مورد استفاده، افزایش یابد.

۱-۴- در مورد تیرها و دال‌ها، تعداد نمونه‌های لازم را می‌توان به نصف کاهش داد، به شرطی که از روش‌های غیرمخرب در کنار مغزه‌گیری استفاده شود. در صورتیکه بتن ریزی همزمان تیر و دال محقق شود، می‌توان به‌جای مغزه‌گیری از تیر از دال مغزه گرفت.

۲- نحوه ارزیابی: در صورتی که ضریب تغییرات(C.O.V) نتایج کل مغزه‌ها از ۱۴٪ کمتر باشد، نسبت به تعیین مقاومت فشاری بتن اقدام می‌شود. چنانچه ضریب تغییرات بیشتر از ۱۴٪ شود، لازم است تا مقاومت فشاری مشخصه بر حسب نتایج حاصل از مغزه‌های اخذ شده از هر سه طبقه مجزا تعیین شود (دو طبقه آخر یک گروه محسوب می شود و یک طبقه آخر به گروه ماقبل اضافه می شود). در صورتیکه کماکان ضریب تغییرات در هر سه طبقه بیش تر از ۱۴٪ شد، نتایج مقاومت فشاری مغزه‌های حاصل از هر نوع عضو در آن سه طبقه برای تعیین مقاومت فشاری مشخصه عضو سازه‌ای مزبور مورد استفاده واقع می‌شود.

ب– میلگردهای فولادی و اتصال دهنده‌ها؛

گاهی برای محکم نمودن و اتصال قطعات پیش ساخته یا سایر قطعات بتنی به ساختمان از قطعات فولادی سازه‌ای یا قطعات فلزی غیر سازه‌ای دیگر استفاده می‌شود. این گونه قطعات فولادی یا فلزی در این دستورالعمل به نام « اتصال دهنده » خوانده می‌شوند.

اطلاعات مورد نیاز در مورد میلگردهای فولادی و اتصال دهنده‌ها، مقدار تنش تسلیم و مقاومت نهایی آنها، حاصل از آزمایش کشش می‌باشد. تعداد نمونه‌ی لازم برای آزمایش میلگردها براساس ضوابط زیر تعیین می‌شود :

۱-اگر مشخصات مورد نیاز میلگردهای فولادی و اتصال دهنده‌ها در مدارک فنی ساختمان، حاوی گزارش آزمایش مصالح، داده شده باشد، باید حداقل سه نمونه به طور تصادفی از کل سازه برداشته شود و مورد آزمایش قرار گیرد.

۲-اگر مدارک فنی ساختمان موجود نباشد اما معین شود که جنس و مشخصات فنی میلگردهای فولادی و اتصال دهنده‌های به کار رفته در ساختمان یکسان است، دراین صورت حداقل۳ نمونه به طور تصادفی به ازای هر سه طبقه از ساختمان گرفته شود. درصورتی که یکسان بودن جنس و مشخصات آرماتورهای به کار رفته در ساختمان مورد تردید باشد، تعداد نمونه گیری به ۶ عدد به ازای هر سه طبقه از ساختمان افزایش می‌یابد.

نمونه‌های برداشته شده باید با قطعات جدید با طول وصله‌ی کافی و اتصال مناسب جایگزین شوند، مگر این که نمونه‌گیری‌ها از محل‌هایی انجام شود که تحلیل نشان دهد نیازی به جایگزینی نمی باشد.

پ–فولادهای پیش‌تنیده: نمونه برداری از تاندون‌های پیش‌تنیده جهت انجام آزمایش باید فقط از قطعات پیش تنیده‌ای انجام شود که جزئی از سیستم مقاوم جانبی هستند. اعضای پیش تنیده مربوط به دیافراگم‌ها از آزمایش مستثنی هستند.

تا حد امکان باید از نمونه برداری از طریق بریدن تاندون یا المان پیش تنیده خودداری کرد و سعی نمود نمونه‌گیری از طریق قسمت‌هایی از تاندون که فاقد تنش پیش تنیدگی هستند، مثل اضافه تاندون خارج از مهار، انجام شود.

تمام نمونه‌های برداشته شده‌ی فولادی باید با مصالح جدید جایگزین شوند، مگر این که نتایج تحلیل نشان دهد که نیازی به جایگزینی نیست. درصورت صلاحدید طراح، تعداد آزمایش‌های مخرب می‌تواند با جایگزینی آنها با آزمایش‌های غیرمخرب مناسب کاهش داده شود.

در جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات جامع مشخصات مورد انتظار مصالح بر اساس متوسط‌گیری از نتایج آزمایش و کرانه پایین مشخصات مصالح بر مبنای مقدار متوسط منهای یک انحراف معیار به دست می‌آیند.

تعیین مقاومت بتن نمونه گیری شده با اعمال ضریب اصلاحی بر روی مقاومت اندازه‌گیری شده نمونه، انجام می شود. یک روش مناسب روش پیشنهادی Bartlett & MacGregor (در سال ۱۹۹۵) به شرح زیر می باشد؛

$$f^{i}_{c,ip}=F_{L/d}\times F_{dia}\times F_{r}\times F_{mc}\times F_{d}\times f_{c} \qquad (۱-۲)$$

در رابطه فوق:

$f^{i}_{c,ip}$= مقاومت فشاری معادل بتن در جا برای i- امین مغزه بتن گرفته شده از یک رده؛

f_c = مقاومت اندازه گیری شده مغزه؛

$F_{L/d}$= ضریب اصلاحی نسبت طول به قطر نمونه؛

F_{dia} = ضریب اصلاحی قطر نمونه؛

F_r = ضریب اصلاحی وجود میلگرد در نمونه؛

F_{mc} = ضریب اصلاحی میزان رطوبت در نمونه،

F_d = ضریب اصلاحی صدمه دیدن نمونه در هنگام عملیات مغزه گیری.

مقادیر متوسطی برای ضرایب اصلاحی فوق در جدول (۲-۴) پیشنهاد شده اند.

با محاسبه $f^{i}_{c,ip}$، مقاومت فشاری که در تحلیل سازه مورد استفاده قرار می گیرد، مطابق رابطه زیر بدست می آید:

$$f_{c.ip}=\frac{\left[f^{1}_{c,ip}+f^{2}_{c,ip}+.....+f^{n}_{c,ip}\right]}{n} \qquad (۲-۲)$$

که در آن $f^{1}_{c,ip}f^{2}_{c,ip},.....,f^{n}_{c,ip}$ مقاومت های فشاری معادل محاسبه شده از تک تک مغزه ها با استفاده از رابطه‌ی (۲-۱) می باشند و n تعداد مغزه های گرفته شده از هر رده بتن می باشد.

میزان تغییرات در مقاومت اندازه‌گیری شده باید به منظورهای زیر کنترل شود:

۱- مشخص نمودن کیفیت کلی بتن؛

۲- مشخص نمودن کافی بودن یا نبودن تعداد نمونه‌های گرفته شده؛

۳- حذف کردن اشتباه؛

۴- مشخص نمودن و تفکیک بخش‌های مختلف بتن ریزی،

۵- نیاز به اعمال تصحیح بیشتر به $f_{c,ip}$.

واریانس، انحراف استاندارد و ضریب تغییرات باید توسط روابط زیر محاسبه شوند:

$$Q_c=\left[\frac{(f^1_{c,ip}-f_{c,ip})^2+(f^2_{c,ip}-f_{c,ip})^2+\ldots(f^n_{c,ip}-f_{c,ip})^2}{n-1}\right] \quad (۳-۲)$$

$$S_c=(Q_C)^{0.5} \quad (۴-۲)$$

$$C.O.V=\left[\frac{S_c}{f_{c,ip}}\right] \quad (۵-۲)$$

در روابط فوق:

Q_c: واریانس؛

S_c: انحراف استاندارد؛

C.O.V: ضریب تغییرات؛

جدول ۲-۴ : مقادیر متوسط پیشنهادی جهت ضرایب اصلاحی رابطه (۲-۱)

ضریب اصلاحی	مقدار متوسط ضریب	درصد تغییرات(٪)
$F_{L/d}$ نسبت طول به قطر [a]		
مغزه مرطوب [b]	$1-\{0.117-4.3(10^{-4})f_c\}\times\left[2-\frac{L}{d}\right]^2$	$2.5(2-L/D)^2$
مغزه خشک [b]	$1-\{0.114-4.3(10^{-4})f_c\}\times\left[2-\frac{L}{d}\right]^2$	$2.5(2-L/D)^2$
قطر مغزه: F_{dia}		
50 mm	1.05	11.8
100 mm	1.00	0.0
150 mm	0.98	1.8
وجود میلگرد: F_r		
وجود ندارد	1.00	0.0
یک میلگرد	1.08	2.8
دو میلگرد	1.13	2.8
رطوبت مغزه: F_{mc}		
مغزه مرطوب (b)	1.09	2.5
مغزه خشک (b)	0.95	2.5
صدمه در هنگام مغزه گیری: F_d	1.06	2.5

[a] f_c بر حسب MPa است. هر MPa را می توان تقریباً معادل $10\ kg/cm^2$ در نظر گرفت.

[b] مطابق روال استاندارد ASTM C42

۲-۷-۳-۳- مدل‌سازی تحلیلی ساختمان

اطلاعات جمع‌آوری شده از بررسی وضعیت موجود ساختمان باید در تهیه‌ی مدل تحلیلی ساختمان به کار گرفته شود. عمده خصوصیاتی که در این رابطه مورد نیازند عبارتند از :

۱- ابعاد مقاطع اعضا، قطر، تعداد و آرایش میلگرد در مقطع و مشخصات فنی آن‌ها؛

۲-هندسه، شکل و نحوه‌ی پیکربندی اعضا و نیز وجود هرگونه خروج از مرکزیت یا تغییرشکل دائمی در آنها؛

۳- شکل اتصالات و وجود هرگونه خروج از مرکزیت در آن‌ها؛

۴- اطلاع از هرگونه تغییر در سیستم سازه‌ای و یا کاربری ساختمان بعد از اجرای اولیه‌ی آن و درنظرگرفتن اثر آن بر عملکرد ساختمان؛

۵- آگاهی از نحوه‌ی اندرکنش احتمالی اجزای غیرسازه‌ای با اجزای سازه‌ای و دخالت یا عدم دخالت آن‌ها در تحمل بار جانبی وارد به ساختمان.

همچنین باید به تفاوت‌های میان اطلاعات مندرج در مدارک فنی موجود و اطلاعات حاصل از بازرسی عینی ساختمان توجه نمود و این امر را در تحلیل سازه ملحوظ نمود.

سطح مقطع و مشخصات فنی اجزاء مقطع اعضای ساختمان را می‌توان مطابق اطلاعات ارائه شده در نقشه‌های طراحی در نظر گرفت به شرطی که در طی بازرسی وضعیت موجود تطابق مشخصات اعضا با نقشه‌ها تأیید شود و نیز در اعضا، ترک خوردگی و فروپایگی به نحوی که باعث کاهش ظرفیت شود، مشاهده نگردد. اگر مقطع عضو را به علت وجود آسیب و خرابی نتوان کامل فرض کرد، باید میزان کاهش در سطح مقطع از طریق اندازه‌گیری مستقیم محاسبه و سپس ظرفیت مقطع را از طریق روش‌های محاسباتی معمول محاسبه نمود.

۲-۷-۳-۴- ضریب آگاهی κ

در محاسبه‌ی ظرفیت و تغییر شکل‌های مجاز اعضای بتنی باید ضریب آگاهی مطابق ضوابط بند (۲-۳-۲) و با درنظر گرفتن ضوابط اضافی زیر درنظر گرفته شود:

درصورتیکه یکی از شرایط زیر صادق باشد مقدار ضریب آگاهی κ را باید برابر با ۰/۷۵ اختیار کرد :

۱- در خلال ارزیابی اعضا، خرابی و زوال‌یافتگی مشاهده شود به نحوی که برای اطلاع از چگونگی رفتار اعضا نیاز به انجام آزمایش‌های اضافی باشد لیکن آزمایش‌ها انجام نگیرد و استفاده از ضریب $\kappa = 1$ قابل توجیه نباشد.

۲- درصورتی که مشخصات مکانیکی اعضا دارای ضریب تغییرات (C.O.V) بزرگتر از ۲۵٪ باشند.

۳- در صورتی که اعضا شامل مصالح با مشخصات نامعلوم باشند.

۲-۷-۴- اعضا و اجزای بنایی

در این بخش ضمن تعریف واحد و دیوار/ پایه بنایی، نحوه بازرسی وضعیت موجود در بند (۲-۷-۴-۱) و نحوه تعیین مشخصات فنی مصالح در بند(۲-۷-۴-۲) توضیح داده شده است. دامنه آزمایش‌های انجام شده و نحوه ارزیابی وضعیت موجود ساختمان، ملاک تعیین ضریب آگاهی براساس ضوابط بند(۲-۷-۴-۳) می‌باشد.

تعاریف: واحد یا مصالح بنایی: منظور از مصالح بنایی؛ آجر، بلوک سیمانی و سنگ می باشد.

دیوار یا پایه بنایی: منظور از دیوار یا پایه بنایی؛ دیوار یا پایه چیده شده از واحد بنایی و ملات ماسه سیمان، ماسه آهک و یا باتارد می باشد.

۲-۷-۴-۱- بازرسی وضعیت موجود ساختمان و محل آن

بازرسی وضعیت موجود ساختمان و محل آن بر اساس بندهای (۲-۷-۴-۱-۱) و (۲-۷-۴-۱-۲) انجام می‌شود و شامل موارد زیر می‌باشد.

الف- ارزیابی وضعیت موجود ساختمان:

۱- بررسی پیکربندی اجزا و اتصالات مربوطه؛

۲- بررسی پیوستگی مسیر بارهای ثقلی و جانبی؛

۳-بررسی وضعیت فیزیکی اجزای اصلی و غیراصلی و مشخص نمودن هرگونه فروپاشی و زوال آنها؛

۴- بررسی و مشخص نمودن سایر موارد که عملکرد ساختمان را تحت تأثیر قرار می‌دهد، از قبیل؛ وجود و نحوه اتصال نما به ساختمان، دیوارهای مشترک با ساختمان مجاور، وجود اجزای غیرسازه‌ای، تغییرات احتمالی انجام شده در معماری و همچنین محدودیت‌های بهسازی. برای بررسی کاهش کیفیت واحدهای بنایی باید شرایط فیزیکی اجزای سازه‌ای، اعضای موجود و اتصالات آنها ارزیابی شود. کاهش کیفیت واحدهای بنایی می‌تواند ناشی از آثار محیطی(مثل آتش‌سوزی، مواد شیمیایی و غیره)، اثرات بارگذاری جاری و یا بارگذاری‌های گذشته(مثل زلزله‌های قبلی) باشد. سازه‌های بنایی مستعد انقباض و انبساط تحت شرایط دمایی و رطوبتی مختلف، بسته به مورد و اهمیت، باید مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرند.

ب- بازرسی وضعیت موجود محل:

۱- در بازدید، باید تفاوت مندرجات نقشه‌های ساختمان با آنچه اجرا شده مورد توجه قرار گیرد. در صورت وجود تفاوت، تغییرات محتمل در شرایط تکیه‌گاهی و بارگذاری ساختمان بررسی شود.

۲- توجه به وجود هرگونه ضعف، نظیر نشست دال‌های کف و شالوده‌ها، که موجب ضعف عملکرد ساختمان در زمان وقوع زلزله می باشد، ضروری است.

۲-۷-۴-۱-۱- بازرسی عینی

بازرسی عینی بر اساس بندهای زیر برای اجزای سازه‌ای اصلی و غیراصلی انجام می‌گردد. در ساختمان‌های بنایی، بازرسی عینی با بازدید از ساختمان، شکافتن پوشش معماری و در صورت لزوم با برداشتن پوشش میلگرد در کلاف‌های بتنی به منظور دستیابی به

اطلاعات مورد نیاز انجام می‌شود. کارشناس بازدید کننده باید بتواند با بازدید و بازرسی ساختمان، شرایط مصالح بنایی را به شرایط خوب، متوسط و ضعیف طبقه بندی کند.

مصالح با کیفیت خوب: اگر مصالح بنایی مصرفی عاری از معایب ظاهری مانند ترک خوردگی‌های سطحی و غیره باشد.

مصالح با کیفیت متوسط: اگر مصالح بنایی مصرفی دارای معایب ظاهری سطحی و محدود مانند ترک خوردگی‌های ریز باشد.

مصالح با کیفیت بد: اگر مصالح بنایی مصرفی کاهش کیفیت قابل توجهی یافته و دارای معایب ظاهری عمیق و گسترده مانند شکاف‌های عمیق و فروپایگی ناشی از رطوبت، مواد مضر و هوازدگی باشد.

۱- اجزای سازه‌ای اصلی

۱- الف- دیوارهای باربر

باید موقعیت و اندازه تمام دیوارهای باربر ثقلی و برشی مصالح بنایی، مشخص شود. همچنین نوع، امتداد و نحوه قرارگیری دیوارها باید برداشت گردد. ابعاد کلی اعضا شامل ارتفاع، طول و ضخامت دیوارها، اندازه‌گیری و یا از روی نقشه‌ها تعیین شود. نحوه اجرای واحد بنایی (آجر، بلوک سیمانی و...)، درزهای قائم بین واحد بنایی(آجر، بلوک سیمانی و...)، ابعاد و موقعیت بازشوها، وجود هشتگیر، لوله و دودکش درون دیوار باربر و فرورفتگی‌هایی که باعث تغییر در ضخامت می‌شود، نظیر طاقچه، باید مشخص و یا از روی نقشه‌ها تعیین گردد. همچنین سهم بار ثقلی بر روی دیوارهای باربر باید تعیین شود. شکم‌دادگی، موجدار بودن و غیرشاقولی بودن دیوارها باید برداشت و مشخص گردد.

در دیوارهای دولایه باید نوع و ضخامت هر لایه و ملات به‌کار رفته در آن، فاصله بین دولایه و نحوه اتصال آنها به یکدیگر بررسی شود.

در مورد ملات باید موارد زیر در بازدید عینی بررسی شود:

نوع و شرایط ملات باید تعیین گردد؛ ملات باید از لحاظ فرسایش، هوازدگی، ساییدگی و از لحاظ سفتی(اگر با ناخن بریزد، ضعیف، اگر با سکه یا چاقو بریزد، متوسط و اگر با چاقو خط بردارد، خوب است) و بندکشی مجدد به علت ترک‌ها، فضاهای خالی داخل مصالح ملات و اجرای ضعیف، بازرسی شود. ترک‌های افقی در بندهای افقی و ترک‌های عمودی در بندهای عمودی و همچنین ترک‌های قطری نزدیک بازشوها باید مدنظر باشد.

۱- ب- دال‌ها

نوع سقف (طاق‌ضربی، تیرچه بلوک و غیره)، همچنین یکپارچه بودن، انسجام و صلبیت آن مشخص شود. همچنین جزئیات، نوع مصالح مصرفی و ابعاد دال، طول، ضخامت و وضعیت تکیه‌گاهی تیرهای سقف، امتداد آنها و بازشوهای دال مشخص گردد.

۱- پ- اتصالات اعضای ساختمان

اتصال بین دیوارهای بنایی، بین دیوار و کف طبقات و بام باید به منظور دستیابی به جزئیات اجرایی و شرایط موجود بازرسی شود. اگر نقشه‌های ساخت در دسترس باشد، حداقل سه نمونه برای هر نوع اتصال (مثلاً سقف به دیوار؛ دیوار به دیوار) بررسی شود. اگر هیچ نقشه‌ای موجود نباشد و یا تفاوت‌هایی بین نقشه‌ها و سازه اجرا شده مشاهده شود، باید نمونه‌هایی به عنوان نماینده، برای بررسی نحوه اتصال در نظر گرفته شوند. در این حالت با بازرسی نمونه‌های اخذ شده، الگوی اتصالات در ساختمان مشخص می‌گردد.

۱- ت– شالوده

اطلاعات مورد نیاز از پی ساختمان باید مطابق با بند(۲-۶)، بازرسی و برداشت شود.

۲- اجزای سازه‌ای غیراصلی

۲-الف– کلاف

وجود یا عدم وجود کلاف‌های قائم و افقی در تراز پی و زیر سقف بررسی شود و در صورت وجود، محل و موقعیت قرارگیری آنها مشخص گردد. همچنین لازم است تا کیفیت، ابعاد و نوع کلاف‌ها از قبیل بتنی، فولادی یا چوبی، اتصالات اجزای کلاف، اتصال دیوار و کلاف، وجود انفصال در کلاف و تعداد و نوع آرماتورهای به کاررفته در کلاف‌های بتنی با برداشتن بخش‌های محدودی از بتن پوشش روی میلگردها تعیین شود.

۲-ب– نعل درگاه

وجود یا عدم وجود نعل درگاه در تراز بالای بازشوها بررسی شود و در صورت وجود، نوع و موقعیت قرارگیری آنها مشخص گردد.

۲-۷-۴-۱-۲- بازرسی جامع

برای دستیابی به سطح اطلاعات جامع، باید آزمایش‌های غیرمخرب زیر، برای کمی کردن سنجش‌های انجام شده و اطمینان از یکنواختی کیفیت ساخت یا زوال در اجزا و المان‌ها انجام شود:

الف–سرعت پالس مکانیکی یا فراصوت، برای مشخص کردن تغییرات در چگالی، مدول الاستیسیته مصالح، همچنین تعیین وجود ترک و عدم پیوستگی؛

ب– آزمایش انعکاس ضربه (Impact echo test) برای کنترل اینکه دیوارهای مسلح گروت ریزی شده باشند.

ج–رادیوگرافی برای تعیین محل فولاد تسلیح؛

در این حالت تعداد آزمایش‌ها بر اساس بند (۲-۷-۴-۲-۴) تعیین می‌شود.

۲-۷-۴-۲- تعیین مشخصات مصالح

۲-۷-۴-۲-۱- کلیات

مشخصات مصالح اعضا و اجزای به‌کاررفته در ساختمان‌های بنایی مطابق ضوابط این بخش تعیین می‌گردد.

برای سطوح اطلاعات متعارف و جامع، در صورتی که مدارک فنی و گزارش آزمایش مصالح موجود نباشد، به منظور تعیین مشخصات مصالح باید آزمایش انجام شود. برای تعیین کرانه پایین و مورد انتظار مشخصات مصالح به صورت زیر عمل می‌شود:

مشخصات مورد انتظار مصالح بنایی، متوسط مقادیر به دست آمده از آزمایش‌های انجام شده می‌باشد. برای محاسبه مقاومت برشی

مورد انتظار ملات باید طبق بند (۲-۷-۴-۲-۱-۴) عمل گردد. کرانه پایین مشخصات مصالح بنایی بجز مقاومت برشی ملات از متوسط مقادیر آزمایش‌ها منهای یک انحراف معیار تعیین می‌شود.

۲-۷-۴-۲-۱-۱- مقاومت فشاری دیوار/ پایه بنایی

سه روش برای اندازه‌گیری مقاومت فشاری مصالح بنایی وجود دارد که در این بند تشریح شده است. در این سه روش مقاومت فشاری مصالح بنایی باید بر اساس سطح مقطع خالص ملات تعیین گردد.

۱- روش اول: منشورهایی از دیوار بنایی موجود جدا و به آزمایشگاه منتقل می‌گردد. منشور برداشت شده، مطابق استانداردهای معتبر نظیر Section 1.4.8.3 of ACI530.1/ASCE6/TMS602 مورد آزمایش قرار می‌گیرد. محل نمونه برداری شده باید با مصالح مشابه و طبق مشخصات فنی بازسازی شود.

۲- روش دوم: نمونه‌های آزمایشگاهی با استفاده از الگوی منشورهایی که از دیوار جدا شده است، شبیه‌سازی می‌شود. برای شبیه-سازی نسبت اختلاط و ساخت ملات برای نمونه‌های آزمایشگاهی، از آنالیز شیمیایی استفاده می‌شود. منشور تهیه شده، همانند روش اول مورد آزمایش قرار می‌گیرد.

۳- روش سوم: به صورت درجا و با قراردادن یک جفت جک مسطح در دیوار/ پایه بنایی موجود انجام می‌شود. این آزمایش براساس استانداردهای معتبر نظیر ASTMC 1196- 92 انجام می‌گردد.

۲-۷-۴-۲-۱-۲- تعیین مدول الاستیسیته دیوار/ پایه بنایی در فشار

دو روش برای تعیین مدول الاستیسیته دیوار/ پایه بنایی در فشار، وجود دارد که در این بند تشریح شده است.

۱- روش اول: منشورهایی از دیوار موجود جدا و به آزمایشگاه منتقل می گردد و آزمایش‌هایی مشابه آزمایش مقاومت فشاری بر روی آنها انجام می‌شود؛ با این تفاوت که در آزمایشگاه، دستگاه اندازه‌گیری (Gage) برای ثبت تغییرشکل‌ها بر روی نمونه نصب می‌شود تا بتوان کرنش‌های قائم بین دو نقطه را ثبت و مدول الاستیسیته را محاسبه کرد.

۲- روش دوم: به صورت درجا و با قراردادن یک جفت جک مسطح در دیوار/ پایه بنایی موجود انجام می‌شود. این آزمایش براساس استانداردهای معتبر نظیر ASTM C1197- 92 انجام می‌گردد.

۲-۷-۴-۲-۱-۳- مقاومت کششی دیوار/ پایه بنایی در خمش

سه روش برای تعیین مقاومت کششی دیوار/ پایه بنایی در خمش، وجود دارد که در این بند تشریح شده است.

۱- روش اول: منشورهایی از دیوار موجود جدا و به آزمایشگاه منتقل می‌شود. منشور جدا شده تحت لنگر خمشی حول محور ضعیف قرار می‌گیرد. این آزمایش براساس استانداردهای معتبر نظیر ASTMC1072- 99 و به روش قید چرخشی انجام می‌شود.

۲- روش دوم: به صورت درجا و به روش قید چرخشی براساس استانداردهای معتبر نظیر ASTMC1072 99 آزمایش می‌شود.

۳- روش سوم: منشورهایی از دیوار موجود جدا و به آزمایشگاه منتقل می‌شود. منشور جدا شده تحت لنگر خمشی حول محور ضعیف قرار می‌گیرد. این آزمایش براساس استانداردهای معتبر نظیر ASTM E518- 00 انجام می‌گردد.

مقاومت کششی خمشی برای دیوارهای بنایی غیرمسلح که تحت نیروهای جانبی داخل صفحه قرار دارند، باید معادل خمش خارج از صفحه در نظر گرفته شود. مگر آنکه آزمایش‌های جداگانه‌ای به‌منظور تعیین مقاومت کششی موردانتظار برای خمش داخل صفحه انجام پذیرد.

۲-۷-۴-۲-۱-۴- مقاومت برشی دیوار بنایی

دیوارهای بنایی که بارهای ثقلی و زلزله را تحمل می‌نمایند باید به شرح زیر برای تعیین مقاومت برشی ملات مورد آزمایش قرار گیرند. آزمایش مقاومت برشی دیوار مورد بحث در این بند بر اساس مقاومت برشی ملات بوده و به صورت درجا انجام می‌گردد. در این روش، ردیف خارجی دیوار، تحت آزمایش برشی قرار می‌گیرد. این آزمایش با جابجایی یک واحد بنایی مورد نظر نسبت به واحدهای مجاور آن صورت می‌پذیرد. محل نمونه‌برداری شده باید با مصالح مشابه و طبق مشخصات فنی بازسازی شود.

واحدهای دو طرف واحد بنایی تحت آزمایش، باید برداشته شوند و دو سطح در درزهای قایم باید قبل از آزمایش به خوبی تمیز شوند. سپس با اندازه‌گیری نیروی مورد نیاز برای جابجایی واحد بنایی، مقاومت برشی نمونه مشخص می‌شود. مقاومت برشی براساس دو سطح واحد بنایی در درزهای افقی و در اولین حرکت آن محاسبه می‌شود. برای محاسبه مقاومت برشی، باید تنش ناشی از بار ثقلی در محل آزمایش کسر شود.

برای اعضای مصالح بنایی غیرمسلح، مقاومت برشی مورد انتظار v_{me}، باید براساس رابطه (۲-۶) تعیین گردد.

$$v_{me}=\frac{0.75(0.75v_{te}+\frac{P_{CE}}{A_n})}{1.5} \qquad (۲-۶)$$

P_{CE} : نیروی قائم مورد انتظار وارد بر دیوار یا پایه با توجه به ترکیب بارهای(۳-۲۶) و (۳-۲۷)

تبصره : برای محاسبه P_{CE} در ساختمان‌های تا حداکثر ۳ طبقه می‌توان فقط اثر بارهای ثقلی را در نظر گرفت.

A_n: سطح مقطع خالص دیوار یا پایه مصالح بنایی

v_{te}: متوسط مقاومت برشی ملات، v_{to} ، طبق رابطه (۲-۷). این مقدار نباید از kg/cm^2 ۷ تجاوز نماید.

در صورتیکه دیوار بنایی یک‌لایه باشد، ضریب ۰/۷۵ نباید به v_{to} اعمال شود.

مقاومت برشی ملات در هر آزمایش از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$v_{to}=\frac{V_{test}}{A_b}-\sigma_{D+L} \qquad (۲-۷)$$

در این رابطه :

V_{test} : بار اعمالی در آزمایش در اولین جابجایی واحد بنایی؛

A_b : مجموع سطوح ملات بالا و پایین واحد بنایی مورد آزمایش؛

σ_{D+L} : تنش قائم ناشی از بارهای ثقلی در محل آزمایش است.

در بلوک‌های سیمانی و آجری سوراخ‌دار A_b باید براساس سطح مقطع خالص محاسبه شود.

۲-۷-۴-۲-۲- تعداد حداقل آزمایش های لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

درصورتی که مقاومت مشخصه طراحی دیوار/ پایه بنایی معلوم باشد، نیاز به انجام آزمایش نیست و مقادیر موجود در این مدارک به عنوان کرانه پایین مشخصات مصالح در نظر گرفته می‌شود. برای تبدیل مقاومت کرانه پایین به مورد انتظار از ضرایب جدول(۲-۶) استفاده می‌شود.

در غیر اینصورت، می‌توان از مقادیر پیش فرض مشخصات مصالح مطابق بند (۲-۷-۴-۲-۵) به عنوان مقادیر کرانه پایین مشخصات مصالح در روش‌های خطی فصل سوم در تحلیل ساختمان استفاده نمود.

در ساختمان‌های بنایی کلاف‌دار درصورتیکه مقاومت مشخصه میلگرد معلوم نباشد، میلگرد صاف نوع AI و میلگرد آجدار نوع AII در نظر گرفته شود و لزومی به انجام آزمایش نیست.

۲-۷-۴-۲-۳- تعداد حداقل آزمایش های لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف

درصورتی که مقاومت مشخصه طراحی دیوار/ پایه بنایی معلوم باشد و شرایط واحد بنایی بر اساس بازرسی عینی، موضوع بند (۲-۷-۴-۱-۱)، خوب یا متوسط ارزیابی گردد، باید حداقل یک آزمایش، از هر نوع مصالح بنایی با مقاومت‌های متفاوت، انجام شود و حداقل تعداد آزمایش در این حالت سه نمونه در کل ساختمان می‌باشد. در صورتی که شرایط واحد بنایی ضعیف ارزیابی شده باشد، لازم است تا با افزایش تعداد آزمایش ها، میزان کاهش در کیفیت مصالح تعیین شود.

در صورت فقدان اطلاعات مقاومت مشخصه طراحی مصالح بنایی، انجام حداقل یک آزمایش، از هر نوع مصالح بنایی با مقاومت‌های متفاوت و حداقل شش آزمایش برای کل ساختمان الزامی است.

مقادیر به‌دست آمده از آزمایش به عنوان مشخصات مورد انتظار مصالح محسوب می‌گردد. برای تبدیل مقاومت مورد انتظار به کرانه پایین از ضرایب جدول(۲-۶) استفاده می‌شود.

در ساختمان‌های بنایی کلاف‌دار، در صورتیکه مقاومت مشخصه میلگرد مشخص نباشد، میلگرد ساده از نوع AI و میلگرد آجدار از نوع AII در نظر گرفته شود و لزومی به انجام آزمایش نیست.

۲-۷-۴-۲-۴- تعداد حداقل آزمایش های لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات جامع

درصورتی که مدارک فنی معتبر و گزارش آزمایش مصالح ساختمان موجود باشد و شرایط مصالح بنایی بر اساس بازرسی عینی، موضوع بند (۲-۷-۴-۱-۱)، خوب یا متوسط ارزیابی گردد، حداقل انجام سه آزمایش برای هر نوع مصالح بنایی با مقاومت‌های متفاوت، در هر سه طبقه ویا هر ۲۵۰ مترمربع از سطح دیوار لازم است. در این حالت انجام حداقل شش آزمایش برای کل ساختمان الزامی می‌باشد. در صورتی که شرایط مصالح بنایی ضعیف ارزیابی شده باشد، لازم است یا با افزایش تعداد آزمایش ها و یا با انجام آزمایش های غیرمخرب میزان کاهش در کیفیت مصالح تعیین شود.

در صورت فقدان مدارک فنی معتبر و گزارش آزمایش مصالح ساختمان، حداقل تعداد آزمایش از سه به شش برای هر نوع مصالح بنایی با مقاومت‌های متفاوت افزایش می‌یابد. در این حالت حداقل دو آزمایش برای هر دیوار و یا امتداد دیوار باربر جانبی با مقاومت یکسان باید انجام شود و انجام حداقل هشت آزمایش برای کل ساختمان الزامی است.

نمونه‌های آزمایش باید از محل‌هایی گرفته شود که نشان‌دهنده خصوصیات مصالح در کل ساختمان باشد و تغییرات حین ساخت ناشی از عوامل انسانی در ساخت طبقات مختلف، تغییرات ناشی از فرسایش و هوازدگی سطوح خارجی و تغییرات شرایط در سطوح داخلی ناشی از فروپاشی به دلیل نشت آب و تعریق و یا اثرات تخریبی دیگر مواد موجود در ساختمان، لحاظ شود. برای مصالح بنایی با کیفیت متفاوت، انجام دادن آزمایش‌های بیشتر، برای تخمین مقاومت مصالح در نواحی‌ای که نسبت به خصوصیات مقاومتی آن تردید وجود دارد، لازم است.

افزایش ابعاد نمونه برای افزایش سطح اعتماد در نتایج آزمایش مجاز است. رابطه میان ابعاد نمونه و سطح اعتماد باید طبق استانداردهای معتبر نظیر ASTM E139-00 ملحوظ شود.

اگر ضریب تغییرات(C.O.V) در آزمایش ها از ۲۵ درصد تجاوز کند یا متوسط مقادیر نتایج بدست آمده از آزمایش ها از مقادیر پیش-فرض ارائه شده در بند(۲-۷-۴-۲-۵) کمتر باشد، تعداد آزمایش‌ها باید به دو برابر افزایش یابد.

۲-۷-۴-۲-۵- مقادیر پیش فرض مشخصات مصالح

استفاده از مقادیر پیش فرض مشخصات مصالح برای تعیین مقاومت اعضا تنها در روش‌های خطی فصل سوم به منظور جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل مجاز می‌باشد. مقادیر کرانه پایین مشخصات برای مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته و مقاومت کششی در خمش در جداول (۲-۵-الف) تا (۲-۵-ث) ارائه شده است.

به منظور استفاده از این جداول لازم است تا ابتدا شرایط مصالح بنایی مورد استفاده در ساختمان با توجه به بازرسی عینی، موضوع بند (۲-۷-۴-۱-۱)، به مصالح با شرایط خوب، متوسط و ضعیف طبقه‌بندی گردد.

برای تبدیل مقاومت کرانه پایین به مورد انتظار از ضرایب جدول(۲-۶) استفاده می‌شود.

جدول ۲-۵- الف: تخمین مقادیر کرانه پایین مشخصات آجر (MPa)

f_b مقاومت فشاری آجر	E_b مدول ارتجاعی آجر در فشار	f_{tb} مقاومت کششی آجر	f_{ub} مقاومت کششی آجر در خمش
۶ تا ۱۳	۲۴۰۰ تا ۸۸۰۰	۰/۲۳ تا ۰/۵۰	۲/۵ تا ۶/۵

جدول ۲-۵- ب: حدود مقاومت مشخصه ملات ۲۸ روزه (MPa)

نوع ملات	خوب		متوسط	ضعیف
نسبت حجمی سیمان پرتلند یا سرباره ای	۱		۱	۱
نسبت حجمی آهک آبدیده، یا شکفته	بیشتر از ۰/۲۵ تا ۰/۵		بیشتر از ۰/۵ تا ۱/۲۵	بیشتر از ۱/۲۵ تا ۲/۵
ماسه مرطوب و غیر متراکم	مقدار مصالح سنگی به‌کار رفته نباید کمتر از ۲/۲۵ و بیشتر از ۳ برابر مجموع حجم مصالح چسباننده (سیمان و آهک) به‌کار رفته باشد.			
مقاومت فشاری متوسط ۲۸ روزه (MPa)	۱۷/۰	۱۲ ≤	۵	۲/۵

جدول ۲-۵- پ: مقادیر تقریبی کرانه پایین مقاومت های فشاری منشور آجرکاری بر مبنای مقاومت فشاری آجر

f_b مقاومت فشاری آجر (MPa)	f'_m مقاومت فشاری واحد آجرکاری (MPa)		E_m مدول الاستیسیته واحد آجرکاری (MPa)	
	ملات نوع قوی و یا خیلی قوی ۱۲ تا ۱۷/۵ (MPa)	ملات نوع متوسط ۴/۵ تا ۸ (MPa)	ملات نوع قوی و یا خیلی قوی $E_m=550\ f'_m$	ملات نوع متوسط $E_m=400\ f'_m$
۱۰/۰	۳/۷ تا ۴/۱	۲/۷ تا ۳/۳۰	۲۰۳۵	۱۰۸۰
۹/۰	۳/۵ تا ۳/۸	۲/۶ تا ۳/۱۳	۱۹۲۵	۱۰۴۰
۸/۰	۳/۳ تا ۳/۶	۲/۵ تا ۲/۹۶	۱۸۱۵	۱۰۰۰
۷/۵	۳/۲ تا ۳/۴	۲/۴ تا ۲/۸۷	۱۷۶۰	۹۶۰
۷/۰	۳/۱ تا ۳/۳	۲/۳ تا ۲/۷۷	۱۷۰۵	۹۲۰
۶/۵	۲/۹ تا ۳/۲	۲/۲۵ تا ۲/۶۶	۱۵۹۵	۹۰۰
۶/۰	۲/۸ تا ۳/۰	۲/۲ تا ۲/۵۵	۱۵۴۰	۸۸۰
۵/۵	۲/۷ تا ۲/۸	۲/۱ تا ۲/۴۴	۱۴۸۵	۸۴۰
۵/۰	۲/۵ تا ۲/۷	۲/۰ تا ۲/۳۰	۱۳۷۵	۸۰۰

مقاومت فشاری دیوار آجری از ۰/۰۶ تا ۰/۵ مقاومت آجر متغیر است. اگر آجرها ضعیف و ملات قوی باشد، مقاومت فشاری دیوار آجری نصف مقاومت آجر و اگر آجرها قوی و ملات ضعیف باشد، مقاومت فشاری دیوار آجری تا ۰/۰۶ مقاومت فشاری آجر کاهش می یابد. در حالت کلی اگر از ملات متناسب با مقاومت آجر استفاده شده باشد، این نسبت بین ۰/۳ تا ۰/۴ متغیر است که ۰/۳ مربوط به آجرهای مقاوم (با مقاومت فشاری بیش از ۱۰/۲ مگاپاسکال) می باشد.

جدول ۲-۵- ت: مقادیر تقریبی کرانه پایین مقاومت کششی دیوار/ پایه بنایی

نوع منشور آجری	مصالح		
	کیفیت خوب	کیفیت متوسط	کیفیت ضعیف
منشور خمشی F_{tl} (MPa)	۰/۱۵	۰/۰۹	۰/۰۳

جدول ۲-۵- ث: مقادیر تقریبی کرانه پایین مدول الاستیسیته و برشی دیوار/ پایه بنایی

مدول الاستیسیته در فشار	$E_m=400\sim550f'_m$
مدول برشی	$G_m=0.4E_m$

جدول۲-۶: ضرایب تبدیل کرانه پایین مشخصات به مشخصات مورد انتظار

ضریب	خصوصیت
۱/۳	مقاومت فشاری
-	مدول الاستیسیته در فشار *
۱/۳	مقاومت کششی
۱/۳	مقاومت برشی

* مدول الاستیسیته مورد انتظار در فشار، ۴۰۰ تا ۵۵۰ برابر مقاومت فشاری مورد انتظار در نظر گرفته می‌شود .

۲-۷-۴-۲-۶- آزمایش‌های تکمیلی

ارتقاء سطح اطمینان مشخصات فنی دیوار/ پایه بنایی، با انجام آزمایش‌های تکمیلی برای توجیه استفاده از ضریب آگاهی بیشتر طبق بند (۲-۷-۴-۳)، مجاز است.

از جمله آزمایش‌های تکمیلی می‌توان به نمونه‌های زیر اشاره کرد(به منظور کسب اطلاعات بیشتر به استانداردهای معتبر مربوطه مراجعه شود):

الف- آزمایش سختی سطح؛ برای تعیین سختی سطح خارجی دیوار/ پایه بنایی، که با استفاده از چکش ارتجاعی اشمیت قابل انجام است.

ب- آزمایش فشار قطری؛ برای تعیین مدول برشی دیوار/ پایه بنایی.

پ- آزمایش فشار قائم؛ برای تعیین مقاومت فشاری دیوار/ پایه بنایی.

۲-۷-۴-۳- ضریب آگاهی

برای محاسبه ظرفیت و تغییرشکل‌های مجاز اعضا و اجزای بنایی باید ضریب آگاهی مطابق با ضوابط بند(۲-۳-۲) در نظر گرفته شود.

۲-۸- جمع آوری اطلاعات و بازرسی وضعیت موجود اجزای غیرسازه‌ای ساختمان

۲-۸-۱- بازرسی وضعیت موجود

بازرسی وضعیت موجود اجزای غیرسازه‌ای حداقل باید شامل موارد زیر باشد :

۱- پیکربندی انواع اجزای غیرسازه‌ای موجود و نحوه‌ی اتصال آنها به سازه.

۲- شرایط فیزیکی هر نوع جزء غیرسازه‌ای و اینکه فرسودگی رخ داده است یا خیر.

۳- وجود اجزای غیرسازه‌ای که می‌توانند بالقوه بر عملکرد کل ساختمان تاثیر داشته باشند.

۲-۸-۲- تعداد نمونه‌ها جهت بازرسی

تعداد نمونه‌ها جهت بازرسی برای هر نوع جزء غیرسازه‌ای باید به ترتیب زیر تعیین شود :

۱- اگر نقشه‌های تفصیلی در دسترس باشند، حداقل یک نمونه از هر نوع جزء غیرسازه‌ای باید بازرسی شود. اگر هیچگونه مغایرتی با نقشه‌های موجود ملاحظه نشد، نمونه می‌تواند به عنوان نماینده‌ی آن جزء درنظر گرفته شود. در غیر این صورت حداقل ۱۰٪ اجزا از آن نوع باید بازرسی شود.

۲- اگر نقشه‌های تفصیلی در دسترس نباشند، حداقل سه نمونه از هر نوع باید بازبینی شود. اگر همخوانی کامل بین آنها مشاهده شد، نمونه می‌تواند به عنوان نماینده‌ی آن جزء در نظر گرفته شود. در غیر این صورت باید حداقل۲۰٪ از آن نوع مورد بازرسی قرار گیرد.

فصل ۳

روش‌های تحلیل

۳-۱- مقدمه

در این فصل ملاحظات عمومی تحلیل سازه‌ها به منظور ارزیابی و ارائه طرح بهسازی ارایه شده است. در بخش (۳-۲) ضوابط کلی تحلیل شامل انتخاب روش تحلیل، مدل‌سازی، پیچش، دیافراگم‌ها، اثرات $P-\Delta$، اندرکنش خاک و سازه، اثرات همزمان مولفه‌های زلزله، ترکیب بارها و واژگونی مطرح شده است. در بخش‌های (۳-۳) و (۳-۴) چهار روش تحلیلی مورد استفاده در این دستورالعمل تشریح شده است. معیارهای پذیرش براساس نوع رفتار اجزای سازه و روش تحلیل مطابق بند (۳-۶) می‌باشد. در بخش (۳-۷) نیز ملاحظات تکمیلی روش‌های تحلیل ارائه شده است.

۳-۲-ضوابط کلی تحلیل

۳-۲-۱-انتخاب روش تحلیل

به منظور برآورد نیروهای داخلی و تغییرشکل‌های اجزای سازه در اثر زلزله متناظر با سطح خطر مورد نظر، لازم است سازه به یکی از روش‌های زیر تحلیل شود:

۱-روش تحلیل استاتیکی خطی براساس بند (۳-۳-۳)

۲-روش تحلیل دینامیکی خطی براساس بند (۳-۳-۴)

۳-روش تحلیل استاتیکی غیرخطی براساس بند (۳-۴-۳)

۴-روش تحلیل دینامیکی غیرخطی براساس بند (۳-۴-۴)

محدوده‌ی کاربرد روش‌های تحلیل خطی(استاتیکی و دینامیکی) و تحلیل غیرخطی(استاتیکی و دینامیکی) در بندهای (۳-۳-۱) و (۳-۴-۱) تشریح شده است.

۳-۲-۲-مدل‌سازی

۳-۲-۲-۱-فرضیات اولیه

سازه باید به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی شود. در موارد ذکرشده ذیل می‌توان از مدل دوبعدی نیز استفاده نمود.

الف–در صورتی که سازه دارای دیافراگم صلب مطابق با تعریف بند (۳-۲-۴) و ضوابط فصل ۸ باشد و اثرات پیچش در سازه مطابق بند (۳-۲-۳) ملحوظ شده باشد.

ب– در صورتی‌که سازه دارای دیافراگم نرم مطابق با تعریف بند (۳-۲-۴) و ضوابط فصل ۸ باشد و ضوابط بند (۳-۲-۴) رعایت شود.

هنگامی‌که سازه به صورت دوبعدی مدل می‌شود، برای محاسبه سختی و مقاومت اجزا و اعضای سازه باید مشخصات سه‌بعدی آنها مدنظر قرارگیرد. در مدل‌سازی، سختی اعضای سازه‌ای باید برحسب نوع مصالح، مطابق فصل‌های ۴ تا ۷ برآورد شود.

۳-۲-۲-۲-اعضای اصلی و غیراصلی

اعضای سازه‌ای که در سختی جانبی و یا توزیع نیروها در سازه موثرند و یا در اثر تغییرمکان جانبی سازه تحت تاثیر نیرو قرار می‌گیرند به دو گروه اصلی و غیراصلی تقسیم می‌شوند. اعضای اصلی اعضایی هستند که برای تحمل بار جانبی جهت رسیدن به سطح عملکرد موردنظر نیاز می‌باشند. اعضایی که برای تحمل بار جانبی جهت رسیدن به سطح عملکرد موردنظر، نیاز نمی‌باشند، می‌توانند به عنوان اعضای غیراصلی در نظر گرفته شوند.

ملاحظات زیر باید در ارزیابی اعضای اصلی و غیراصلی مدنظر قرار گیرد.

۱- اعضای اصلی باید برای نیروها و تغییرشکل‌های ناشی از زلزله در ترکیب با بار ثقلی، و اعضای غیراصلی باید برای تغییرشکل‌های ناشی از زلزله در ترکیب با آثار بار ثقلی ارزیابی شوند.

۲- در تحلیل‌های خطی، فقط سختی و مقاومت اعضای اصلی منظور می‌شود. چنانچه جمع سختی جانبی اعضای غیراصلی از ۲۵٪ جمع سختی جانبی اعضای اصلی ساختمان تجاوز نماید، باید تعدادی از آنها را جزء اعضای اصلی محسوب نمود تا آنجا که این نسبت کمتر از ۲۵٪ شود. چنانچه در نظرگرفتن یک عضو غیراصلی در مدل سبب افزایش نیرو یا تغییرشکل‌ها در یک عضو اصلی شود، باید آن عضو به عنوان عضو اصلی در مدل اضافه شود.

۳- دسته‌بندی اعضای سازه به عنوان اعضای اصلی و غیراصلی نباید به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم به ساختمان منظم تبدیل شود.

۴- در تحلیل‌های غیرخطی، سختی و مقاومت هردو گروه اعضای اصلی و غیراصلی و همچنین تغییرات مقاومت و سختی این اعضا در اثر زوال چرخه‌ای باید در مدل‌سازی وارد شود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی ساده‌شده مطابق بند (۳-۴-۳-۱) فقط اعضای اصلی مدل شده و از اثر زوال چرخه‌ای صرفنظر می‌شود.

۵- هرگاه جمع سختی جانبی اجزای غیرسازه‌ای بیشتر از ۱۰٪ سختی جانبی کل در هر طبقه باشد، در روش‌های تحلیل غیرخطی باید اثر آنها در مدل سازه درنظر گرفته شود.

۳-۲-۲-۳-مدل‌سازی اتصالات

در تحلیل‌های غیرخطی در صورت وجود هریک از شرایط زیر اتصال باید به صورت صریح مدلسازی شود:

۱- اتصال ضعیف‌تر و یا دارای شکل‌پذیری کم‌تر از اعضای متصل‌شونده باشد.

۲- در نظر گرفتن انعطاف پذیری اتصال باعث تغییر بیش از ۱۰٪ در مقادیر نیرو و تغییر شکل شود.

۳-۲-۲-۴- مدل‌سازی پی

اثر سختی انتقالی و دورانی پی‌ها باید براساس ضوابط فصل چهارم درنظر گرفته شود.

۳-۲-۲-۵- پیکربندی ساختمان

از نظر پیکربندی، ساختمان به دو دسته ساختمان منظم و نامنظم تقسیم می‌شود. ساختمان منظم، باید ضوابط آخرین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ ایران را برآورده نماید.

۳-۲-۳-پیچش

چنانچه دیافراگم‌های کف مطابق بند (۳-۲-۴) و ضوابط فصل ۸ از نوع نیمه‌صلب و یا صلب محسوب شوند، مقدار لنگر پیچشی در هر طبقه برابر با مجموع مقادیر پیچش واقعی و پیچش اتفاقی درنظر گرفته می‌شود، اما در ساختمان‌های با دیافراگم نرم محاسبه پیچش لازم نیست.

۳-۲-۳-۱-پیچش واقعی

مقدار پیچش واقعی در هر طبقه ساختمان برابر با مجموع حاصل‌ضرب نیروهای جانبی طبقات فوقانی در فاصله افقی مرکز جرم آن طبقات در جهت عمود بر راستای بار، نسبت به مرکز صلبیت طبقه مورد بررسی می‌باشد.

۳-۲-۳-۲-پیچش اتفاقی

این پیچش ناشی از خروج از مرکزیت اتفاقی جرم بوده و با درنظر گرفتن خروج از مرکزیتی برابر با ۵٪ بعد ساختمان در امتداد عمود بر راستای بار جانبی محاسبه می‌شود.

۳-۲-۳-۳-ملاحظات خاص پیچش

۱- نیروها و تغییرمکان‌های افزایش‌یافته ناشی از پیچش واقعی باید در کلیه ساختمان‌ها محاسبه شود.

۲- ضریب تغییرمکان η، در هر طبقه به صورت نسبت حداکثر تغییرمکان افقی به تغییرمکان متوسط آن طبقه محاسبه گردد.

۳- اگر تحت کل لنگرپیچشی (جمع لنگر پیچشی واقعی و اتفاقی) ، η در تمام طبقات کوچکتر از ۱/۱ باشد، می‌توان از اثر پیچش اتفاقی صرف‌نظر نمود. همچنین هرگاه اثر لنگر پیچشی اتفاقی کوچکتر از ۲۵٪ اثر لنگر پیچشی واقعی باشد می‌توان از اثر پیچش اتفاقی صرف‌نظر نمود.

۴- اگر در تحلیل‌های خطی استاتیکی یا دینامیکی دراثر کل پیچش در یکی از طبقات η بزرگتر از ۱/۲ باشد، نیروها و تغییرمکان‌های ناشی از پیچش اتفاقی در تمامی طبقات باید در ضریب $A=\left[\frac{\eta}{1.2}\right]^2 \le 3$ ضرب شوند. در محاسبه A بزرگترین مقدار η در طبقات باید لحاظ شود.

۵- در تحلیل‌های خطی اگر ضریب تغییرمکان η در طبقه‌ای بزرگتر از ۱/۵ شود، آن سازه باید با استفاده از مدل‌سازی سه‌بعدی مورد بررسی قرار گیرد و استفاده از مدل‌سازی دو بعدی مجاز نیست.

۶-در صورت استفاده از مدل دوبعدی :

۶-۱-در تحلیل‌های خطی، باید مقادیر نیروها و تغییرشکل‌ها در حداکثر مقدار η ضرب شوند.

۶-۲- در تحلیل غیرخطی استاتیکی، تغییرمکان‌های هدف باید در حداکثر مقدار η ضرب شوند.

۶-۳- در تحلیل غیرخطی دینامیکی، دامنه شتاب نگاشت‌های زلزله باید در حداکثر مقدار η ضرب شوند.

۷- آثار لنگر پیچشی واقعی و اتفاقی نباید در جهت کاستن از نیروها و یا تغییرمکان‌های طبقات به کار گرفته شود.

۳-۲-۴-دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها طبق ضوابط فصل ۸ به صورت صلب، نیمه‌صلب و یا نرم دسته‌بندی می‌شوند.

در مدل‌سازی سازه‌های با دیافراگم نیمه‌صلب و یا نرم باید اثر تغییرشکل دیافراگم برحسب سختی آن درنظرگرفته شود. به عنوان یک روش جایگزین در سازه‌هایی که دارای دیافراگم نرم در تمامی طبقات باشند، می‌توان قاب‌های موجود در سیستم قائم باربر جانبی سازه را به صورت مجزا و از طریق مدل‌سازی دوبعدی و با تخصیص جرم متناسب با سطح باربری قاب‌ها تحلیل نمود.

۳-۲-۵-اثرات $P-\Delta$

اثرات $P-\Delta$ باید در هر نوع تحلیل سازه (استاتیکی و دینامیکی، خطی یا غیرخطی) منظور شود.

۳-۲-۶-اندرکنش خاک و سازه

در مواردی که افزایش زمان تناوب ساختمان به دلیل اندرکنش با خاک سبب افزایش شتاب‌های طیفی سازه شود (مثلا سازه‌های واقع بر روی خاک نرم و یا نزدیک به گسل) اثرات اندرکنش خاک و سازه باید مدنظر قرار گیرد. در سایر موارد در نظر گرفتن این اثر اجباری نیست.

در روش‌های تحلیل استاتیکی خطی و دینامیکی طیفی می‌توان از روش ساده شده‌ای که در آن از زمان تناوب و نسبت میرایی مؤثر برای مجموعه خاک و سازه استفاده می‌شود، بهره برد؛ برای جزییات این روش می‌توان به فصل ۴ مراجعه کرد. در این حالت برش پایه سازه، حاصل از تحلیل، نباید کوچکتر از ۷۰ درصد مقدار آن بدون درنظر گرفتن اندرکنش باشد. ترکیب این اثرات با اندرکنش هندسی (کینماتیکی) مطابق فصل ۴ مجاز می‌باشد.

در هنگام استفاده از روش‌های تحلیلی دیگر باید از روش مدل‌سازی صریح استفاده نمود. در روش صریح باید سختی و میرایی هر پی به طور صریح مدل شود، پارامترهای سختی پی باید ضوابط بند (۴-۴) را برآورده نمایند، به جای مدل‌سازی صریح میرایی می‌توان از ضریب میرایی مؤثر سیستم سازه و پی طبق روش ساده شده در فصل ۴ استفاده کرد. نسبت میرایی مورد استفاده برای هریک از پی-ها نباید از نسبت میرایی ارتجاعی سازه تجاوز نماید.

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی نسبت میرایی مؤثر سیستم سازه و پی در فصل ۴ باید برای اصلاح مقادیر طیفی به کار گرفته شوند. ترکیب این اثرات با اندرکنش هندسی مطابق فصل ۴ مجاز می‌باشد.

۳-۲-۷-اثر همزمان مولفه‌های زلزله

۳-۲-۷-۱-مولفه‌های افقی

ساختمان‌ها باید در هر دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروی‌های جانبی ارزیابی شوند. به طور کلی محاسبه در هر یک از دو امتداد جز در موارد زیر به صورت مجزا و بدون درنظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می‌شود:

۱- ساختمان در پلان نامنظم باشد؛

۲- ساختمان دارای ستون‌های مشترک در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی در امتدادهای مختلف باشد.

در هر یک از موارد ۱ یا ۲ ، اثر همزمان مولفه های افقی زلزله بسته به نوع تحلیل به ترتیب زیر اعمال می گردد:

الف- تحلیل استاتیکی و دینامیکی خطی

در تحلیل‌های خطی باید اثر زلزله در هر امتداد با ۳۰٪ اثر زلزله در امتداد عمود بر آن درنظر گرفته شود.

تبصره ۱: چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هر یک از دو امتداد موردنظر کمتر از ۲۰٪ کرانه پایین مقاومت محوری ستون باشد، به‌کارگیری ترکیب فوق در آن ستون ضرورتی ندارد.

تبصره ۲: در مواردی که ترکیب ۱۰۰٪ نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰٪ نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن درنظر گرفته می‌شود، منظور کردن پیچش اتفاقی موضوع بند (۳-۲-۳-۲) برای نیروی زلزله‌ای که در امتداد مربوط به ۳۰٪ اعمال می‌شود، الزامی نمی‌باشد.

ب- تحلیل استاتیکی غیرخطی

در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید در هر امتداد ۱۰۰٪ نیروها و تغییرمکان‌ها در امتداد مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰٪ تغییرمکان ناشی از زلزله در امتداد عمود بر آن درنظر گرفته شود.

به عنوان یک روش قابل قبول مراحل رانش جانبی سازه برای ارزیابی به قرار زیر است :

۱- اعمال بار قائم

۲- اعمال الگوی بارگذاری جانبی در امتداد متعامد و رانش جانبی تا ۳۰٪ تغییر مکان هدف.

۳- اعمال الگوی بارگذاری جانبی در امتداد مورد نظر و رانش جانبی به میزان ۱۰۰٪ تغییر مکان هدف.

پ- تحلیل دینامیکی غیرخطی

در تحلیل دینامیکی غیرخطی باید به‌صورت همزمان، زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده‌ای مطابق بند (۱-۷) به مدل سه‌بعدی سازه اعمال گردد.

۳-۲-۷-۲-مولفه قائم

برای موارد ذکرشده در زیر اثر مولفه قائم زلزله باید درنظرگرفته شود. در این صورت ترکیب اثر مولفه قائم با اثر مولفه افقی ضروری نمی‌باشد.

۱- اعضا و قطعات طره‌ای ساختمان؛

۲- اعضا و قطعات پیش‌تنیده ساختمان؛

۳- اعضا و قطعاتی از ساختمان که تحت بارهای ثقلی مطابق بند (۳-۲-۸) از ۸۰٪ ظرفیت اسمی آنها استفاده شده باشد.

اثر مولفه قائم به صورت اعمال یک نیروی استاتیکی معادل در هر دو جهت بالا یا پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته می شود. مقدار این نیرو برابر $0.2S_{xs}Q_G$ فرض می شود. مقدار Q_G از رابطه (۳-۱) به دست آمده و S_{xs} مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب‌کوتاه (۰/۲ ثانیه) برای سطح زلزله انتخابی و میرایی ۵٪ می باشد. برای زلزله سطح خطر ۱ در صورت استفاده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ ، S_{xs} برابر با حاصلضرب A و B در زمان تناوب کوتاه (۰/۲ ثانیه) است.

۳-۲-۸-ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، Q_G، باید از روابط زیر محاسبه شود:

$$Q_G=1.1[Q_D+Q_L] \quad (۱-۳)$$

$$Q_G=0.9Q_D \quad (۲-۳)$$

که در آن Q_D بارمرده و Q_L معادل ۲۵٪ بار زنده طراحی کاهش نیافته است که نباید از بار زنده واقعی موجود در هنگام ارزیابی کمتر باشد.

۳-۲-۹-بررسی اعتبار فرضیات طراحی

باید اطمینان حاصل شود که مکانیزم رفتار و موقعیت مفصل‌های خمیری فرض شده برای تحلیل مدل سازه تا حد امکان مشابه رفتار سازه واقعی هنگام زلزله سطح‌خطر موردنظر باشد. از این‌رو توصیه می‌شود که مقاومت تمامی اعضای سازه‌ای برای تحمل تغییرشکل‌های غیرارتجاعی ناشی از زلزله در تمامی طول آنها (علاوه بر دو انتها) مورد ارزیابی قرار گیرد.

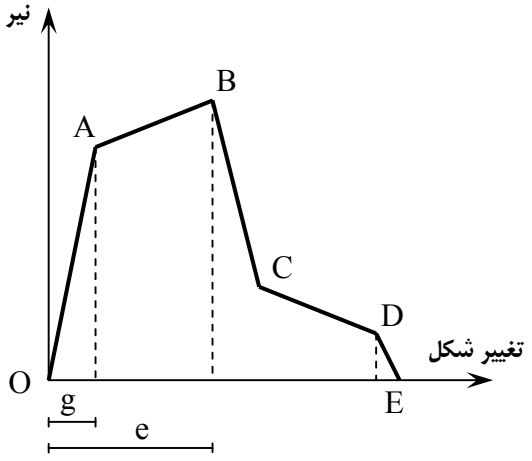
همچنین باید بر مبنای روشی مناسب مشخص شود که اعضای اصلی و غیراصلی سیستم، با در نظر گرفتن کاهش مقاومت و سختی، ظرفیت لازم برای انتقال بارهای ثقلی ساختمان را پس از وقوع زلزله دارا می‌باشند.

۳-۲-۱۰-واژگونی

اعضای قائم باربر جانبی ساختمان در هر طبقه باید با درنظر گرفتن اثرات ناشی از لنگر واژگونی مطابق بندهای(۳-۳-۵) و (۳-۴-۵) ارزیابی شوند. اثرات واژگونی در سطح پی و خاک در فصل ۴ مورد بحث قرار گرفته است.

۳-۲-۱۱ - تلاش‌های تغییرشکل کنترل و نیرو کنترل

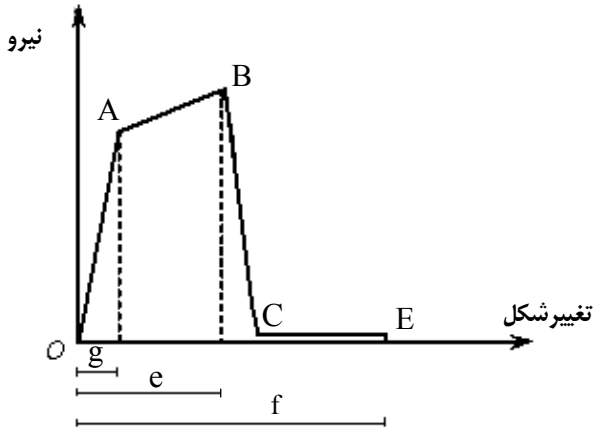
رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آن‌ها و منحنی نیرو- تغییرشکل حاصل به صورت تغییرشکل‌کنترل و یا نیروکنترل می‌باشد. منحنی نیرو- تغییرشکل مطابق شکل‌های (۳-۱) تا (۳-۳) می‌تواند بیانگر رفتار شکل‌پذیر، نیمه‌شکل‌پذیر یا ترد باشد. در رفتار شکل‌پذیر، منحنی نیرو- تغییرشکل مطابق شکل (۳-۱) دارای چهار قسمت است. در قسمت اول (شاخه‌ی OA) رفتار ارتجاعی



شکل(۳- ۱): منحنی رفتار جزء شکل‌پذیر

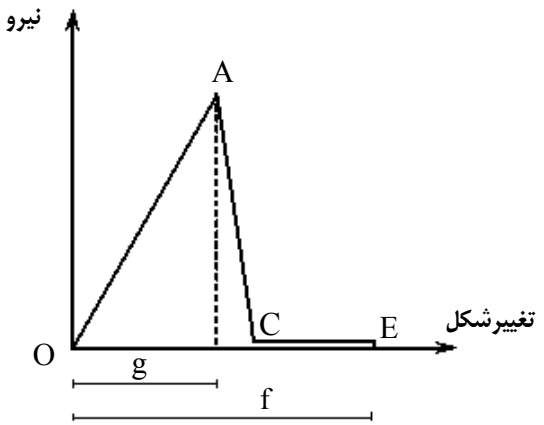
خطی است. در قسمت دوم (شاخه‌ی AB) رفتار خمیری با شیب مثبت یا منفی است. در قسمت سوم (شاخه‌ی BC) مقاومت به شدت کاهش می‌یابد اما به طور کلی از بین نمی‌رود و در قسمت چهارم (شاخه‌ی CD) رفتار مجدداً خمیری اما نرم‌شونده است. اعضای اصلی و غیراصلی که رفتاری مطابق شکل (۳-۱) دارند تغییرشکل کنترل محسوب می‌شوند.

در رفتار نیمه‌شکل‌پذیر منحنی نیرو- تغییرشکل مطابق شکل (۳-۲) دارای سه قسمت است. در قسمت اول (شاخه‌ی OA) رفتار ارتجاعی خطی است و در قسمت دوم (شاخه‌ی AB) رفتار خمیری با شیب مثبت یا منفی است. در قسمت سوم (شاخه‌ی BC) مقاومت به شدت کاهش یافته و نزدیک به صفر می‌رسد. برای آن‌که اعضای اصلی با رفتار فوق، تغییرشکل‌کنترل محسوب شوند، باید تغییرشکل نظیر آستانه‌ی کاهش مقاومت بیش از دو برابر تغییرشکل حد خطی یا به عبارت دیگر $\frac{e}{g} \geq 2$ باشد. اما اعضای غیراصلی که رفتاری مطابق شکل (۳-۲) دارند با نسبت $\frac{f}{g}$ (شکل (۳-۲)) بزرگ‌تر از ۲، تغییرشکل‌کنترل محسوب می‌شوند.



شکل(۳- ۲): منحنی رفتار جزء نیمه‌شکل‌پذیر

در رفتار ترد، منحنی نیرو–تغییرشکل مطابق شکل (۳-۳) دارای یک قسمت ارتجاعی خطی است که پس از آن مقاومت به شدت کاهش‌یافته و نزدیک به صفر می‌رسد. اعضای اصلی با رفتاری مطابق شکل (۳-۳) نیروکنترل محسوب می‌شوند. اما اعضای غیراصلی که رفتاری مطابق شکل (۳-۳) دارند با نسبت $\frac{f}{g}$ (شکل (۳-۳)) بزرگ‌تر از ۲، تغییرشکل‌کنترل محسوب می‌شوند.



شکل(۳- ۳): منحنی رفتار جزء شکننده

تفاوت اعضای نیروکنترل و تغییرشکل‌کنترل، در مدل‌سازی و کنترل معیارهای پذیرش در روش‌های تحلیل‌خطی و غیرخطی است که در بخش‌های بعدی این فصل تشریح خواهد شد.

نمونه‌هایی از تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل و نیروکنترل در جدول(۳- **۱**) ارائه شده است.

جدول(۳- ۱): نمونه‌هایی از تلاش‌های نیروکنترل و تغییرشکل‌کنترل

جزء	تغییرشکل‌کنترل	نیروکنترل
۱- قاب های خمشی		
تیر ها	لنگر خمشی (M)	برش[۱] (V)
ستون ها	---	نیروی محوری (P) و برش (V)
اتصالات	---	برش[۱] (V)
۲-دیوار های برشی	لنگر خمشی (M) و برش (V)	نیروی محوری (P)
۳-قاب های مهاربندی شده		
مهاربندها	نیروی محوری (P)	---
تیر ها	---	نیروی محوری (P)
ستون ها	---	نیروی محوری (P)
۴-اجزای اتصالات	لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P)[۲]	لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P)
۵-دیافراگم ها	لنگر خمشی (M) و برش (V)[۳]	لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P)

۱- در قاب های خمشی فولادی، برش (V) تغییرشکل‌کنترل می باشد.

۲- در اتصالات فولادی، لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P) تغییرشکل‌کنترل می باشد.

۳- در صورتی‌که دیافراگم، نیروی جانبی اعضای باربر لرزه‌ای قائم موجود در تراز بالای خود را انتقال دهد، لنگر خمشی(M) و برش(V) نیروکنترل می باشد.

۳-۳-روش‌های تحلیل خطی

۳-۳-۱-محدوده کاربرد روش‌های خطی

محدوده کاربرد روش‌های خطی در این بند مشخص می‌شود. در ساختمان‌هایی که از سیستم‌های جداساز لرزه‌ای یا جاذب انرژی استفاده شده باشد، محدودیت‌های بندهای (۱۰-۲-۴) یا (۱۰-۳-۴) برای روش‌های خطی باید منظور شود.

۳-۳-۱-۱-کاربرد روش استاتیکی خطی

استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی هنگامی مجاز است که ساختمان دارای شرایط زیر از نظر ارتفاع و نظم سازه‌ای باشد:

۱- زمان تناوب اصلی ساختمان کوچکتر از $3/5T_s$ باشد و تعداد طبقات ساختمان از ۲۰ تجاوز نکند. T_s بر طبق تعاریف فصل اول تعیین می شود.

۲- تغییر ابعاد پلان در طبقات متوالی به استثنای خرپشته کمتر از ۴۰٪ باشد.

۳– حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۵ برابر تغییرمکان متوسط نسبی آن طبقه باشد.

۴– متوسط تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه، به استثنای خرپشته، کمتر از ۱/۵ برابر همین مقدار در طبقه بالا یا پایین آن باشد.

۵– سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد.

۶– بزرگترین نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) برای هر تلاش تغییرشکل‌کنترل تحت اثر ترکیب بار رابطه (۳–۲۶) (نظیر نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی بدون لحاظ اثرات اندرکنشی) درهر عضو اصلی کمتر از ۲ باشد. برای تعیین DCR، ابتدا نیرو در اعضا از جمع نیروی ناشی از بارهای ثقلی و بار ناشی از زلزله (Q_{UD}) مطابق رابطه (۳–۲۶) و ظرفیت مورد انتظار اعضا براساس مقاومت نهایی اجزای آنها (Q_{CE}) مطابق فصل‌های ۵ یا ۶ یا ۷ محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از رابطه $DCR=Q_{UD}/Q_{CE}$ نسبت نیرو به ظرفیت تعیین می‌شود.

در صورت عدم برقراری شرط ۶، لازمست شروط ۷، ۸ و ۹ به طور همزمان برآورده شود.

۷– انقطاع درسیستم باربر جانبی در صفحه و خارج از صفحه وجود نداشته باشد. (استثنا: در داخل صفحه می‌توان به اندازه یک چشمه انقطاع در سیستم باربر جانبی داشت مشروط براینکه انتقال نیروی افقی به طور ایمن توسط یک عضو انتقال‌دهنده بار افقی تامین گردد)

۸–ساختمان ازنظر پیچش یکی از شرایط زیر را دارا باشد :

الف– نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی دراثر پیچش در هر عضو از طبقه بیش از ۱/۵ برابر همان نسبت در عضو واقع شده در سمت مقابل آن نسبت به مرکز پیچش نباشد.

ب– در ساختمان‌های با حداکثر ارتفاع ۳۰ متر یا ۸ طبقه از تراز پایه، حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۲ برابر تغییرمکان متوسط نسبی آن طبقه باشد.

۹– ساختمان از نظر مقاومت طبقات یکی از شرایط زیر را دارا باشد :

الف– مقدار متوسط شاخص وزنی برشی طبقه ($\overline{DCR}$) مطابق رابطه (۳–۳) برای هر طبقه بیش از ۱/۲۵ برابر این شاخص در یک طبقه بالاتر یا پایین‌تر آن نباشد.

$$\overline{DCR}=\frac{\sum_{i=1}^{n} DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^{n} V_i} \qquad (۳–۳)$$

در این رابطه :

V_i = نیروی محاسبه شده در عضو i که در باربری جانبی طبقه مورد نظر مشارکت دارد و از تحلیل ارتجاعی تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای رابطه (۳–۲۶) به دست می‌آید.

DCR_i = نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در عضو i تحت ترکیب بارهای رابطه (۳–۲۶)؛

n = تعدادکل اعضای طبقه مورد نظر.

برای ساختمان‌های با دیافراگم نرم، شاخص وزنی برشی طبقه ($\overline{DCR}$) برای هر محور قاب باید جداگانه بررسی شود.

ب- در ساختمان‌های با حداکثر ارتفاع ۳۰ متر یا ۸ طبقه از تراز پایه، مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کمتر از ۸۰ ٪ مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد. مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می‌نمایند.

۳-۳-۱-۲- کاربرد روش دینامیکی خطی

استفاده از روش دینامیکی خطی در صورتی مجاز است که از میان شروط مندرج در بند (۳-۳-۱-۱)، شرط ۶ یا به طور همزمان شروط ۷، ۸ و۹ برآورده گردد. در این حالت نیاز به کنترل شرایط ۱ تا ۵ نمی‌باشد.

۳-۳-۲- محاسبه سختی در روش های تحلیل خطی

در روش‌های خطی، سختی اعضا باید به کمک روش‌های متداول معتبر، با درنظرگرفتن اثرات سختی‌های محوری، برشی و خمشی محاسبه شود. تراز تغییرشکلی که در اعضا ناشی از بار ثقلی و جانبی ایجاد می‌شود، نیز باید در محاسبه‌ی سختی ملحوظ شود. جزئیات تعیین سختی در فصول ۵ تا ۷ ارائه شده است.

۳-۳-۳- روش تحلیل استاتیکی خطی

فرضیات اساسی در این روش عبارتند از:

۱- رفتار مصالح خطی است؛

۲- بارهای ناشی از زلزله به‌صورت استاتیکی اعمال می‌شود؛

۳- کل نیروی جانبی وارد بر سازه برابر با ضریبی از وزن ساختمان است.

در این روش، نیروی جانبی ناشی از زلزله به گونه‌ای انتخاب می‌شود که برش‌پایه حاصل از آن برابر نیروی برشی مطابق رابطه (۳-۵) شود. مقدار برش‌پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه که در زلزله سطح خطر موردنظر پیش‌بینی می‌شود، مطابقت داشته باشد. چنانچه تحت اثر بار وارد شده، سازه به طور خطی رفتار کند، نیروهای به دست آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش‌بینی شده هنگام زلزله خواهند بود؛ ولی اگر سازه رفتار غیرخطی داشته باشد، نیروهای محاسبه شده از این طریق بیش از مقادیرحد جاری شدن مصالح خواهند شد. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه‌هایی که هنگام زلزله رفتار غیرخطی دارند، اصلاح می‌شود.

۳-۳-۳-۱-تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه

زمان تناوب اصلی نوسان باید به یکی از دو روش زیر برآورد شود:

۱- استفاده از روش‌های تحلیلی که مبتنی بر مشخصات دینامیکی سازه می‌باشد؛ زمان تناوب محاسبه شده از این روش در هر حال نباید از ۱/۴ برابر زمان تناوب تجربی بیشتر باشد.

۲- استفاده از روش‌های تجربی ساده که مبتنی بر اندازه‌گیری انجام شده در ساختمان‌های موجود می‌باشد.

در روش تجربی، زمان تناوب اصلی نوسان برحسب ثانیه برای ساختمان‌ها با سیستم سازه‌ای مختلف از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T=\alpha H^{\left(\frac{3}{4}\right)} \qquad (۴-۳)$$

که درآن H ارتفاع ساختمان از تراز پایه بر حسب متر است و در محاسبه آن، ارتفاع خرپشته در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد. α ضریبی است که برحسب نوع سیستم سازه‌ای ساختمان مطابق جدول(۳-۲) انتخاب می‌شود:

جدول(۳-۲): ضریب α برای محاسبه زمان تناوب سازه

قاب خمشی فولادی	α =۰/۰۸
قاب فولادی با مهاربند واگرا	α =۰/۰۷
قاب خمشی بتنی	α =۰/۰۷
سایر سیستم‌های سازه‌ای	α =۰/۰۵

۳-۳-۳-۲-برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها

در روش تحلیل استاتیکی خطی، نیروی جانبی ناشی از زلزله (V) به صورت ضریبی از وزن موثر لرزه‌ای ساختمان (W) محاسبه می‌شود:

$$V= C_S W$$
$$C_S=C_1C_2C_mS_a \qquad (۵-۳)$$

که در آن:

W: وزن موثر لرزه‌ای ساختمان، شامل وزن مرده ساختمان مشتمل بر تیغه‌ها و تجهیزات ثابت و ۲۰٪ بار زنده شامل بار برف طبق مبحث ششم از مجموعه مقررات ملی ساختمان می‌باشد؛

S_a: شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی T است که براساس بخش (۱-۷) این دستورالعمل تعیین می‌شود؛

C_1: ضریب تصحیح برای در نظر گرفتن تغییرمکان‌های غیرارتجاعی سیستم که به یکی از دو روش زیر محاسبه می‌شود:

۱- با استفاده از رابطه (۳-۶)

$$T \le 0.2 \quad \rightarrow \quad C_1 = 1+\frac{25\left(R_u-1\right)}{a}$$
$$0.2 < T \le 1 \quad \rightarrow \quad C_1 = 1+\frac{R_u-1}{aT^2} \qquad (۶-۳)$$
$$T>1 \quad \rightarrow \quad C_1 = 1$$

a: ضریب نوع زمین که مطابق جدول (۳-۳) تعیین می‌گردد.

جدول(۳-۳): ضریب نوع زمین

نوع زمین	I	II	III و IV
a	130	90	60

T: زمان تناوب اصلی سازه شامل اصلاحات مربوط به اثرات اندرکنش خاک و سازه مطابق بند (۳-۲-۶) است.

R_u: نسبت مقاومت که با استفاده از رابطه (۳-۷) یا (۳-۸) محاسبه می شود:

$$R_u = \frac{DCR_{\max}}{1.5} C_m \geq 1 \qquad (۳-۷)$$

در این رابطه DCR_{max} بزرگترین نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) می باشد که برای اعضای اصلی با فرض $C_1 = C_2 = C_m = 1$ محاسبه می شود.

در صورتیکه برش پایه نظیر حد رفتار ارتجاعی سازه، V_e ،در دست باشد:

$$R_u = \frac{S_a}{V_e / W} C_m \qquad (۳-۸)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی T است.

۲- با استفاده از رابطه‌ی (۳-۹)، در صورتی‌که نسبت مقاومت R_u مطابق روابط (۳-۷) یا (۳-۸) معلوم نباشد.

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \qquad (۳-۹)$$

در هرصورت مقدار C_1 نباید از ۱ کم‌تر انتخاب شود.

C_2: ضریب تصحیح برای اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییرمکان‌ها ناشی از زوال چرخه‌ای؛ که به یکی از دو روش زیر محاسبه می شود :

۱- با استفاده از رابطه (۳-۱۰)

$$T>0.7 \quad \rightarrow \quad C_2=1$$
$$T<0.7 \quad \rightarrow \quad C_2=1+\frac{1}{800}\left(\frac{R_u-1}{T}\right)^2 \qquad (۳-۱۰)$$

۲-در غیاب محاسبات دقیق‌تر، برای تحلیل خطی می‌توان C_2را مساوی واحد درنظر گرفت.

C_m: ضریب جرم موثر که برای اعمال اثر مودهای بالاتر بوده و مطابق جدول (۳-۴) تعیین می‌شود و برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی بزرگتر از ۱ باید برابر ۱ درنظر گرفته شود.

جدول(۳- ۴): مقادیر ضریب C_m

تعداد طبقات	قاب خمشی بتنی یا فولادی	قاب فولادی مهاربندی شده	سازه با دیوار برشی بتنی	سایر سیستم‌های سازه‌ای
یک یا دو	۱	۱	۱	۱
سه و بیشتر	۰/۹	۰/۹	۰/۸	۱

۳-۳-۳-۳-توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان برحسب برش پایه، ارتفاع و وزن موثر لرزه ای طبقات عبارت است از:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^k} V \qquad (۳-۱۱)$$

که در آن F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه i–ام، W_i وزن موثر لرزه‌ای طبقه i–ام، h_i ارتفاع طبقه i–ام از تراز پایه طبق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مقدار k برابر است با:

$$k=0.5T+0.75 \qquad (۱۲-۳)$$

برای زمان تناوب اصلی مساوی یا کوچکتر از ۰/۵ ثانیه $[T \le 0.5]$ مقدار k برابر یک و برای زمان تناوب اصلی مساوی یا بزرگتر از ۲/۵ ثانیه $[T \ge 2.5]$ مقدار k برابر ۲ انتخاب می‌شود.

۳-۳-۴-توزیع نیروی جانبی طبقه در پلان

نیروی جانبی هر طبقه که با استفاده از رابطه (۳-۱۱) برآورد می‌شود، باید برحسب توزیع جرم در آن طبقه توزیع شود.

۳-۳-۵-دیافراگم

دیافراگم طبقات باید برای نیروی اینرسی F_{pi} مطابق رابطه (۳-۱۳) کنترل شوند.

$$F_{pi}=\frac{\sum_{j=i}^{n} F_j}{\sum_{j=i}^{n} W_j} W_i \qquad (۱۳-۳)$$

که در آن F_j و W_j مطابق بند (۳-۲-۳-۳) تعریف می‌شوند و W_i وزن موثر لرزه‌ای دیافراگم برای طبقه موردنظر می‌باشد. در دیافراگم‌های نرم نیروی اینرسی متناسب با تغییرشکل جانبی دیافراگم توزیع می‌شود.

علاوه بر نیروی اینرسی، دیافراگم‌ها باید برای نیروی اضافی ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی سازه درتراز دیافراگم نیز طراحی شوند. توزیع این نیروها در دیافراگم باید از طریق تحلیل مدل مناسب برای دیافراگم انجام گیرد.

دیافراگم‌هایی که تحت نیروهای ناشی از تغییر موقعیت سیستم باربر جانبی قرار می‌گیرند،« نیروکنترل» محسوب می‌شوند. اما سایر دیافراگم‌ها مطابق ضوابط فصل ۸ برحسب مورد « نیروکنترل یا تغییرشکل‌کنترل» محسوب می‌شوند.

۳-۳-۴- روش تحلیل دینامیکی خطی

تحلیل دینامیکی خطی می‌تواند به دو روش طیفی یا تاریخچه زمانی انجام شود. در این روش سازه با فرض رفتار خطی و با اعمال اثر حرکات زمین در تراز پایه آن تحلیل می‌شود. در این حالت مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی، پاسخ سازه در زلزله سطح خطر موردنظر، حاصل از تحلیل، در ضرایبی مطابق بند (۳-۳-۴-۴) ضرب می‌شود تا حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه که در زلزله پیش‌بینی می‌شود، مطابقت داشته باشد. به همین علت نیروهای داخلی در سازه‌های شکل‌پذیر که در هنگام زلزله رفتار غیرخطی خواهند داشت

بزرگتر از نیروهای قابل‌تحمل در سازه برآورد می‌شوند. بنابر این هنگام بررسی معیارهای پذیرش، نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه‌هایی که هنگام زلزله رفتار غیرخطی دارند، اصلاح می‌شود. محدودیت‌های استفاده از این روش در بخش (۳-۳-۳) این فصل آمده است.

۳-۳-۴-۱-ملاحظات مدل‌سازی و تحلیل

۳-۳-۴-۱-۱-حرکات زمین

حرکات زمین باید مطابق بخش (۱-۷) با استفاده از یکی از روش‌های زیر تعیین شود.

الف-طیف ثابت مطابق بند (۱-۷-۲-۱)

ب-طیف حاصل از تحلیل خطر زلزله ویژه ساختگاه مطابق بند (۱-۷-۲-۲)

پ-شتاب‌نگاشت مطابق بند (۱-۷-۳)

۳-۳-۴-۱-۲-روش تحلیل طیفی

تعداد مودهای ارتعاش در تحلیل طیفی باید چنان انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم مؤثر برای هر امتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب شده حداقل۹۰٪ باشد. طیف طرح مورد استفاده در این روش باید مطابق بخش (۱-۷) انتخاب شود.

نتایج حاصل از هر مود نوسان باید با روش‌های شناخته شده مانند جذر مجموع مربعات (SRSS) و یا روش ترکیب مربعی کامل (CQC) که اندرکنش بین مودها را درنظر می‌گیرد، ترکیب شود. ترکیب اثر حداکثر مودها در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در مواردی که زمان‌های تناوب دو یا چند مود سازه به یکدیگر نزدیک باشد(بنا به تعریف در پیوست ۳ استاندارد۲۸۰۰ ایران) باید صرفاً با روش(CQC) انجام شود.

اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد مورد نظر در صورت لزوم باید مطابق بند (۳-۲-۷) درنظر گرفته شود.

در روش تحلیل طیفی، در صورتیکه زمان تناوب تحلیلی مود اصلی در هر امتداد اصلی ساختمان از ۱/۴ برابر زمان تناوب تجربی آن امتداد بزرگتر بوده و مقدار برش در آن امتداد از ۸۰ ٪ برش پایه استاتیکی معادل در همان امتداد کمتر باشد ، مقدار برش پایه در آن امتداد باید با ۸۰٪ برش پایه استاتیکی معادل همپایه شود.

۳-۳-۴-۱-۳-روش تحلیل تاریخچه زمانی

در تحلیل تاریخچه زمانی، پاسخ سازه با استفاده از روابط دینامیکی در گام‌های زمانی کوتاه محاسبه می‌شود. در این روش باید پاسخ مدل سازه تحت تحریک شتاب زمین براساس حداقل سه شتاب‌نگاشت مطابق بخش (۱-۷) محاسبه شود.

چنانچه کمتر از هفت شتاب‌نگاشت برای تحلیل انتخاب شود، باید بیشینه اثر آنها برای کنترل تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی منظور شود، چنانچه از هفت شتاب‌نگاشت یا بیشتر استفاده شود، می‌توان مقدار متوسط اثر آنها را برای کنترل تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی در نظر گرفت. اثر هم زمان مولفه‌های زلزله در صورت لزوم نیز باید مطابق با بند (۳-۲-۷) منظور شود. مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها باید براساس بند (۱-۷) انجام شود. در این روش نیز در صورتیکه زمان تناوب تحلیلی مود اصلی در هر امتداد اصلی ساختمان از ۱/۴ برابر زمان تناوب تجربی آن امتداد بزرگتر بوده و مقدار برش در آن امتداد از ۸۰ ٪ برش پایه استاتیکی معادل در همان امتداد کمتر باشد ، مقدار برش پایه باید با ۸۰٪ برش پایه استاتیکی معادل همپایه شود.

۳-۳-۴-۲-توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان برحسب میزان شتاب، جرم و توزیع هر طبقه با استفاده از تحلیل دینامیکی به‌دست می‌آید.

۳-۳-۴-۳- دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها باید برای نیرویی برابر حاصل‌جمع نیروی اینرسی و نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی ارزیابی شوند.

چنانچه دیافراگم‌ها در مدل سازه وارد شده باشند، نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی مستقیماً از تحلیل دینامیکی برآورد می‌شوند، در غیر این صورت لازم است نیروهای مذکور با استفاده از تحلیل مدل مناسب برای دیافراگم تعیین شوند. نیروی اینرسی وارد بر دیافراگم، حاصل از تحلیل دینامیکی، نباید کم‌تر از ۸۰٪ نیروی اینرسی براساس روش تحلیل استاتیکی مطابق رابطه (۳-۱۳) منظور شود.

۳-۳-۴-۴-برآورد نیروها وتغییرمکان‌ها

مقادیر نیروها و تغییرمکان‌های حاصل از تحلیل دینامیکی خطی باید در ضرایب C_1 و C_2 مطابق تعریف بند (۳-۳-۳-۲) ضرب شوند.

۳-۳-۵-کنترل واژگونی در روش‌های خطی

در روش‌های خطی، لنگر مقاوم واژگونی در هر طبقه برابر لنگر مقاوم بارهای مرده در طبقه مورد نظر می‌باشد. در هنگام وجود اتصال مناسب برای جلوگیری از برکنش در طبقه موردنظر، لنگر مقاوم واژگونی از حاصل جمع لنگر مقاوم بارهای مرده به علاوه لنگر ناشی از ظرفیت انتقال کشش در ستون‌های کششی به دست می‌آید. مقدار ظرفیت انتقال کشش برابر با کمترین ظرفیت کششی ستون، ظرفیت کششی وصله ستون در صورت وجود و یا ظرفیت کششی پی یا اتصال پی به ستون می‌باشد.

چنانچه تنها بارهای مرده تامین کننده لنگر مقاوم باشند، رابطه زیر باید برقرار شود:

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 J} \qquad (۱۴-۳)$$

که در آن M_{OT} لنگر واژگونی در طبقه مورد نظر و M_{ST} لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده است. ضرایب C_1 و C_2 دربند (۳-۳-۳-۲) و ضریب J در بند (۳-۶-۱-۲-۲) تعریف شده‌اند.

در صورتیکه سازه دارای یک سیستم مقاوم در برابر جانبی باشد، که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای آن ضریب رفتار ارائه شده است ، برای ارزیابی سازه در مقابل واژگونی، می توان از رابطه (۳-۱۵) به‌جای رابطه (۳-۱۴) استفاده نمود. در این رابطه M_{ST} لنگر مقاوم حاصل از بارهای مرده به‌تنهایی می‌باشد.

$$0.9M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 R_{OT}} \qquad (۱۵-۳)$$

که در آن R_{OT} برحسب سطح مورد انتظار از ساختمان به شرح زیر تعریف شده است:

آستانه‌ی فروریزش	$R_{OT}=10$
ایمنی جانی	$R_{OT}=8$
قابلیت استفاده بی وقفه	$R_{OT}=4$

تبصره: استفاده از رابطه (۳-۱۵) برای ساختمان هایی که سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی آنها دیوارهای باربر غیرمسلح می‌باشند، مجاز نمی باشد.

در صورتی‌که روابط (۳-۱۴) یا (۳-۱۵) تامین پایداری لازم در برابر واژگونی توسط بارهای مرده را نشان ندهند ، لازم است برای تأمین پایداری سازه اتصالات مناسبی بین المانهای بالا و پایین تراز مورد بررسی درنظرگرفته شود. در این حالت چنانچه تراز مورد بررسی زیر شالوده سازه باشد، یا اتصال مناسب بین شالوده و خاک باید برقرار باشد (مثلا از طریق شمع) ویا آنکه از طریق یک تحلیل غیر خطی پایداری سازه در برابر واژگونی نشان داده شود.

۳-۴-روش‌های تحلیل غیرخطی

درصورتی‌که در سازه ای استفاده از روش‌های خطی مجاز نباشد، ضروری است از روش‌های غیرخطی برای تحلیل سازه استفاده شود. استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی برای ارزیابی سازه با رعایت محدوده های کاربرد مندرج در بند(۳-۴-۱) مجاز می‌باشد.

۳-۴-۱-محدوده‌ی کاربرد روش‌های غیرخطی

۳-۴-۱-۱- کاربرد روش استاتیکی غیرخطی

استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی هنگامی مجاز است که دو شرط زیر برقرار باشد:

۱-نسبت مقاومت R_u محاسبه شده از رابطه (۳-۲۱) از مقدار R_{max} محاسبه شده از رابطه (۳-۲۲) کمتر باشد.

۲- تاثیر مودهای بالاتر قابل ملاحظه نباشد: برای تعیین این موضوع ضروری است سازه دو بار با استفاده از روش دینامیکی طیفی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده ودر بار دوم تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم موثر آنها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. در صورتیکه نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه ای بیش از ۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بیشتر است، این امر به معنی قابل ملاحظه بودن اثرات مودهای بالای سازه است.

اگر شرط ۲ برقرار نباشد، باید از روش تحلیل دینامیکی خطی نیز برای تکمیل روش استاتیکی غیرخطی استفاده گردد. در این حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار تغییرشکل‌کنترل، در روش تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳٪ تخفیف قایل شد.

اگر شرط ۱ برقرار نباشد، باید از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده گردد.

۳-۴-۱-۲- کاربرد روش دینامیکی غیرخطی

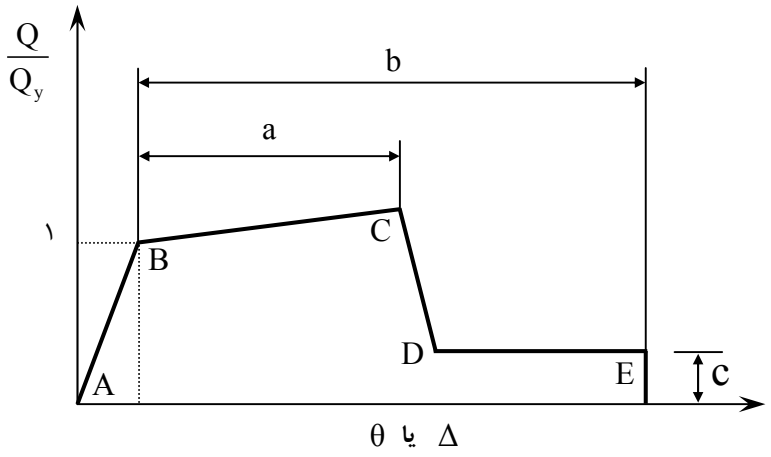
استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی برای کلیه سازه‌ها مجاز می‌باشد. در تحلیل دینامیکی غیرخطی نتایج حاصل از این تحلیل باید توسط یک گروه متخصص و با تجربه در این زمینه کنترل شود.

۳-۴-۲- محاسبه سختی و مقاومت در روش‌های غیرخطی

در روش‌های غیرخطی، مدل‌سازی سازه بر اساس رابطه‌ی نیرو- تغییرشکل قطعات که به صورت روابطی غیرخطی بیان می‌شوند، انجام می‌شود.

برای روش استاتیکی غیرخطی، می‌توان از رابطه‌ی کلی نیرو- تغییرشکل که در شکل (۳-۴) نشان داده‌شده است یا منحنی‌های دیگری که از مدارک معتبر آزمایشگاهی به دست آمده باشند ، استفاده کرد. Q_y در شکل(۳-۴) متناظر با مقاومت موردانتظار عضو براساس فصول ۵ تا ۷ می‌باشد. پارامترهای c,b,a نیز برای اجزای مختلف سازه در همین فصول ارائه شده است.

برای روش دینامیکی غیرخطی، روابط نیرو- تغییرشکل باید بر اساس آزمایش و روش های مورد تایید تعیین گردد.



شکل(۳- ۴): منحنی نیرو- تغییرشکل کلی برای اعضا و اجزا

۳-۴-۳- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به‌صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییرمکان در یک نقطه خاص(نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییرمکان هدف) مطابق رابطه (۳-۱۷) برسد و یا سازه فروریزد. تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای‌پذیرش بند (۳-۶) مورد بررسی قرار گیرد.

۳-۴-۳-۱-ملاحظات خاص مدل‌سازی و تحلیل

۳-۴-۳-۱-۱-کلیات

– انتخاب نقطه کنترل، الگوی بارگذاری، تعیین زمان تناوب اصلی و روش انجام تحلیل باید ضوابط این بخش را برآورده نماید.

– رابطه بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل باید برای هرگام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییرمکانی حداقل ۱/۵ برابر تغییرمکان هدف ثبت شود.

– در مدل‌سازی، بارهای ثقلی اعضا در ترکیب با بارهای جانبی باید مطابق بند(۳-۲-۸) اعمال گردد. بارهای جانبی باید در هر دو امتداد و هر دو جهت منفی و مثبت به سازه اعمال و اثرات بحرانی‌ترین حالت برای طراحی استفاده گردد.

– در مدل تحلیلی باید پاسخ نیرو–تغییرشکل در طول هر عضو برای تشخیص موقعیت تلاش غیرخطی قابل تعیین باشد.

تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌تواند به دو روش کامل و ساده انجام شود:

۱– در روش کامل، اعضای اصلی و غیراصلی سیستم باربر جانبی مطابق بند (۳-۲-۲-۲) باید در مدل‌سازی وارد شود. رفتار نیرو–تغییرشکل کلیه اعضا باید به‌صورت صریح با استفاده از نمودار چندخطی(منحنی پوش چرخه‌ای)[1] که تا حد امکان نزدیک به واقعیت انتخاب می‌شود، مدل‌سازی گردد. همچنین اثرات زوال چرخه‌ای که شامل کاهش مقاومت و مقاومت باقیمانده می‌باشد، به نحوی وارد محاسبات می‌شود. تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش طبق بند (۳-۶-۲-۲) مورد بررسی قرار گیرد. تلاش‌های اعضای اصلی و غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیراصلی یکسان است.

۲– در روش ساده‌شده، فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند. رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دوخطی شبیه‌سازی و از اثرات زوال صرفنظر می‌شود. هنگام استفاده از این روش، معیار پذیرش مطابق بند (۳-۶-۲-۲) درنظر گرفته می‌شود. در این روش، به دلیل ساده‌سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می‌باشد به همین جهت تلاش‌های این اعضا برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای اصلی کنترل شوند و برای اعضای غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، تلاش‌ها باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. چنانچه تعداد کمی از اعضای اصلی توسط این معیار پذیرفته نشوند، می‌توان آنها را در دسته اعضای غیراصلی فرض کرده و از مدل خارج نمود.

۳-۴-۳-۱-۲-نقطه کنترل

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مرکز جرم بام به عنوان نقطه کنترل تغییرمکان سازه انتخاب می‌شود (مرکز جرم سقف خرپشته به عنوان نقطه کنترل انتخاب نمی‌شود، مگر آنکه وزن آن بیشتر از ۲۵٪ وزن بام باشد).

۳-۴-۳-۱-۳-توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی در مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. توزیع بار جانبی باید متناسب با دو نوع توزیع زیر، به سازه اعمال شود.

۱– توزیع نوع اول: توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر

۲– توزیع نوع دوم: توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

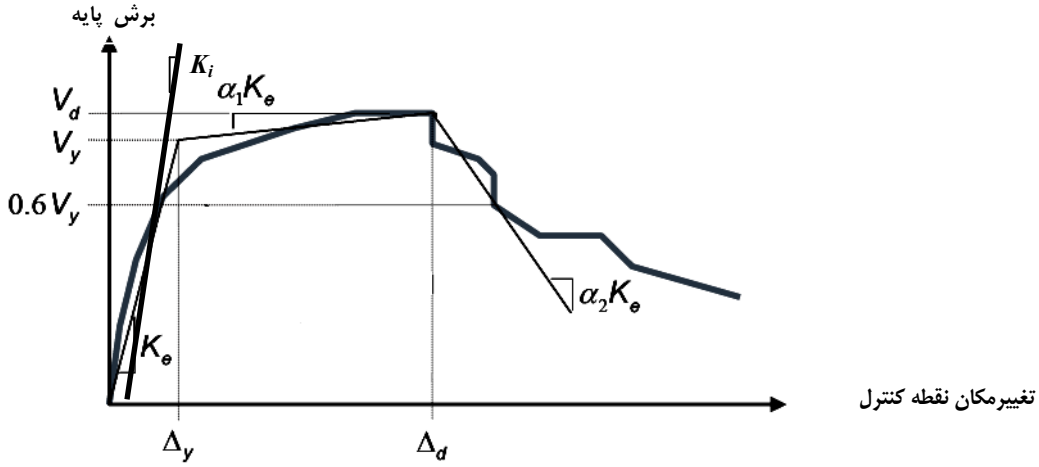
در صورتیکه ساختمان بر اساس یکی از ویرایش‌های استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده باشد، اعمال توزیع بار جانبی نوع دوم (توزیع یکنواخت) ضرورتی ندارد.

---

[1] Backbone Curve

۳-۴-۳-۱-۴-مدل رفتار چندخطی نیرو- تغییرمکان سازه

رفتار غیرخطی سازه ارتباط بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل را مطابق شکل (۳-۵) مشخص می‌نماید و به منظور محاسبه سختی جانبی مؤثر K_e و برش تسلیم مؤثر V_y باید با یک مدل رفتار چند خطی ساده جایگزین شود. قسمت اول منحنی باید با شیب K_e که برابر مدول سکانت محاسبه شده برای برش پایه $0/6V_y$ می‌باشد، شروع گردد. در مدل ساده شده باید دقت شود که V_y بزرگتر از بیشینه برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی نشود. خط دوم با شیب مثبت $\alpha_1 K_e$ با استفاده از نقطه (V_d, Δ_d) و نقطه تقاطع با خط اول (V_y, Δ_y) چنان ترسیم شود که سطح زیر مدل رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی تا نقطه (V_d, Δ_d) باشد. (V_d, Δ_d) نقطه‌ای روی منحنی نیرو-تغییرمکان در تغییرمکان هدف یا تغییرمکان متناظر با حداکثر نیروی برشی است. این نقطه باید بر اساس حداقل مقدار این دو تغییرمکان تعیین گردد. خط سوم با شیب منفی $\alpha_2 K_e$ با استفاده از نقطه (V_d, Δ_d) و نقطه ای که در آن نیروی برشی برابر با $0/6V_y$ می‌باشد ترسیم می شود (شکل ۳-۵).



شکل(۳- ۵):منحنی ساده شده‌ی نیرو-تغییرمکان سازه

۳-۴-۳-۱-۵-محاسبه زمان تناوب اصلی مؤثر

زمان تناوب اصلی مؤثر T_e در امتداد مورد بررسی براساس مدل رفتار دوخطی برابر است با:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad (۱۶-۳)$$

که در آن T_i زمان تناوب اصلی تحلیلی ساختمان با فرض رفتار خطی و K_i سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل (۳-۵) می‌باشد.

۳-۴-۳-۲-برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها

تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی اعضا و اجزا در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در تغییرمکان هدف برآورد شده و مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. تغییرمکان هدف برحسب نوع دیافراگم مطابق بندهای (۳-۴-۳-۲-۱) تا (۳-۴-۳-۲-۳) تعیین می‌شود. اثرات پیچش مطابق بند (۳-۲-۳) باید در محاسبات لحاظ شود. دیافراگم طبقات باید برای نیرویی برابر یکی از دو مقدار بندهای (۳-۳-۳-۵) و (۳-۳-۴-۳) طراحی شود. اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد موردنظر در صورت لزوم باید مطابق بند (۳-۲-۷) در نظر گرفته شود.

۳-۴-۳-۲-۱-ساختمان با دیافراگم صلب

تغییرمکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد شود، به عنوان روش تقریبی می‌توان مقدار تغییرمکان هدف در هر امتداد را از رابطه (۳-۱۷) محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad (۳-۱۷)$$

که در آن:

T_e: زمان تناوب اصلی موثر ساختمان مطابق رابطه (۳-۱۶) برای امتداد موردنظر است.

C_o: ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می‌شود:

الف- ضریب مشارکت مود اول با استفاده از رابطه (۳-۱۸) :

$$C_0 = \varphi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi_{1,i}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi_{1,i}^2} \qquad (۳-۱۸)$$

که در آن w_i و $\varphi_{1,i}$ به ترتیب وزن موثر لرزه‌ای و مولفه بردار شکل مود اول برای امتداد موردنظر در تراز i می باشند.

$\varphi_{1,r}$ نیز مولفه همین بردار در تراز نقطه کنترل می باشد.

ب- ضریب مشارکت محاسبه شده با استفاده از بردار شکل متناظر با تغییرشکل سازه در تغییرمکان هدف

در این حالت ضریب C_0 از طریق رابطه (۳-۱۸) محاسبه می‌شود. لیکن در این رابطه از مولفه‌های بردار تغییر شکل سازه به جای $\varphi_{1,i}$ و نیز از مولفه همین بردار در تراز نقطه کنترل به جای $\varphi_{1,r}$ استفاده می شود .

پ- مقادیر تقریبی مطابق جدول(۳- ۵)

جدول(۳- ۵): مقدار تقریبی ضریب C_o[1]

سایر ساختمان‌ها	ساختمان‌های برشی[2]		تعداد طبقات ساختمان
هر نوع توزیع بار	توزیع نوع دوم	توزیع نوع اول	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱
۱/۲	۱/۱۵	۱/۲	۲
۱/۳	۱/۲	۱/۲	۳
۱/۴	۱/۲	۱/۳	۵
۱/۵	۱/۲	۱/۳	۱۰ و بیشتر

۱-برای مقادیر مابین حدود داده‌شده در جدول باید از درون‌یابی خطی استفاده کرد.

۲- منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که تغییرمکان جانبی نسبی هر طبقه، از طبقه زیر آن کوچکتر باشد.

C_1: ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان غیرارتجاعی سیستم که از رابطه (۳-۱۹) محاسبه می‌شود.

$$\begin{aligned} T_e \le 0.2 \quad &\rightarrow \quad C_1=1+\frac{25(R_u-1)}{a} \\ 0.2<T_e<1 \quad &\rightarrow \quad C_1=1+\frac{R_u-1}{aT_e^2} \\ T_e>1 \quad &\rightarrow \quad C_1=1 \end{aligned} \qquad (۱۹-۳)$$

در این رابطه R_u نسبت نیاز مقاومت ارتجاعی به مقاومت تسلیم است که از رابطه (۳-۲۱) محاسبه می‌شود.

a: ضریب نوع زمین بر اساس بند (۳-۳-۳-۲) می باشد.

C_2: ضریب تصحیح برای اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییرمکان‌ها ناشی از زوال چرخه‌ای و مقدار آن با استفاده از رابطه (۳-۲۰) تعیین می‌شود.

$$\begin{aligned} T < 0.7 \quad &\rightarrow \quad C_2 = 1+\frac{1}{800}\left(\frac{R_u-1}{T_e}\right)^2 \\ T \ge 0.7 \quad &\rightarrow \quad C_2 = 1 \end{aligned} \qquad (۲۰-۳)$$

نسبت مقاومت R_u از رابطه (۳-۲۱) محاسبه می‌شود.

$$R_u=\frac{S_a}{V_y/W}C_m \qquad (۲۱-۳)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e است. C_m ضریب جرم مؤثر در مود اول است که می‌تواند با استفاده ازجدول (۳-۴) یا از تحلیل دینامیکی بدست آید، V_y برابر برش پایه نظیر حد تسلیم سازه در نمودار چندخطی نیرو–تغییرشکل در تحلیل استاتیکی غیرخطی طبق شکل(۳-۵) و W وزن موثر لرزه‌ای ساختمان مطابق بند(۳-۳-۳-۲) می‌باشد.

برای ساختمان‌ها با سختی فرا تسلیم منفی(دارای خط سوم برطبق شکل ۳-۵)، حداکثر نسبت مقاومت باید از رابطه (۳-۲۲) تعیین گردد.

$$R_{max}=\frac{\Delta_d}{\Delta_y}+\frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \qquad (۲۲-۳)$$

$$h=1+0.15\ln T_e \qquad (۲۳-۳)$$

Δ_d: مقدار تغییرمکان هدف δ_t یا تغییرمکان نظیر برش پایه حداکثر مطابق شکل(۳-۵) هر کدام که کمتر باشد.

Δ_y: تغییرمکان در مقاومت تسلیم مطابق شکل(۳-۵)

α_e: نسبت شیب ثانویه منفی موثر طبق رابطه (۳-۲۴)

$$\alpha_e=\alpha_{P-\Delta}+\lambda(\alpha_2-\alpha_{P-\Delta}) \qquad (۲۴-۳)$$

$\alpha_{P-\Delta}$: نسبت شیب منفی ناشی از اثرات $P-\Delta$

به منظور تعیین $\alpha_{P-\Delta}$ ابتدا سازه باید یک‌بار با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ و یک‌بار بدون درنظر گرفتن اثر $P-\Delta$ تحلیل گردد، با استفاده از بند (۳-۴-۳-۱-۴) نمودار مدل رفتار دوخطی– تغییرمکان سازه برای هر دو حالت تعیین گردد. سپس شیب منفی ناشی از اثر $P-\Delta$ از اختلاف شیب قسمت سوم هر دو نمودار به‌دست می‌آید.

λ: ضریب تاثیر حوزه نزدیک

$$\lambda = \begin{cases} 0.8 & \leftarrow S_{x1} \geq 0.6 \\ 0.2 & \leftarrow S_{x1} < 0.6 \end{cases} \qquad (۳-۲۵)$$

S_{x1} مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب ۱ ثانیه برای زلزله سطح خطر ۲ میباشد که در صورت عدم وجود طیف ساختگاه می‌تواند از ۱/۵ برابرمقدار AB طیف استاندارد ۲۸۰۰ در زمان تناوب ۱ ثانیه استفاده گردد.

۳-۴-۳-۲-۲-ساختمان با دیافراگم نیمه‌صلب

برای سازه‌هایی که دارای دیافراگم نیمه‌صلب هستند، تغییرمکان هدف باید با در نظر گرفتن سختی دیافراگم محاسبه شود. برای این منظور ابتدا سازه به صورت سه‌بعدی با درنظرگرفتن سختی دیافراگم نیمه‌صلب، تحلیل دینامیکی طیفی شده و نسبت تغییرمکان هر محور مقاوم در برابر بارجانبی در تراز بام به تغییرمکان مرکز جرم بام محاسبه می‌گردد. نسبت به‌دست آمده نباید کمتر از ۱ انتخاب گردد. سپس تغییرمکان هدف مطابق بند(۳-۴-۳-۲-۱) برای سازه با دیافراگم صلب محاسبه شده و برای هر قاب در سازه دارای دیافراگم نیمه صلب، تغییرمکان هدف از حاصل‌ضرب نسبت های به‌دست آمده بالا در تغییرمکان هدف سازه با دیافراگم صلب به‌دست می‌آید.

۳-۴-۳-۲-۳-ساختمان با دیافراگم نرم

برای سازه‌هایی که دارای دیافراگم نرم می‌باشند، مقدار تغییرمکان هدف را می‌توان برای هر یک از محورهای مقاوم در برابر بارجانبی به‌طور جداگانه برآورد نمود، در این حالت جرم مربوط به هر قاب باید بر اساس سطح بارگیر آن تعیین گردد. تغییرمکان هدف برای هر یک از محورها را باید مشابه تغییرمکان هدف ساختمان‌های با دیافراگم صلب محاسبه نمود.

۳-۴-۴-روش تحلیل دینامیکی غیرخطی

در این روش، پاسخ سازه با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه محاسبه می‌شود. در این روش با توجه به آن که ماتریس سختی و میرایی در طول زمان می‌تواند تغییر کند ، پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی برای گام‌های زمانی مختلف محاسبه می‌شود. تغییرشکل‌ها و نیرهای داخلی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش مطابق بند (۳-۶) مورد بررسی قرار گیرد.

۳-۴-۴-۱-ملاحظات خاص مدل‌سازی و تحلیل

در مدل‌سازی باید کلیه اعضای اصلی و غیراصلی را منظور و رفتار غیرخطی آنها را تا حد امکان نزدیک به واقعیت، مدل نمود. در صورت وجود زوال، اثرات آن نیز باید در مدل رفتاری عضو منظور شود. علاوه بر آن در مدل‌سازی و تحلیل باید موارد زیر منظور شود:

۱- در مدل‌سازی، بارهای ثقلی اعضا در ترکیب با بارهای جانبی باید مطابق بند (۳-۲-۸) اعمال گردد.

۲- در مدل تحلیلی باید پاسخ نیرو-تغییرشکل در طول هر عضو برای تشخیص موقعیت تلاش غیرخطی قابل تعیین باشد.

۳- معیارهای پذیرش برای اعضای اصلی و غیراصلی مطابق با اعضای غیراصلی در نظر گرفته شود.

۴- ویژگی حرکت زمین باید مطابق بخش (۱-۷) انتخاب شود.

۵- تحلیل سازه باید در هر امتداد حداقل برای سه شتاب‌نگاشت انجام شود.

۶- اثر زلزله در دو امتداد عمود برهم باید مطابق بند (۳-۲-۷) درنظر گرفته شود.

۷- پاسخ سازه باید برای زوج شتاب‌نگاشت‌ها محاسبه شود. چنانچه کمتر از ۷ زوج شتاب نگاشت درنظر گرفته شود پاسخ سازه باید برابر مقدار حداکثر پاسخ‌ها فرض شود. چنانچه ۷ زوج شتاب‌نگاشت یا بیشتر در نظر گرفته شود پاسخ سازه می‌تواند برابر متوسط مقدار پاسخ‌ها انتخاب شود.

۳-۴-۴-۲-برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها

نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها در هرگام زمانی باید با رعایت اثر پیچش اتفاقی در سازه مطابق بند(۳-۲-۳) محاسبه شود. دیافراگم‌ها باید برای نیروی اینرسی وارد بر آنها و نیروهای ناشی از تغییر موقعیت و سختی عناصر باربر جانبی در طبقه‌ی بالاو پایین دیافراگم ارزیابی شوند.

۳-۴-۵-کنترل واژگونی

در روش‌های غیرخطی باید اثر برکنش در سمت کششی اعضای سیستم باربر جانبی و یا حرکات گهواره‌ای ، در مدل‌سازی در نظر گرفته شود. چنانچه در یکی از طبقات ساختمان یا در سطح زیر شالوده برکنش یا حرکات گهواره‌ای رخ دهد، باید سایر اعضای سازه توانایی تحمل بارها و تغییرمکان‌های ناشی از باز توزیع نیروها را دارا باشند.

۳-۵-ظرفیت اجزای سازه

در این بند کلیات محاسبه‌ی ظرفیت اجزای سازه ارایه شده است که به دو دسته ظرفیت موردانتظار و کرانه‌ی‌پایین تقسیم می‌شود:

۱- ظرفیت مورد انتظار اجزا (Q_{CE}) که با استفاده از مقاومت مورد انتظار مصالح محاسبه می‌شود.

۲- کرانه پایین ظرفیت اجزا (Q_{CL}) که با استفاده از کرانه پایین مقاومت مصالح محاسبه می‌شود. جزییات محاسبه ظرفیت اجزای سازه در فصل‌های ۴ تا ۹ آمده است.

۳-۵-۱-ظرفیت اجزا در روش‌های خطی

هنگامی‌که از روش‌های خطی استفاده می‌شود، ظرفیت اجزای تغییرشکل‌کنترل باید با توجه به ظرفیت موردانتظار اعضا با لحاظ ضریب‌های m (ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی) و (ضریب آگاهی) در نظر گرفته شود. ظرفیت اجزای نیروکنترل باید با توجه به کرانه پایین ظرفیت و با لحاظ نمودن ضریب κ درنظرگرفته شود. جدول (۳-۶) اطلاعات لازم برای محاسبه ظرفیت اجزای سازه هنگامی‌که از تحلیل خطی استفاده می‌شود را نشان می‌دهد.

۳-۵-۲-ظرفیت اجزا در روش‌های غیرخطی

هنگامی‌که از روش‌های غیرخطی استفاده می‌شود، ظرفیت اجزای تغییرشکل‌کنترل باید براساس تغییرشکل‌های غیرخطی مجاز با لحاظ نمودن ضریب κ و ظرفیت اجزای نیروکنترل باید برابر کرانه‌ی پایین ظرفیت با لحاظ نمودن ضریب κ درنظرگرفته شود. جدول (۳-۷) اطلاعات لازم برای محاسبه‌ی ظرفیت اجزای سازه را هنگامی‌که از تحلیل غیرخطی استفاده شود، نشان می‌دهد.

جدول(۳- ۶): اطلاعات لازم برای محاسبه‌ی ظرفیت اجزای سازه در تحلیل‌های خطی

پارامتر	تغییرشکل‌کنترل	نیروکنترل
مقاومت مصالح موجود	مقاومت مورد انتظار با درنظرگرفتن سخت‌شدگی	کرانه‌ی پایین مقاومت
مقاومت مصالح جدید	مقاومت مورد انتظار از مصالح	مقاومت اسمی مصالح
ظرفیت اجزای موجود	$\kappa \times Q_{CE}$	$\kappa \times Q_{CL}$
ظرفیت اجزای جدید	Q_{CE}	Q_{CL}

جدول(۳- ۷): اطلاعات لازم برای محاسبه‌ی ظرفیت اجزای سازه در تحلیل‌های غیرخطی

پارامتر	تغییرشکل‌کنترل	نیروکنترل
ظرفیت تغییرشکل اجزای موجود	$\kappa \times$ (حد تغییرشکل)	---
ظرفیت تغییرشکل اجزای جدید	حد تغییرشکل	---
ظرفیت اجزای موجود	---	$\kappa \times Q_{CL}$
ظرفیت اجزای جدید	---	Q_{CL}

در جداول (۳-۶) و (۳-۷)، κ ضریب آگاهی از مشخصات سازه مطابق جدول (۲-۱).

۳-۶- معیارهای پذیرش

معیارهای مختلف پذیرش اعضای سازه برحسب روش تحلیل سازه و نوع رفتار هر عضو آن به صورت زیر دسته‌بندی می‌شود. معیارهای پذیرش پی در فصل ۴ ارایه‌شده است.

۳-۶-۱-روش‌های خطی

۳-۶-۱-۱-برآورد نیروها و تغییرشکل‌های طراحی

۳-۶-۱-۱-۱- تغییرشکل‌کنترل

تلاش‌های طراحی در اعضایی که رفتار آن‌ها تغییرشکل‌کنترل است(Q_{UD})، تحت ترکیب آثار زیر محاسبه می‌شوند:

$$Q_{UD}=Q_G \pm Q_E \qquad (۲۶-۳)$$

که در آن Q_G تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی تعریف‌شده در بند (۳-۲-۸)، Q_E تلاش‌های ناشی از نیروی زلزله که براساس بندهای (۳-۳-۳) یا (۳-۳-۴) محاسبه می‌شوند و Q_{UD} ترکیب تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می‌باشد.

۳-۶-۱-۱-۲- نیروکنترل

تلاش‌های طراحی در اعضایی که رفتار آن‌ها نیروکنترل است، Q_{UF}، باید به یکی از سه روش زیر تعیین شود:

۱- حداکثر تلاشی که توسط اجزای سازه با توجه به ظرفیت موردانتظار آنها می‌تواند در یک تحلیل حدی به عضو وارد شود.

۲-حداکثر تلاشی که با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه می‌تواند در عضو ایجاد شود.

۳- تلاش‌های حاصل از ترکیب تلاش‌های Q_G و Q_E مطابق رابطه (۳-۲۷)

$$Q_{UF}=Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J} \qquad (۳-۲۷)$$

در رابطه (۳-۲۷)، J ضریب کاهش انتقال نیرو می باشد و برابر است با کوچک‌ترین مقدار DCR اعضای تغییرشکل‌کنترل که نیرو را در مسیر بار به عضو موردنظر منتقل می‌کنند.

به عنوان روش تقریبی می‌توان مقدار J را بر اساس سطح عملکرد ساختمان مطابق مقادیر پیشنهادی جدول (۳-۸) اختیار نمود. مقدار J در هیچ حالتی نباید کمتر از ۱ اختیار شود.

جدول (۳-۸): مقادیر پیشنهادی J برای سطوح عملکرد مختلف ساختمان

سطح عملکرد ساختمان	J
استفاده بی وقفه (I.O.)	۱
ایمنی جانی (L.S.)	۲/۵
آستانه فروریزش (C.P.)	۳/۵

تبصره: در استفاده از **جدول (۳-۸) برای** ساختمان هایی که سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی آنها صرفاً دیوارهای باربر می‌باشند، مقدار J را در سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش به ترتیب نباید از ۲ و ۳ بزرگتر در نظر گرفت.

۳-۶-۱-۲-معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی

۳-۶-۱-۲-۱- تغییرشکل‌کنترل

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که تغییرشکل‌کنترل هستند باید رابطه (۳-۲۸) را برآورده نمایند:

$$m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \qquad (۳-۲۸)$$

در این رابطه، m ضریب اصلاح برمبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد که به تفصیل در فصل‌های ۴ تا ۷ تشریح شده است و κ ضریب آگاهی از جزییات و مشخصات سازه براساس بند (۲-۳-۲) این دستورالعمل و Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار عضو با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان برعضو وارد می‌شوند. جزییات محاسبه‌ی آن در فصل‌های ۴ تا ۷ آمده است.

۳-۶-۱-۲-۲- نیروکنترل

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که نیروکنترل هستند، باید رابطه (۳-۲۹) را برآورده نمایند.

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF} \qquad (۲۹-۳)$$

که در آن Q_{CL} کرانه‌ی پایین مقاومت عضو با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که همزمان به هر عضو وارد می‌شوند. جزییات محاسبه‌ی آن در فصل‌های ۵ تا ۷ ارایه شده است.

۳-۶-۲-روش‌های غیرخطی

۳-۶-۲-۱-برآورد نیروها وتغییرشکل‌های طراحی

در روش‌های غیرخطی نیروها و تغییرمکان‌های حداکثر در هر عضو با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه و با توجه به بندهای (۳-۴-۳) و (۳-۴-۴) محاسبه می‌شوند.

۳-۶-۲-۲-معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی

۳-۶-۲-۲-۱- تغییرشکل‌کنترل

در اعضای اصلی و غیراصلی که تغییرشکل‌کنترل هستند، نباید تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آن‌ها باشد. برای این منظور ظرفیت تغییرشکل اعضا باید با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که همزمان بر عضو وارد می‌شود، براساس فصل‌های ۵ و۶ و ۷ برآورد شود. در این حالت برش پایه‌ی نظیر تغییرمکان هدف (V_t) نباید کم‌تر از ۸۰٪ برش تسلیم موثر سازه (V_y) مطابق تعریف بند (۳-۴-۳-۱-۴) باشد. تلاش‌های اعضای اصلی و غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیراصلی یکسان است. اما در صورتی‌که از روش ساده شده‌ی تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده باشد به دلیل ساده‌سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می‌باشد به همین جهت تلاش‌های این اعضا برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای اصلی کنترل شوند و برای اعضای غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، تلاش‌ها باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضریب آگاهی بر طبق جدول (۳-۷) به تغییرشکل‌های حاصل اعمال شوند.

۳-۶-۲-۲-۲-تلاش‌های نیروکنترل

در اعضای اصلی و غیراصلی نیروکنترل باید نیروهای طراحی کوچک‌تر از کرانه‌ی پایین مقاومت اعضا با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که همزمان بر عضو وارد می‌شوند باشد. در روابط کنترلی این اعضا باید ضریب آگاهی برطبق جدول (۳-۷) به کرانه‌ی پایین مقاومت اعمال شود.

۳-۷- ملاحظات تکمیلی روش‌های تحلیل

۳-۷-۱-پیوستگی

تمام اعضای یک سازه باید به یکدیگر متصل باشند تا مسیر پیوسته‌ای را برای انتقال نیروهای ناشی از زلزله از یک جزء به سایر اجزاء فراهم نماید. تلاش‌های ناشی از نیروهای زلزله مورد نیاز برای تامین پیوستگی سازه طبق این بند باید به عنوان تلاش‌های نیروکنترل درنظر گرفته شوند.

۱- در ساختمان‌های متشکل از چند قسمت یا بال، این قسمت‌ها باید توسط اجزایی با مقاومت کافی برای مقابله با نیروی افقی به بخش اصلی ساختمان متصل شده باشد؛ مگر این که قسمت‌های مختلف ساختمان مستقل و دارای سیستم باربر جانبی مربوط به خود بوده و با درز انقطاع از هم جدا شده باشند. مقدار نیروی افقی برای طراحی اتصال بین دو قسمت ساختمان از رابطه (۳-۳۰) به دست می‌آید.

$$F_P=0.133\times S_{xs}\, W \qquad (۳۰-۳)$$

که در آن:

F_P : نیروی افقی است که در طراحی اتصالات بین دو قسمت ساختمان باید در نظر گرفته شود. این نیرو باید در تمام امتدادهای افقی درنظر گرفته شود؛

S_{xs}: مقدار شتاب طیفی در ناحیه شتاب طیفی ثابت برای سطح زلزله انتخابی و میرایی ۵٪ ؛

برای زلزله سطح خطر ۱ در صورت استفاده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ ، S_{xs} برابر با حاصلضرب A و B در زمان تناوب کوتاه (۰/۲ ثانیه) است.

W: وزن قسمت کوچکتر ساختمان.

۲- در انتهای تیرهای فرعی، اصلی یا خرپایی (محل تکیه‌گاه) باید اتصالی برای مقاومت در برابر نیروهای افقی(موازی عضو) تامین شود. این اتصال باید دارای حداقل مقاومتی برابر ۵ ٪ عکس‌العمل بارهای مرده و زنده باشد.

۳- در صورتی که در انتهای عضو، تکیه‌گاه‌های لغزان تعبیه شده باشد، طول اتکای تکیه‌گاه باید حداقل به حدی باشد که اجازه تغییرمکان نسبی مورد انتظار عضو نسبت به تکیه‌گاه داده شود.

۳-۷-۲- دیوارها

دیوارهای باربر یک سازه باید به شرحی که دراین بند بیان می‌شود برای نیروی اینرسی خارج از صفحه دیوار ارزیابی شوند. رفتار خارج از صفحه‌ی دیوار نیروکنترل می‌باشد.دیوارهایی که به عنوان اجزای غیر سازه‌ای محسوب می شوند باید طبق ضوابط فصل نهم ارزیابی شوند.

۳-۷-۲-۱- اتصال به دیافراگم در جهت خارج از صفحه‌ی دیوار

دیوارها باید به تمام دیافراگم‌ها وقتی که به عنوان تکیه‌گاه دیوار عمل می‌کنند یا دیافراگم‌هایی که بار قائم آن‌ها توسط دیوار تحمل می‌شوند، به‌خوبی مهار شوند. حداکثر فاصله‌ی مهارها ۲/۵ متر می‌باشد، مگر این‌که نشان داده شود که دیوار ظرفیت کافی را برای مقاومت در برابر خمش ایجاد شده ناشی از دهانه‌های افقی بزرگتر را داراست. نیروی مهاری از رابطه‌ی (۳-۳۱) برآورد می‌شود:

$$F_p = \alpha \times S_{xs} W \qquad (۳۱-۳)$$

که در آن:

F_p: نیروی طراحی برای مهار دیوارها ؛

α : ضریبی که از جدول (۳-۹) برای سطح عملکرد موردنظر و با توجه به رفتار دیافراگم طبق بند (۳-۲-۴) انتخاب می‌شود؛

S_{xs}: مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب‌کوتاه (۰/۲ ثانیه) برای سطح زلزله انتخابی و میرایی ۵٪ ؛

برای زلزله سطح خطر ۱ در صورت استفاده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ ، S_{xs} برابر با حاصلضرب A و B در زمان تناوب کوتاه (۰/۲ ثانیه) است.

W: وزن دیوار که سهم مهار می‌باشد.

مقدار F_p نباید کم‌تر از حداقل دو مقدار ۶۰۰ یا $۶۰۰ S_{xs}$ کیلوگرم بر متر باشد.

جدول (۳-۹): ضریب α

سطح عملکرد سازه	آستانه‌ی فروریزش	ایمنی جانی	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
α **برای دیافراگم صلب**	۰/۳	۰/۴	۰/۶
α **برای دیافراگم نرم**	۰/۹	۱/۲	۱/۸

دیافراگم نیز باید قادر به تحمل نیروهای مهاری ایجاد شده باشد. نیروهای مهار در دیافراگم باید توسط کلاف‌های افقی توزیع شود. برای این منظور می‌توان دیافراگم را با کلاف‌بندی به یک سری دیافراگم‌های کوچک‌تر تقسیم‌بندی نمود. به نحوی که هر قسمت به تنهایی قادر به انتقال نیروهای برشی ناشی از مهار دیوار به دیافراگم باشد. این دیافراگم‌های کوچک‌تر باید دارای نسبت طول به عرض سه یا کم‌تر باشند. در صورتی‌که پانل‌های دیوار توسط پشت‌بند یا اعضایی مشابه در جهت عمود بر صفحه سخت شده باشند باید در دیافراگم از کلاف در محل قرارگیری این پشت‌بندها استفاده شود. در محاسبه‌ی نحوه‌ی توزیع نیروهای عمود بر صفحه‌ی دیوار بین مهارها و کلاف‌های دیافراگم اثر این سخت‌کننده‌ها هم باید منظور شود. این مهارهای متصل‌کننده‌ی دیوار به دیافراگم جزء اعضای نیروکنترل محسوب می‌شوند.

۳-۷-۲-۲- مقاومت دیوار در جهت خارج از صفحه

اجزای دیوار باید مقاومت کافی را برای تحمل نیروهای خارج از صفحه‌ی دیوار داشته باشند. این نیروها از رابطه‌ی (۳-۳۲) محاسبه می‌شود.

$$F_p = \beta \times S_{xs} W \qquad (۳۲-۳)$$

که در آن:

F_p: نیروی طراحی در جهت خارج از صفحه‌ی وارد بر واحد سطح دیوار بین تکیه‌گاه‌های جانبی است. فاصله‌ی تکیه‌گاه‌ها باید مطابق بند (۳-۷-۲-۱) باشد؛

β: ضریبی که از جدول (۳-۱۰) برای سطح عملکرد موردنظر انتخاب می‌شود؛

S_{xs}: مطابق تعریف بند ۳-۷-۲-۱

W: وزن دیوار در واحد سطح.

جدول (۳-۱۰): ضریب β

سطح عملکرد سازه	آستانه‌ی فروریزش	ایمنی جانی	قابلیت استفاده بی‌وقفه
β	۰/۳	۰/۴	۰/۶

۳-۷-۳- اجزای غیرسازه‌ای

اجزای غیرسازه‌ای شامل اجزای معماری، مکانیکی و برقی باید مطابق ضوابط فصل ۹ به ساختمان مهار شوند. قابلیت کارکرد این اجزا بعد از زلزله برحسب سطح عملکرد انتخابی باید مطابق ضوابط فصل ۹ و شرایط ویژه‌ی پروژه تامین شود.

۳-۷-۴- ساختمان‌های با اعضای مشترک

در مورد دو یا چند ساختمان که اعضای مشترک داشته باشند، باید یکی از ضوابط بندهای (۳-۷-۴-۱) یا (۳-۷-۴-۲) به‌کار گرفته شود.

۳-۷-۴-۱- به‌هم‌بستن ساختمان‌ها

در این روش بهسازی، ساختمان‌ها باید به نحوی به هم بسته شوند که به صورت یکپارچه عمل نمایند. اتصال مرتبط‌کننده‌ی ساختمان‌ها در هر تراز باید برای تحمل نیروهایی که در بند (۳-۷-۱) معرفی شده‌اند، طراحی شود. تحلیل‌هایی که برای محاسبه‌ی پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌ها انجام می‌شوند، باید اتصال و ارتباط ساختمان‌ها را نیز دربرگرفته و به صورت یکپارچه ارزیابی نمایند. در صورتی‌که فقط پی دو سازه مشترک، ولی خود ساختمان‌ها مطابق ضوابط بند (۳-۷-۵) جدا باشند، لازم نیست ساختمان‌ها را به هم بست. در طراحی اجزای مشترک پی باید پاسخ هر دو سازه ملحوظ شود.

۳-۷-۴-۲-جداکردن ساختمان‌ها

در این روش بهسازی، ساختمان‌های با اعضای مشترک باید توسط درزهای انقطاع از هم کاملاً جدا شوند. برای هر ساختمان باید سیستم باربر جانبی مستقلی درنظرگرفته شود. همچنین در هرطرف درز انقطاع مطابق بند (۳-۷-۵)، سیستم باربر ثقلی مستقلی باید تعبیه شود مگر این‌که از تکیه‌گاه‌های لغزشی برای انتقال بار ثقلی از یک ساختمان به ساختمان دیگر استفاده شود. طول این تکیه‌گاه

لغزشی باید متناسب با حرکت جانبی مستقل هر ساختمان در حالتی‌که ساختمان‌ها در دو جهت مخالف تغییرمکان دهند درنظرگرفته شود. عضو مشترک موجود نیز یا باید کاملاً حذف شود یا به یکی از ساختمان‌ها مطابق شرایط بند (۳-۷-۱) مهار شود.

۳-۷-۵- درزهای انقطاع

۳-۷-۵-۱-حداقل بعد درز انقطاع

ساختمان‌ها باید به طور مناسبی از سازه‌های مجاور فاصله داشته باشند تا امکان برخورد حین زلزله وجود نداشته باشد، مگر در شرایط استثنایی که در بند (۳-۷-۵-۲)ذکر شده است. حداقل بعد درز انقطاع طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه می‌شود.

۳-۷-۵-۲- موارد استثنا

برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی یا پایین‌تر در صورتی‌که تراز دیافراگم‌های ساختمان موردنظر با ساختمان مجاور یکی باشد و تفاوت ارتفاع دو ساختمان کم‌تر از ۵۰٪ ارتفاع ساختمان کوتاه‌تر باشد، نیازی به رعایت ضوابط حداقل بعد درز انقطاع مطابق بند (۳-۷-۵-۱) نمی‌باشد.

ساختمان‌هایی که شرایط بند (۳-۷-۵-۱) را از لحاظ فاصله‌ی بین ساختمان‌ها برآورده نسازند، می‌توان از طریق بهسازی بهبود رفتار داد، به شرط این‌که تحلیلی که بتواند انتقال اندازه حرکت و انرژی ناشی از برخورد دو ساختمان را در نظر بگیرد انجام گیرد و یا یکی از موارد زیر صادق باشد:

۱- دیافراگم‌های ساختمان‌های مجاور در ترازهای یکسان قرار داشته و نشان داده شود که قادر به انتقال نیروهای ناشی از برخورد می‌باشند؛

۲- نشان داده شود که ساختمان‌های مجاور پس از برخورد، حتی با حذف اعضایی که ممکن است در اثر برخورد دچار خرابی شدید شوند، قادر به تحمل کلیه بارهای ثقلی و جانبی می‌باشند.

فصل ۴

ساختگاه و پی

۴-۱- محدوده‌ی کاربرد

در این فصل، شرایط ژئوتکنیکی، مخاطرات ساختگاهی و مسایل مرتبط با رفتار خاک پی‌ها و کلیات بهسازی آن با توجه به نوع سازه‌ی پی، بررسی و ارایه می‌شوند. ارزیابی و بهسازی سازه‌ی پی، باید طبق فصل ۶ برای سازه‌ی پی‌های بتنی یا فصل ۵ برای شمع‌های فولادی، انجام شود.

بخش (۴-۲) شناسایی مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری نظیر گسلش، روانگرایی، فرونشست، زمین‌لغزش و سنگ‌ریزش و بخش (۴-۳) روش‌های کاهش مخاطرات ساختگاهی را بیان می‌دارد. ظرفیت باربری خاک و سختی آن، نحوه‌ی محاسبه‌ی منحنی نیرو- تغییرشکل پی و معیارهای پذیرش در بخش (۴-۴)، دیوارهای حایل در بخش (۴-۵)، بهسازی پی در بخش (۴-۶) و در نهایت، کاهش حرکت ورودی و افزایش میرایی ناشی از انعطاف پذیری خاک در بخش (۴-۷) مورد اشاره قرارگرفته است.

۴-۲- مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری

اگر مطابق این بخش، حرکات زمین منجر به عملکرد غیر قابل قبول برای ساختمان در سطح عملکرد انتخابی شود، باید روش‌های کاهش خطرات که در بند (۴-۳) به آن پرداخته‌شده، اتخاذ شود.

۴-۲-۱- گسلش

در صورت وجود احتمال گسلش در ساختگاه مورد مطالعه، مطابق بند (۲-۶) باید در ارزیابی ساختمان، اثرات نیروهای ناشی از نشست در اثر گسلش، جهت تصمیم‌گیری در مورد امکان یا عدم امکان بهسازی لحاظ گردد.

۴-۲-۲- روانگرایی

درصورت وجود احتمال روانگرایی مطابق بند (۲-۶) باید در ارزیابی ساختمان، اثرات ناشی از تغییرمکانهای زمین در اثر روانگرایی لحاظ گردد.

۴-۲-۳- فرونشست

تغییرمکان قابل‌قبول ناشی از فرونشست، متناسب با سطح عملکرد سازه و نیز قابلیت و توانایی سازه جهت پذیرش تغییرمکان‌های یکسان یا نامساوی پی تعیین می‌شود.

۴-۲-۴- زمین‌لغزش و سنگ‌ریزش

اگر در نتیجه‌ی بررسی‌ها تشخیص داده شود که خاک منطقه مستعد روانگرایی نبوده و به صورت دیگری نیز مقاومت برشی خود را از دست نمی‌دهد، استفاده از روش استاتیکی معادل جهت ارزیابی پایداری شیب محل مجاز است. درغیر این صورت جهت ارزیابی پایداری شیب باید از تحلیل دینامیکی با درنظرگرفتن مدل رفتاری مناسب جهت لحاظ نمودن رفتار غیرخطی خاک و تغییرات فشار آب حفره‌ای استفاده شود.

در تحلیل استاتیکی معادل باید از ضریب زلزله‌ای حداقل برابر با نصف شتاب مبنای طرح (در صورت استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ ایران) و یا نصف حداکثر شتاب زمین (در صورت استفاده از مطالعات ساختگاهی) برای سطح خطر موردنظر در زمین ساختگاه مورد مطالعه استفاده کرد. اگر ضریب ایمنی حاصل از تحلیل استاتیکی معادل بزرگ‌تر یا مساوی یک باشد، می‌توان چنین قضاوت نمود که شیب مورد مطالعه پایدار بوده و نیازی به تحلیل پایداری دقیق‌تر ندارد.

اگر ضریب ایمنی در مطالعه‌ی فوق کم‌تر از یک به‌دست آید، باید تغییرمکان‌های زمین با استفاده از یک روش تحلیلی مناسب محاسبه شود. نتایج این تحلیل می‌تواند توسط مهندس سازه در ارزیابی عملکرد سازه مورد استفاده قرار گیرد.

۴-۳- کاهش مخاطرات ساختگاهی

در صورت وجود هریک از مخاطرات ساختگاهی، باید تمهیدات ویژه درمورد کاهش و یا رفع آن از طریق بهسازی لرزه‌ای خاک نظیر تزریق، زهکشی، تراکم به روش‌های مختلف، تسلیح خاک و دیگر روش‌های بهسازی مناسب خاک صورت گیرد.

۴-۴- ظرفیت باربری ، مقاومت ، سختی و معیارهای پذیرش پی

ظرفیت باربری ، مقاومت ، سختی و معیارهای پذیرش پی باید طبق ضوابط داده شده در این بخش تعیین شود. باید توجه داشت که وجود مخاطرات ساختگاهی مذکور در بخش (۴-۲) مساله‌ای است که باید قبل از پرداختن به مقاومت و سختی پی بررسی شده و ساختگاه ایمن شده باشد.

۴-۴-۱- ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی

منظور از ظرفیت باربری مورد انتظار در این دستورالعمل، ظرفیت باربری نهایی است. محاسبات ظرفیت باربری بر مبنای اطلاعات گردآوری‌شده طبق بند (۲-۶) انجام می‌گیرد.

ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی را می‌توان توسط یکی از دو روش تجویزی یا ساختگاهی آن‌گونه که در بندهای (۴-۴-۱-۱) و (۴-۴-۱-۲) توصیف شده محاسبه کرد.

۴-۴-۱-۱- روش تجویزی

در روش تجویزی، ظرفیت باربری پی بدون انجام مطالعات ساختگاهی و با استفاده از شواهد موجود ، به یکی از دو روش زیر انجام می شود :

الف- در صورتی‌که مدارک فنی ساختمان یا گزارش مطالعات ژئوتکنیک انجام‌شده برای محل موردنظر در دسترس بوده و حاوی اطلاعاتی درمورد پارامترهای طراحی پی‌ها باشند، محاسبه‌ی ظرفیت باربری مورد انتظار تجویزی توسط روابط زیر مجاز است:

۱- پی سطحی: ظرفیت باربری مورد انتظار تجویزی پی سطحی، q_c، می‌تواند از رابطه (۴-۱) محاسبه شود.

$$q_c = 3q_a \qquad (۱-۴)$$

که در آن:

q_a: ظرفیت باربری مجاز ذکرشده در مدارک فنی موجود برای پی‌های سطحی تحت بارهای ثقلی.

۲- پی‌عمیق: ظرفیت باربری مورد انتظار تجویزی پی عمیق، Q_c، برای هر شمع یا پایه از رابطه‌ی (۴-۲) محاسبه می‌شود.

$$Q_c = 3Q_a \qquad (۴-۲)$$

که در آن:

Q_a: بار مجاز در طراحی پی‌عمیق برای بارهای ذکرشده در مدارک فنی.

ب- در صورتی‌که مدارک فنی ساختمان یا گزارش مطالعات ژئوتکنیک انجام‌شده برای محل موردنظر در دسترس نباشد و ساختمان جزء رده ۱ مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان باشد، می‌توان ظرفیت باربری مورد انتظار تجویزی پی سطحی ساختمان مورد نظر را از رابطه (۴-۳) محاسبه نمود.

$$q_c = {1.5Q_D}/{A} \qquad (۴-۳)$$

Q_D: بار مرده ساختمان؛

A: سطح اتکای پی (درصورت منفرد بودن پی، برابر مجموع مساحت پی‌ها).

۴-۴-۱-۲- روش مطالعات ساختگاهی

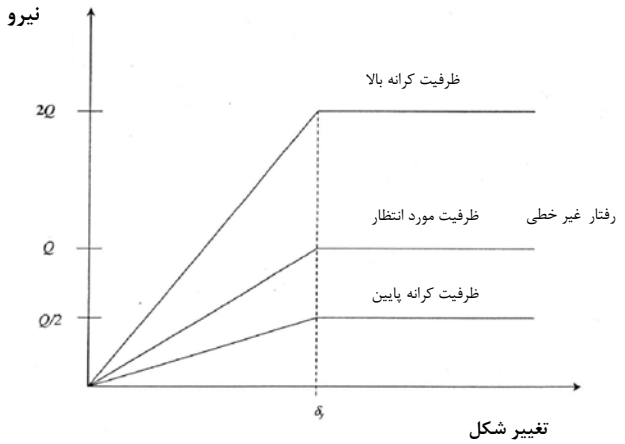
در مورد ساختمان‌هایی که در آن‌ها روش‌های ذکر شده در بند (۴-۴-۱-۱) قابل اعمال نباشد، باید مطالعات ژئوتکنیکی زیرسطحی انجام پذیرد تا ظرفیت باربری مورد انتظار(نهایی) پی براساس مشخصات دقیق ساختگاه ساختمان محاسبه شود. در هر صورت، استفاده از ظرفیت باربری ساختگاهی نسبت به ظرفیت‌باربری تجویزی ارجح است.

۴-۴-۲-مشخصات نیرو- تغییرشکل پی

اگر در مدل محاسباتی ساختمان، اثرات انعطاف پذیری پی ساختمان منظور شود، باید مشخصات نیرو – تغییرمکان پی تعیین گردد. در این حالت، مدل‌سازی رفتار غیرخطی خاک پی باید با درنظرگرفتن رفتار الاستوپلاستیک معادل، در تحلیل صورت پذیرد و برای ملحوظداشتن اثر عدم اطمینان در تعیین مقدار پارامترهای معرف رفتار خاک در تحلیل و همچنین تغییر مقادیر این پارامترها درحین وقوع زلزله، لازم است کرانه‌های بالا و پایینی برای سختی و مقاومت پی درنظرگرفته شود تا ارزیابی حساسیت پاسخ سازه به تغییرات پارامترهای تحلیل امکان‌پذیر شود. به جای ارزیابی دقیق، مجاز است که مطابق شکل (۴-۱) کرانه‌ی بالا دو برابر و کرانه‌ی پایین نصف مقادیر سختی و مقاومت داده‌شده در این بند فرض شوند.

برای تعریف نمودار شکل (۴-۱) نیاز به دانستن سختی ارتجاعی و ظرفیت باربری پی تحت نیروهای موردنظر می‌باشد. در صورتی که در مدل محاسباتی ساختمان، اثرات انعطاف‌پذیری منظور نشود و سازه ساختمان متکی بر بستر ثابت فرض شود، تنها به دانستن ظرفیت باربری پی‌ها نیاز خواهد بود.

نحوه تعیین سختی و ظرفیت باربری پی های سطحی در بند (۴-۴-۲-۱) و برای پی های عمیق در بند (۴-۴-۲-۲) ارائه شده است. در مدل‌سازی سایر انواع پی‌ها، مشخصات نیرو- تغییرشکل پی باید توسط روشی معتبر محاسبه شود.



شکل (۴-۱): منحنی رفتاری فرضی پی

۴-۴-۲-۱- پی‌های سطحی

۴-۴-۲-۱-۱- کنترل صلبیت سازه پی نسبت به خاک پی

پی‌های سطحی بر اساس نسبت سختی سازه پی، به سختی خاک پی، به صلب و یا انعطاف‌پذیر تقسیم می‌شود:

در سازه پی صلب، سختی سازه پی نسبت به سختی خاک پی، روابط (۴-۴) و (۴-۵) را برآورده می‌نماید. در صورت عدم صلب بودن سازه پی نسبت به خاک پی، سازه پی انعطاف‌پذیر یا غیرصلب در نظر گرفته می‌شود.

الف- پی سطحی منفرد

سازه این پی‌ها در صورت برقراری رابطه (۴-۴) نسبت به خاک پی صلب فرض می‌شوند.

$$4k_{sv}\sum_{m=1}^{5}\sum_{n=1}^{5}\frac{\sin^2(\frac{m\pi}{2})\sin^2(\frac{n\pi}{2})}{\pi^4 D_f(\frac{m^2}{L^2}+\frac{n^2}{B^2})^2+k_{sv}}<0.03 \qquad (۴-۴)$$

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

در رابطه‌ی (۴-۴):

E_f, ν_f: مدول ارتجاعی و ضریب پواسون مصالح سازه پی؛

t: ضخامت پی؛

D_f: عمق پی؛

B: بعد پی در جهت عمود بر امتداد مورد بررسی؛

L: بعد پی در امتداد مورد بررسی؛

G, ν: ضریب پواسون و مدول برشی دینامیکی خاک پی؛

k_{sv}: ضریب واکنش بستر.

تبصره : مدول برشی دینامیکی خاک پی طبق بند (۴-۴-۲-۱-۲) تعیین می‌گردد.

ب- پی سطحی گسترده

کنترل صلبیت پی نسبت به خاک در این پی‌ها باید مطابق بند الف انجام شود. مقادیر B و L برای قسمتی از پی سطحی در زیر هر ستون به طور مجزا و به صورت ابعاد سطح سهمیه‌ی آن ستون از پی محاسبه می‌شوند.

پ- پی سطحی نواری

این پی‌ها در صورت برقراری رابطه (۴-۵)، نسبت به خاک پی صلب فرض می‌شوند.

$$\frac{E_f I_f}{L^4} > \frac{2}{3} k_{sv} B \qquad (۵-۴)$$

$$k_{sv}B = \frac{1.3G}{1-\nu}$$

در رابطه‌ی (۴-۵):

I_f, E_f: مدول ارتجاعی و ممان اینرسی مقطع سازه پی؛

ν, G: مدول برشی دینامیکی و ضریب پواسون خاک پی؛

L: طول پی سهمیه‌ی هر ستون؛

k_{sv}: ضریب واکنش بستر.

۴-۴-۲-۱-۲- مدول برشی دینامیکی خاک

مدول برشی دینامیکی خاک، G، که با افزایش کرنش در حین زلزله کاهش می‌یابد می‌تواند برحسب مدول برشی اولیه، G_o و شتاب حداکثر سطح زمین، مطابق جدول (۴-۱) تخمین‌زده شود.

جدول (۴-۱): G/G_0 [۱] بر اساس شتاب حداکثر موثر در سطح زمین و نوع زمین

طبقه بندی 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	۰/۵	۰/۱۰
IV	۰/۶۰	۰/۰۵	*

۱- در صورتی‌که قبلا مطالعات ژئوتکنیک در ساختگاه انجام‌شده باشد، باید از مقدار واقعی G حاصل از این مطالعات ساختگاهی استفاده شود؛

۲- برای مقادیر مربوط به شتاب حداکثر سطح زمین بین مقادیر ارایه‌شده، می‌توان درون‌یابی خطی نمود.

۳- در خاک‌های نوع IV در صورتی‌که خاک رس اشباع با پلاستیسیته‌ی بسیار زیاد (PI > 75) وجود داشته باشد، درمورد تغییرات G/G_0 باید مطالعات ویژه صورت گیرد.

* انجام مطالعه ساختگاهی الزامی است.

G_o: مدول برشی اولیه‌ی خاک که مطابق یکی از دو روش زیر تعیین می‌گردد:

الف- مدول برشی اولیه‌ی خاک می‌تواند با استفاده رابطه (۴-۶) محاسبه گردد.

$$G_O = \frac{\gamma v_{So}^2}{g} \qquad (۴-۶)$$

در رابطه‌ی فوق :

γ: وزن مخصوص خاک؛

v_{So}: سرعت موج برشی میانگین برای خاک‌های نزدیک به پی در کرنش‌های کم (۰/۰۰۱ درصد یا کمتر)؛

g : شتاب ثقل

مدول برشی اولیه را می‌توان با استفاده از آزمایش‌های ژئوتکنیک لرزه‌ای و اندازه‌گیری سرعت موج برشی در کرنش‌های کوچک به دست آورد.

ب- مدول برشی می‌تواند با تایید متخصص ژئوتکنیک باتوجه به روابط معتبر موجود که در آن‌ها تاثیر پارامترهایی نظیر تنش همه‌جانبه، درجه‌ی بیش‌تحکیمی، تخلخل و نوع خاک را درنظر می‌گیرند، محاسبه شود ،که یکی از روابط پیشنهادی در رابطه (۴-۷) داده‌شده است:

$$G_0 = 4375(N_1)_{60}^{1/3}\sqrt{\sigma_0'} \qquad (۴-۷)$$

در رابطه‌ی (۴-۷):

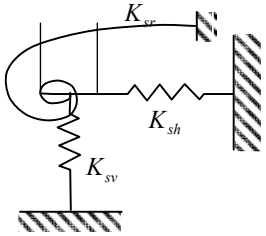
G_0: مدول برشی اولیه (kPa)؛

$(N_1)_{60}$: عدد نفوذ استاندارد اصلاح‌شده در آزمایش S.P.T.؛

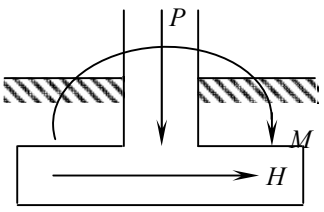
σ_0': تنش موثر همه‌جانبه در عمق مورد بررسی (kPa).

۴-۴-۲-۱-۳- سختی

۱- اگر سازه‌ی پی مورد بررسی نسبت به خاک پی مطابق بند (۴-۴-۲-۱-۱) صلب باشد، می‌توان در مدل‌سازی از فنرهایی در راستای درجه آزادی مطابق شکل (۴-۲) استفاده کرد. این فنرها مستقل از یکدیگر فرض می‌شوند. ضرایب سختی فنرها در امتداد درجات آزادی شش‌گانه از روابط (۴-۸) با توجه به شکل (۴-۳) به‌دست می‌آید.

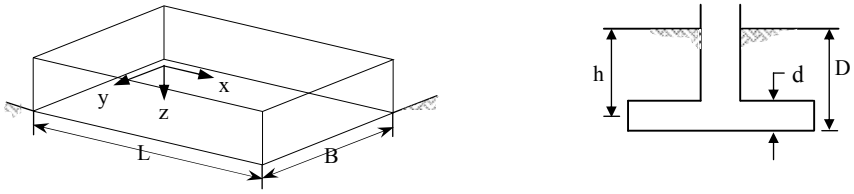


مدل فنر غیر هم‌بسته



بارگذاری پی

شکل (۴-۲): مدلسازی پی با استفاده از فنرهای غیر همبسته



شکل (۴-۳): تعریف پارامترهای روابط (۴-۸)

به طور قراردادی ، نامگذاری محورها به گونه ای است که L>B باشد.

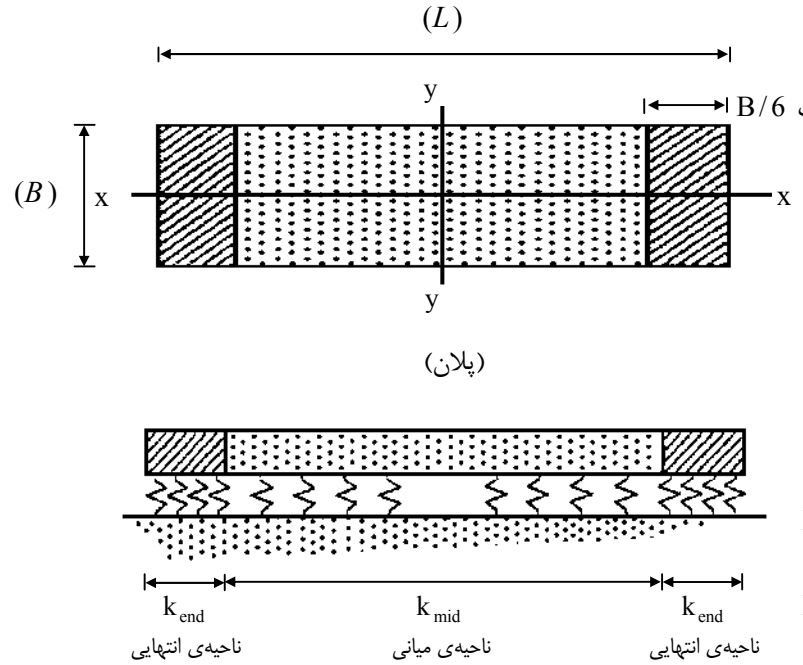
$$
\begin{aligned}
k_{x,sur} &= \frac{GB}{2-v}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65}+1.2\right]\\
k_{y,sur} &= \frac{GB}{2-v}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65}+0.4\frac{L}{B}+0.8\right]\\
k_{z,sur} &= \frac{GB}{1-v}\left[1.55\left(\frac{L}{B}\right)^{0.75}+0.8\right]\\
k_{xx,sur} &= \frac{GB^3}{1-v}\left[0.4\left(\frac{L}{B}\right)+0.1\right]\\
k_{yy,sur} &= \frac{GB^3}{1-v}\left[0.47\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4}+0.034\right]\\
k_{zz,sur} &= GB^3\left[0.53\left(\frac{L}{B}\right)^{2.45}+0.51\right]
\end{aligned}
\qquad (۸-۴)
$$

روابط (۴-۸) مربوط به حالتی است که پی روی سطح خاک باشد. در مورد سایر پی‌های سطحی باید ضرایب سختی بـه دسـت-آمده در ضرایب اصلاح β ، ضرب شده و سپس به‌کار روند. این ضرایب از روابط (۴-۹) طبق شکل (۴-۳) به‌دست می‌آیند:

$$
\begin{aligned}
\beta_x &= \left(1+0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right)\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]\\
\beta_y &= \left(1+0.21\sqrt{\frac{D}{L}}\right)\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right]\\
\beta_z &= \left[1+\frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2+2.6\frac{B}{L}\right)\right]\left[1+0.32\left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right]\\
\beta_{xx} &= 1+2.5\frac{d}{B}\left[1+\frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right]\\
\beta_{yy} &= 1+1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5+3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]\\
\beta_{zz} &= 1+2.6\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}
\end{aligned}
\qquad (۹-۴)
$$

در روابط (۴-۹)، d ارتفاع مفید وجه جانبی پی در تماس با خاک می‌باشد که بسته به شرایط ممکن است کم‌تر از ارتفاع کل وجه جانبی پی درنظرگرفته شود. h نیز فاصله‌ی قایم مرکز سطح جانبی پی در تماس با خاک تا سطح زمین است.

۲- در صورتی که سازه‌ی پی مورد بررسی صلب نباشد ، می‌توان از مدل اجزاء محدود پی (خطی یا غیر خطی) با استفاده از فنرهای گسترده وینکلر[1] که در گره‌های المان‌های سازه پی در نظر گرفته می‌شود، استفاده نمود. سختی قائم و افقی فنرهای گسترده از تقسیم سختی کل افقی و قائم پی حاصل از روابط (۴-۸) و (۴-۹) بر سطح پی و سختی دورانی آن نیز با تقسیم کل سختی دورانی حاصل از همان روابط بر ممان اینرسی پی تعیین می‌شود. برای تعیین سختی قائم پی‌های گسترده، استفاده از روش نمایش داده شده در شکل (۴-۴) نیز مجاز می باشد. نواحی انتهایی سازه پی‌های مستطیل شکل بر مبنای سختی قائم یک پی مجزا با ابعاد $B\times B/6$ تعیین می‌شود. سختی قائم ناحیه میانی بر مبنای روابط حاکم بر پی‌های نواری با طول بی‌نهایت محاسبه می‌شود..



شکل (۴-۴): سختی فنرهای قائم برای پی‌های سطحی غیرصلب

[1] Winkler

۳- اگر سازه‌ی پی مورد بررسی نسبت به خاک پی، مطابق بند (۴-۴-۲-۱) انعطاف پذیر باشد ، باید در محل هر گره در مدل عددی سازه پی، از دو فنر افقی متعامد واقع در جهات اصلی ساختمان و یک فنر قایم استفاده گردد. سختی فنرهای افقی مانند آنچه در بالا گفته شد به‌دست می‌آید. سختی فنرهای قایم برابر است با سطح سهمیه‌ی هر گره ضرب‌در ضریب عکس‌العمل بستر k_{sv} که از رابطه (۴-۱۰) محاسبه می‌شود:

$$k_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-v)} \qquad (۴-۱۰)$$

در رابطه (۴-۱۰):

G : مدول برشی موثر خاک؛

v: ضریب پواسون خاک پی؛

B: عرض پی سطحی در جهت عمود بر امتداد مورد بررسی.

۴-۴-۲-۱-۴- ظرفیت باربری کلی پی

ظرفیت باربری کلی مورد انتظار یک پی سطحی، حالت حدی باربری پی است به گونه ای که تحت ترکیبات بارثقلی و جانبی، تنش‌های خاک به میزان تنش مورد انتظار مطابق با بند (۴-۴-۱) برسد. به عنوان مثال برای یک پی مستطیلی در غیاب لنگر واژگونی، مقدار ظرفیت باربری کلی مورد انتظار قایم پی، Q_c، از رابطه (۴-۱۱) بدست می آید:

$$Q_c = q_c BL \qquad (۴-۱۱)$$

در رابطه (۴-۱۱)، q_c ظرفیت باربری قائم مورد انتظار خاک پی است که طبق بند (۴-۴-۱) تعیین می‌شود. در صورت وجود لنگر، اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی با استفاده از رابطه (۴-۱۲) قابل بررسی است:

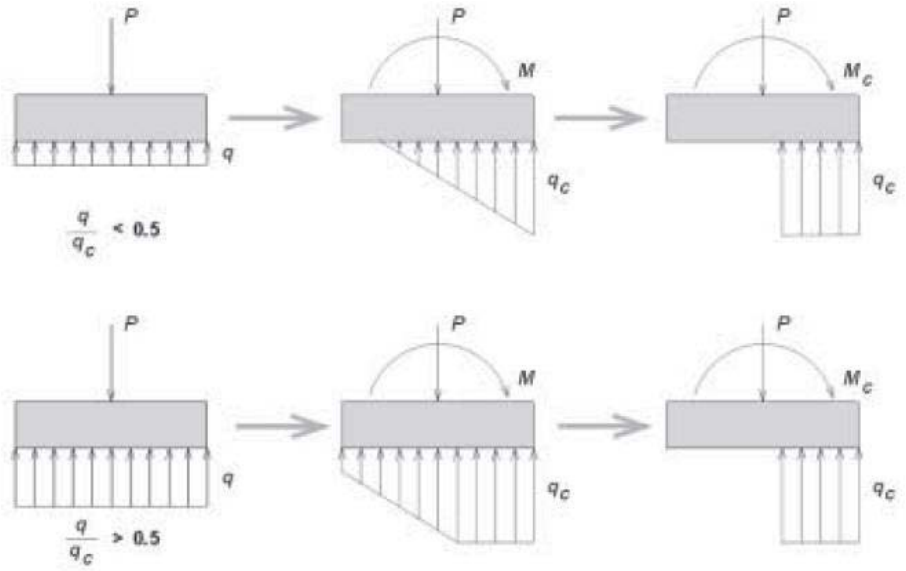
$$M_c = \frac{LP}{2}\left[1 - \frac{q}{q_c}\right] \qquad (۴-۱۲)$$

M_c = ظرفیت خمشی پی مستطیلی مطابق شکل (۴-۵) .

در رابطه (۴-۱۲)، P بار قایم اعمالی، $q = \frac{P}{BL}$ که در آن B و L ابعاد پی به ترتیب در امتدادهای موازی و عمود بر محور خمش می‌باشند. رابطه‌ی فوق بر مبنای تعادل نیروهای اعمالی و ظرفیت خاک در حالت حدی مطابق با شکل (۴-۵) و صرفنظر از میزان بلندشدگی تعیین شده است.

در سایر حالات، ظرفیت پی با حذف فنرهای کششی و محدود نمودن تنش خاک به حد مورد انتظار تعیین می‌شود.

ظرفیت باربری افقی پی بر مبنای اصول حاکم در مکانیک خاک تعیین می‌شود که شامل دو عامل ظرفیت تماسی سازه پی و خاک زیر آن و همچنین فشار مقاوم جانبی خاک می باشد.



شکل (۴-۵): تعیین ظرفیت خمشی در حالت حدی نهایی پی

۴-۴-۲-۲- پی‌های عمیق

پی‌های عمیق شامل شمع‌ها و پی‌های چاهی می‌باشد. پارامترهای سختی و ظرفیت باربری پی‌های عمیق با قطر کمتر از ۶۰ سانتیمتر و یا مساوی آن طبق بندهای (۴-۴-۲-۲-۱) و (۴-۴-۲-۲-۲) محاسبه می شود. برای پی های عمیق با قطر بیشتر از ۶۰ سانتیمتر(چاهی) باید با استفاده از فنرهای گسترده در محیط و در صورت لزوم در انتهای پی، سختی و ظرفیت باربری پی مدلسازی و محاسبه شود.

۴-۴-۲-۲-۱- پارامترهای سختی

در مورد پی‌های عمیق با قطر کمتر از ۶۰ سانتیمتر می‌توان از مدل‌سازی پی در مدل سازه صرف‌نظر کرده و کل پی را با ۶ فنر (سه فنر انتقالی و سه فنر چرخشی) جایگزین نمود.

سختی افقی (جانبی) پی با استفاده از مجموع سختی مربوط به حالت مقاوم خاک در مجاورت سرشمع و سختی جانبی گروه شمع توسط طراح پروژه یا با استفاده از مراجع موجود در متون فنی محاسبه می‌شود.

سختی قائم پی عمیق (k_{pv}) مساوی مجموع سختی‌های محوری شمع‌ها بوده و از رابطه (۴-۱۳) به‌دست می‌آید:

$$k_{pv} = \sum_{n=1}^{N}\left[\frac{AE}{L}\right]_n \qquad (۴-۱۳)$$

در رابطه (۴-۱۳) E, A و L سطح مقطع، مدول ارتجاعی و طول شمع n-اُم و N تعداد شمع‌های گروه شمع می‌باشد.

در محاسبه‌ی سختی دورانی پی عمیق (k_{pr}) نیز تنها از سختی‌های محوری شمع‌ها استفاده شده و در نتیجه k_{pr} از رابطه (۴-۱۴) به‌دست می‌آید:

$$k_{pr} = \sum_{n=1}^{N}\left[\frac{AE}{L}\right]_n S_n^2 \qquad (۴-۱۴)$$

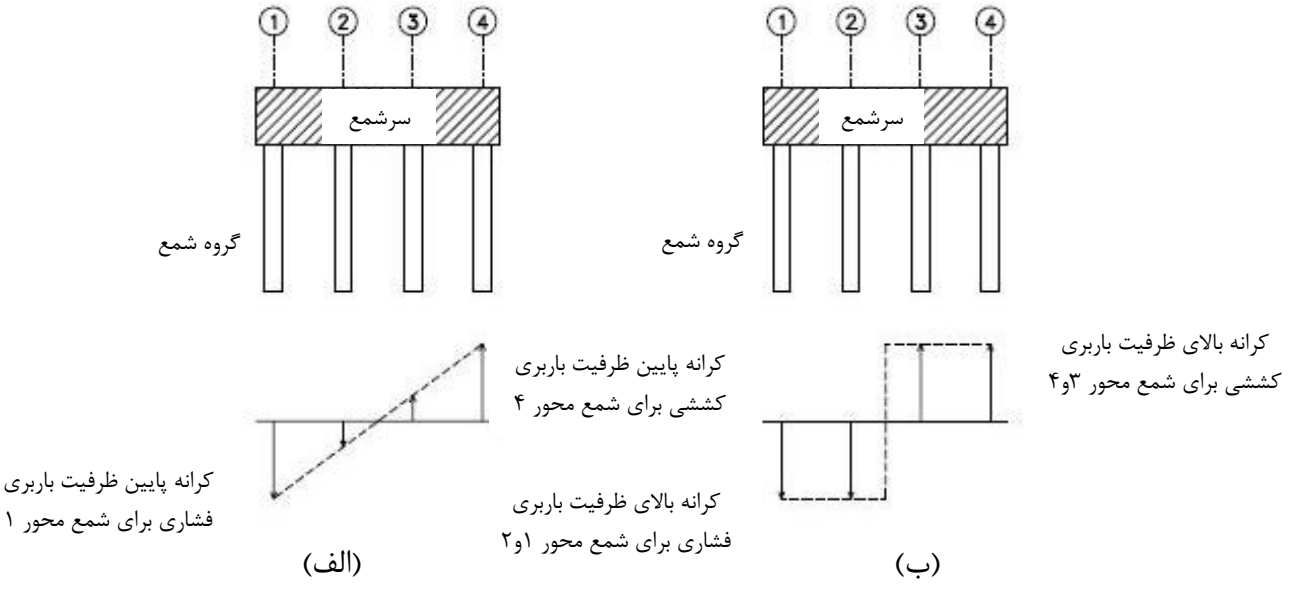
در رابطه (۴-۱۴)، S_n فاصله‌ی شمع nاُم از محور دوران (گذرنده از مرکز سطح سرشمع‌ها) می‌باشد.

۴-۴-۲-۲-۲- ظرفیت باربری

ظرفیت باربری محوری مورد انتظار قائم گروه شمع حداکثر مساوی مجموع ظرفیت‌های باربری قایم مورد انتظار تک‌تک شمع‌های آن گروه ضرب‌در ضریب گروه شمع درنظرگرفته می‌شود. ظرفیت باربری جانبی گروه شمع با درنظرگرفتن مشارکت شمع‌ها (اثر گروه) و نیز سرشمع‌ها (مقاومت ناشی از ایجاد حالت مقاوم در خاک) توسط مهندس ژئوتکنیک پروژه یا با استفاده از متون فنی موجود به روشی مشابه با محاسبه‌ی سختی جانبی آن تعیین می‌شود. ظرفیت باربری چرخشی گروه شمع با فرض صلب‌بودن سرشمع به‌دست می‌آید.

الف-کرانه پایین ظرفیت لنگری گروه شمع با فرض توزیع مثلثی نیروی محوری در شمع‌ها و با به‌کارگیری کرانه پایین ظرفیت باربری قائم آن‌ها تعیین می‌شود. مثلاً اگر همه‌ی شمع‌ها یکسان باشند، در این‌حالت نیروی محوری دورترین شمع در سمت کششی برابر کرانه پایین ظرفیت باربری قائم کششی آن و نیروی محوری دورترین شمع در سمت فشاری برابر کرانه پایین ظرفیت باربری قائم فشاری آن و نیروی محوری بقیه‌ی شمع‌ها بین این دو کرانه خواهد بود(شکل ۴-۷-الف).

ب-کرانه بالای ظرفیت لنگری گروه شمع با فرض توزیع مستطیلی (یکنواخت) نیروی محوری شمع‌ها و با به‌کارگیری کرانه بالای ظرفیت باربری قائم آن‌ها به‌دست می‌آید. مثلا اگر همه‌ی شمع‌ها در فواصل یکسان باشند، در این حالت نیروی محوری نیمی از شمع‌ها در یک طرف پی همگی برابر کرانه بالای ظرفیت باربری کششی آن‌ها و نیروی محوری نصف دیگر شمع‌ها در سمت مقابل برابر کرانه بالای ظرفیت باربری فشاری آن‌ها خواهد بود(شکل۴-۷-ب).



شکل(۴-۷): نمودار توزیع نیروی محوری در شمع ها

۴-۴-۳- معیارهای پذیرش

۴-۴-۳-۱- روش‌های خطی

۴-۴-۳-۱-۱- ارزیابی برکنش

در روش‌های خطی ارزیابی کفایت پی برای تحمل نیروهای وارده شامل کنترل صریح ظرفیت برکنش پی می‌باشد. اگر نیروهای وارد بر پی شامل یک نیروی محوری کششی ناشی از زلزله باشد، ظرفیت پی در برابر برکنش هنگامی کافی دانسته می‌شود که رابطه (۴-۱۵) برقرار باشد:

$$\frac{P_E}{mP_D} \le 1 \qquad (۴-۱۵)$$

در رابطه‌ی (۴-۱۵)، P_E نیروی محوری کششی پی ناشی از زلزله و P_D نیروی محوری پی ناشی از بار مرده می‌باشد. ضریب m برای سطوح عملکرد IO, LS و CP به ترتیب برابر با ۱/۵، ۳ و ۴ در نظر گرفته می‌شود.

اگر از ظرفیت کششی پی برای مقابله با واژگونی سازه استفاده می‌شود (مثلاً سیستم پی عمیق)، خاک پی کنترل شونده توسط نیرو فرض شده و ظرفیت باربری آن بدون استفاده از کرانه‌ی بالا تعیین می‌گردد. سپس خاک پی توسط رابطه‌ی (۴-۱۶) ارزیابی می‌گردد:

$$\frac{Q_{UF}}{\kappa Q_C} \le 1 \qquad (۴-۱۶)$$

در رابطه‌ی (۴-۱۶)، Q_C ظرفیت نهایی خاک پی طبق بند(۴-۴-۱) و κ ضریب آگاهی طبق بند (۲-۳-۲) می باشد.

۴-۴-۳-۱-۲- ارزیابی خاک و سازه‌ی پی

۴-۴-۳-۱-۲-۱- فرض تکیه‌گاه صلب

وقتی تکیه‌گاه سازه به صورت صلب در نظر گرفته شده و در مدل سازه، پی آن در نظر گرفته نشده باشد، رفتار خاک پی کنترل شونده توسط تغییر شکل فرض شده و کفایت آن توسط رابطه‌ی (۴-۱۷) ارزیابی می‌گردد:

$$\frac{Q_{UD}}{2\kappa m Q_c} \le 1 \qquad (۴-۱۷)$$

در رابطه‌ی (۴-۱۷)، Q_c ظرفیت نهایی خاک پی طبق بند (۴-۴-۱) و κ ضریب آگاهی طبق بند (۲-۳-۲) می‌باشد. مقادیر ضریب m ذیل رابطه‌ی (۴-۱۵) ذکر شده است.

رفتار سازه‌ی پی در برابر نیروهای وارده، نیروکنترل فرض شده و برای ارزیابی آن باید نیروهای حاصل از تحلیل خطی طبق رابطه‌ی (۴-۱۸) به تراز نیروهای واقعی، Q_{UF}، کاهش داده شوند:

$$Q_{UF} = \frac{Q_{UD}}{m} \qquad (۴-۱۸)$$

که مقادیر ضریب m در ذیل رابطه (۴-۱۵) داده شده است.

۴-۴-۳-۱-۲-۲- فرض تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر

در این حالت سازه و پی بصورت همزمان مدل شده و در محل پی از فنرهای ارتجاعی خطی استفاده می‌گردد. در روش دینامیکی خطی‌می‌توان همراه با فنرها از میراگرهای مناسب نیز در مدل تحلیلی استفاده نمود.در این حالت خاک پی تغییرشکل‌کنترل محسوب می شود. در این روش رفتار خاک در فشار و کشش، خطی فرض شده و فنرهای خاک می توانند بصورت کششی نیز عمل نمایند و در حالت اخیر از مدل حذف نمی‌شوند. به جای مدل‌سازی صریح میراگرها در محل پی، می‌توان از وجود آن‌ها صرف‌نظر نموده و در تحلیل سازه از طیف طرح متناسب با یک سطح میرایی افزایش‌یافته استفاده نمود. برای تعیین سطح میرایی طراحی می‌توان از کلیات ذکرشده در بند (۴-۷) استفاده کرد.

تغییرمکان‌های ایجاد شده در تراز پی در صورتی قابل پذیرش است که تحت ترکیب بار (۳-۲۶) نیروها و تغییرمکان‌های ایجاد شده در اعضای ساختمان در محدوده معیارهای پذیرش این اعضا باشند و در این حالت لزومی به کنترل خاک پی نیست.

برای ارزیابی سازه‌ی پی، رفتار آن نیروکنترل فرض شده و با استفاده از نیروهایی که مشابه رابطه‌ی (۴-۱۸) محاسبه می‌گردند کنترل می‌گردد.

۴-۴-۳-۲-روش‌های غیرخطی

معیارهای پذیرش برای خاک پی در صورتی که به روش غیر خطی تحلیل شود، وابسته به فرضیات مدل‌سازی تکیه‌گاه سازه است که در بند (۴-۴-۳-۲-۱) و (۴-۴-۳-۲-۲) معرفی شده است.

۴-۴-۳-۲-۱- مدل سازه با فرض تکیه‌گاه ثابت

اگر در مدل سازه، تکیه گاه سازه به صورت کاملاً صلب فرض شده باشد، خاک پی کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود. ارزیابی پی در این حالت با استفاده از رابطه‌ی (۴-۱۹) انجام می‌شود.

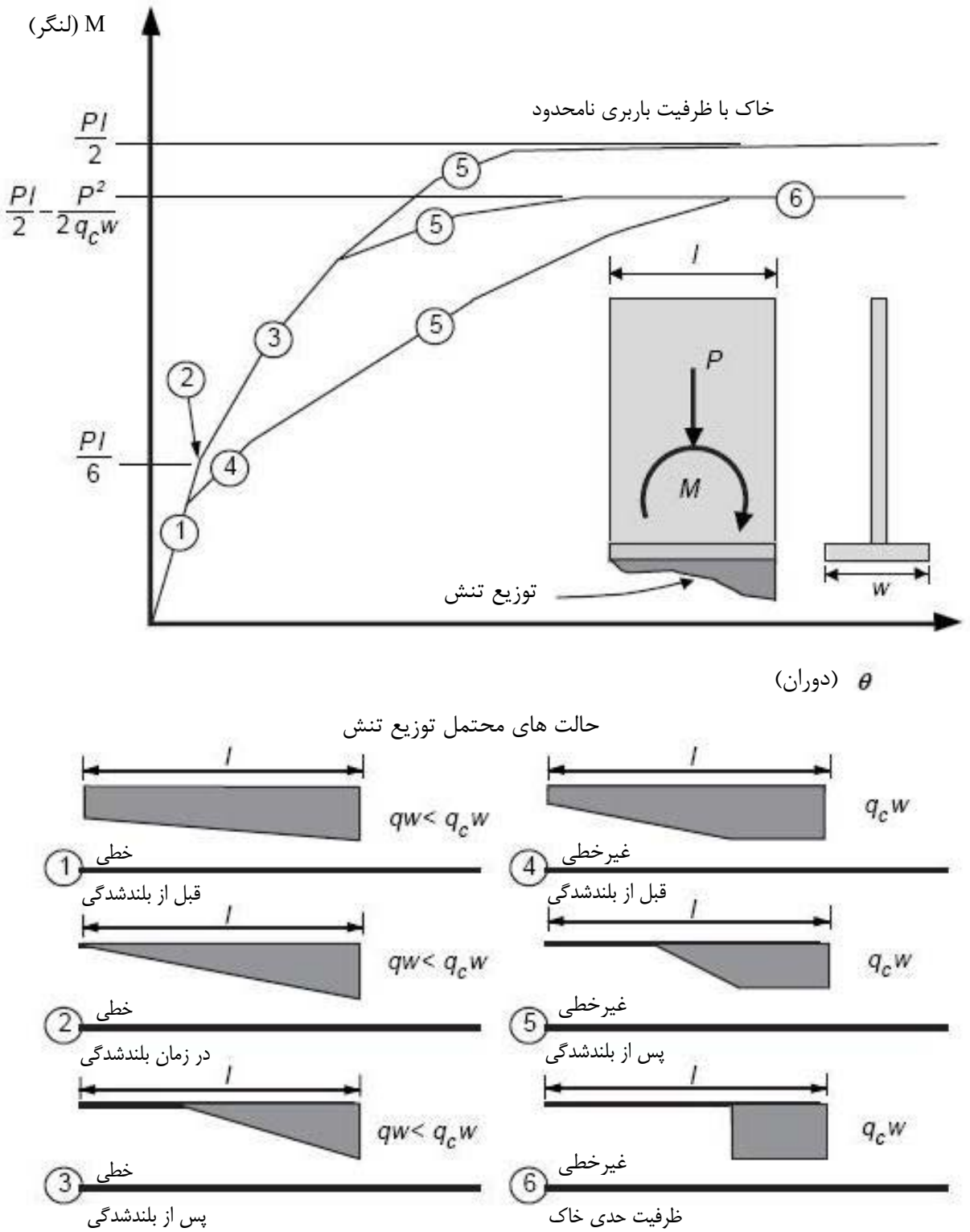
$$Q_{UF} \le kQ_{CL} \qquad (۱۹-۴)$$

در رابطه‌ی فوق، Q_{CL} ظرفیت باربری کرانه پایین خاک پی برای درجه آزادی مورد بررسی است که می‌تواند مساوی حد بالای آن اختیار شود. همچنین Q_{UF} نیروی وارد بر خاک پی حاصل از تحلیل می‌باشد. استفاده از این نوع مدل‌سازی برای ساختمان‌های با سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه مجاز نمی‌باشد.

۴-۴-۳-۲-۲- مدل سازه با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر

در این حالت سازه و پی بصورت همزمان مدل شده و در محل پی از فنرهای غیر خطی یا مجموعه‌ای از فنرهای غیر خطی و میراگرهای مناسب استفاده می‌گردد. در این روش اثرات غیر خطی تسلیم خاک و بلندشدگی سازه پی از خاک منظور می شود. رفتار خاک در این حالت تغییرشکل‌کنترل محسوب می‌شود. در سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش تغییرمکانهای ایجاد شده در تراز پی در صورتی قابل پذیرش است که نیروها و تغییرمکانهای منتجه در اعضا ساختمان در محدوده معیارهای پذیرش این اعضا باشند. در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه، مقدار تغییرمکانهای ماندگار و غیر قابل برگشت در تراز پی باید بر مبنای یک روش دقیق برحسب میزان حداکثر تغییرشکل کل پی، نوع خاک پی، ضخامت لایه های خاک و دیگر عوامل مرتبط محاسبه شود. این

تغییرشکلهای ماندگار در تراز پی در صورتی قابل پذیرش است که نیروهـا و تغییرمکانهـای منتجـه در اعضـا سـاختمان در محـدوده عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه باشند.



شکل(۴-۸): نمونه‌ای از رفتار دیوار برشی بر روی پی نواری با فرض رفتار خطی و غیرخطی

۴-۵- فشار لرزه‌ای جانبی خاک

دیوارهای ساختمانی نگهدارنده‌ی خاک باید در مقابل اثرات فشارهای لرزه‌ای زمین ارزیابی شوند. در غیاب مطالعات ژئوتکنیکی خاص پروژه، اضافه فشار خاک در حین زلزله‌ی وارد بر یک دیوار ساختمانی که یک توده‌ی خاک غیراشباع با سطح افقی (تراز) در بالای سطح آب زیرزمینی را نگه می‌دارد می‌تواند از رابطه (۴-۲۰) محاسبه شود:

$$\Delta p = 0.4 K_h \gamma H \qquad (۴-۲۰)$$

که در آن:

Δp : اضافه فشار جانبی خاک درحین زلزله‌ی وارد بر دیوار حایل است که توزیع آن در ارتفاع دیوار یکنواخت فرض می‌شود.

H : ارتفاع کل دیوار

γ : وزن واحد حجم خاک پشت دیوار

K_h : ضریب شتاب افقی زلزله که برابر شتاب حداکثر زلزله در سطح زمین نسبت به شتاب ثقل فرض می‌شود (اگر از استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه‌ی زلزله‌ی طرح استفاده می‌شود، K_h همان شتاب مبنای محل(A) خواهد بود).

فشار جانبی نیروی لرزه‌ای حاصل از رابطه (۴-۲۰) باید به فشار جانبی استاتیکی خاک درحالت بدون ضریب اضافه‌شود تا فشار کل خاک وارد بر دیوار به‌دست آید. رفتار دیوار حایل کنترل‌شونده توسط نیرو فرض می‌شود.

۴-۶- بهسازی پی

روش انتخابی برای بهسازی پی باید هماهنگ با روش بهسازی سازه و ضوابط و اصول کلی این دستورالعمل باشد. این هماهنگی به معنی تضمین این مساله است که بهسازی مجموعه‌ی سازه و پی منجر به تامین سطح عملکرد سازه تحت سطح خطر انتخابی می‌شود. هنگامی‌که اجزای جدیدی به سازه اضافه می‌شود،پی این اجزا در مدل‌سازی پی ساختمان باید درنظر گرفته شود. اگر روش بهسازی پی به‌گونه‌ای است که هر بخش از پی بهسازی‌شده نوعی از بارها را تحمل می‌کند (مثلا بر بخش قدیمی بارهای ثقلی و بر بخش جدید بارهای زلزله وارد می‌شود)، باید این بخش‌ها به نحو مناسب و به طور مجزا مدل‌سازی شوند. اثرات بهسازی پی روی سختی، مقاومت و انعطاف‌پذیری آن باید در مدل تحلیلی سازه‌ی بهسازی‌شده درنظرگرفته شوند. سازگاری اجزای جدید و موجود باید تحت تغییرمکان‌های متناسب با سطح عملکرد انتخابی کنترل شود.

۴-۷- کاهش حرکت ورودی و افزایش میرایی ناشی از انعطاف‌پذیری خاک

هنگامی که تکیه‌گاه سازه انعطاف‌پذیر فرض می‌گردد، علاوه بر انعطاف‌پذیری خاک که با فنرهای تعریف شده در بند (۴-۴) لحاظ می‌شود، میرایی سیستم در اثر انتشار ارتعاش از سازه به خاک افزایش یافته و حرکت زمین در محل پی به میانگینی از حرکات در نقاط مختلف آن محدود می‌گردد. دو پدیده‌ی اخیر به میرایی تشعشعی و کاهش حرکت ورودی موسومند. اثر این دو عامل به طور کلی کاهش مقدار طیف طرح و در نتیجه کاهش نسبی واکنش سازه می‌باشد.

افزایش میرایی سازه به علت میرایی تشعشعی در شرایط زیر مجاز نمی‌باشد:

الف- هنگامی که فاصله سیستم‌های قائم باربر جانبی سازه از یکدیگر کمتر از طول سیستم بزرگتر در پلان باشد.

ب- وقتی مدول برشی خاک زیر پی با عمق افزایش می‌یابد و $V_s T/r_x > 2\pi$ که در آن V_s متوسط سرعت موج برشی در زیر پی تا عمق r_x از آن بوده و T زمان تناوب اصلی ساختمان با تکیه‌گاه انعطاف پذیر و r_x شعاع مدل پی مساوی $\sqrt{A_f / \pi}$ و A_f= مجموع مساحت همه‌ی پی‌های به هم پیوسته در پلان

پ- هنگامی که زمین محل شامل یک لایه‌ی نرم سطحی روی لایه‌ی بسیار سخت بوده و زمان تناوب سازه با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر از زمان تناوب مود اول لایه نرم بزرگتر باشد.

کاهش حرکت ورودی در شرایط زیر مجاز نیست:

الف- زمین از نوع I یا IV باشد.

ب- دیافراگم‌های سازه انعطاف‌پذیر بوده و سیستم پی به هم پیوسته نباشد (مثلاً از شناژ برای اتصال پی‌های منفرد استفاده نشده باشد).

در هر حال در این دستورالعمل کاهش دادن مقدار طیف طرح در اثر کاهش حرکت ورودی به علت اندک بودن موارد کاربرد توصیه نمی‌گردد.

۴-۷-۱- نسبت میرایی معادل

نسبت میرایی معادل، $\bar{\zeta}$، از رابطه‌ی (۴-۲۱) محاسبه می‌شود.

$$0.05 \le \bar{\zeta} = \zeta_\circ + \frac{0.05}{(\bar{T}/T)^3} \le 0.2 \qquad (۴-۲۱)$$

$\zeta_\circ$: نسبت میرایی پی که از شکل (۴-۹) بدست می‌آید.

$\bar{T}$: زمان تناوب معادل که از رابطه‌ی (۴-۲۴) محاسبه می‌شود.

در شکل (۴-۹)، r شعاع دایره معادل پی است که از روابط (۴-۲۲) بدست می‌آید. برای مقادیر بینابینی $\frac{\bar{h}}{r}$ مقدار $\zeta_\circ$ باید با درون یابی خطی محاسبه شود.

$$r = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \qquad : \frac{\bar{h}}{a} \le 0.5 \qquad (۴-۲۲-الف)$$

$$r = \sqrt[4]{\frac{4I_{pf}}{\pi}} \qquad : \frac{\bar{h}}{a} \ge 1.0 \qquad (۴-۲۲-ب)$$

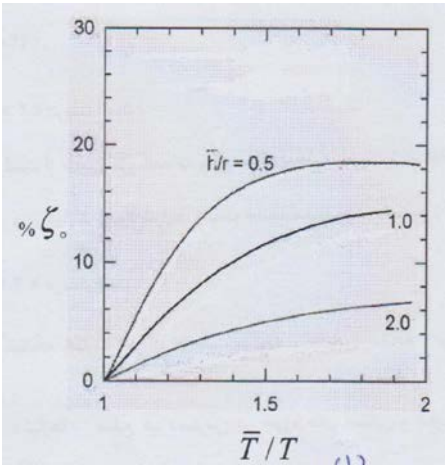
که در آنها:

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

A_f = مساحت پلان پی موثر (طبق توضیحات ذیل رابطه‌ی ۴-۲۵)

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 (۴-۹): نسبت میرایی پی $\zeta_\circ$

اگر خاک زیر پی متشکل از یک لایه‌ی نرم با ضخامت تقریباً ثابت متکی بر خاک سخت با ضخامت بسیار زیاد باشد، به جای $\zeta_\circ$ در رابطه‌ی (۴-۲۱) باید از $\zeta'_\circ$ استفاده شود. $\zeta'_\circ$ از روابط (۴-۲۳) بدست می‌آید.

$$\zeta'_\circ = (\frac{4h_s}{v_s \bar{T}})^2 \zeta_\circ \qquad : \frac{4h_s}{v_s \bar{T}} < 1 \qquad (۴-۲۳-الف)$$

$$\zeta'_\circ = \zeta_\circ \qquad : \frac{4h_s}{v_s \bar{T}} \ge 1 \qquad (۴-۲۳-ب)$$

که در آنها:

h_s = ضخامت لایه‌ی خاک نرم

v_s = میانگین سرعت موج برشی در لایه‌ی خاک نرم

زمان تناوب معادل، $\bar{T}$، از رابطه‌ی (۴-۲۴) محاسبه می‌شود:

$$\bar{T} = T\sqrt{1 + \frac{\bar{K}}{K_h}(1 + \frac{K_h \bar{h}^2}{K_\theta})} \qquad (۴-۲۴)$$

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 (۴-۲۵) بدست می‌آید.

$$\overline{K}=\frac{\overline{W}}{g}\left(\frac{4\pi^2}{T^2}\right) \qquad (۲۵-۴)$$

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

$K_\theta, K_h=$ به ترتیب سختی افقی و سختی چرخشی پی طبق روابط بند (۴-۴)، 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_θ را محاسبه کرد. اگر پی سازه غیرپیوسته باشد باید از روش‌های تحلیلی دیگر مانند روش مستقیم که در آن سازه و محدوده‌ی وسیعی از خاک، همزمان مدل می‌شوند استفاده کرد.

با توجه به اینکه در رابطه (۴-۲۱) تنها نسبت زمان تناوب‌ها مورد نیاز است، توصیه می‌شود به جای استفاده از رابطه (۴-۲۴) ، نسبت زمان تناوب‌های تحلیلی اصلی از تحلیل مدل سازه یک بار با پای صلب و یک بار با پای انعطاف‌پذیر بدست آید.

فصل ۵

سازه‌ها واجزای فولادی

۵-۱- محدوده‌ی کاربرد

در این فصل ضوابط بهسازی اجزای فولادی مقاوم در برابر زلزله در ساختمان ارایه می‌شود. ضوابط این فصل هم برای اجزای فولادی ساختمان موجود بوده و هم برای اجزای فولادی تقویت‌شده یا اضافه‌شده به سیستم ساختمانی موجود می‌باشد.

در بخش‌های مختلف این فصل روش‌های مدل‌سازی، مقاومت اعضا، معیارهای پذیرش و معیارهای بهسازی سازه های فولادی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

در ادامه، برخی سیستم‌ها و اجزای ویژه شامل دیوارهای برشی فولادی، قاب‌های فولادی با میان‌قاب، قاب‌های با اتصالات خورجینی، ستون‌های مرکب و تیرهای لانه‌زنبوری جهت بهسازی بررسی می‌شوند.

در انتهای فصل نیازهای بهسازی پی های متشکل از شمع های فولادی مشخص می شوند.

۵-۲- ضوابط و فرضیات ارزیابی

۵-۲-۱- سختی

در بندهای زیر نکاتی در مورد نحوه‌ی تعیین سختی اعضا در مدل‌سازی ارایه شده است. بند (۵-۲-۱-۱) ضوابطی برای تعیین سختی اعضا برای مدل‌سازی در روش‌های خطی و بند (۵-۲-۱-۲) ضوابطی برای تعیین سختی اعضا برای مدل‌سازی در روش‌های غیرخطی ارایه می‌نماید.

۵-۲-۱-۱- روش‌های خطی

سختی اعضای فولادی (تیرها و ستون‌ها) و اتصالات (چشمه و ناحیه‌ی اتصال) در روش‌های خطی باید براساس روش‌های مقاومت مصالح و ضوابط این بند محاسبه شود.

۱- سطح مقطع محوری: عبارت است از سطح کل مقاطع نوردشده و یا سطحی از مقاطع مرکب که در انتقال بار مشارکت می‌کند. برای اعضایی که به‌طور کامل در بتن مدفون می‌شوند، مشروط بر آن‌که تسلیح لازم برای جدانشدن بتن از فولاد در اثر زلزله انجام شده باشد، می‌توان سختی را براساس مشارکت اثر کامل مصالح محاسبه نمود. در حالتی‌که ستون فولادی با بتن پرشده و بتن حداقل در روی سه وجه و یا بیش از ۷۵٪ از پیرامون مقطع ستون فولادی محدود شده باشد، می‌توان سختی ناشی از مشارکت اثر مصالح را منظور نمود.

۲- سطح مقطع برشی: سطح مقطع برشی براساس روش‌های مقاومت مصالح و آیین‌نامه‌های طراحی قابل محاسبه است. برای مقطع مختلط و یا مدفون شده در بتن، سطح موثر در برش مطابق آیین‌نامه طراحی مربوطه مدنظر قرار گیرد.

۳- لنگر اینرسی: محاسبه‌ی سختی دورانی تیرها و ستون‌ها در قاب فولادی براساس روش‌های مقاومت مصالح انجام می گیرد. در تیرهای مدفون‌شده در بتن، سختی براساس اثر مشارکتی مصالح محاسبه می‌شود، اما در محاسبه‌ی عرض مقطع، باید عرض بال عضو فولادی منظور گردد، نه قسمت دال بتن متصل‌شده، مگر آن‌که مکانیزم انتقال برش موجود بین بتن و فولاد، معیارهای پذیرش موردنظر در سطح عملکرد انتخابی را برآورده نماید. در ستون‌های مختلط، سختی براساس اثر مشارکت مصالح و با توجه به روش‌های مقاومت مصالح محاسبه می‌شود.

۴- مدل‌سازی چشمه اتصال:

۱- در صورت برآورده شدن شرایط الف و ب، نیازی به مدل‌سازی چشمه‌ی اتصال در تحلیل نمی‌باشد و دهانه‌ی موثر تیر پس از منظور نمودن ناحیه‌ی صلب در دو سر تیر، برابر فاصله برستون تا بر ستون مجاور منظور می‌شود:

الف- لنگر متناظر با مقاومت برشی موردانتظار چشمه‌ی اتصال از مقاومت خمشی تیر در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون تجاوز نماید.

ب- سختی چشمه‌ی اتصال، K_e، مطابق رابطه (۵-۱) حداقل ۱۰ برابر بزرگ‌تر از سختی خمشی تیر باشد.

$$K_e = 0.95 d_c t_p G d_b \qquad (۵-۱)$$

که در آن:

d_c : ارتفاع مقطع ستون؛

t_p : کل ضخامت چشمه‌ی اتصال به انضمام ضخامت ورق مضاعف؛

G : ضریب برشی؛

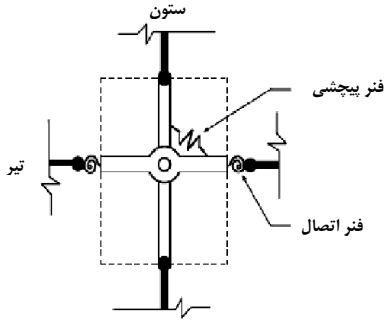
d_b : ارتفاع مقطع تیر؛

۲- در صورتی که شرایط ذکر شده در بند قبل برقرار نباشند، به جای مدل‌سازی چشمه اتصال، می‌توان دهانه‌ی موثر تیر را بدون منظور نمودن ناحیه‌ی صلب در دو سر تیر، برابر فاصله محور به محور ستون‌ها منظور نمود.

۳- در صورتی که مدل‌سازی چشمه اتصال مد نظر باشد، اثرات انعطاف‌پذیری آن را می‌توان مطابق یکی از روش‌های زیر در تحلیل قاب منظور نمود:

الف- اضافه‌کردن چشمه‌ی اتصال در مدل‌سازی: برای مدل‌سازی چشمه اتصال می‌توان از روش ساده زیر یا روش‌های دقیق‌تر استفاده نمود.

در روش ساده مدل‌سازی، می‌توان براساس شکل (۵-۱) ناحیه چشمه اتصال را به صورت قیچی با سختی پیچشی مطابق رابطه (۵-۱) مدل نمود.



شکل (۵-۱): مدل‌سازی چشمه اتصال

ب- با کاهش سختی خمشی تیر نیز می‌توان سختی چشمه‌ی اتصال را در مدل‌سازی قاب منظور نمود.

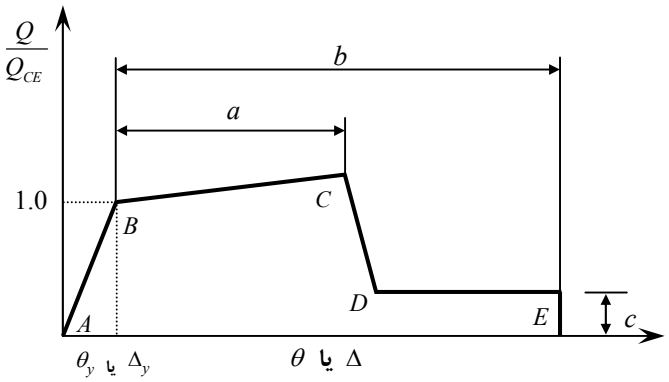
۵- اتصال: ضوابط مدل‌سازی مربوط به اتصالات، در قاب های خمشی فولادی بند (۵-۳) ارائه شده است.

۵-۲-۱-۲- روش‌های غیرخطی

در استفاده از روش های غیرخطی بیان شده در فصل ۳ ، رابطه‌ی نیرو– تغییرشکل اعضا یا اجزای تغییرشکل کنترل بـه صـورت روابطی غیرخطی بیان می‌شوند. در حالتی‌که مشخص باشد که تحت بارهای وارده پاسخ غیرخطی در عضو یا جزء اتفاق نمی‌افتـد، در این‌حالت می‌توان از روابط خطی استفاده کرد. منحنی نیرو– تغییرشکل غیرخطی اعضا یا اجزا باید بر پایه‌ی مدارک آزمایشـگاهی یـا تحلیل‌های انجام‌یافته تعیین شود.

در روش استاتیکی غیرخطی به عوض استفاده از نتایج آزمایش یا تحلیل می‌توان از منحنی نیرو– تغییرشکل داده‌شـده در شـکل (۵–۲)، با مقادیر a، b، c تعریف‌شده در جدول‌های (۵–۳) و (۵–۴) برای اعضای قاب‌هـای خمشـی فـولادی اسـتفاده نمـود. اثـرات سخت‌شدگی کرنشی با درنظرگرفتن شیبی برابر ۳٪ شیب قسمت ارتجاعی درنظرگرفته می‌شود. منظور نمودن شیب بـیش‌تـر بـرای قسمت سخت‌شدگی کرنشی فقط با انجام آزمایش، قابل‌قبول می‌باشد. هرگاه در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال تسلیم برشی رخ دهد، بایـد از شیب ۶٪ برای سخت‌شدگی کرنشی در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال استفاده نمود. منظورنمودن شیب بیش‌تر فقط بـا انجـام آزمـایش قابل‌قبول است.

در روش دینامیکی غیرخطی رفتار کامل چرخه‌ای هر جزء به وسیله‌ی آزمایش مشخص می‌شود.



شکل (۵–۲): منحنی نیرو– تغییرشکل عمومی برای اعضا و اجزای فولادی

پارامترهای مورد استفاده در شکل (۵–۲) به شرح زیر می باشند:

۱- Q، نیروی عمومی عضو: تلاش یا نیروی داخلی ایجاد شده در عضو ناشـی از نیروهـای حاصـل از تحلیـل طبـق فصـل ۳ می‌باشد.

۲- Q_{CE}، مقاومت مورد انتظار عضو:

الف– در تیرها و ستون‌ها

Q_{CE} عبارت است از ظرفیت خمیری خمشی عضو ،که از روابط (۵–۲) و (۵–۳) محاسبه می‌شود:

(۵–۲) در تیرها $$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{y_e}$$

(۵–۳) در ستون‌ها $$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{y_e}\left[1-\frac{P}{P_{y_e}}\right] \le ZF_{y_e}$$

F_{y_e} : تنش حد تسلیم مورد انتظار برای مصالح؛

M_{CE}: مقاومت خمشی مورد انتظار؛

P : نیروی محوری عضو در تغییرمکان هدف در تحلیل استاتیکی غیرخطی، یا در مرحله‌ی آغاز محاسبات در تحلیل دینامیکی غیرخطی؛

P_{y_e} : نیروی محوری حد تسلیم مورد انتظار در عضو = $A_g F_{y_e}$؛

Z : اساس مقطع خمیری.

ب- در چشمه اتصال

Q_{CE} عبارتست از ظرفیت خمیری برشی چشمه‌ی اتصال که براساس رابطه (۵-۴) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.55 F_{y_e} d_c t_p \qquad (۵-۴)$$

که در آن:

V_{CE} : مقاومت برشی مورد انتظار؛

d_c : ارتفاع مقطع ستون؛

t_p : کل ضخامت چشمه‌ی اتصال به انضمام ضخامت ورق مضاعف؛

۳- تغییرشکل‌های θ و Δ:

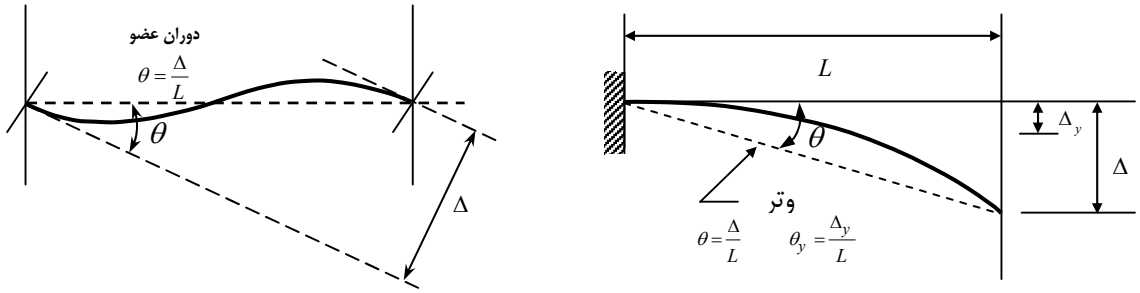
در تیرها و ستون‌ها، θ کل چرخش ارتجاعی و خمیری و Δ کل تغییرمکان ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون می‌باشد. برای چشمه‌ی اتصال، θ عبارت است از کل زاویه‌ی تغییرشکل برشی ارتجاعی و خمیری برحسب رادیان.

۴- تغییرشکل‌های حد تسلیم θ_y و Δ_y:

الف- تیرها و ستون‌ها:

در تیرها و ستون‌ها، θ_y چرخش حد تسلیم یا Δ_y تغییرمکان حد تسلیم نظیر نقطه B در شکل (۵-۲) می‌باشد.

شکل (۵-۳) بیان‌گر چرخش خط واصل بین ابتدا و انتهای تیر می‌باشد. چرخش تیر را می‌توان یا با جمع چرخش حد تسلیم θ_y و چرخش خمیری و یا براساس تغییرمکان نسبی طبقه تعیین نمود. برای اعضای فولادی، نتایج آزمایش‌ها غالبا برحسب چرخش خط واصل بین ابتدا و انتهای اعضا داده‌شده است.



ب- مثال عضوی از یک قاب **الف- مثال عضو کنسولی**

شکل (۵-۳): تعریف چرخش عضو

استفاده از روابط (۵–۵) و (۵–۶) برای تعیین θ_y در تیرها و ستون‌ها با فرض نقطه‌ی عطف در وسط تیر و ستون، مجاز می‌باشد.

(۵–۵) در تیرها $$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b}$$

(۵–۶) در ستون‌ها $$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c}\left[1-\frac{P}{P_{y_e}}\right]$$

در روابط فوق:

E : ضریب ارتجاعی؛

I_c, I_b : به ترتیب لنگر اینرسی تیر و ستون؛

l_b : طول تیر ؛

l_c : ارتفاع ستون ؛

ب– چشمه اتصال: برای چشمه‌ی اتصال، θ_y عبارت است از زاویه تغییرشکل برشی در حد تسلیم برابر $\frac{0.55F_{ye}}{G}$ برحسب رادیان.

برای اعضای نیروکنترل می توان از مشخصات ارتجاعی مصالح مطابق روش های خطی استفاده نمود. به عنوان روش جایگزین می توان از مفاصل نیرویی استفاده کرد.

۵-۲-۲- مقاومت

مقاومت‌های اعضا با توجه به طبقه‌بندی رفتاری آن‌ها، باید طبق آنچه در بخش‌های (۵–۳) تا (۵–۹) ذکرشده محاسبه‌شود. طبقه‌بندی رفتاری اعضای فولادی مطابق بند (۳–۲–۱۱) تحت عناوین تغییرشکل‌کنترل یا نیروکنترل، می‌باشد.

۵-۲-۲-۱-روش‌های خطی

۵-۲-۲-۱-۱- رفتار تغییرشکل‌کنترل

مقاومت اعضا در مورد رفتاهای تغییرشکل کنترل ،Q_{CE}، برابر با مقاومت مورد انتظار می‌باشد که توسط آزمایش به‌دست آمده یا با اصول پذیرفته‌شده‌ی مقاومت مصالح محاسبه‌شده است. در صورت انجام آزمایش، مقاومت مورد انتظار عضو عبارت است از متوسط حداکثر مقادیر مقاومت نمونه‌های آزمایشی در محدوده‌ی تغییرشکل‌هایی که عضو تحمل می‌نماید. به جای تعیین مقاومت مورد انتظار عضو، می‌توان از روابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) با جایگزین کردن تنش تسلیم مورد انتظار مصالح، F_{ye} به جای F_y و ضریب ϕ برابر یک استفاده نمود.

۵-۲-۲-۱-۲- رفتار نیروکنترل

مقاومت اعضا در مورد رفتار نیرو کنترل، Q_{CL}، مساوی کرانه‌ی پایینی مقاومتی است که توسط آزمایش تعیین‌شده یا با استفاده از اصول پذیرفته‌شده‌ی مقاومت مصالح تعیین شود. در صورت انجام آزمایش، مقاومت کرانه‌ی پایینی عضو عبارت است از متوسط حداکثر مقادیر مقاومت نمونه‌های آزمایشی در محدوده‌ی تغییرشکل‌هایی که عضو تحمل می‌کند منهای یک انحراف معیار. به جای

تعیین مقاومت کرانه‌ی پایین عضو، می‌توان از روابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) با جایگزین کردن تنش تسلیم کرانه‌ی پایین مصالح، F_{yLB} به جای F_y و ضریب ϕ برابر یک استفاده نمود.

۵-۲-۲-۲-روش‌های غیرخطی

۵-۲-۲-۲-۱- رفتار تغییرشکل‌کنترل

رابطه نیرو- تغییرشکل اعضا و اجزای سازه‌های فولادی با مقادیر c,b,a داده شده در جدول‌های (۵-۳) و (۵-۴)، بیان کننده مقاومت و ظرفیت تغییر شکل در اعضای تغییرشکل کنترل می باشد. در نمودار شکل (۵-۲) ، Q_{CE} مقاومت مورد انتظار عضو مورد نظر است که مطابق بند (۵-۲-۲-۱-۱) تعیین می گردد.

۵-۲-۲-۲-۲- رفتار نیروکنترل

روش‌تعیین مقاومت در تحلیل‌های غیرخطی مشابه بند (۵-۲-۲-۱-۲) می‌باشد.

۵-۲-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای مختلف پذیرش اعضای سازه برحسب روش تحلیل سازه و نوع رفتار هر عضو براساس بند (۳-۲-۱۱) تعریف می‌شود. معیارهای پذیرش اعضا باید با توجه به کلیات ارائه‌شده در بخش (۳-۶)، طبق آنچه در بخش‌های (۵-۳) تا (۵-۹) ذکرشده، ارزیابی گردد.

۵-۲-۳-۱-روش‌های خطی

معیارهای پذیرش برای اعضای تغییرشکل کنترل، برحسب مقاومت مورد انتظار در مقایسه با تلاش‌های اعضا تحت ترکیب بار-های (۳-۲۶) و با توجه به نوع سازه براساس ضرایب اصلاحی m و ضوابط بندهای (۵-۳) تا (۵-۹) می‌باشد.

معیارهای پذیرش برای اعضای نیرو کنترل، بر حسب کرانه‌ی پایین مقاومت در مقایسه با تلاش‌های اعضا تحت ترکیب بارهای (۳-۲۷) و با توجه به نوع سازه در بندهای (۵-۳) تا (۵-۹) ارائه شده است.

۵-۲-۳-۲- روش‌های غیرخطی

معیارهای پذیرش برای تغییرمکان‌ها و دوران‌های اعضای تغییرشکل کنترل با توجه به نوع سازه در بندهای (۵-۳) تا (۵-۹) بیان شده است.

معیارهای پذیرش برای اعضای نیرو کنترل، بر حسب کرانه‌ی پایین مقاومت در مقایسه با تلاش‌های اعضا با توجه به نوع سازه در بندهای (۵-۳) تا (۵-۹) ارائه شده است.

۵-۲-۴- معیارهای بهسازی

پس از آن‌که مشخص شد اعضای فولادی ساختمان موجود برای سطح عملکرد انتخابی کفایت نمی‌کنند این اعضا باید بهسازی شوند و اگر تصمیم به جایگزین‌کردن عضو گرفته شود، عضو جدید با توجه به نتایج تحلیلی این دستورالعمل باید مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شود و سپس مطابق ضوابط این دستورالعمل ارزیابی گردد.

۵-۳- قاب‌های خمشی فولادی

۵-۳-۱- کلیات

قاب‌های خمشی فولادی مورد بحث در این دستورالعمل شامل قاب‌های خمشی با اتصالات صلب و قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌صلب مبحث دهم مقررات ملی ساختمان می‌باشند. قاب‌های خمشی در این بخش به قاب‌هایی اطلاق می‌شود که قادرند کل و یا سهمی‌از نیروی زلزله را از طریق تیرها و ستون‌ها و اتصالات (اعم از اتصالات صلب و نیمه‌صلب) تحمل نمایند.

قاب‌های خمشی براساس نوع اتصالات به قاب‌های خمشی با اتصالات صلب و قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌صلب تفکیک می‌شوند. قاب‌های خمشی ممکن است به‌تنهایی برای مقاومت دربرابر نیروهای زلزله طراحی شوند و یا ممکن است به همراه دیوارهای برشی یا مهاربندی‌های فولادی برای نیروهای زلزله طراحی شوند.

۵-۳-۲- قاب‌های خمشی با اتصالات صلب

۵-۳-۲-۱- کلیات

اتصالات صلب، اتصالاتی هستند که در جدول (۵-۱) به عنوان صلب مشخص شده‌اند. برای اتصالاتی که در جدول (۵-۱) مشخص نشده‌اند، در صورتی این اتصالات صلب درنظر گرفته می‌شوند که شرایط زیر را برآورده نمایند:

۱- مقاومت اتصال حداقل برابر با مقاومت ضعیف‌ترین دو عضو متصل‌شونده (تیر یا ستون) باشد؛

۲- تغییرشکل اتصال(بدون احتساب تغییرشکل چشمه‌ی‌اتصال) نباید در کل تغییرمکان جانبی قاب بیش‌تر از ۱۰٪ دخالت نماید.

تبصره : به جای این ضابطه، می‌توان رابطه $k_s \geq \dfrac{60}{\left[\dfrac{h}{EI_c}+\dfrac{L_b}{EI_b}\right]}$ را کنترل نمود. در این رابطه:

h : ارتفاع ستون؛ L_b :طول تیر؛ I_c : ممان اینرسی ستون؛ I_b : ممان اینرسی تیر؛

عدم برآورده شدن هرکدام از شرایط فوق، نوع اتصال را تبدیل به اتصال نیمه‌صلب می‌نماید.

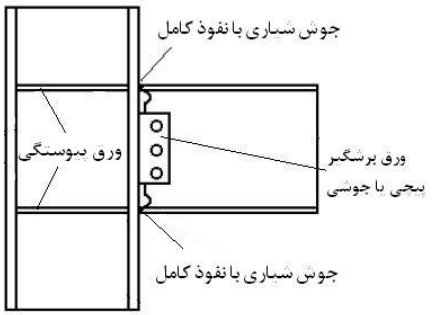
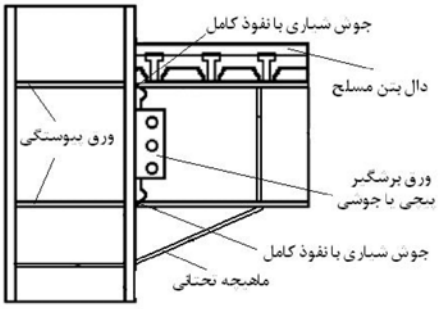
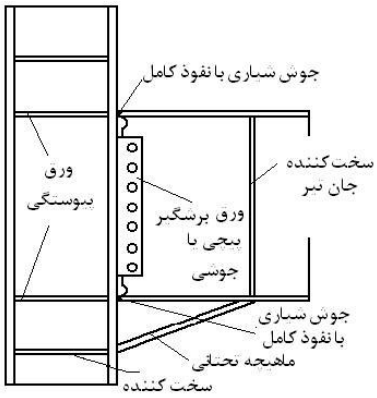
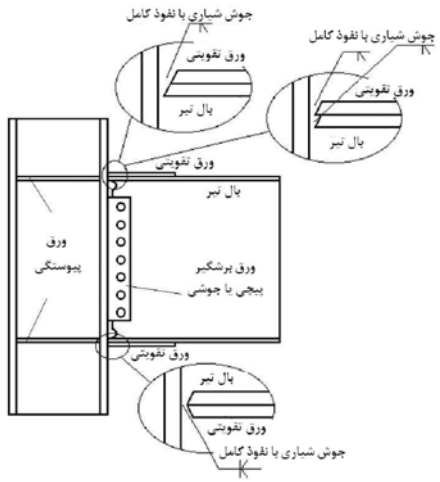
۵-۳-۲-۲ – سختی

۵-۳-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

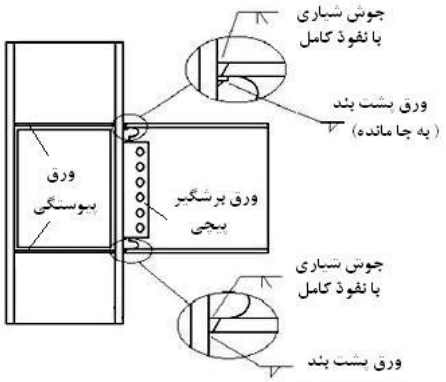
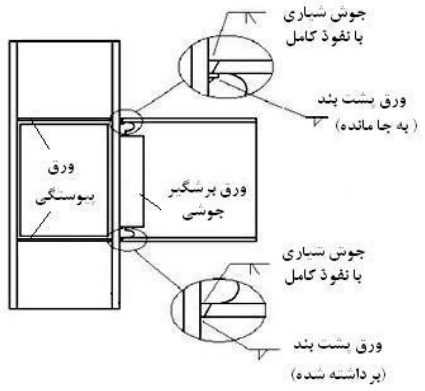
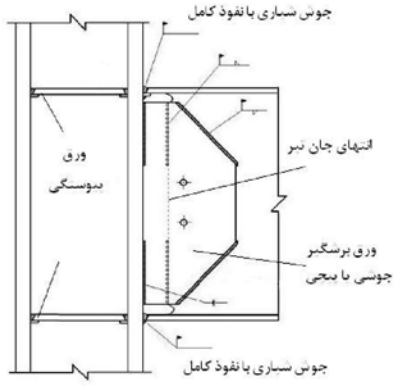
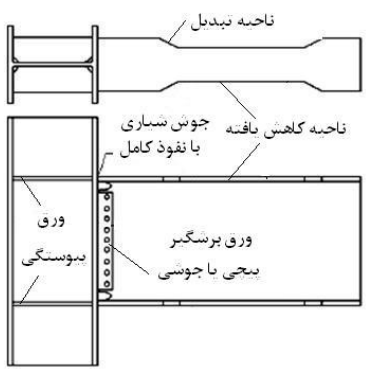
۱- تیرها، ستون‌ها و چشمه‌های اتصال: سطح مقطع محوری، سطح مقطع برشی، لنگر اینرسی و سختی چشمه‌ی اتصال باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۱-۱) تعیین شود.

۲- گره اتصال: مدل‌سازی گره اتصال برای قاب‌های صلب به استثنای مواردی که گره‌ها به‌منظور شکل‌گیری مفاصل خمیری به‌دور از بر ستون، صلب گردیده‌اند نیاز نمی‌باشد. برای چنین گره‌هایی المان صلبی بین ستون و تیر تعریف می‌شود تا دهانه‌ی موثر تیر مشخص شود.

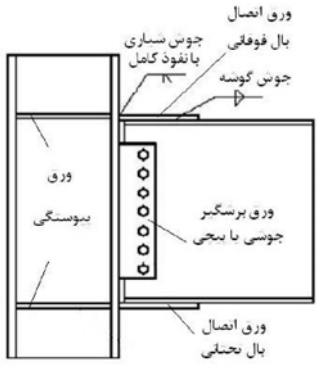
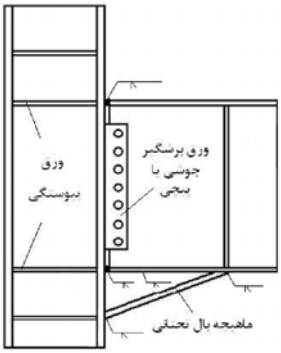
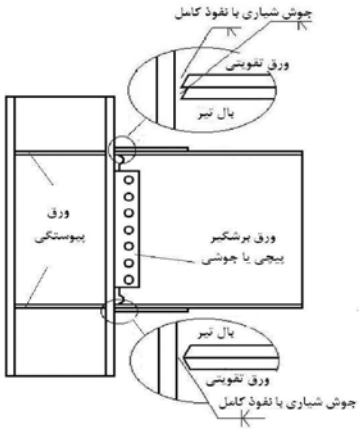
جدول (۵-۱): انواع اتصالات قاب خمشی فولادی[1]

ردیف	اتصال	توضیحات	نوع	شکل
۱	اتصال مستقیم	اتصال بین بال‌های تیر و ستون با جوش نفوذی کامل می‌باشد.	صلب	
۲	اتصال مستقیم با ماهیچه تحتانی جوش‌شده با دال بتن مسلح	ماهیچه‌ی تحتانی جوش‌شده اضافه‌شده بهمراه اتصال مستقیم با دال بصورت مختلط عمل می‌کند.	صلب	
۳	اتصال مستقیم با ماهیچه تحتانی جوش‌شده بدون دال بتن مسلح	ماهیچه‌ی تحتانی با جوش به اتصال مستقیم اضافه‌شده است.	صلب	
۴	اتصال مستقیم با ورق تقویتی بال تحتانی و فوقانی جوش‌شده	ورق تقویتی با جوش به اتصال مستقیم اضافه شده است.	صلب	

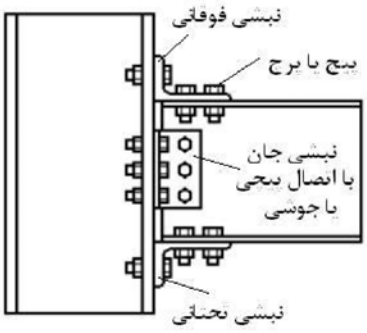
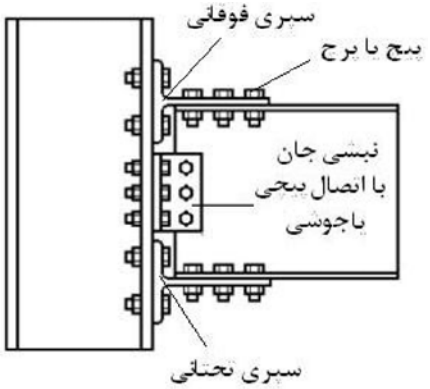
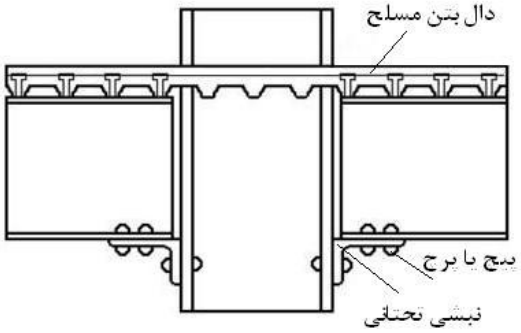
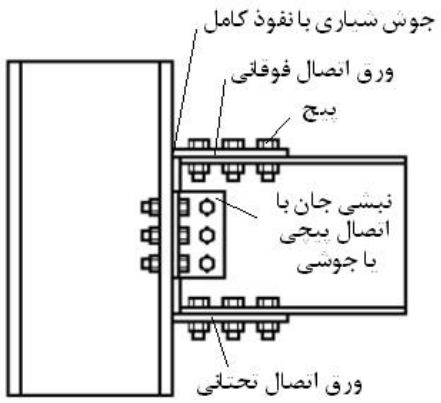
ادامه جدول (۵-۱): انواع اتصالات قاب خمشی فولادی[۱]

ردیف	اتصال	توضیحات	نوع	شکل
۵	اتصال مستقیم اصلاح‌شده با ورق برشگیر پیچی	اتصال بین بال‌های تیر و ستون با جوش نفوذی کامل می‌باشد.	صلب	
۶	اتصال مستقیم اصلاح‌شده با ورق برشگیر جوشی	اتصال بین بال‌های تیر و ستون با جوش نفوذی کامل می‌باشد.	صلب	
۷	اتصال مستقیم با بال جداشده از جان	جان در انتهای تیر بریده شده(برای جداکردن از بال ستون) و اتصال جان در برابر برش و خروج از مرکزیت ناشی از بریده شدن انتهای تیر مقاومت می‌کند.	صلب	
۸	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته	اتصالی که در آن مقطع خالص بال تیر برای دور کردن مفصل پلاستیک از ستون بریده می‌شود.	صلب	

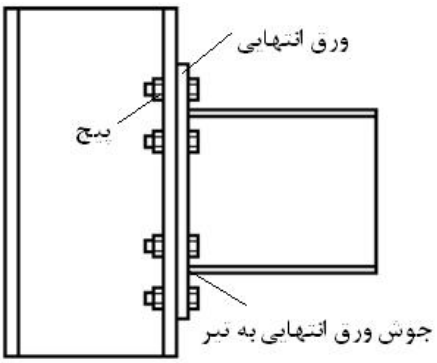
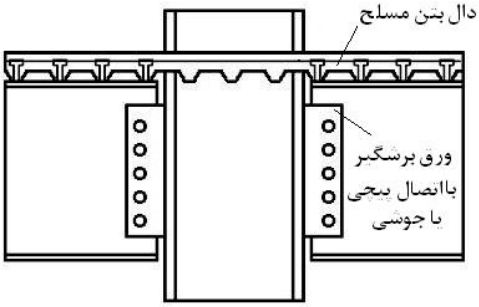
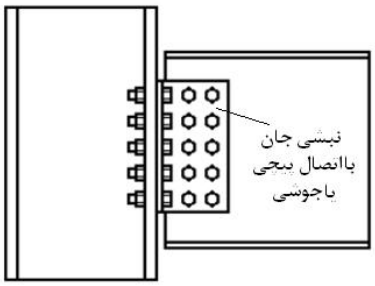
ادامه جدول (۵-۱): انواع اتصالات قاب خمشی فولادی[1]

ردیف	اتصال	توضیحات	نوع	شکل
۹	اتصال با ورق اتصال فوقانی و تحتانی جوش‌شده به تیر و ستون	ورق اتصال بال، با جوش نفوذی کامل به ستون و با جوش گوشه به بال تیر متصل می‌گردد.	صلب یا نیمه‌صلب[2]	
۱۰	اتصال ترمیم‌شده با ماهیچه‌ی بال پایین تیر با جوش نفوذی کامل	اتصال ماهیچه‌ای تنها در بال پایینی وجود دارد.	صلب	
۱۱	اتصال ترمیم‌شده ماهیچه‌ای بال بالا و پایین با جوش نفوذی کامل	اتصال ماهیچه‌ای در بال پایینی و بالایی وجود دارد.	صلب	
۱۲	اتصال ترمیم‌شده با ورق و بال تیر جوش‌شده به بال ستون	ورق و بال تیر به بال ستون جوش‌شده است.	صلب	

ادامه جدول (۵-۱): انواع اتصالات قاب خمشی فولادی[۱]

ردیف	اتصال	توضیحات	نوع	شکل
۱۳	نبشی بالا و پایین	نبشی بالا و پایین به تیر و ستون پیچ یا پرچ شده است.	نیمه‌صلب	
۱۴	اتصال با سپری	سپری بالا و پایین به تیر و ستون پیچ یا پرچ شده است.	نیمه‌صلب	
۱۵	اتصال مختلط با نبشی پایین	نبشی در پایین پیچ یا پرچ شده به تیر و ستون با دال بصورت مختلط عمل می‌کند.	نیمه‌صلب	
۱۶	ورق اتصال بال پیچ‌شده	ورق بال با جوش نفوذی به ستون و با پیچ به بال تیر متصل شده است.	صلب یا نیمه‌صلب[۲]	

ادامه جدول (۵-۱): انواع اتصالات قاب خمشی فولادی[۱]

ردیف	اتصال	توضیحات	نوع	شکل
۱۷	اتصال با ورق انتهایی پیچ‌شده	ورق انتهایی سخت‌شده یا سخت‌نشده با جوش به تیر و با پیچ به بال ستون متصل شده است.	صلب یا نیمه‌صلب[۳]	
۱۸	اتصال برشی با دال(با جوش یا پیچ)	اتصال ساده برشی با دال بصورت مختلط عمل می‌کند.	نیمه‌صلب	
۱۹	اتصال برشی بدون دال(با جوش یا پیچ)	اتصال با استفاده از نبشی ساده به ستون جوش یا پیچ شده است.	نیمه‌صلب	

۱-با توجه به آزمایش‌های انجام شده طبق ضوابط فصل دوم وسایل اتصال شامل پیچ‌ها و جوش‌ها منطبق بر مشخصات انجام شده و فاقد معایب مشهود باشد.

۲- در صورتی که مقاومت اتصال از مقاومت تیر متصل‌شونده بیش‌تر باشد، آن را می‌توان به عنوان اتصال صلب منظور نمود.

۳- در صورتی که کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال یا مقاومت مورد انتظار اتصال مطابق بند (۵-۳-۳-۳-۲-۴) برابر یا بیش‌تر از مقاومت مورد انتظار تیر متصل‌شونده باشد، آن را می‌توان به عنوان اتصال صلب منظور نمود.

۵-۳-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

در استفاده از روش استاتیکی غیرخطی بیان‌شده در فصل ۳ ، می‌توان از معیارهای بیان‌شده در این بند در تحلیل استفاده نمود.

۱- خواص محدوده‌ی ارتجاعی اجزا باید مطابق بند (۵-۳-۲-۲-۱) مدل شود.

۲- برای بیان رفتار غیرارتجاعی باید از رابطه‌ی غیرخطی لنگر- انحنا و همچنین رابطه‌ی اندرکنشی تیر و تیر-ستون‌ها استفاده نمود. برای این هدف می‌توان از نتایج آزمایش‌ها و یا تحلیل‌های انجام‌یافته استفاده کرد.

۳- رفتار خطی و غیرخطی چشمه‌ی اتصال باید در مدل‌سازی وارد شود به استثنای مواردی که در بند (۵-۲-۱-۱) بیان شده است.

در صورت نداشتن نتایج قابل قبول از رفتار غیرارتجاعی اجزا می‌توان از منحنی نیرو- تغییرشکل داده‌شده در شکل (۵-۲) با مقادیر a، b و c داده‌شده در جدول (۵-۳) و (۵-۴) براساس ضوابط بند (۵-۲-۱-۲) استفاده نمود.

۵-۳-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

در این روش لازم است رفتار چرخه‌ای کامل هر جز به طور مناسب براساس نتایج آزمایش مدل شود.

۵-۳-۲-۳- مقاومت

۵-۳-۲-۳-۱- کلیات

مقاومت اجزا باید براساس ضوابط کلی بند (۵-۲-۲) و ضوابط مشخص‌شده در این بند محاسبه شود.

۵-۳-۲-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱- تیرها: مقاومت اعضایی از سازه‌های فولادی که نیروی محوری در آن‌ها کمتر از ۱۰ درصد ظرفیت محوری عضو بوده و تحت تلاش خمشی قرار دارند براساس مقررات این بند محاسبه می‌شود.

مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، تیرها و دیگر اعضای با رفتار تغییرشکل‌کنترل در خمش، براساس کوچک‌ترین مقدار حاصل از حالات حدی تسلیم، کمانش جانبی پیچشی، کمانش موضعی بال یا تسلیم برشی جان می‌باشد. این مقاومت باید براساس ضوابط زیر تعیین گردد:

الف- برای تیرهای با خمش حول محور قوی که شرایط فشردگی مقطع و $L_b \le L_P$ برآورده می‌گردد (L_P حداکثر طول مهارنشده عضو طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) که در آن حالت حدی تسلیم حاکم است و L_b فاصله‌ی دو مهار جانبی متوالی می‌باشد) و همچنین در تیرهای مدفون در بتن مشروط بر آن‌که تسلیح لازم جهت جدا نشدن بتن در هنگام وقوع زلزله فراهم باشد، مقدار Q_{CE} براساس حالت حدی تسلیم و از رابطه (۵-۷) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = M_{PCE} = ZF_{y_e} \qquad (۵-۷)$$

در رابطه‌ی فوق M_{PCE} ظرفیت خمشی خمیری مورد انتظار مقطع می‌باشد.

ب- برای تیرهای با خمش حول محور قوی که شرایط فشردگی مقطع یا $L_b \le L_P$ اقناع نمی‌شود، مقدار Q_{CE} براساس حالات حدی کمانش موضعی بال و یا کمانش جانبی پیچشی و از رابطه (۵-۸) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_n \qquad (۸-۵)$$

در رابطه‌ی فوق M_n ظرفیت خمشی اسمی براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) بوده و برای محاسبه‌ی آن باید از F_{y_e} به جای F_y و ضریب ϕ برابر یک استفاده نمود.

پ- برای تیرهای با خمش حول محور ضعیف، مقدار Q_{CE} براساس حالات حدی تسلیم و کمانش موضعی بال طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) تعیین می‌گردد و برای محاسبه‌ی آن باید از F_{y_e} به جای F_y و ضریب ϕ برابر یک استفاده نمود.

ت- هرگاه مقاومت برشی جان بدون سخت‌کننده حاکم بر مقاومت تیر شود، مقدار Q_{CE} براساس حالت حدی تسلیم برشی جان و مطابق زیر محاسبه می‌شود:

$$Q_{CE} = V_n \qquad (۹-۵)$$

در رابطه فوق:

V_n: ظرفیت برشی اسمی براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) بسته به نسبت $\frac{h}{t_W}$ و جان سخت شده یا سخت نشده و با استفاده از F_{y_e} به جای F_y و ضریب ϕ برابر یک محاسبه می‌گردد.

۲- ستون‌ها: این بند مربوط به ارزیابی مقاومت در اعضایی است که نیروی محوری در آن‌ها بیشتر از ۱۰ درصد ظرفیت محوری باشد. رفتار ستون‌ها در فشار با عملکرد نیرو کنترل و در کشش با عملکرد تغییرشکل کنترل درنظرگرفته می‌شود و مقاومت آن به شرح زیر محاسبه می‌گردد:

الف- کرانه‌ی پایین مقاومت، Q_{CL}، ستون‌های فولادی تحت اثر نیروی محوری فشاری برابر کوچک‌ترین مقدار حاصل از حالت حدی کمانش ستون، کمانش موضعی بال و یا جان خواهد بود. کرانه‌ی پایین مقاومت ستون‌ها ناشی از حالات حدی ذکرشده برای مقاطعی که دارای شرایط فشرده یا غیرفشرده می‌باشد، براساس رابطه (۵-۱۰) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CL} = P_{CL} = P_n \qquad (۱۰-۵)$$

که در این رابطه P_n ظرفیت فشاری اسمی مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) بوده که با قراردادن $F_{y_{LB}}$ ،کرانه‌ی پایین تنش حد تسلیم، به جای F_y و ضریب ϕ برابر یک قابل محاسبه می‌باشد.

ب- مقاومت مورد انتظار اعضا تحت کشش، Q_{CE}، براساس رابطه (۵-۱۱) قابل محاسبه می‌باشد.

$$Q_{CE} = T_{CE} = AF_{ye} \qquad (۱۱-۵)$$

۳- چشمه‌ی‌اتصال: مقاومت چشمه‌ی اتصال براساس رابطه (۵-۴) محاسبه می‌شود.

۴- اتصال تیر به ستون: مقاومت اتصالات باید بر پایه‌ی کنترل مکانیزم حاکم براساس کلیه مودهای شکست ممکن، محاسبه شود.

۵- اتصال بین عضو فولادی و بتنی: اتصالات اعضای فولادی به اعضای بتنی از جمله صفحه کف ستون باید الزامات این فصل و فصل ۶ را به منظور تعیین مقاومت برآورده نمایند.

مقاومت اتصالات بین اعضای بتنی و فولادی باید برمبنای کوچک‌ترین مقدار حاصل از حالات حدی مقاومت ورق اتصال و مقاومت پیچ‌های مهاری محاسبه شود.

مقاومت ورق اتصال برمبنای کوچک‌ترین مقدار حاصل از حالات حدی مقاومت مورد انتظار پیچ یا جوش، تنش لهیدگی مورد انتظار بتن و تنش حد تسلیم مورد انتظار، F_{y_e} ورق اتصال محاسبه می‌شود.

مقاومت پیچ‌های‌مهاری اتصال عضو فولادی و بتنی نیز باید برمبنای کوچک‌ترین مقدار حاصل از حالات حدی مقاومت جاری‌شدن برشی یا کششی پیچ‌های‌مهاری یا کاهش طول مهاری و یا براساس قلوه کنی، پکیدگی یا اهرم شدگی بتن محاسبه شود.

۵-۳-۲-۳-۳- روش استاتیکی غیرخطی

در این روش رابطه‌ی نیرو- تغییرشکل مطابق شکل (۵-۲) باید برای هر جزء براساس بند (۵-۲-۱-۲) مشخص شود. مقادیر مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} و کرانه‌ی پایین مقاومت، Q_{CL}، برای اجزای سازه‌ای فولادی مطابق با روش‌های خطی بیان‌شده در بند (۵-۳-۲-۳-۲) قابل محاسبه می‌باشد.

۵-۳-۲-۳-۴- روش دینامیکی غیرخطی

برای این روش رفتار کامل چرخه‌ای هر جزء باید براساس آزمایش تعیین شود.

۵-۳-۲-۴- معیارهای پذیرش

۵-۳-۲-۴-۱-کلیات

معیارهای پذیرش اجزا براساس ضوابط کلی بند (۵-۲-۲) و ملاحظات مشخص‌شده در این بند محاسبه می‌شود.

۵-۳-۲-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱-تیرها: معیارهای پذیرش مشخص‌شده در این بند مربوط به اعضای خمشی است که نیروی محوری در آن‌ها کمتر از ۱۰ درصد ظرفیت محوری عضو می‌باشد.

خمش و برش در تیرها باید تغییرشکل‌کنترل در نظر گرفته شود. مقادیر ضریب m که در رابطه (۳-۲۸) استفاده می‌شود، باید مطابق زیر تعیین گردد:

الف- برای تیرهای با خمش حول محور قوی در صورتی‌که $L_b \le L_P$ باشد، یا تیرهای با خمش حول محور ضعیف و یا تیرهایی که مقاومت برشی جان بدون سخت‌کننده حاکم بر مقاومت آن می‌باشد، مقادیر ضریب m باید براساس جدول (۵-۲) تعیین شود. همچنین در تیرهای مدفون‌شده در داخل بتن مشروط بر آن‌که در هنگام وقوع زلزله بتن جدا نشود، از مقادیر m ردیف الف تیرها در جدول (۵-۲) می‌توان استفاده نمود.

ب- برای تیرهای با خمش حول محور قوی که در آن ها به علت کمانش جانبی پیچشی $Q_{CE} < M_{P_{CE}}$ می باشد، به جای مقدار m جدول (۵-۲) باید از مقدار موثر m_e که از رابطه (۵-۱۲) حاصل می‌شود، استفاده نمود.

$$m_e = m - [m-1]\frac{M_P - M_n}{M_P - M_r} \ge 1 \qquad (۵-۱۲)$$

M_r : حداکثر لنگر خمشی که در آن حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیرارتجاعی حاکم است و مقدار آن طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (روش حدی) با انتخاب $L_b = L_r$ تعیین می‌شود؛

M_P : ظرفیت خمشی پلاستیک طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) است؛

M_n : ظرفیت خمشی عضو خمشی بر اساس بند (۵-۳-۲-۳-۲)؛

m : مقادیر داده شده در جدول (۵-۲) ؛

پ- در قطعات متشکل از دو یا چند نیمرخ که به وسیله‌ی بست افقی به یکدیگر متصل می‌شوند، به هنگامی‌که مقاومت ورق‌های بست که برش را تحمل می‌نمایند حاکم شود مقادیر m داده‌شده در جدول باید نصف شود. در صورتی می‌توان مقادیر بزرگ‌تری را برای m انتخاب نمود که نتیجه‌ی تحلیل یا آزمایش مقادیر بزرگ‌تری را نشان دهد. در هرحال نیاز به انتخاب m کمتر از یک نمی‌باشد. در قطعات مرکب تیرهایی که به صورت مختلط با بتن کاملاً درگیر می‌باشند، در صورتی‌که در هنگام وقوع زلزله بتن جدا نشود نیاز به کنترل کمانش ورق‌های بست نمی‌باشد.

۲ – ستون‌ها: معیارهای پذیرش ستون‌ها با توجه به نوع تلاش عضو مطابق زیر می‌باشد:

۲-۱- رفتار اعضای فولادی در نیروی محوری فشاری نیروکنترل می‌باشد و لذا براساس رابطه (۳-۲۹) ارزیابی می‌شوند.

۲-۲- معیارهای پذیرش ستون‌ها تحت اثر توام نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی مطابق زیر می‌باشد:

الف- در ستون‌های فولادی که تحت اثر توام نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی قرار دارند درصورتیکه نیروی محوری واردشده بیش از ۵۰٪ کرانه پایین مقاومت فشاری ستون، P_{CL}، نباشد، رفتار آن‌ها از نظر خمش تغییرشکل‌کنترل و از نظر نیروی محوری فشاری نیروکنترل می‌باشد. لذا در ترکیب تنش‌ها رابطه‌ی اندرکنش به بر اساس رابطه (۵-۱۳)خواهد شد:

هرگاه $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \le 0.2$:

$$\frac{P_{UF}}{2\kappa P_{CL}} + \frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \le 1.0 \qquad (۵-۱۳)$$

و اگر $0.2 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \le 0.5$:

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \right) \le 1.0 \qquad (۵-۱۴)$$

در روابط (۵-۱۳) و (۵-۱۴):

P_{UF} : نیروی محوری ستون محاسبه‌شده براساس مورد ۲ بند (۳-۶-۱-۱)؛

P_{CL} : کرانه پایین مقاومت فشاری ستون که براساس رابطه (۵-۱۰) محاسبه می‌شود؛

M_{UDx} : لنگر خمشی حول محور x عضو، محاسبه‌شده براساس مورد ۱ بند (۳-۶-۱-۱) (با در نظر گرفتن اثرات $P-\Delta$)؛

M_{UDy} : لنگر خمشی حول محور y عضو، محاسبه‌شده براساس مورد ۱ بند (۳-۶-۱-۱) (با در نظر گرفتن اثرات $P-\Delta$)؛

M_{CEx} : مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور x که براساس بند (۵-۳-۲-۳-۲) محاسبه می‌شود؛

M_{CEy} : مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور y که براساس بند (۵-۳-۲-۳-۲) محاسبه می‌شود؛

κ : ضریب آگاهی؛

m_x : مقدار ضریب m برای ستون‌ها در خمش حول محور x با توجه به جدول (۵-۲)؛

m_y : مقدار ضریب m برای ستون‌ها در خمش حول محور y با توجه به جدول (۵-۲).

ب- در ستون‌های فولادی که نیروی محوری فشاری واردشده بیش از ۵۰٪ مقدار کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون، P_{CL} می‌باشد رفتار ستون چه از نظر خمشی و چه از نظر نیروی محوری فشاری نیروکنترل بوده و لذا در ترکیب تنش‌ها رابطه‌ی اندرکنش به صورت زیر خواهد شد.

هرگاه $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} > 0.5$

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{UFx}}{\kappa M_{CLx}} + \frac{M_{UFy}}{\kappa M_{CLy}}\right) \le 1.0 \qquad (۱۵-۵)$$

در رابطه (۵-۱۵):

M_{UF} : لنگر خمشی حول محور x یا y محاسبه‌شده براساس مورد ۲ بند (۳-۶-۱-۱)

M_{CL} : کرانه‌ی پایین مقاومت خمشی عضو حول محور x یا y که براساس بند (۵-۳-۲-۳-۲) با جایگزینی F_{yLB} ،کرانه‌ی پایین تنش حد تسلیم، به جای F_{ye} و ضریب ϕ برابر یک محاسبه می‌شود.

مقادیر m برای ستون‌های مرکب با بست افقی یا مورب که حول محور بدون مصالح خمیده می‌شوند، در صورتیکه این ستون ها کلیه ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) را رعایت نموده باشند، مطابق جدول (۵-۲) تعیین می شوند. در صورتیکه این ستون ها ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) را رعایت نکرده باشند، آسیب‌پذیر تلقی خواهند شد.

۲-۳- اعضای فولادی تحت اثر نیروی‌محوری‌کششی با رفتار تغییرشکل‌کنترل می‌باشند و لذا براساس رابطه (۳-۲۸) ارزیابی می‌شوند.

۲-۴- ستون‌های فولادی که تحت اثر توام نیروی محوری کششی و لنگر خمشی قرار دارند، اعضای با رفتار تغییرشکل‌کنترل محسوب‌شده و در این حالت رابطه‌ی ترکیب تنش به صورت رابطه (۵-۱۶) خواهد شد.

$$\frac{T_{UD}}{m_t \kappa T_{CE}} + \frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \le 1.0 \qquad (۱۶-۵)$$

در رابطه (۵-۱۶):

مقادیر M_{UDx} ،M_{UDy} ، M_{CEx} ،M_{CEy} همان تعاریف پارامترهای رابطه (۵-۱۳) را دارند.

m_t : مقدار m برای تیر یا ستون تحت کشش بوده که براساس جدول (۵-۲) تعیین می‌شود؛

m_x و m_y : مقادیر m تعریف شده در رابطه (۵-۱۳)؛

T_{UD}: نیروی محوری کششی ستون محاسبه‌شده بر اساس مورد ۱ بند (۳-۶-۱-۱)؛

T_{CE}: مقاومت کششی مورد انتظار که براساس رابطه (۵-۱۱) محاسبه می‌شود.

۳- چشمه‌ی اتصال در اتصالات صلب: رفتار برشی چشمه‌ی‌اتصال تغییرشکل‌کنترل بوده و براساس رابطه (۳-۲۸) ارزیابی می‌شود. مقاومت برشی مورد انتظار چشمه‌ی‌اتصال، Q_{CE}، براساس رابطه (۵-۴) محاسبه‌شده و مقدار ضریب m نیز از جدول (۵-۲) تعیین می‌شود.

۴- اتصالات صلب تیر- ستون: معیارهای پذیرش برای اتصالات صلب براساس رفتار آن‌ها مطابق زیر می‌باشد:

الف- اتصالات با رفتار تغییرشکل کنترل: اتصالات صلب مشخص‌شده در بند (۵-۳-۲-۱) با رفتار تغییرشکل‌کنترل بوده و براساس رابطه (۳-۲۸) با مقادیر Q_{UD} و Q_{CE} محاسبه‌شده برای اجزای بحرانی اتصال و با مقدار m حاصل از جدول (۵-۲) که در صورت لزوم مطابق این بند تغییر می‌نماید، ارزیابی می‌شوند.

در اتصال، جزییات ورق‌های پیوستگی، مقاومت چشمه‌ی اتصال، نسبت دهانه به عمق تیر و بالاخره لاغری بال و جان تیر در معیارهای پذیرش و نهایتاً در مقدار m موثر می‌باشد. لذا مقادیر m داده‌شده در جدول (۵-۲) با استفاده از حاصلضرب ضرایب مربوط به عدم اقناع هر یک از چهار شرط زیر کاهش داده خواهد شد. در هر حال لازم نیست مقدار آن کم‌تر از یک انتخاب شود.

شرط اول (اثرات ورق پیوستگی): در اثر عدم اقناع یکی از شرایط بیان‌شده در زیر مقدار m باید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2}$ با و یا بدون وجود ورق پیوستگی

یا

$\frac{b_{bf}}{7} \leq t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2}$ و با ورق پیوستگی به ضخامت $t \geq \frac{t_{bf}}{2}$

یا

$t_{cf} < \frac{b_{bf}}{7}$ و با ورق پیوستگی به ضخامت $t \geq t_{bf}$

در روابط فوق t_{cf} ضخامت بال ستون، t_{bf} ضخامت بال تیر و b_{bf} عرض بال تیر می‌باشد.

شرط دوم (اثرات چشمه‌ی اتصال): در صورت عدم اقناع شرایط زیر مقدار m باید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

$$0.6 \leq \frac{V_{pz}}{V_y} \leq 0.9 \qquad (۵-۱۷)$$

که در آن $V_y = 0.55F_{y_{e(col)}} d_c t_{cw}$ و V_{pz} برش محاسبه‌شده در چشمه‌ی اتصال در مرحله‌ی شکل‌گیری مفصل خمیری در ناحیه‌ی بحرانی در اتصال می‌باشد. مقدار V_{pz} در صورتی‌که M_y تیر (برش متناظر با تنش حد تسلیم در بال) در وجه ستون شکل گیرد برابر است با:

$$V_{PZ} = \frac{\sum M_{y\,(beam)}}{d_b}\left[\frac{L}{L-d_c}\right]\left[\frac{h-d_b}{h}\right], \quad M_{y\,[beam]} = SF_{ye}$$

که در آن L طول دهانه، h ارتفاع طبقه و مقادیر d_b و d_c به ترتیب ارتفاع نیم‌رخ تیر و ستون می‌باشند.

شرط سوم (اثرات نسبت دهانه به عمق تیر): هرگاه نسبت دهانه‌ی آزاد به عمق تیر، L_e/d بزرگ‌تر از ۱۰ شود، مقادیر m در جدول (۵-۲) باید در ضریب $1.4 - 0.04\frac{L_e}{d}$ ضرب شوند.

شرط چهارم (اثرات لاغری بال و جان تیر): هرگاه نسبت ابعادی اجزای بال و جان تیر شرایط بیان‌شده در زیر را داشته باشند نیاز به تغییر مقدار m نمی‌باشد.

$$\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad , \quad \frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

در صورتی‌که هرکدام از نسبت‌های ابعادی اجزای بال یا جان تیر از مقادیر زیر تجاوز نمایند مقدار ضریب m باید در عدد ۰/۵ ضرب شود.

$$\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad , \quad \frac{h}{t_w} \ge 3.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

برای مقادیر دیگر از نسبت ابعادی بال و یا جان تیر بین مقادیر داده‌شده در بالا مقدار ضریب اصلاح با استفاده از درون‌یابی خطی و براساس کوچک‌ترین مقدار ضریب اصلاح حاصل تعیین می‌شود .

ب- اتصالات با رفتار نیروکنترل: اتصالات صلبی که براساس شکل‌گیری مفصل خمیری در تیر و به دور از وجه ستون طراحی می‌شود باید با رفتار نیروکنترل با توجه به رابطه (۵-۱۸) طراحی شود.

$$Q_{CLco} \ge Q_{CEb} \qquad (۵-۱۸)$$

که در آن:

Q_{CLco}: کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال؛

Q_{CEb}: مقاومت خمشی مورد انتظار تیر.

۵- اتصال عضو فولادی و بتنی: اتصالات اعضای فولادی به اعضای بتنی از جمله صفحه کف ستون باید الزامات این فصل و فصل ۶ را به منظور طبقه‌بندی تلاش اعضا تحت عناوین تغییرشکل‌کنترل یا نیروکنترل برآورده نمایند.

الف- مود شکست اتصال تغییرشکل‌کنترل : در صورتی که اتصال ستون به سازه پی بوسیله‌ی اتصال ستون به کف ستون باشد و مودهای شکست حاکم به‌وسیله، تسلیم ورق کف ستون، تسلیم پیچ‌ها یا شکست جوش کنترل شود، رفتار اتصال باید تغییرشکل-کنترل منظور شود. برای تسلیم صفحه‌ی کف ستون، تسلیم پیچ و شکست جوش می‌توان از مقادیر m داده‌شده در جدول (۵-۲) برای اتصال نیمه‌صلب با ورق انتهایی بنا به حالت حدی مربوطه استفاده نمود.

ب- مود شکست اتصال نیروکنترل : در صورتی‌که اتصال عضو فولادی و بتنی به‌وسیله پیچ‌های مهاری انجام شود (نظیر اتصال صفحه کف ستون و پی بتنی) و مودهای شکست حاکم پیچ مهاری به وسیله‌ی، قلوه‌کنی، پکیدگی، اهرم‌شدگی یا کمبود طول مهار و یا کشش و برش پیچ‌های مهاری کنترل شود، رفتار اتصال باید نیروکنترل منظور شود.

۵-۳-۲-۴-۳- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تلاش‌های محاسبه‌شده در اجزای سازه باید ضوابط مورد بحث در بند (۳-۶-۲) را اقناع نماید. مقادیر حداکثر تغییرمکان‌های غیرالاستیک مجاز باید براساس معیارهای پذیرش جدول‌های (۵-۳) و (۵-۴) تعیین شوند.

۱- تیرها: عملکرد خمشی تیرها برمبنای رفتار تغییرشکل‌کنترل می‌باشد. مقدار تغییرشکل دورانی خمیری مجاز این نوع اعضا در جدول (۵-۳) داده شده است. در این جدول‌ها θ_y براساس بند (۵-۲-۱-۲) محاسبه می‌شود.

۲- ستون‌ها: معیارهای پذیرش ستون‌ها با توجه به نوع تلاش عضو مطابق بندهای الف و ب و پ می‌باشد:

الف- نیروی محوری فشاری در ستون‌ها نیروکنترل محسوب شده و مقدار P_{CL} براساس بند (۵-۳-۲-۳-۲) محاسبه می‌شود.

ب- تلاش خمشی در ستون‌های همراه با نیروی محوری که در تغییرمکان هدف، مقدار نیروی محوری کم‌تر از $0/5\,P_{CL}$ دارند تغییرشکل‌کنترل محسوب شده و مقدار حداکثر مجاز دوران خمیری این اعضا بسته به فشردگی مقطع و مقدار نیروی محوری از جدول (۵-۳) تعیین می‌شود. در این جداول θ_y براساس بند (۵-۲-۱-۲) محاسبه می‌شود.

پ- تلاش خمشی در ستون‌هایی که نیروی محوری در تغییرمکان‌هدف برابر و یا بیش از $0/5\,P_{CL}$ می‌باشد نیروکنترل محسوب‌شده و باید توسط رابطه (۵-۱۶) ارزیابی شوند.

۳- چشمه‌ی اتصال در اتصالات صلب: چرخش خمیری مورد انتظار در چشمه‌ی اتصال نیز با توجه به معیارهای پذیرش داده‌شده در جدول (۵-۳) تعیین می‌شود.

۴- اتصالات صلب تیر- ستون: معیارهای پذیرش برای اتصالات صلب براساس رفتار آن‌ها مطابق زیر می‌باشد:

الف- اتصالات با رفتار تغییرشکل‌کنترل: اتصالات صلب مشخص‌شده در بند (۵-۳-۲-۱) با رفتار تغییرشکل‌کنترل بوده و مقدار چرخش خمیری حاصل از تحلیل باید با مقدار داده شده در جدول (۵-۳) که بسته به مورد مطابق شرایط زیر تغییر می‌نماید مقایسه‌شود. در یک اتصال، جزییات ورق‌های پیوستگی، مقاومت چشمه‌ی اتصال، نسبت دهانه به عمق تیر و بالاخره لاغری بال و جان تیر در معیارهای پذیرش موثر می‌باشد. لذا مقادیر مجاز چرخش خمیری با استفاده از حاصلضرب ضرایب مربوط به عدم اقناع هر یک از چهار شرط زیر کاهش می‌یابد.

شرط اول (اثرات ورق پیوستگی): در صورت عدم اقناع شرایط زیر مقدار چرخش خمیری داده‌شده در جدول (۵-۳) باید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2}$ با و یا بدون وجود ورق پیوستگی

یا

$\frac{b_{bf}}{7} \leq t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2}$ و با ورق پیوستگی به ضخامت $t \geq \frac{t_{bf}}{2}$

یا

$t_{cf} < \frac{b_{bf}}{7}$ و با ورق پیوستگی به ضخامت $t \geq t_{bf}$

در روابط فوق t_{cf} ضخامت بال ستون و b_{bf} عرض بال تیر می‌باشد.

شرط دوم (اثرات چشمه‌ی اتصال): در صورت عدم اقناع شرایط زیر مقدار چرخش خمیری داده‌شده در جدول (۵-۳) باید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

$$0.6 \leq \frac{V_{pz}}{V_y} \leq 0.9$$

که در آن $V_y = 0.55F_{y_{e(col.)}}d_c t_{cw}$ و V_{pz} برش محاسبه‌شده در چشمه‌ی اتصال در مرحله‌ی شکل‌گیری مفصل خمیری در ناحیه‌ی بحرانی در اتصال می‌باشد. مقدار V_{pz} در صورتی‌که مفصل خمیری در وجه ستون شکل گیرد برابر است با:

$$V_{pz} = \frac{\sum M_{y[beam]}}{d_b}\left[\frac{L}{L-d_c}\right]\left[\frac{h-d_b}{h}\right] \quad ،M_{y[beam]} = SF_y$$

که در آن L طول دهانه، h ارتفاع طبقه، مقادیر d_b و d_c به ترتیب ارتفاع نیم‌رخ تیر و ستون و S اساس مقطع تیر می‌باشد.

شرط سوم (نسبت دهانه به عمق تیر): هرگاه نسبت دهانه‌ی آزاد به عمق تیر، $\frac{L_e}{d}$، کم‌تر از ۸ باشد، مقدار چرخش خمیری در جدول (۵-۳) باید در ضریب $0.5^{\left(8-L_e/d\right)/3}$ ضرب شود.

شرط چهارم (اثرات لاغری بال و جان تیر): هرگاه نسبت ابعادی اجزای بال و جان تیر شرایط زیر را اقناع نماید نیاز به تغییر مقدار چرخش خمیری در جدول (۵-۳) نمی‌باشد.

$$\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad \text{و} \quad \frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

در صورتی‌که هرکدام از نسبت‌های ابعادی اجزای بال یا جان تیر از مقادیر زیر تجاوز نماید مقدار چرخش خمیری داده‌شده در جدول (۵-۳) باید در ضریب ۰/۵ ضرب شود.

$$\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad \text{و} \quad \frac{h}{t_w} \ge 3.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

برای مقادیر دیگر از نسبت‌های ابعادی بال و یا جان تیر بین مقادیر داده‌شده در بالا، مقدار ضریب اصلاح چرخش خمیری با استفاده از درون‌یابی خطی و براساس کوچک‌ترین مقدار حاصل تعیین می‌شود.

ب- اتصالات با رفتار نیروکنترل: اتصالات صلبی که براساس شکل‌گیری مفصل خمیری در تیر و به دور از وجه ستون طراحی می‌شوند باید با رفتار نیروکنترل و با بررسی آن که کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال بیش‌تر از مقاومت خمشی مورد انتظار تیر در محل اتصال باشد، ارزیابی شوند.

۵- اتصال عضو فولادی و بتنی: اتصالات اعضای فولادی به اعضای بتنی از جمله صفحه کف ستون باید الزامات این فصل و فصل ۶ را به منظور طبقه‌بندی تلاش اعضا تحت عناوین تغییرشکل‌کنترل یا نیروکنترل برآورده نمایند.

الف- مود شکست اتصال تغییرشکل‌کنترل : در صورتی که اتصال ستون به سازه پی بوسیله‌ی اتصال ستون به کف ستون باشد و مودهای شکست حاکم به‌وسیله، تسلیم ورق کف ستون، تسلیم پیچ‌ها یا شکست جوش کنترل شود، رفتار اتصال باید تغییرشکل‌کنترل منظور شود. برای تسلیم صفحه‌ی کف ستون، تسلیم پیچ و شکست جوش می‌توان از مقادیر داده‌شده در جدول (۵-۳) برای اتصال نیمه‌صلب با ورق انتهایی بنا به حالت حدی مربوطه استفاده نمود.

ب- مود شکست اتصال نیروکنترل : در صورتی‌که اتصال عضو فولادی و بتنی به‌وسیله پیچ‌های مهاری انجام شود (نظیر اتصال صفحه‌ی کف ستون و پی بتنی) و مودهای شکست حاکم پیچ مهاری به وسیله‌ی، قلوه‌کنی، پکیدگی، اهرم‌شدگی یا کمبود طول مهار و یا کشش و برش پیچ مهاری کنترل شود، رفتار اتصال باید نیروکنترل منظور شود.

۵-۳-۲-۵- معیارهای بهسازی

اجزای سازه فولادی که معیارهای پذیرش مشخص‌شده در بندهای قبل را برای سطح عملکرد انتخابی تامین ننمایند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۴) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۵-۳-۳- قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌صلب

اتصالات نیمه صلب، اتصالاتی هستند که در جدول (۵-۱) به عنوان نیمه صلب معرفی شده است.

۵-۳-۳-۱- کلیات

اتصالات نیمه‌صلب قاب‌های خمشی در جدول (۵-۱) مشخص شده است. برای اتصالاتی که در جدول (۵-۱) مشخص نشده‌اند، در صورتی این اتصالات نیمه‌صلب درنظر گرفته می‌شوند که شرایط زیر را برآورده نمایند.

۱- مقاومت اتصال کمتر از مقاومت ضعیف‌ترین دو عضو متصل‌شونده (تیر یا ستون) باشد؛

۲- مشارکت تغییرشکل اتصال در کل تغییرمکان جانبی قاب بیشتر از ۱۰٪ باشد؛

در یک اتصال نیمه‌صلب ضعیف‌ترین مکانیزم شکست، حاکم بر رفتار گره اتصال خواهد بود.

۵-۳-۳-۲- سختی

۵-۳-۳-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱ – تیرها، ستون‌ها و چشمه‌های اتصال: سطح مقطع محوری، سطح مقطع برشی و لنگر اینرسی و سختی تیرها،ستون‌ها و چشمه‌های اتصال باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۱-۱) تعیین شوند.

۲ – گره اتصال: برای اعمال سختی گره اتصال در مدل‌سازی قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌صلب می‌توان مطابق یکی از روش‌های زیر عمل نمود:

الف- در این روش گره اتصال در مدل‌سازی وارد می‌گردد و همچنین در محاسبه‌ی تغییرمکان قاب، تغییرشکل اتصال نیز باید منظور شود.

مقدار سختی K_θ برای هر اتصال نیمه‌صلب جهت تحلیل قاب‌های با این نوع اتصال می‌تواند براساس آزمایش و یا یک تحلیل مناسب تعیین شود. سختی K_θ را می‌توان به روش تقریبی از رابطه (۵-۱۹) برآورد نمود.

$$K_\theta = \frac{M_{CE}}{0.005} \qquad (۱۹-۵)$$

در رابطه‌ی فوق M_{CE} لنگر مقاوم مورد انتظار می‌باشد.

رابطه‌ی (۵-۱۹) برای قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌صلب زیر مورد قبول می‌باشد:

- اتصالات نیمه‌صلب لخت و اتصالات نیمه‌صلبی که در مصالح بنایی محصور شده‌اند. در اینجا از اثر مختلط نمی‌توان جهت تعیین M_{CE} استفاده نمود؛

– اتصالات نیمه‌صلبی که در بتن محصور شده‌اند، که در آن مقاومت اسمی M_{CE} برای اتصال فوق باید با توجه بـه اثـر مخـتلط فولاد و بتن در برگیرنده محاسبه شود؛

برای دیگر اتصالات نیمه‌صلب ذکرنشده در بندهای قبل، مقدار سختی دورانی با توجه به رابطه (۵–۲۰) برآورد می‌شود.

$$K_\theta = \frac{M_{CE}}{0.003} \qquad (۵–۲۰)$$

مقاومت اتصال M_{CE} در بند (۵–۳–۳–۳) محاسبه شده است.

ب– در این روش به‌جای مدل‌سازی گره اتصال، می‌توان در مدل‌سازی، اتصالات را صلب منظور نمود مشروط بر آن‌که، سـختی تیرهای منتهی به اتصال به‌وسیله‌ی رابطه (۵–۲۱) اصلاح شود.

$$EI_b \ (\text{اصلاح شده}) = \frac{1}{\frac{6}{L_b K_\theta} + \frac{1}{EI_b}} \qquad (۵–۲۱)$$

که در آن:

K_θ: سختی فنر چرخشی معادل اتصال که براساس رابطه (۵–۱۹) یا (۵–۲۰) محاسبه می‌شود؛

E: ضریب ارتجاعی؛

I_b: لنگر اینرسی تیر؛

L_b: طول دهانه‌ی تیر از مرکز تا مرکز.

با تحلیل قاب بدین روش مقدار چرخش اتصال، همان چرخش حاصل در تیر در گره اتصال خواهد بود.

۵–۳–۳–۲–۲– روش استاتیکی غیرخطی

هرگاه از روش استاتیکی غیرخطی بیان شده در فصل ۳ استفاده شود، می‌توان از معیارهای بیان‌شده در این بند در تحلیل استفاده نمود.

۱– خواص محدوده‌ی ارتجاعی خطی اجزا باید مطابق بند (۵–۳–۳–۲–۱) مدل شود.

۲– برای تیرها، تیر– ستون‌ها و چشمه‌های اتصال باید از رفتار غیر خطی لنگـر– انحنـا و یـا بـار– تغییرمکـان داده‌شـده در بنـد (۵–۲–۱–۲) استفاده نمود.

۳– جهت رفتار لنگر– دوران اتصال نیمه‌صلب می‌توان از نتایج آزمایش‌ها بهره گرفت. اما در صورت نداشـتن نتـایج قابـل قبـول می‌توان از دیاگرام لنگر– دوران داده‌شده در شکل (۵–۲) با مقادیر a وb و c داده‌شده در جدول‌های (۵–۳) و (۵–۴) استفاده نمود. در اتصالات نیمه‌صلبی که رابطه‌ی (۵– ۱۹) در مورد آن‌ها صادق است، مقدار θ_y برابر با ۰/۰۰۵ انتخاب می‌شود، برای دیگـر اتصـالات مقدار θ_y برابر ۰/۰۰۳ انتخاب می‌شود.

۵-۳-۳-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

در این روش لازم است رفتار چرخه‌ای کامل هر جزء به طور مناسب براساس نتایج آزمایش مدل شود.

۵-۳-۳-۳- مقاومت

۵-۳-۳-۳-۱- کلیات

مقاومت اجزا باید براساس ضوابط کلی بند (۵-۲-۲) و ضوابط مشخص‌شده در این بند محاسبه شود.

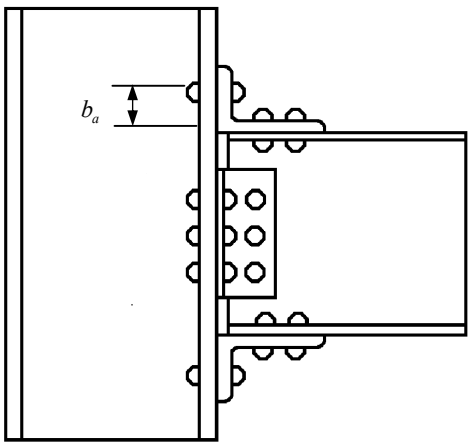
۵-۳-۳-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مقاومت تیرها و ستون‌های فولادی که براساس روش‌های خطی تحلیل می‌شوند براساس بند (۵-۳-۲-۳-۲) در قاب‌های صلب محاسبه می‌شود. مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، برای اتصالات در قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌صلب براساس نتایج آزمایش و یا روش‌های بیان‌شده در این بند محاسبه می‌شود.

۵-۳-۳-۳-۲-۱- اتصال با نبشی‌های بالایی و پایینی

این اتصال با استفاده از نبشی‌های بالایی و پایینی و با استفاده از پیچ یا پرچ جهت اتصال تیر به ستون مطابق شکل (۵-۴) مورد استفاده قرار می‌گیرد. لنگر مقاوم مورد انتظار اتصال، M_{CE}، در جهت اطمینان کوچک‌ترین مقدار حاصل از چهار حالت حدی بیان‌شده در زیر خواهد بود.

الف- حالت حدی ۱: هرگاه برش وسایل اتصال بین بال تیر و بال افقی نبشی، مقاومت اتصال را کنترل نماید، مقدار Q_{CE} باید بر اساس رابطه (۵-۲۲) محاسبه گردد.



شکل (۵-۴): اتصال پیچی یا پرچی تیر به ستون با نبشی

$$Q_{CE} = M_{CE} = d_b \left[F_{Ve} A_b N_b \right] \qquad (۲۲-۵)$$

در روابط فوق: d_b : عمق تیر؛

F_{Ve} : تنش برشی مورد انتظار پیچ‌ها یا پرچ‌ها براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) ؛

A_b : سطح مقطع پیچ یا پرچ؛

N_b : حداقل تعداد پیچ‌ها یا پرچ‌های متصل‌کننده‌ی بال بالا یا پایین تیر به ساق نبشی.

ب- حالت حدی ۲: هرگاه ظرفیت کششی بال افقی نبشی، کنترل‌کننده‌ی ظرفیت اتصال باشد، در این حالت Q_{CE} از رابطه‌ی (۵-۲۳) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} \le P_{CE} \left[d_b + t_a \right] \qquad (۲۳-۵)$$

در رابطه‌ی فوق t_a ضخامت نبشی بوده و مقدار P_{CE} کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده از دو رابطه‌ی زیر خواهد بود.

$$P_{CE} = F_{ye} A_g \qquad \text{بر روی سطح مقطع کل} \qquad (۲۴-۵)$$

$$P_{CE} = F_{ue} A_e \qquad \text{بر روی سطح مقطع موثر} \qquad (۲۵-۵)$$

که در آن:

F_{ye} : تنش تسلیم مورد انتظار مصالح ؛

F_{ue} : تنش نهایی مورد انتظار مصالح؛

A_g : سطح مقطع بال افقی نبشی؛

A_e : سطح مقطع موثر بال افقی نبشی براساس بمبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی).

پ- حالت حدی ۳: هرگاه ظرفیت کششی پیچ یا پرچ که بال قایم نبشی را به بال ستون متصل می‌کند، کنترل‌کننده‌ی ظرفیت اتصال باشد داریم:

$$Q_{CE} = M_{CE} = \left[d_b + b_a \right] \left[F_{te} A_b N_b \right] \qquad (۲۶-۵)$$

که در آن:

b_a : فاصله‌ی نشان‌داده‌شده در شکل (۵-۴)؛

F_{te} : تنش کششی مورد انتظار در پیچ‌ها و پرچ‌ها براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی)؛

A_b : سطح مقطع پیچ یا پرچ؛

N_b : حداقل تعداد پیچ‌ها یا پرچ‌ها که ساق قائم نبشی بالا یا پایین را به بال ستون متصل می‌کند.

ت – حالت حدی ۴: هرگاه تسلیم خمشی بال قائم نبشی کنترل‌کننده‌ی ظرفیت اتصال شود، در این حالت مقدار Q_{CE} در کلیه‌ی اتصالات اعم از پرچی یا پیچی از رابطه‌ی (۵-۲۷) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = \frac{F_{y_e} \left[d_b + b_a \right]}{\left[b_a - \frac{t_a}{2} \right]} \times \frac{w t_a^2}{4} \qquad (۲۷-۵)$$

که در آن w طول نبشی است.

۵-۳-۳-۳-۲-۲- اتصال با استفاده از سپری

در این اتصال سپری بالا و پایین مطابق شکل (۵-۵) به بال ستون پیچ یا پرچ‌شده و بال تیر نیز به‌وسیله پیچ یا پرچ و یا جوش به جان سپری متصل می‌شود.

لنگر مقاوم، M_{CE}، در این حالت کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده از چهار حالت حدی زیر خواهد بود.

الف- حالت حدی ۱: هرگاه برش وسایل اتصال بین بال تیر و جان سپری مقاومت اتصال را کنترل نماید برای اتصالات پرچی یا پیچی از رابطه‌ی (۵-۲۲) مورد استفاده قرار می‌گیرد و برای اتصال جوشی از رابطه‌ی (۵-۲۸) باید استفاده نمود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = d_b \left[R_e \right] \qquad (۲۸-۵)$$

که در آن R_e مقاومت مورد انتظار جوش‌گوشه در برش براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) با فرض $\phi = 1$ می‌باشد.

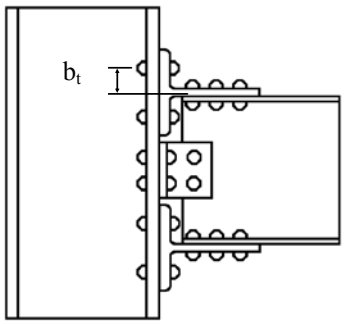
ب- حالت حدی ۲: هرگاه ظرفیت کششی پیچ‌ها یا پرچ‌های متصل‌کننده‌ی بال سپری به بال ستون کنترل‌کننده‌ی ظرفیت اتصال شود، داریم:

$$Q_{CE} = M_{CE} = \left[d_b + 2b_t + t_s \right] \left[F_{te} A_b N_b \right] \qquad (۲۹-۵)$$

که در آن پارامترهای N_b, A_b, F_{te} همان تعریف پارامترهای رابطه‌ی (۵-۲۶) را داشته و علاوه بر آن؛

b_t : فاصله‌ی نشان‌داده‌شده در شکل (۵-۵)؛

t_s : ضخامت جان سپری.



شکل (۵-۵): اتصال پیچی یا پرچی جان سپری به بال تیر

پ- حالت حدی ۳: هرگاه کشش در جان سپری کنترل‌کننده‌ی مقاومت اتصال شود، می‌توان از روابط (۵-۲۴) و (۵-۲۵) جهت تعیین P_{CE} با مقادیر A_g و A_e به ترتیب برابر سطح مقطع کل و سطح مقطع موثر جان سپری و سپس از رابطه‌ی (۵-۲۳) با قراردادن t_s به جای t_a جهت تعیین Q_{CE} استفاده نمود.

ت- حالت حدی ۴: هرگاه خمش بال‌های سپری کنترل‌کننده‌ی مقاومت اتصال شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = 2 \times \frac{F_{y_e}\left[d_b + t_s\right]}{\left[b_t - k_1\right]} \times \frac{wt_f^2}{4} \qquad (۳۰-۵)$$

در رابطه‌ی فوق:

b_t : فاصله‌ی نشان‌داده‌شده در شکل(۵-۵)؛

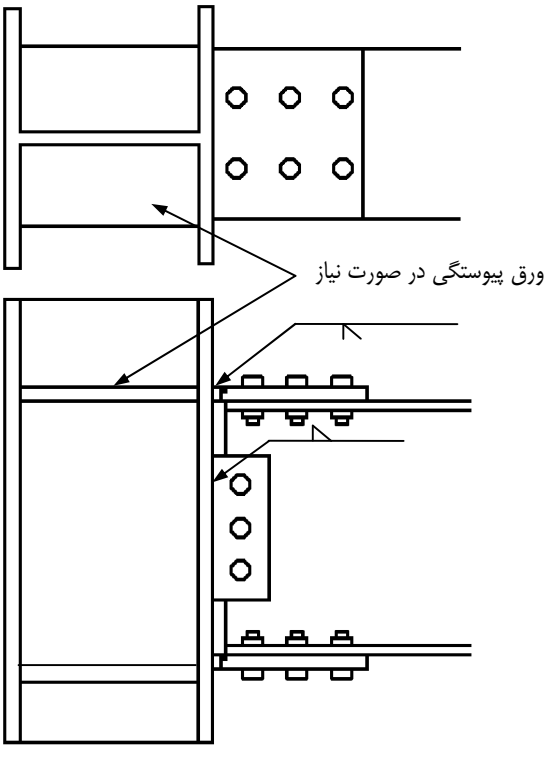
k_1 : فاصله از مرکز جان سپری تا لبه‌ی گردی شروع اتصال جان به بال سپری؛

w : طول سپری؛

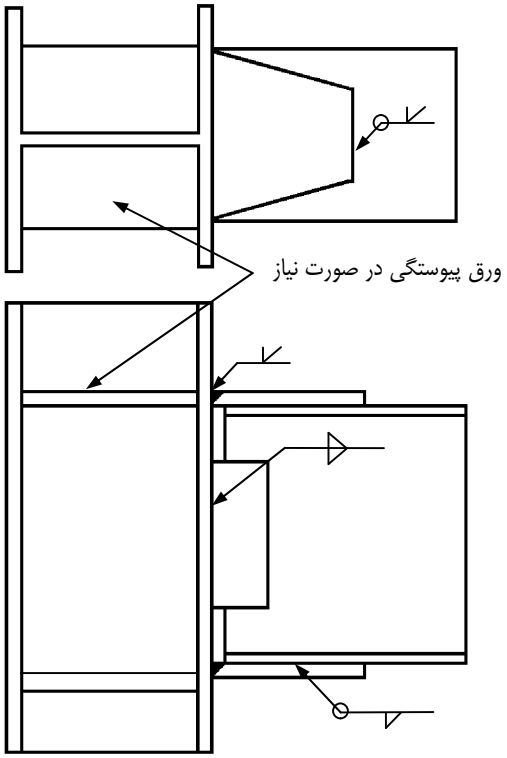
t_f : ضخامت بال سپری.

۵-۳-۳-۳-۲-۳- اتصال با ورق بال

در این اتصال ورق با استفاده از جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل‌شده و همچنین توسط پیچ یا پرچ و یا توسط جوش به بال تیر متصل می‌شود. نمونه‌ی این اتصال در شکل‌های (۵-۶-الف) و (۵-۶-ب) نشان داده شده است، اتصال نبشی یا ورق برش‌گیر جان می‌تواند با استفاده از پیچ، پرچ و یا جوش باشد.



شکل (۵-۶-الف): اتصال ورق به بال تیر با پیچ یا پرچ



شکل (۵-۶-ب): اتصال ورق به بال تیر با جوش

این اتصال در صورتی که مقاومت اتصال از مقاومت تیر متصل‌شونده بیش‌تر باشد، آن را می‌توان به عنوان اتصال صلب منظور نمود.

مقاومت مورد انتظار اتصال، Q_{CE}، در این حالت کوچک‌ترین مقدار حاصل از سه حالت حدی زیر خواهد بود.

الف-حالت حدی۱: هرگاه برش وسایل اتصال بین بال تیر و ورق اتصال، مقاومت اتصال را کنترل نماید، برای اتصالات پرچی یا پیچی رابطه‌ی (۵-۲۲) مورد استفاده قرار می‌گیرد و برای اتصال جوشی از رابطه‌ی (۵-۲۸) باید استفاده نمود.

ب- حالت حدی ۲: هرگاه ظرفیت کششی ورق اتصال کنترل‌کننده‌ی ظرفیت اتصال شود، در این حالت Q_{CE} چه در اتصال جوشی و چه در اتصال پیچی یا پرچی از رابطه‌ی (۵-۲۳) با جایگزینی t_a با t_p ضخامت ورق اتصال محاسبه می‌شود. مقدار P_{CE} نیز بسته به کشش ورق بر روی سطح مقطع کل یا سطح مقطع خالص از روابط (۵-۲۴) و (۵-۲۵) محاسبه خواهد شد.

پ- حالت حدی ۳: هرگاه جوش اتصال ورق به بال ستون کنترل‌کننده‌ی ظرفیت اتصال شود، در این حالت Q_{CE} از رابطه‌ی (۵-۳۱) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = \left(d_b + t_p\right)\left(R_e\right) \qquad (۳۱-۵)$$

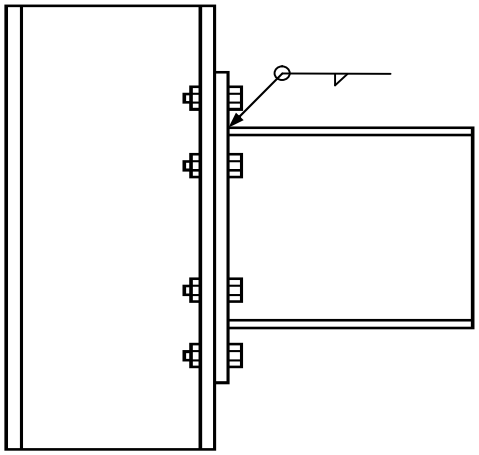
R_e: مقاومت مورد انتظار جوش نفوذی کامل در کشش براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) با فرض $\phi = 1$ می‌باشد.

۵-۳-۳-۳-۲-۴- اتصال با ورق انتهایی

ورق انتهایی جوش‌شده به مقطع تیر و پیچ‌شده به بال ستون مطابق شکل (۵-۷) در صورتی که کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال (حالت حدی ۱) یا مقاومت مورد انتظار اتصال (حالت حدی ۲) برابر یا بیش‌تر از مقاومت مورد انتظار تیر متصل‌شونده باشد، می‌تواند به عنوان اتصال صلب منظور شود.

الف-حالت حدی ۱: کرانه‌ی پایین مقاومت، $Q_{CL} = M_{CL}$، براساس حالت حدی از پیچ‌ها که تحت اثر مشترک کشش و برش می‌باشند، محاسبه می‌شود. برای این منظور باید از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) با فرض $\phi = 1$ استفاده گردد.

ب- حالت حدی ۲: مقاومت مورد انتظار، $Q_{CE} = M_{CE}$، براساس حالت حدی خمش در ورق انتهایی[۱] محاسبه می‌شود.



شکل (۵-۷): اتصال با ورق انتهایی

۱- از مراجع معتبر مثل AISC 358 استفاده گردد.

۵-۳-۳-۳-۲-۵- اتصال نیمه‌صلب با دال بتنی فوقانی مختلط

سختی و مقاومت مورد پذیرش برای این نوع اتصال باید برپایه‌ی روش تحلیلی منطقی و یا نتایج آزمایش تعیین شود. در این حالت دال بتنی مختلط باید ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) مربوط به تیرهای مختلط را برآورده نموده و نیروی کششی بال با آرماتورهای پیوسته تامین شده باشد.

۵-۳-۳-۳-۳- روش استاتیکی غیرخطی

در این روش رابطه‌ی نیرو–تغییرشکل مطابق شکل (۵–۲) باید برای هر عضو یا جزء و براساس بند (۵–۲–۱–۲) مشخص گردد.

۱ – تیرها، ستون‌ها و چشمه‌های اتصال: مقادیر مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} و کرانه پایین مقاومت، Q_{CL}، برای اجزای سازه‌ای فولادی مطابق با روش خطی بیان شده در بند (۵–۳–۲–۳–۳) قابل محاسبه می‌باشد.

۲– گره اتصال: مقادیر مقاومت مورد انتظار ، Q_{CE}، اتصالات نیمه‌صلب همان مقادیر محاسبه‌شده در روش‌های خطی در بند (۵–۳–۳–۳–۲) خواهد بود. برای مدل‌سازی اتصالات نیمه‌صلب بحرانی‌ترین حالت حدی اتصال درنظر گرفته شده و منحنی رفتاری مربوطه انتخاب می‌شود.

۵-۳-۳-۳-۴- روش دینامیکی غیرخطی

برای این روش رفتار چرخه‌ای هر جزء باید براساس آزمایش تعیین شود.

۵-۳-۳-۴- معیارهای پذیرش

۵-۳-۳-۴-۱- کلیات

معیارهای پذیرش اجزا براساس ضوابط کلی بند (۵–۲–۲) و ملاحظات مشخص‌شده در این بند محاسبه می‌شود.

۵-۳-۳-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مطابق بند (۳–۶–۱) تلاش‌های واردشده بر هر عضو باید با ظرفیت آن عضو مقایسه شود.

مقدار ضریب m برای اجزا و اتصالات قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌صلب باید براساس جدول (۵–۲) تعیین شود. حالات حدی که در جدول (۵–۲) ذکر نشده‌اند باید با رفتار نیروکنترل بررسی شوند. برای اتصالات نیمه صلبی که در جدول (۵–۲) ذکر نشده اند، مقدار m باید بر اساس آزمایش های معتبر تعیین شود.

۵-۳-۳-۴-۳- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تلاش‌های محاسبه‌شده اجزا باید ضوابط بند (۳–۶–۲) را اقناع نمایند. حداکثر تغییرمکان غیرخطی مجاز براساس جدول‌های (۵–۳) و (۵–۴) تعیین می‌شود. برای اتصالات نیمه صلبی که در جداول (۵–۳) و (۵–۴) ذکر نشده اند، حداکثر تغییر مکان غیرخطی مجاز باید بر اساس آزمایش های معتبر تعیین شود.

۵-۳-۳-۵- معیارهای بهسازی

اجزای سازه‌های فولادی نیمه‌صلبی که معیارهای پذیرش مشخص‌شده در بندهای قبل را برای سطح عملکرد انتخابی تامین ننمایند، باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۴) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۵-۴- قاب‌های با مهاربندی فولادی

۵-۴-۱- کلیات

قاب‌های با مهاربندی فولادی به قاب‌هایی گفته می‌شود که باربری لرزه‌ای آن‌ها بطور عمده توسط نیروهای محوری اعضای دهانه مهاربندی‌شده تامین شود.

روش‌های مدل‌سازی و معیارهای بهسازی قاب‌های با مهاربندی همگرا و واگرا به ترتیب در بندهای (۵-۴-۲) و (۵-۴-۳) ذکرشده است. اجزای قاب‌های با مهاربندی همگرا و واگرا شامل ستون‌ها، تیرها، مهاربندها و اتصالات آن‌ها می‌باشد. قاب‌های با مهاربندی واگرا، اجزای قاب تیر پیوند را نیز شامل می‌گردد.

۵-۴-۲- قاب‌های با مهاربندی همگرا

۵-۴-۲-۱-کلیات

قاب با مهاربند همگرا سیستمی‌است که در آن محورهای اعضای مهاربندی در هرگره در یک نقطه یکدیگر را قطع می‌کنند، یا اگر در چند نقطه قطع می‌کنند، فاصله‌ی بین دورترین نقطه‌ی تقاطع از مرکز گره (محل تلاقی محورهای تیر و ستون) کوچک‌تر یا مساوی عرض مقطع کوچک‌ترین عضو متصل‌شونده در گره باشد. اثرات ناشی از برون‌محوری‌های موضعی فوق باید در طراحی اعضای متصل‌شونده درنظرگرفته شود.

۵-۴-۲-۲- سختی

۵-۴-۲-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱- سطح مقطع محوری، سطح مقطع برشی و لنگر اینرسی اعضا باید مطابق با ضوابط بیان‌شده در بند (۵-۲-۱-۱) محاسبه شود.

۲- در صورتی‌که اتصالات تیر به ستون صلب یا نیمه‌صلب باشد، گره اتصال مطابق آنچه که در بندهای (۵-۳-۲-۲-۱) و (۵-۳-۳-۲-۱) آمده است مدل می‌شود.

۳- مهاربندها را باید به عنوان ستون آن‌گونه که در بند (۵-۲-۱-۱) مشخص‌شده مدل نمود.

۵-۴-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

در استفاده از روش استاتیکی غیرخطی بیان‌شده در این فصل ، معیارهای زیر حاکم خواهند بود:

۱- در مورد خواص محدوده‌ی ارتجاعی خطی اعضا از ضوابط بند (۵-۴-۲-۲-۱) استفاده شود.

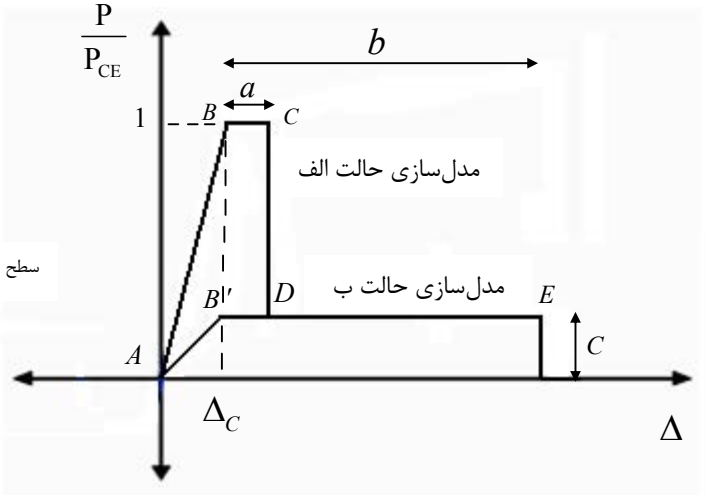
۲- منحنی‌های غیرخطی لنگر– انحنا یا نیرو– تغییرمکان اعضا یا اجزای قاب که نمایانگر تسلیم و کمانش می‌باشند، در قاب‌های دوگانه باید مطابق با بند (۵-۳-۲-۲-۲) برای قاب‌های خمشی با اتصالات صلب یا بند (۵-۳-۳-۲-۲) برای قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه‌صلب باشند. تیرها و ستون‌ها و اتصالات دهانه مهاربندی شده قاب، نیروکنترل می‌باشند. در قاب‌های با اتصالات ساده تیرها، ستون‌ها و اتصالات نیروکنترل منظور می‌شوند.

۳- منحنی غیرخطی نیرو– تغییرمکان مهاربندها در فشار را می‌توان مطابق یکی از روش‌های زیر مدل نمود:

الف- منحنی غیرخطی نیرو– تغییرمکان مهاربندها مطابق شکل (۵-۸) با استفاده از پارامترهای معرفی‌شده در جدول (۵-۴) مدل شود. پارامتر Δ در شکل (۵-۸) معرف تغییرشکل‌محوری الاستیک و پلاستیک عضو می‌باشد.

پارامتر Δ_C در جدول (۵-۴) بیانگر تغییرشکل محوری در بار کمانشی مورد انتظار در نقطه B شکل (۵-۸) می‌باشد. کاهش مقاومت مهاربند پس از کمانش باید در مدل منظور شود، برای این منظور در منحنی غیرخطی فشار– تغییرمکان مقدار مقاومت مهاربند در کمانش به مقدار مقاومت پس‌ماند پس از کمانش کاهش می‌یابد.

ب- مدل‌سازی مهاربند فشاری می‌تواند با فرض رفتار ارتجاعی– خمیری مطابق منحنی $AB'DE$ شکل (۵-۸) با منظور نمودن نیروی حد تسلیم مساوی مقاومت پس‌ماند پس از کمانش منظور شود. نسبت مقاومت پس‌ماند پس از کمانش به مقاومت مورد انتظار (پارامتر c) و پارامتر b از جدول (۵-۴) قابل تعیین می‌باشد. پیامد وجود نیروهای بزرگ‌تر از این حدکرانه‌ی پایینی نیرو در اعضای متصل به مهاربند باید مورد ارزیابی قرار گیرد.



شکل (۵-۸): منحنی نیرو– تغییرشکل برای مهاربند فولادی فشاری برای حالت الف و ب مدل‌سازی

۴- منحنی غیرخطی نیرو– تغییرمکان مهاربندها در کشش مطابق شکل (۵-۲) با استفاده از پارامترهای معرفی‌شده در جدول (۵-۴) مدل شود. پارامتر Δ_T در جدول (۵-۴) بیانگر تغییرشکل محوری در مقاومت تسلیم کششی مورد انتظار در نقطه B شکل (۵-۲) می‌باشد.

۵-۴-۲-۳-۲- روش دینامیکی غیرخطی

در این روش رفتار کامل چرخه‌ای هر عضو باید براساس آزمایش یا روش مورد تایید دیگری تعیین شود.

۵-۴-۲-۳- مقاومت

۵-۴-۲-۳-۱- کلیات

مقاومت اعضا باید با استفاده از ضوابط کلی داده‌شده در بند (۵-۲-۲) و ضوابط تصریح شده در این بند محاسبه شود.

۵-۴-۲-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۵-۴-۲-۳-۲-۱- مهاربند: مقاومت فشاری و کششی مهاربند باید با استفاده از ضوابط زیر محاسبه شود:

الف- مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، مهاربندهای فولادی تحت فشار محوری باید مساوی کم‌ترین مقدار بین حالات حدی کمانش کلی یا موضعی باشد. مقاومت مورد انتظار مهاربند در فشار ، P_{CE}، باید براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) با درنظر گرفتن F_{y_e} به جای F_y و ضریب تقلیل ظرفیت، ϕ، برابر یک تعیین گردد.

در حالت معمول مهاربندهای ضربدری که در آن هر دو مهاربند در وسط طول یکدیگر را قطع می‌نمایند و در آنجا با استفاده از یک ورق اتصال به هم متصلند، طول موثر هر دو مهاربند باید برابر نصف طول کل مهاربند شامل ورق‌های اتصال انتهایی در کمانش درون صفحه‌ای و ۰/۷ طول کل مهاربند به شرح فوق در کمانش خارج از صفحه درنظرگرفته شود. برای دیگر حالات هندسی مهاربندی (۷، ۸، مهاربند قطری)، طول مهاربند برابر است با طول کل آن شامل ورق‌های اتصال انتهایی و طول موثر برابر ۰/۸ طول کل مهاربند برای کمانش درون صفحه و برابر طول کل مهاربند برای کمانش خارج از صفحه خواهد بود.

ب- مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، مهاربندهای فولادی در کشش باید مشابه ستون‌ها در کشش محاسبه شود که در بند (۵-۳-۲-۳-۲) داده شده است.

۵-۴-۲-۳-۲- تیرها و ستون‌ها:

الف- تیرها و ستون ها در دهانه‌های دارای مهاربند همگرا : کرانه‌ی پایینی مقاومت، Q_{CL}، تیرها و ستون‌های دهانه‌های مهاربندی‌شده قاب، باید مشابه با ضوابط مربوط به تیرها وستون‌های قاب خمشی با اتصالات صلب در بند (۵-۳-۲-۳-۲) محاسبه شود. مقاومت تیرهایی که تحت بار محوری بیش از ۱۰ درصد ظرفیت فشاری عضو می‌باشند، باید مشابه با ستون‌های قاب‌های خمشی با اتصالات صلب محاسبه شود.

ب- تیرها و ستون ها در دهانه‌های فاقد مهاربند همگرا : در قاب‌های دوگانه مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، و کرانه‌ی پایینی مقاومت، Q_{CL}، تیرها و ستون‌ها در دهانه‌های فاقد مهاربند قاب، باید مشابه با ضوابط مربوط به تیرها وستون‌های قاب خمشی با اتصالات صلب در بند(۵-۳-۲-۳-۲) محاسبه شود. مقاومت تیرهایی که تحت بار محوری بیش از ۱۰ درصد ظرفیت فشاری عضو می‌باشند، باید مشابه با ستون‌های قاب‌های خمشی با اتصالات صلب محاسبه شود. در قاب‌های با اتصالات ساده، تیرها و ستون‌ها نیروکنترل می‌باشند.

۵-۴-۲-۳-۲-۳- اتصالات مهاربندها: کرانه پایین مقاومت اتصالات مهاربند باید بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(بخش طرح لرزه‌ای) با جایگزین کردن مقاومت کرانه پایین مصالح ، F_{yLB} به جای F_y و ضریب تقلیل ظرفیت، ϕ، برابر یک تعیین گردد.

۵-۴-۲-۳-۲-۴- اتصالات صلب یا نیمه صلب در دهانه‌های فاقد مهاربند همگرا: مقاومت اتصال برای اتصالات صلب یا نیمه‌صلب در دهانه‌های فاقد مهاربند همگرا مطابق بند (۵-۳-۲-۳-۲) برای اتصالات صلب و بند (۵-۳-۳-۳-۲) برای اتصالات نیمه‌صلب محاسبه می‌شود.

۵-۴-۲-۳-۳- روش استاتیکی غیرخطی

به جای استفاده از روابط مبتنی بر آزمایش یا تحلیل، منحنی نیرو– تغییرمکان هر عضو یا جزء تغییرشکل‌کنترل آن‌گونه که در شکل (۵-۲) نشان‌داده شده است باید مطابق با بندهای (۵-۲-۱-۲) و (۵-۴-۲-۲-۲) تعریف شود.

مقادیر مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، یا مقاومت کرانه پایین، Q_{CL}، مساوی است با همان مقادیری که در بند (۵-۴-۲-۳-۲) برای روش‌های خطی داده‌شده است.

۵-۴-۲-۳-۴- روش دینامیکی غیرخطی

در این روش رفتار چرخه‌ای کامل در هر عضو باید توسط آزمایش تعیین شود.

۵-۴-۲-۴- معیارهای پذیرش

۵-۴-۲-۴-۱- کلیات

معیارهای پذیرش اعضا مطابق با ضوابط کلی ارائه‌شده در بند (۵-۲-۳) و ضوابط تصریح‌شده در این بند می‌باشد.

۱- مهاربندها: کشش و فشار محوری در مهاربندها باید با رفتار تغییرشکل‌کنترل درنظرگرفته شود.

۲- تیرها و ستون‌ها:

الف- تیرها و ستون ها در دهانه‌های دارای مهاربند همگرا : رفتار تیرها و ستون‌ها در این دهانه‌ها نیروکنترل می‌باشند.

ب- تیرها و ستون ها در دهانه‌های فاقد مهاربند همگرا : در سیستم‌های دوگانه رفتار تیرها و ستون‌های تحت بار محوری بیش از ۱۰ درصد ظرفیت فشاری عضو باید نیروکنترل یا تغییرشکل‌کنترل مطابق با ضوابط ستون‌های قاب‌های خمشی با اتصالات صلب در بند (۵-۳-۲-۴) درنظرگرفته شود. در قاب‌های با اتصالات ساده، تیرها و ستون‌ها، نیروکنترل می‌باشند.

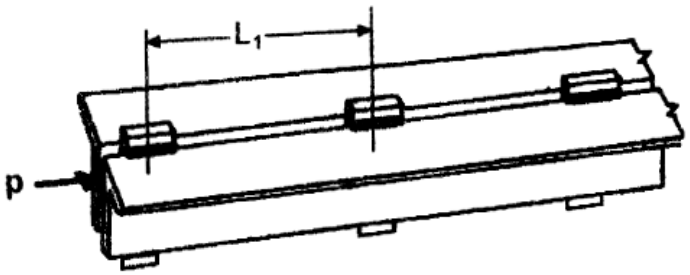
۳- اتصالات مهاربندها: آثار ناشی از فشار، کشش، برش و خمش در اجزای اتصالات مهاربند شامل ورق‌های اتصال، پیچ‌ها، جوش‌ها و سایر وسایل اتصال باید نیرو کنترل فرض شود.

۴- اتصالات صلب یا نیمه صلب در دهانه‌های فاقد مهاربند همگرا: حالت حدی شکست برای اتصالات صلب یا نیمه‌صلب در دهانه‌های فاقد مهاربند همگرا مطابق بند (۵-۳-۲-۴) برای اتصالات صلب و بند (۵-۳-۳-۴) برای اتصالات نیمه‌صلب تغییرشکل کنترل یا نیروکنترل درنظرگرفته می‌شود.

۵-۴-۲-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

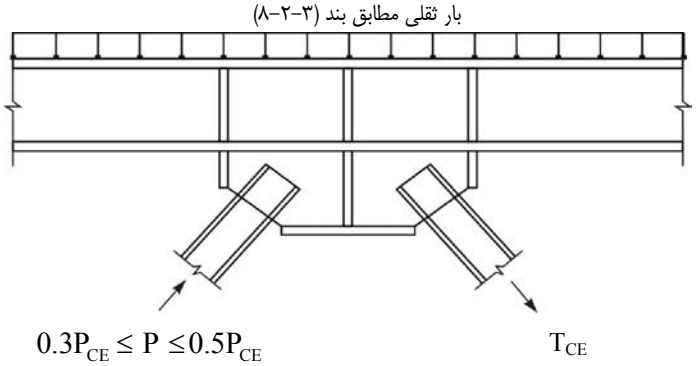
نیروهای طراحی باید با مقاومت‌های طراحی طبق بند (۳-۶-۱-۲) مقایسه شوند. در این مقایسه، ضرایب m برای اعضای فولادی باید از جدول (۵-۲) برگرفته شوند.

لقمه های اتصال اعضای مرکب باید در فاصله‌ای از یکدیگر قرار داشته باشند که بزرگ‌ترین نسبت لاغری هر نیمرخ در فاصله بین دو لقمه، L_1، مطابق شکل (۵-۹) از $\frac{۳}{۴}$ برابر نسبت لاغری حاکم درکل مهاربند به عنوان یک عضو یکپارچه تجاوز ننماید. لقمه‌های اتصال اعضای فشاری باید قادر به انتقال حداکثر نیروی موجود در یک جزء به اجزای مجاور آن باشند. در غیر این‌صورت یا باید لقمه‌های اتصال را اضافه نمود و یا مقادیر ضریب m در جدول (۵-۲) را به نصف تقلیل داد که البته لازم نیست کوچک‌تر از یک درنظرگرفته شوند.



شکل (۵-۹): اعضای مرکب با لقمه

تیرها در قاب‌های با مهاربند ۷ و ۸ برای مقاومت در برابر اثرات بارهای غیرمتعادل در ترکیب با بارهای ثقلی با توجه به بند (۳-۲-۱۱) باید بعنوان تلاش‌های نیروکنترل ارزیابی گردند. اثرات نیروهای غیرمتعادل باید با استفاده از ظرفیت کششی موردانتظار مهاربند و درصدی از ظرفیت فشاری موردانتظار مهاربند تعیین گردد (شکل ۵-۱۰). در مهاربندهای لاغر $(\frac{KL}{r} \geq 4.2\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}})$ ۳۰ درصد ، در مهاربندهای چاق $(\frac{KL}{r} \leq 2.1\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}})$ ۵۰ درصد و در مهاربندهای با لاغری متوسط $(2.1\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{KL}{r} \leq 4.2\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}})$ بین ۳۰ تا ۵۰ درصد ظرفیت فشاری موردانتظار مهاربند با استفاده از درون‌یابی خطی منظور می‌شود.



شکل (۵-۱۰): نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری

۵-۴-۲-۴-۳- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

نیروها و تغییرشکل‌های محاسباتی اعضا باید ضوابط بند (۳-۶-۲) را برآورده نمایند. حد تغییرشکل‌ها باید از جدول‌های (۵-۳) و (۵-۴) برگرفته شود.

۵-۴-۲-۵-معیارهای بهسازی

اعضای قاب با مهاربندی همگرا که معیارهای پذیرش مشخص شده در بندهای قبل را برای سطح عملکرد انتخابی برآورده نسازند، باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۴) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۵-۴-۳- قاب‌های با مهاربندی واگرا

۵-۴-۳-۱- کلیات

قاب با مهاربندی واگرا سیستمی است که در آن حداقل یک انتهای عضو قطری مهاربند، به محلی از تیر در خارج از اتصال تیر و ستون متصل می‌شود، به‌طوری‌که به بخش‌هایی از تیر خمش و برش زیادی تحمیل می‌شود. فاصله‌ی بین نقاط تقاطع که به برون‌محوری، e، موسوم است، از عرض مقطع کوچک‌ترین عضو متصل‌شده در این نقاط تجاوز می‌نماید. قطعه عضوی که بین این نقاط قرار می‌گیرد به عضو یا تیر پیوند موسوم بوده و دهانه‌ی آن برابر با مقدار برون محوری می‌باشد.

۵-۴-۳-۲- سختی

۵-۴-۳-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۵-۴-۳-۲-۱-۱- تیر پیوند: سختی ارتجاعی تیر پیوند شامل سختی برشی و سختی خمشی می‌باشد که مطابق رابطه (۵-۳۲) محاسبه می‌شود.

$$K_e = \frac{K_S K_b}{K_S + K_b} \qquad (۵-۳۲)$$

که در آن:

$$K_S = \frac{GA_W}{e} \qquad (۵-۳۳)$$

$$K_b = \frac{12EI_b}{e^3} \qquad (۵-۳۴)$$

A_W : $(d_b - 2t_f)\, t_W$؛

e : طول تیر پیوند؛

G : مدول برشی؛

K_e : سختی تیر پیوند؛

K_b : سختی خمشی؛

K_s : سختی برشی؛

d_b : ارتفاع مقطع تیر؛

t_f : ضخامت بال؛

t_w : ضخامت جان.

۵-۴-۳-۲-۱-۲- تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و اتصالات: سختی ارتجاعی تیرها(باستثنای تیر پیوند)، مهاربندها و اتصالات آن‌ها به همان طریقی تعیین می‌شود که در مورد قاب‌های خمشی با اتصالات صلب و نیمه‌صلب و قاب‌های با مهاربندی همگرا بیان شد.

۵-۴-۳-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

در استفاده از روش استاتیکی غیرخطی بیان شده در فصل ۳ ، به جای استفاده از روابط مبتنی بر آزمایش یا تحلیل، رفتارغیرخطی نیرو- تغییرمکان هر عضو در قاب با مهاربند واگرا باید با استفاده از شکل (۵-۲) و آنچه در بند (۵-۲-۱-۲) گفته شد، مدل شود.

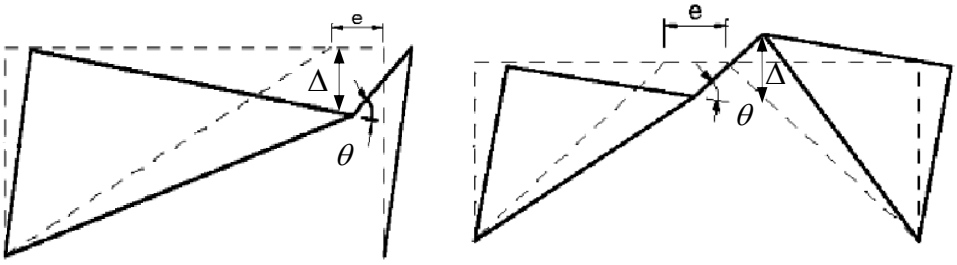
۱- تیر پیوند: مدل رفتاری تیر پیوند باید براساس مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} (برحسب برش)، در مقابل چرخش یا تغییرشکل عضو تعریف گردد.

زاویه‌ی چرخش تیر پیوند در حد تسلیم، θ_y، باید از رابطه‌ی (۵-۳۵) محاسبه شود:

$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_e e} \qquad (۳۵-۵)$$

در رابطه‌ی فوق K_e، سختی ارتجاعی تیر پیوند است که از رابطه‌ی (۵-۳۲) به‌دست می‌آید.

درصورت نیاز به تعیین جابه‌جایی تیر پیوند، Δ، باید از حاصل‌ضرب طول تیر پیوند، e، در زاویه‌ی چرخش آن (اختلاف دوران تیر پیوند با تیر خارج پیوند)، θ، تعیین گردد.



شکل (۵-۱۱): زاویه چرخش تیر پیوند

۲- تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و اتصالات در دهانه‌های دارای مهاربند واگرا:

کلیه اعضا و اجزا دراین دهانه ها، شامل تیرها، ستون ها، مهاربندها و اتصالات ، نیروکنترل می باشند.

۳- تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و اتصالات در دهانه های فاقد مهاربند واگرا:

در این دهانه‌ها ، بسته به نوع سیستم سازه‌ای (قاب خمشی یا قاب با مهاربندی همگرا)، مدل های غیرخطی برای تیرها، ستون ها، مهاربندها و اتصالات، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۵-۴-۳-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

اگر از روش دینامیکی غیرخطی استفاده شود، رفتار چرخه‌ای کامل هر عضو برمبنای آزمایش یا یک روش تحلیلی مورد تایید باید مدل شود.

۵-۴-۳-۳- مقاومت

۵-۴-۳-۳-۱- کلیات

مقاومت اعضا باید بر مبنای ضوابط کلی بند (۵-۲-۲) و ضوابط تصریح‌شده در این بند محاسبه شود.

۵-۴-۳-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱-مهاربندها: کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری، P_{CL}، مهاربندها در دهانه‌های با مهاربندی واگرا باید مانند ستون‌ها طبق بند (۵-۳-۲-۳-۲) محاسبه شود به‌جز آن‌که از کرانه‌ی پایینی مقاومت تسلیم F_{yLB} به عنوان مقاومت تسلیم استفاده شود.

۲-تیرها و ستون‌ها:

الف- تیرها و ستون ها در دهانه‌های دارای مهاربند واگرا: کرانه‌ی پایین مقاومت، Q_{CL}، در مورد تیرها و ستون‌های دهانه‌های مهاربندی‌شده قاب، باید مطابق آنچه در مورد تیرها و ستون‌های قاب‌های خمشی با اتصالات صلب در بند (۵-۳-۲-۳) ذکر شد محاسبه شود. مقاومت تیرهایی که تحت بار محوری قابل ملاحظه قرار دارند باید مانند ستون‌های قاب‌های با اتصالات صلب محاسبه شود.

ب- تیرها و ستون ها در دهانه‌های فاقد مهاربند واگرا: در قاب‌های دوگانه مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، و کرانه پایین مقاومت، Q_{CL}، در مورد تیرها و ستون‌ها در دهانه‌های فاقد مهاربند قاب باید مطابق آنچه در مورد تیرها و ستون‌های قاب‌های خمشی با اتصالات صلب در بند (۵-۳-۲-۳) ذکر شد محاسبه شود. مقاومت تیرهایی که تحت بار محوری قابل ملاحظه قرار دارند باید مانند ستون‌های قاب‌های با اتصالات صلب محاسبه شود. در قاب‌های با اتصالات ساده، تیرها و ستون ها نیروکنترل می باشند.

۳-اتصالات مهاربندها: کرانه پایین مقاومت اتصالات مهاربندها باید بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(بخش طرح لرزه‌ای) با جایگزین کردن مقاومت کرانه پایین مصالح ، F_{yLB} به جای F_y و ضریب تقلیل ظرفیت، ϕ، برابر یک تعیین گردد.

۴-تیر پیوند: مقاومت مورد انتظار تیر پیوند توسط برش، خمش یا ترکیبی از این دو تعیین می‌شود.

اگر $e \le \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$ باشد، از رابطه‌ی (۵-۳۶) برای محاسبه‌ی مقاومت مورد انتظار تیر پیوند استفاده می‌شود:

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.6F_{ye}A_W \qquad (۵-۳۶)$$

اگر $e > \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$، رابطه‌ی (۵-۳۷) برای محاسبه‌ی مقاومت مورد انتظار تیر پیوند به‌کار می‌رود.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 2\frac{M_{CE}}{e} \qquad (۵-۳۷)$$

در روابط فوق، M_{CE} ظرفیت خمشی مورد انتظار و V_{CE} برش نظیر ظرفیت خمشی مورد انتظار تیر پیوند می‌باشد.

از درون‌یابی خطی بین روابط (۵-۳۶) و (۵-۳۷) در مورد مقادیر بینابینی e برای محاسبه Q_{CE} استفاده شود.

۵- اتصالات و مهاربندها در دهانه‌های فاقد مهاربند واگرا: در این دهانه‌ها بسته به نوع سیستم سازه‌ای (قاب خمشی یا قاب با مهاربندی همگرا) برای محاسبه مقاومت مورد انتظار یا کرانه پایین از ضوابط مربوطه در این فصل استفاده می شود.

۵-۴-۳-۳-۳- روش استاتیکی غیرخطی

به جای استفاده از روابط مبتنی بر آزمایش یا تحلیل، مدل نیرو- تغییرمکان هر عضو طبق شکل (۵-۲) در ارتباط با بند (۵-۴-۳-۲-۲) تعیین می‌شود.

۱-مهاربندها: مهاربندها در دهانه‌های با مهاربندی واگرا، نیروکنترل می‌باشند و کرانه پایین مقاومت فشاری آنها مطابق بند (۵-۴-۳-۳-۲) محاسبه می‌شود.

۲-تیر پیوند: مقاومت موردانتظار تیر پیوند باید براساس بند (۵-۴-۳-۳-۲) تعیین گردد.

۳- تیرها، ستون‌ها، و اتصالات: مقاومت اعضا شامل تیر، ستون، تیرخارج پیوند و اتصالات در قاب با مهاربندی واگرا، همان‌گونه محاسبه می‌شود که در بند (۵-۴-۲-۳-۳) بیان شد.

۵-۴-۳-۳-۴- روش دینامیکی غیرخطی

اگر از روش دینامیکی غیرخطی استفاده شود، رفتار چرخه‌ای کامل هر عضو باید برمبنای آزمایش یا روش تحلیلی مورد تایید مدل شود.

۵-۴-۳-۴- معیارهای پذیرش

۵-۴-۳-۴-۱- کلیات

معیارهای پذیرش اعضا براساس ضوابط کلی بند (۵-۲-۳) و ضوابط تصریح شده در این بند محاسبه می‌شوند.

۱- تیر پیوند: برش و خمش در تیر پیوند باید تغییرشکل‌کنترل درنظرگرفته شوند.

۲- اتصالات مهاربندها: تلاش‌های فشاری، کششی، برشی و خمشی در اتصالات مهاربندها که شامل ورق، پیچ، جوش و یا سایر اجزا می‌باشند باید نیروکنترل درنظرگرفته شوند.

۳- سایر اجزا: در مورد دیگر اعضای قاب در دهانه با مهاربندی واگرا، همه‌ی رفتارها باید نیروکنترل فرض شود. در خصوص سایر دهانه‌ها بسته به نوع سیستم سازه‌ای مطابق بند (۵-۴-۲-۴-۱) عمل شود.

۵-۴-۳-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

تلاش‌های طراحی باید با مقاومت‌های طراحی طبق بند (۳-۶-۱) مقایسه شوند. ضرایب m در مورد خمش و برش تیر پیوند باید از جدول (۵-۲) برگرفته شود.

علاوه‌بر این در قاب‌های با مهاربندی واگرا معیارهای زیر نیز باید برآورده گردد:

۱- برای جزییات تیرهای پیوند باید از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(بخش طرح لرزه‌ای) استفاده نمود.

۲- مقاومت مهاربند و ستون متصل‌شونده به تیر پیوند باید ۲۵٪ بیش‌تر از برش نظیر مقاومت تیر پیوند باشد تا تسلیم تیر پیوند بدون کمانش مهاربند و ستون رخ دهد.

۳- در جایی که تیر پیوند توسط جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل است، ضوابط این اتصالات عیناً ضوابط مربوط به اتصال جوش نفوذی کامل در قاب‌های خمشی با اتصالات صلب خواهد بود.

۵-۴-۳-۴-۳- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تلاش‌های محاسباتی اعضا باید ضوابط بند (۳-۶-۲) را برآورد نمایند. حد تغییرشکل‌ها باید از جدول‌های (۵-۳) و (۵-۴) برگرفته شود.

۵-۴-۳-۵- معیارهای بهسازی

اعضایی از قاب‌های با مهاربندی واگرا که معیارهای پذیرش مربوط به سطح عملکرد موردنظر را برآورده نمی‌سازند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۴) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

جدول (۵-۲): معیار پذیرش در روش‌های خطی– اجزای سازه‌ی فولادی

جزء / تلاش	ضریب m در روش‌های خطی [۱]				
	کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی		اعضای غیراصلی	
	IO	LS	CP	LS	CP
تیرها[۱۵] – در خمش					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۲	۶	۸	۱۰	۱۲
ب: $3.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۲۵	۲	۳	۳	۴
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل				
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل				
ستون‌ها – در خمش (حول محور با مصالح) [۱ و ۲]					
برای $P_{UF}/P_{CL} \le 0.2$					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۲	۶	۸	۱۰	۱۲
ب: $2.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۲۵	۱/۲۵	۲	۲	۳
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل				
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل				
برای $0.2 < P_{UF}/P_{CL} \le 0.5$					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.52\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۲۵	$9(1-1.7\,P_{UF}/P_{CL})$	$12(1-1.7\,P_{UF}/P_{CL})$	$15(1-1.7\,P_{UF}/P_{CL})$	$18(1-1.7\,P_{UF}/P_{CL})$
ب: $2.34\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 3.8\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۵	۲	۲
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل				
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 3.8\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل				
برای $P_{UF}/P_{CL} > 0.5$	رفتار نیروکنترل				

ادامه‌ی جدول (۵-۲): معیار پذیرش در روش‌های خطی– اجزای سازه‌ی فولادی

جزء / تلاش	ضریب m در روش‌های خطی[1]				
	کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی		اعضای غیراصلی	
	IO	LS	CP	LS	CP
ستون‌های مرکب با بست افقی در خمش حول محور بدون مصالح					
برای $P_{UF}/P_{CL} \le 0.2$					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۲۵	۲/۸	۳/۳	۳/۶	۵/۲
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f}$ یا $2.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w}$	رفتار نیروکنترل				
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی بین عدد یک و مقادیر ردیف الف با کوچک‌ترین مقدار حاصل				
برای $0.2 < P_{UF}/P_{CL} \le 0.5$					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.52\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۱	$3.5(1-1.3P_{UF}/P_{CL})$	$4.5(1-1.3P_{UF}/P_{CL})$	$5.4(1-1.3P_{UF}/P_{CL})$	$6.7(1-1.3P_{UF}/P_{CL})$
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f}$ یا $2.34\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w}$	رفتار نیروکنترل				
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی بین عدد یک و مقادیر ردیف الف با کوچک‌ترین مقدار حاصل				
برای $P_{UF}/P_{CL} > 0.5$	رفتار نیروکنترل				

ادامه‌ی جدول (۵-۲): معیار پذیرش در روش‌های خطی– اجزای سازه‌ی فولادی

جزء / تلاش	ضریب m در روش‌های خطی				
	کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی		اعضای غیراصلی	
	IO	LS	CP	IO	LS
ستون‌های مرکب با بست مورب در خمش حول محور بدون مصالح					
برای $P_{UF}/P_{CL} \le 0.2$					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۴	۳/۵	۴/۳	۴/۷	۶
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f}$ یا $2.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w}$	رفتار نیروکنترل				
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی بین عدد یک و مقادیر ردیف الف با کوچک‌ترین مقدار حاصل				
برای $0.2 < P_{UF}/P_{CL} \le 0.5$					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.52\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱.۱	$4.6(1-1.3P_{UF}/P_{CL})$	$6(1-1.3P_{UF}/P_{CL})$	$6.7(1-1.3P_{UF}/P_{CL})$	$7.7(1-1.3P_{UF}/P_{CL})$
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f}$ یا $2.34\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w}$	رفتار نیروکنترل				
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی بین عدد یک و مقادیر ردیف الف با کوچک‌ترین مقدار حاصل				
برای $P_{UF}/P_{CL} > 0.5$	رفتار نیروکنترل				
تیرها و ستون‌ها در کشش (به استثنای تیرها و ستون‌های در قاب‌های با مهاربندی واگرا)	۱/۲۵	۳	۵	۶	۷
چشمه‌ی اتصال - برش	۱/۵	۸	۱۱	۱۲	۱۲

ادامه‌ی جدول (۵-۲): معیار پذیرش در روش‌های خطی– اجزای سازه‌ی فولادی

جزء / تلاش	ضریب m در روش‌های خطی [۱]				
	کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی		اعضای غیراصلی	
	IO	LS	CP	LS	CP
اتصالات صلب [۳]					
اتصال ردیف ۱ از جدول (۵-۱) [۴]	۱/۰	۴/۳–۰/۰۳۳d	۳/۹–۰/۰۱۷d	۴/۳–۰/۰۲d	۵/۵–۰/۰۲۵d
اتصال ردیف ۲ از جدول (۵-۱) [۱۱]	۲/۳	۲/۷	۳/۴	۳/۸	۴/۷
اتصال ردیف ۳ از جدول (۵-۱)	۱/۸	۲/۱	۲/۵	۲/۸	۳/۳
اتصال ردیف ۴ از جدول (۵-۱) [۴]	۳/۹–۰/۰۲۳d	۴/۳–۰/۰۲۶d	۵/۴–۰/۰۳۵d	۵/۴–۰/۰۳۵d	۶/۹–۰/۰۴۶d
اتصال ردیف ۵ از جدول (۵-۱) [۴]	۲/۰–۰/۰۰۶d	۲/۳–۰/۰۰۸d	۳/۱–۰/۰۱۳d	۴/۹–۰/۰۱۹d	۶/۲–۰/۰۲۶d
اتصال ردیف ۶ از جدول (۵-۱)	۳/۱	۴/۲	۵/۳	۵/۳	۶/۷
اتصال ردیف ۷ از جدول (۵-۱) [۴]	۴/۵–۰/۰۲۶d	۶/۳–۰/۰۳۹d	۸/۱–۰/۰۵۱d	۸/۴–۰/۰۵۱d	۱۱/۰–۰/۰۶۸d
اتصال ردیف ۸ از جدول (۵-۱) [۴]	۳/۵–۰/۰۰۶d	۴/۹–۰/۰۱d	۶/۲–۰/۰۱۳d	۶/۵–۰/۰۱d	۸/۴–۰/۰۱۳d
اتصال ردیف ۹ از جدول (۵-۱)					
الف : در مقطع خالص ورق	۲/۵	۳/۳	۴/۱	۵/۷	۷/۳
ب : سایر اجزای اتصال(شامل اتصال ورق‌های زیرسری و روسری به ستون و اتصال برشی جان)	اجزا باید برای تلاشی معادل $1.15M_{PCE}$ کنترل گردند.				
اتصال ردیف ۱۰ از جدول (۵-۱)	۲/۳	۳/۱	۳/۸	۴/۶	۵/۹
اتصال ردیف ۱۱ از جدول (۵-۱)	۲/۴	۳/۱	۳/۹	۴/۷	۶/۰
اتصال ردیف ۱۲ از جدول (۵-۱)	۲/۵	۲/۸	۳/۴	۳/۴	۴/۲
اتصالات نیمه‌صلب					
اتصال ردیف ۱۳ از جدول (۵-۱) [۵]					
الف : شکست برشی در پیچ یا پرچ (حالت حدی ۱) [۶]	۱/۵	۴	۶	۶	۸
ب : شکست کششی بال افقی نبشی (حالت حدی ۲)	۱/۲۵	۱/۵	۲	۱/۵	۲
پ : شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی ۳) [۶]	۱/۲۵	۱/۵	۲/۵	۴	۴
ت : شکست خمشی نبشی (حالت حدی ۴)	۲	۵	۷	۷	۱۴
اتصال ردیف ۱۴ از جدول (۵-۱) [۵]					
الف : شکست برشی در وسایل اتصال (حالت حدی ۱)					
۱ : شکست برشی در پیچ یا پرچ [۶]	۱/۵	۴	۶	۶	۸
۲ : شکست در جوش	۱/۲۵	۱/۵	۲	۱/۵	۲
ب : شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی ۲) [۶]	۱/۲۵	۱/۵	۲/۵	۴	۴
پ : شکست کششی در جان سپری (حالت حدی ۳)	۱/۲۵	۱/۵	۲	۱/۵	۲
ت : شکست خمشی بال‌های سپری (حالت حدی۴)	۲	۵	۷	۷	۱۴
اتصال ردیف ۱۵ از جدول (۵-۱) [۵]					
الف : شکست دال مسلح	۱/۲۵	۲	۳	۴	۶
ب : تسلیم موضعی بال و لهیدگی جان ستون	۱/۵	۴	۶	۵	۷
پ : تسلیم بال نبشی پایین	۱/۵	۴	۶	۶	۷
ت : تسلیم کششی پیچ‌ها یا پرچ‌ها در بال ستون	۱/۲۵	۱/۵	۲/۵	۲/۵	۳/۵
ث : تسلیم برشی اتصالات بال تیر	۱/۲۵	۲/۵	۳/۵	۳/۵	۴/۵

ادامه‌ی جدول (۵-۲): معیار پذیرش در روش‌های خطی- اجزای سازه‌ی فولادی

جزء/ تلاش	ضریب m در روش‌های خطی [۱]				
	کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی		اعضای غیراصلی	
	IO	LS	CP	LS	CP
اتصال ردیف ۱۶ از جدول (۵-۱) [۵]					
الف : شکست در سطح مقطع موثر و یا برش در پیچ یا پرچ [۶]	۱/۵	۴	۵	۴	۵
ب : شکست در جوش اتصال ورق به بال تیر و یا بال ستون و همچنین شکست کششی در سطح مقطع کل ورق	۱/۲۵	۱/۵	۲	۱/۵	۲
اتصال ردیف ۱۷ از جدول (۵-۱)					
الف : تسلیم ورق انتهایی	۲	۵/۵	۷	۷	۷
ب : تسلیم پیچ‌ها	۱/۵	۲	۳	۴	۴
پ : تسلیم جوش	۱/۲۵	۱/۵	۲	۳	۳
اتصال ردیف ۱۸ از جدول (۵-۱) [۴ و ۱۱]	۲/۴-۰/۰۰۴ d_{bg}	----	----	۱۳/۰-۰/۱۱۴ d_{bg}	۱۷/۰-۰/۱۵۲ d_{bg}
اتصال ردیف ۱۹ از جدول (۵-۱) [۴]	۸/۹-۰/۰۷۶ d_{bg}	----	----	۱۳/۰-۰/۱۱۴ d_{bg}	۱۷/۰-۰/۱۵۲ d_{bg}
تیر پیوند در قاب مهاربندی واگرا [۷ و ۸]					
الف : $e \le \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$	۱/۵	۹	۱۳	۱۳	۱۵
ب : $e \ge \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	مشابه با مقادیر m در تیرها				
پ : $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.				
مهاربند فشاری (به استثنای مهاربندهای واگرا) [۱۴]					
برای $\frac{Kl}{r} \ge 4.2\sqrt{E/F_{ye}}$					
الف: زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش داخل صفحه [۱۲]	۱/۲۵	۶	۸	۷	۹
ب: زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش خارج صفحه [۱۲]	۱/۲۵	۵	۷	۶	۸
پ: مقطع Z یا I	۱/۲۵	۶	۸	۷	۹
ت: مقطع قوطی و مقاطع لوله‌ای شکل	۱/۲۵	۵	۷	۶	۸
برای $\frac{Kl}{r} \le 2.1\sqrt{E/F_{ye}}$ [۱۳]					
الف: زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش داخل صفحه [۱۲]	۱/۲۵	۵	۷	۶	۸
ب: زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش خارج صفحه [۱۲]	۱/۲۵	۴	۶	۵	۷
پ: مقطع Z یا I	۱/۲۵	۵	۷	۶	۸
ت: مقطع قوطی و مقاطع لوله‌ای شکل	۱/۲۵	۴	۶	۵	۷
برای $2.1\sqrt{E/F_{ye}} < \frac{Kl}{r} < 4.2\sqrt{E/F_{ye}}$	با استفاده از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده برای مهاربندهای لاغر و قوی محاسبه می‌شود.				
مهاربندی کششی (به استثنای مهاربندی‌های واگرا) [۹]	۱/۲۵	۶	۸	۸	۱۰
دیوارهای برشی فولادی [۱۰]	۱/۵	۸	۱۲	۱۲	۱۴
اجزای دیافراگم					
الف: تسلیم برشی دیافراگم و یا کمانش در چشمه یا ورق	۱/۲۵	۲	۳	۲	۳
ب: اجزای لبه و جمع کننده دیافراگم- با مهار جانبی کافی	۱/۲۵	۶	۸	۶	۸
پ: اجزای لبه و جمع کننده دیافراگم- با مهار جانبی محدود	۱/۲۵	۲	۳	۲	۳

۱-در ستون‌های مرکب از دو یا چند نیمرخ برای خمش حول محور با مصالح، در صورتی‌که مقاومت ورق‌های بست که برش را تحمل می‌نمایند حاکم شود، مقدار m باید نصف شود. حداقل مقدار m برابر یک می‌باشد.

۲-ستون‌ها در قاب‌های خمشی یا مهاربندی شده می‌توانند براساس حداکثر نیروی متحمل در اعضای متصل‌شده به ستون طراحی شوند. در ستون‌ها با مقاطع مستطیل یا مربع شکل نسبت $\frac{b_f}{2t_f}$ با نسبت $\frac{b}{t}$ و عدد ۰/۳ با عدد ۰/۶۵ ، عدد ۰/۳۸ با عدد ۱/۱۲ و همچنین عدد ۰/۷۶ با عدد ۱/۴۰ جایگزین‌شده و علاوه بر آن نسبت $\frac{h}{t_w}$ نیز حذف شود.

۳-مقدار مندرج در جدول باید براساس ردیف ۴ بند (۵-۳-۲-۴-۲) تغییر نماید.

۴-d عمق تیر برحسب سانتی‌متر برای ورق برش‌گیر جوشی و d_{bg} عمق گروه پیچ‌ها برحسب سانتی‌متر برای ورق برش‌گیر پیچی.

۵-ورق جان یا تکیه‌گاه با سخت‌کننده جهت تحمل برش بررسی می‌شوند. بدون اتصال برشی تلاش‌ها نباید غیراصلی منظور شوند و باید مقادیر m در اعضای اصلی را برای آن‌ها به‌کار برد. هرگاه عمق تیر، d_b ، بیش از ۴۵ سانتی‌متر باشد، مقادیر ضریب m باید در عدد $\frac{45}{d_b}$ ضرب شوند. اما انتخاب کم‌تر از یک برای m نیاز نمی‌باشد.

۶-برای پیچ‌های با مقاومت بالا مقادیر m نصف شوند اما انتخاب کم‌تر از ۱/۲۵ برای m نیاز نمی‌باشد.

۷-مقادیر داده‌شده برای تیرهای پیوندی است که حداقل دارای سه سخت‌کننده‌ی قائم در جان تیر پیوند می‌باشند. هرگاه سخت‌کننده‌ی قائمی به‌کار نرفته باشد، مقادیر داده‌شده باید نصف شوند. ولی انتخاب کم‌تر از ۱/۲۵ نیاز نمی‌باشد. برای جان‌های با یک یا دو سخت‌کننده‌ی قائم مقادیر m با استفاده از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده برای سه سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده قابل محاسبه می‌باشند.

۸-تغییرشکل برابر اختلاف دوران تیر پیوند با تیر خارج پیوند می‌باشد.

۹-برای مهاربندهایی که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، مقادیر داخل جدول نصف شوند ولی نیاز به انتخاب m کم‌تر از ۱/۲۵ نمی‌باشد.

۱۰-در صورت وجود سخت‌کننده‌های ممانعت‌کننده از کمانش کاربرد دارند.

۱۱-دال مختلط باید کلیه ضوابط تیرهای مختلط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) را برآورده نماید و نیروی کششی بال با آرماتورهای فوقانی تامین گردد.

۱۲-در صورتیکه لقمه‌ها در مقاطع مرکب مهاربندها ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) را برآورده ننماید، باید معیارهای پذیرش با ضریب ۰/۵ کاهش یابد.

۱۳-مقادیر m معیارهای پذیرش جدول برای مقاطعی که شرایط مقطع فشرده لرزه‌ای را برآورده می‌نمایند، ارائه شده است. مقدار m برای مقاطع غیرفشرده باید نصف گردد و برای مقاطع فشرده غیرلرزه‌ای از میان‌یابی خطی استفاده گردد.

۱۴-در مواردیکه اتصال مهاربند ضوابط کنترل مقاومت فشاری مورد نیاز مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(بخش طرح لرزه‌ای) را برآورده ننماید، باید معیارهای پذیرش در ۰/۸ضرب گردد.

۱۵- مقادیر m برای برش تیرها با توجه به بند (۵-۳-۲-۴-۲)، برابر مقدار آن برای تیرها در خمش می‌باشد.

جدول (۵-۳): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه‌ی فولادی

جزء/ تلاش	پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش					
	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پس‌ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					
				کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی [۱۴]		اعضای غیراصلی		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
تیرها – در خمش[۱۵]									
الف: $\frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۹ θ_y	۱۱ θ_y	۰/۶	θ_y	۶ θ_y	۸ θ_y	۹ θ_y	۱۱ θ_y	
ب: $3.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۴ θ_y	۶ θ_y	۰/۲	۰/۲۵ θ_y	۲ θ_y	۳ θ_y	۳ θ_y	۴ θ_y	
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل								
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل								
ستون‌ها – در خمش (حول محور با مصالح) [۱]									
برای $P / P_{CL} \le 0.2$									
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.76$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۹ θ_y	۱۱ θ_y	۰/۶	θ_y	۶ θ_y	۸ θ_y	۹ θ_y	۱۱ θ_y	
ب: $2.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۴ θ_y	۶ θ_y	۰/۲	۰/۲۵ θ_y	۲ θ_y	۳ θ_y	۳ θ_y	۴ θ_y	
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل								
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل								
برای $0.2 < P / P_{CL} \le 0.50$									
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.52\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۳ ----	۴ ----	۰/۲	۰/۲۵ θ_y	۵ ----	۳ ----	۶ ----	۴ ----	
ب: $2.34\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 3.8\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	θ_y	۱/۵ θ_y	۰/۲	۰/۲۵ θ_y	۰/۵ θ_y	۰/۸ θ_y	۱/۲ θ_y	۱/۲ θ_y	
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل								
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 3.8\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل								
برای $P_{UF} / P_{CL} > 0.5$	رفتار نیروکنترل								

ادامه‌ی جدول (۵-۳): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی– اجزای سازه‌ی فولادی

جزء/ تلاش	پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش					
	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پس‌ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					
				کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی [۱۴]		اعضای غیراصلی		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
ستون‌های مرکب با بست افقی در خمش حول محور بدون مصالح									
برای $P / P_{CL} \le 0.2$									
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.76$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۲/۶ θ_y	۴/۲ θ_y	۰/۶	۰/۲۵ θ_y	۱/۸ θ_y	۲/۳ θ_y	۲/۶ θ_y	۴/۲ θ_y
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w} \le 2.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل							
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی بین صفر و مقادیر ردیف الف با کوچکترین مقدار حاصل								
برای $0.2 < P / P_{CL} \le 0.50$									
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.52\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$3.5(1-1.3P/P_{CL})$	$5.7(1-1.3P/P_{CL})$	۰/۶	۰/۱ θ_y	$2.5(1-1.3P/P_{CL})$	$3.5(1-1.3P/P_{CL})$	$4.4(1-1.3P/P_{CL})$	$5.7(1-1.3P/P_{CL})$
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w} \le 2.34\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل							
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی بین صفر و مقادیر ردیف الف با کوچکترین مقدار حاصل								
برای $P_{UF} / P_{CL} > 0.5$	رفتار نیروکنترل								

ادامه‌ی جدول (۵-۳): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی– اجزای سازه‌ی فولادی

جزء/ تلاش	پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش					
	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پس‌ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					
				کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی [۱۴]		اعضای غیراصلی		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
ستون‌های مرکب با بست مورب در خمش حول محور بدون مصالح									
برای $P / P_{CL} \le 0.2$									
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.76$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۳/۷ θ_y	۵ θ_y	۰/۶	۰/۴ θ_y	۲/۵ θ_y	۳/۳ θ_y	۳/۷ θ_y	۵ θ_y
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w} \le 2.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل								
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی بین صفر و مقادیر ردیف الف با کوچکترین مقدار حاصل								
برای $0.2 < P / P_{CL} \le 0.50$									
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.52\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$5(1-1.3P/P_{CL})$	$6.7(1-1.3P/P_{CL})$	۰/۶	۰/۱ θ_y	$3.6(1-1.3P/P_{CL})$	$5(1-1.3P/P_{CL})$	$4.7(1-1.3P/P_{CL})$	$6.7(1-1.3P/P_{CL})$
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w} \le 2.34\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل								
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی بین صفر و مقادیر ردیف الف با کوچکترین مقدار حاصل								
برای $P_{UF} / P_{CL} > 0.5$	رفتار نیروکنترل								

ادامه‌ی جدول (۵-۳): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی– اجزای سازه‌ی فولادی

جزء/ تلاش	پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش				
	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پس‌ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان				
				کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی [۱۴]		اعضای غیراصلی	
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
چشمه‌ی اتصال	$۱۲\theta_y$	$۱۲\theta_y$	۱/۰	θ_y	$۸\theta_y$	$۱۱\theta_y$	$۱۲\theta_y$	$۱۲\theta_y$
اتصالات صلب[۷]								
اتصال ردیف ۱ از جدول (۵-۱)[۸]	۰/۰۵۱– ۰/۰۰۰۵۱d	۰/۰۴۳– ۰/۰۰۰۲۴d	۰/۲	۰/۰۲۶– ۰/۰۰۰۲۶d	۰/۰۳۳۷– ۰/۰۰۰۳۳۸d	۰/۰۲۸۴– ۰/۰۰۰۱۶d	۰/۰۳۲۳– ۰/۰۰۰۱۸d	۰/۰۴۳– ۰/۰۰۰۲۴d
اتصال ردیف ۲ از جدول (۵-۱)[۲]	۰/۰۲۶	۰/۰۳۶	۰/۲	۰/۰۱۳	۰/۰۱۷۲	۰/۰۲۳۸	۰/۰۲۷۰	۰/۰۳۶
اتصال ردیف ۳ از جدول (۵-۱)	۰/۰۱۸	۰/۰۲۳	۰/۲	۰/۰۰۹	۰/۰۱۱۹	۰/۰۱۵۲	۰/۰۱۸۰	۰/۰۲۳
اتصال ردیف ۴ از جدول (۵-۱)[۸]	۰/۰۵۶– ۰/۰۰۰۴۳d	۰/۰۵۶– ۰/۰۰۰۴۳d	۱	۰/۰۲۸– ۰/۰۰۰۲۲d	۰/۰۳۱۹– ۰/۰۰۰۲۵d	۰/۰۴۲۶– ۰/۰۰۰۳۳d	۰/۰۴۲– ۰/۰۰۰۳۳d	۰/۰۵۶– ۰/۰۰۰۴۳d
اتصال ردیف ۵ از جدول (۵-۱)[۸]	۰/۰۲۱– ۰/۰۰۰۱۲d	۰/۰۵۰– ۰/۰۰۰۲۴d	۰/۲	۰/۰۱– ۰/۰۰۰۰۶d	۰/۰۱۳۹– ۰/۰۰۰۰۸d	۰/۰۲۱۰– ۰/۰۰۰۱۲d	۰/۰۳۷۵– ۰/۰۰۰۱۸d	۰/۰۵۰– ۰/۰۰۰۲۴d
اتصال ردیف ۶ از جدول (۵-۱)	۰/۰۴۱	۰/۰۵۴	۰/۲	۰/۰۲	۰/۰۳۱۲	۰/۰۴۱۰	۰/۰۴۱۰	۰/۰۵۴
اتصال ردیف ۷ از جدول (۵-۱)[۸]	۰/۰۶۷– ۰/۰۰۰۴۷d	۰/۰۹۴– ۰/۰۰۰۶۳d	۰/۲	۰/۰۳۴– ۰/۰۰۰۲۴d	۰/۰۵۰۹– ۰/۰۰۰۳۵d	۰/۰۶۷۰– ۰/۰۰۰۴۷d	۰/۰۷۰۵– ۰/۰۰۰۴۷d	۰/۰۹۴– ۰/۰۰۰۶۳d
اتصال ردیف ۸ از جدول (۵-۱)[۸]	۰/۰۵– ۰/۰۰۰۱۲d	۰/۰۷– ۰/۰۰۰۱۲d	۰/۲	۰/۰۲۵– /۰۰۰۰۶d ۰	۰/۰۳۸– ۰/۰۰۰۰۹d	۰/۰۵– ۰/۰۰۰۱۲d	۰/۰۵۲۵– ۰/۰۰۰۰۹d	۰/۰۷– ۰/۰۰۰۱۲d
اتصال ردیف ۹ از جدول (۵-۱)								
الف: در مقطع خالص ورق	۰/۰۳	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۲۲۸	۰/۰۳۰۰	۰/۰۴۵۰	۰/۶۰
ب : سایر اجزای اتصال(شامل اتصال ورق‌های زیرسری و روسری به ستون و اتصال برشی جان)	اجزا باید برای تلاشی معادل $1.15M_{PCE}$ کنترل گردند.							
اتصال ردیف ۱۰ از جدول (۵-۱)	۰/۰۲۷	۰/۰۴۷	۰/۲	۰/۰۱۴	۰/۰۲۰۵	۰/۰۲۷۰	۰/۰۳۵۳	۰/۰۴۷
اتصال ردیف ۱۱ از جدول (۵-۱)	۰/۰۲۸	۰/۰۴۸	۰/۲	۰/۰۱۴	۰/۰۲۱۳	۰/۰۲۸۰	۰/۰۳۶۰	۰/۰۴۸
اتصال ردیف ۱۲ از جدول (۵-۱)	۰/۰۳۱	۰/۰۳۱	۱	۰/۰۱۶	۰/۰۱۷۷	۰/۰۲۳۶	۰/۰۲۳۳	۰/۰۳۱
اتصالات نیمه‌صلب								
اتصال ردیف ۱۳ از جدول (۵-۱)[۹]								
الف: شکست برشی در پیچ یا پرچ (حالت حدی۱)[۱۰]	۰/۰۳۶	۰/۰۴۸	۰/۲	۰/۰۰۸	۰/۰۲۰	۰/۰۳۰	۰/۰۳۰	۰/۰۴۰
ب: شکست کششی بال‌افقی‌نبشی(حالت حدی۲)	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵
پ: شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی۳)[۱۰]	۰/۰۱۶	۰/۰۲۵	۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۸	۰/۰۱۳	۰/۰۲۰	۰/۰۲۰
ت: شکست خمشی نبشی (حالت حدی۴)	۰/۰۴۲	۰/۰۸۴	۰/۲	۰/۰۱۰	۰/۰۲۵	۰/۰۳۵	۰/۰۳۵	۰/۰۷۰
اتصال ردیف ۱۴ از جدول (۵-۱)[۹]								
الف: شکست برشی وسایل اتصال(حالت حدی۱)								
۱: شکست برشی در پیچ یا پرچ[۱۰]	۰/۰۳۶	۰/۰۴۸	۰/۲	۰/۰۰۸	۰/۰۲۰	۰/۰۳۰	۰/۰۳۰	۰/۰۴۰
۲: شکست در جوش	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵
ب: شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی۲) [۱۰]	۰/۰۱۶	۰/۰۲۴	۰/۸	۰/۰۰۵	۰/۰۰۸	۰/۰۱۳	۰/۰۲۰	۰/۰۲۰
پ: شکست کششی در جان سپری(حالت‌حدی ۳)	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵
ت: شکست خمشی بال‌های سپری(حالت‌حدی ۴)	۰/۰۴۲	۰/۰۸۴	۰/۲	۰/۰۱۰	۰/۰۲۵	۰/۰۳۵	۰/۰۳۵	۰/۰۷۰
اتصال ردیف ۱۵ از جدول (۵-۱)[۹]								
الف: شکست دال مسلح	۰/۰۱۸	۰/۰۳۵	۰/۸	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۰۳۰
ب: تسلیم موضعی بال و لهیدگی جان ستون	۰/۰۳۶	۰/۰۴۲	۰/۴	۰/۰۰۸	۰/۰۲۰	۰/۰۳۰	۰/۰۲۵	۰/۰۳۵
پ: تسلیم بال پایینی نبشی	۰/۰۳۶	۰/۰۴۲	۰/۲	۰/۰۰۸	۰/۰۲۰	۰/۰۳۰	۰/۰۲۵	۰/۰۳۵

ادامه‌ی جدول (۵-۳): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه فولادی

جزء/ تلاش	پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش					
	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پس‌ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					
				کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی [۱۴]		اعضای غیراصلی		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
ت: تسلیم کششی پیچ و پرچ در بال ستون	۰/۰۱۵	۰/۰۲۲	۰/۸	۰/۰۰۵	۰/۰۰۸	۰/۰۱۳	۰/۰۱۳	۰/۰۱۸
ث: تسلیم برشی اتصالات بال تیر	۰/۰۲۲	۰/۰۲۷	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۳	۰/۰۱۸	۰/۰۱۸	۰/۰۲۳
اتصال ردیف ۱۶ از جدول (۵-۱) [۹]								
الف: شکست در مقطع مؤثر ورق یا برش در پیچ یا پرچ [۱۰]	۰/۰۳۰	۰/۰۳۰	۱	۰/۰۰۸	۰/۰۲۰	۰/۰۲۵	۰/۰۲۰	۰/۰۲۵
ب: شکست جوش یا شکست ورق در مقطع کل	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵
اتصال ردیف ۱۷ از جدول (۵-۱)								
الف: تسلیم ورق انتهایی	۰/۰۴۲	۰/۰۴۲	۱	۰/۰۱۰	۰/۰۲۸	۰/۰۳۵	۰/۰۳۵	۰/۰۳۵
ب: تسلیم پیچ‌ها	۰/۰۱۸	۰/۰۲۴	۰/۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۰۲۰
پ: تسلیم جوش	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۳	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵
اتصال ردیف ۱۸ از جدول (۵-۱) [۲ و ۸]	۰/۰۲۹- ۰/۰۰۰۸ d_{bg}	۰/۱۵- ۰/۰۰۱۴ d_{bg}	۰/۴	۰/۰۱۴- ۰/۰۰۰۴d	----	----	۰/۱۱۲۵- ۰/۰۰۱۱ d_{bg}	۰/۱۵- ۰/۰۰۱۴ d_{bg}
اتصال ردیف ۱۹ از جدول (۵-۱) [۸]	۰/۱۵- ۰/۰۰۰۱۴ d_{bg}	۰/۱۵- ۰/۰۰۱۴ d_{bg}	۱	۰/۰۷۵ - ۰/۰۰۰۷۱ d_{bg}	----	----	۰/۱۱۲۵- ۰/۰۰۱۱ d_{bg}	۰/۱۵- ۰/۰۰۱۴ d_{bg}
تیر پیوند EBF [۱۰ و ۱۱]								
الف: $e \le \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$	۰/۱۵	۰/۱۷	۰/۸	۰/۰۰۵	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۱۶
ب: $e \ge \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	مشابه با مقادیر در تیرها							
پ: $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.							
دیوارهای برشی فولادی [۱۳]	۱۴ θ_y	۱۶ θ_y	۰/۷	۰/۵ θ_y	۱۰ θ_y	۱۳ θ_y	۱۳ θ_y	۱۵ θ_y

۱- ستون‌ها در قاب‌های خمشی یا مهاربندی شده می‌توانند براساس حداکثر نیروی متحمل در اعضای متصل‌شده به ستون طراحی شوند. در ستون‌ها با مقاطع مستطیل یا مربع شکل نسبت $\frac{b_f}{2t_f}$ با نسبت $\frac{b}{t}$ و عدد ۰/۳ با عدد ۰/۶۵ ، عدد ۰/۳۸ با عدد ۱/۱۲ و همچنین عدد ۰/۷۶ با عدد ۱/۴۰ جایگزین‌شده و علاوه بر آن نسبت $\frac{h}{t_w}$ نیز حذف شود.

۲- دال مختلط باید کلیه ضوابط تیرهای مختلط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) را برآورده نماید و نیروی کششی بال با آرماتورهای فوقانی تامین گردد.

۳- $11(1-1.7P/P_{CL})\theta_y$

۴- $17(1-1.7P/P_{CL})\theta_y$

۵- $8(1-1.7P/P_{CL})\theta_y$

۶- $14(1-1.7P/P_{CL})\theta_y$

۷- مقدار مندرج در جدول باید براساس ردیف ۴ بند (۵-۳-۲-۴-۲) تغییر نمایند.

۸- d عمق تیر برحسب سانتی‌متر برای ورق برش‌گیر جوشی و d_{bg} عمق گروه پیچ‌ها برحسب سانتی‌متر برای ورق برش‌گیر پیچی.

۹- ورق جان یا تکیه‌گاه با سخت‌کننده جهت تحمل برشی بررسی می‌شوند. بدون اتصال برشی تلاش‌ها نباید غیراصلی منظور شوند و باید معیار پذیرش در اعضای اصلی را برای آن‌ها به‌کار برد. هرگاه عمق تیر، d_b ، بیش از ۴۵ سانتی‌متر باشد، مقادیر معیار پذیرش باید در عدد $\frac{45}{d_b}$ ضرب شوند.

۱۰-برای پیچ‌های با مقاومت بالا اعداد داده‌شده در جدول نصف شوند.

۱۱-مقادیر داده‌شده برای تیرهای پیوندی است که حداقل دارای سه سخت‌کننده‌ی قائم در جان تیر پیوند می‌باشند. هرگاه سخت‌کننده‌ی قائمی به‌کارنرفته باشد، مقادیر داده‌شده باید نصف شوند. برای جان‌های با یک یا دو سخت‌کننده‌ی قائم مقادیر معیار پذیرش با استفاده از دورن‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده برای سه سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده قابل محاسبه می‌باشند.

۱۲-تغییرشکل عبارت از زاویه‌ی دوران بین تیر پیوند و تیر خارج از پیوند.

۱۳-مقادیر داده‌شده برای دیوارهای برشی با سخت‌کننده است که در آن کمانش جلوگیری شده باشد.

۱۴-اعداد این دو ستون برای حالتی است که از روش استاتیکی غیرخطی ساده‌شده مطابق بند (۳-۴-۳-۱) برای تحلیل سازه استفاده شود. در غیر این صورت معیار پذیرش اعضای اصلی مشابه اعضای غیراصلی خواهد بود.

۱۵-پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش برای تیرها در برش برابر مقادیر مشابه تیرها در خمش می باشد.

جدول (۵-۴): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه‌ی فولادی

جزء/ تلاش	پارامترهای مدل‌سازی [۱ و ۲]			معیارهای پذیرش					
	تغییرشکل خمیری		نسبت تنش پس‌ماند	تغییرشکل خمیری					
				کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی [۶]		اعضای غیراصلی		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
تیرها و ستون‌ها در کشش (به استثنای تیروستون‌های قاب با مهاربندی واگرا)	$۵\,\Delta_T$	$۷\,\Delta_T$	۱/۰	$۰/۲۵\,\Delta_T$	$۳\,\Delta_T$	$۵\,\Delta_T$	$۶\,\Delta_T$	$۷\,\Delta_T$
مهاربند فشاری (به استثنای مهاربندهای واگرا) [۵]								
برای $\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_{ye}}$								
الف : زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش داخل صفحه [۳]	$۰/۵\,\Delta_C$	$۱۰\,\Delta_C$	۰/۳	$۰/۲۵\,\Delta_C$	$۶/۰\,\Delta_C$	$۸/۰\,\Delta_C$	$۸/۰\,\Delta_C$	$۱۰/۰\,\Delta_C$
ب : زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش خارج صفحه [۳]	$۰/۵\,\Delta_C$	$۹\,\Delta_C$	۰/۳	$۰/۲۵\,\Delta_C$	$۵/۰\,\Delta_C$	$۷/۰\,\Delta_C$	$۷/۰\,\Delta_C$	$۹/۰\,\Delta_C$
پ : مقطع Z یا I	$۰/۵\,\Delta_C$	$۱۰\,\Delta_C$	۰/۳	$۰/۲۵\,\Delta_C$	$۶/۰\,\Delta_C$	$۸/۰\,\Delta_C$	$۸/۰\,\Delta_C$	$۱۰/۰\,\Delta_C$
ت : مقطع قوطی و مقاطع لوله‌ای شکل	$۰/۵\,\Delta_C$	$۹\,\Delta_C$	۰/۳	$۰/۲۵\,\Delta_C$	$۵/۰\,\Delta_C$	$۷/۰\,\Delta_C$	$۷/۰\,\Delta_C$	$۹/۰\,\Delta_C$
برای $\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_{ye}}$ [۴]								
الف : زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش داخل صفحه [۳]	$۱/۰\,\Delta_C$	$۸\,\Delta_C$	۰/۵	$۰/۲۵\,\Delta_C$	$۵\,\Delta_C$	$۷\,\Delta_C$	$۷\,\Delta_C$	$۸\,\Delta_C$
ب : زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش خارج صفحه [۳]	$۱/۰\,\Delta_C$	$۷\,\Delta_C$	۰/۵	$۰/۲۵\,\Delta_C$	$۴\,\Delta_C$	$۶\,\Delta_C$	$۶\,\Delta_C$	$۷\,\Delta_C$
پ : مقطع Z یا I	$۱/۰\,\Delta_C$	$۸\,\Delta_C$	۰/۵	$۰/۲۵\,\Delta_C$	$۵\,\Delta_C$	$۷\,\Delta_C$	$۷\,\Delta_C$	$۸\,\Delta_C$
ج : مقطع قوطی و مقاطع لوله‌ای شکل	$۱/۰\,\Delta_C$	$۷\,\Delta_C$	۰/۵	$۰/۲۵\,\Delta_C$	$۴\,\Delta_C$	$۶\,\Delta_C$	$۶\,\Delta_C$	$۷\,\Delta_C$
برای $2.1\sqrt{E/F_{ye}} < \frac{Kl}{r} < 4.2\sqrt{E/F_{ye}}$	با استفاده از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده برای مهاربندهای لاغر و قوی محاسبه می‌شود.							
مهاربند کششی (به استثنای مهاربندی‌های واگرا) [۷]	$۱۱\,\Delta_T$	$۱۴\,\Delta_T$	۰/۸	$۰/۲۵\,\Delta_T$	$۷\,\Delta_T$	$۹\,\Delta_T$	$۱۱\,\Delta_T$	$۱۳\,\Delta_T$

۱- Δ_C تغییرشکل محوری در بار کمانشی مورد انتظار می‌باشد.

۲- Δ_T تغییرشکل محوری در بار نظیر کششی حد تسلیم (بار لهیدگی مورد انتظار) می‌باشد.

۳- در صورتی‌که لقمه‌ها در مقاطع مرکب ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) را برآورده ننماید، باید معیارهای پذیرش با ضریب ۰/۵ کاهش یابد.

۴- مقادیر معیارهای پذیرش جدول برای مقاطع پر شده با بتن و یا مقاطعی که شرایط مقطع فشرده لرزه‌ای را برآورده می‌نمایند، ارائه شده است. برای مقاطع غیرفشرده مقادیر معیارهای پذیرش باید نصف گردد و برای مقاطع فشرده غیرلرزه‌ای - از میان‌یابی خطی استفاده گردد.

۵- در مواردی‌که اتصال مهاربند ضوابط کنترل مقاومت فشاری مورد نیاز مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(بخش طرح لرزه‌ای) را برآورده ننماید، باید معیارهای پذیرش در ۰/۸ ضرب گردد.

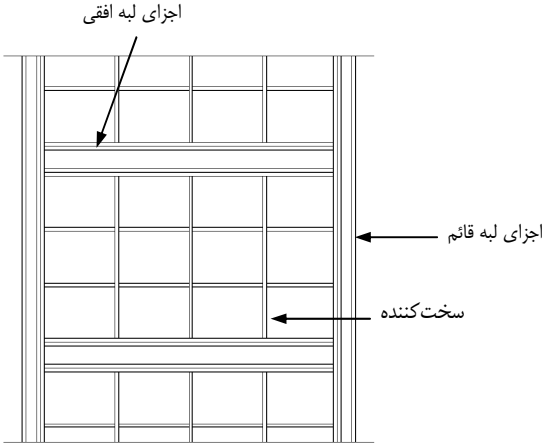
۶- اعداد این دو ستون برای حالتی است که از روش استاتیکی غیرخطی ساده‌شده مطابق بند (۳-۴-۳-۱) برای تحلیل سازه استفاده شود. در غیر این صورت معیار پذیرش اعضای اصلی مشابه اعضای غیراصلی خواهد بود.

۷- برای مهاربندهایی که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، مقادیر معیارهای پذیرش در ۰/۵ ضرب می‌شود، ولی نیاز به انتخاب کمتر از ۰/۲۵ نمی‌باشد.

۵-۵- دیوارهای برشی فولادی

۵-۵-۱- کلیات

دیوار برشی، عضو باربر جانبی است که اجزای آن شامل اجزای لبه افقی (تیر)، اجزای لبه قائم (ستون) و ورق جان می‌باشد.



شکل (۵-۱۲): نمای دیوار برشی فولادی سخت‌شده

یک دیوار برشی فولادی سوراخ‌دار یا بدون سوراخ حتماً باید در چهار طرف خود دارای عناصر لبه‌ای (تیرها و ستون‌ها) بوده و به آن‌ها جوش‌شده باشد. دیوارهای برشی فولادی باید به تنهایی یا به همراه سایر اعضای سیستم مقاوم لرزه‌ای قادر به تحمل بارهای جانبی باشند. عناصر لبه‌ای باید همانند تیرها و ستون‌ها مورد ارزیابی قرار گیرند.

دیوارهای‌برشی به دو نوع سخت‌شده و سخت‌نشده تفکیک می‌شوند. درصورتی دیوار برشی سخت‌شده محسوب می‌گردد که ورق دیوار یکی از شروط زیر را برآورده نماید:

الف- اگر در دو راستای افقی و قائم سخت‌کننده‌استفاده گردد؛

$$\frac{s}{t_w} \le 3.82\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۳۸-۵)$$

s: فاصله سخت‌کننده‌ها؛

t_W: ضخامت ورق دیوار برشی.

ب- اگر تنها در یک راستا از سخت‌کننده‌استفاده گردد؛

$$\frac{s}{t_w} \le 2.88\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۳۹-۵)$$

پ- دیوار فولادی در بتن مدفون گردد.

در ضوابط ارائه‌شده برای این بخش فرض براینست که دیوار برشی سخت‌شده می‌باشد و کمانش برشی در آن رخ نمی‌دهد. در خصوص ضوابط دیوارهای برشی سخت‌نشده باید از نتایج دقیق تحلیلی یا آزمایشگاهی استفاده نمود.

۵-۵-۲-سختی

۵-۵-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

استفاده از روش اجزای محدود در حالت تنش صفحه‌ای به همراه تیرها و ستون‌ها به عنوان عناصر لبه‌ای به‌منظور تحلیل دیوار برشی فولادی مجاز است. سختی کلی دیوار، K_W، را می‌توان از رابطه‌ی (۵-۴۰) یا از یک روش مبتنی بر اصول مقاومت مصالح محاسبه نمود:

$$K_W = \frac{Gat_W}{h} \qquad (۵-۴۰)$$

که در آن:

G : مدول برشی فولاد؛

a : عرض خالص دیوار بین ستون‌ها؛

h : ارتفاع خالص دیوار بین تیرها؛

t_W : ضخامت ورق دیوار.

۵-۵-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

در استفاده از روش استاتیکی غیرخطی بیان شده در فصل ۳، سختی ناحیه‌ی ارتجاعی رابطه‌ی نیرو- تغییرمکان دیوار باید طبق بند (۵-۵-۲-۱) محاسبه شود. رابطه‌ی کامل غیرخطی نیرو- تغییرمکان باید براساس آزمایش یا یک روش تحلیلی مورد تایید باشد. به جای آن، استفاده از رابطه‌ی کلی نیرو- تغییرمکان داده‌شده در شکل (۵-۲) که در بند (۵-۲-۱-۲) معرفی‌شده، مجاز می‌باشد.

۵-۵-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

رفتار کامل چرخه‌ای هرعضو باید توسط یک روش منطقی مبتنی بر آزمایش مدل شود.

۵-۵-۳- مقاومت

۵-۵-۳-۱-کلیات

مقاومت‌های اعضا باید طبق ضوابط کلی بند (۵-۲-۲) و ضوابط تصریح‌شده در این بند محاسبه شوند.

۵-۵-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مقاومت اجزای دیوار برشی باید مطابق زیر تعیین گردد:

۱- ورق دیوار: مقاومت برشی موردانتظار دیوار، Q_{CE}، باید براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) بسته به نسبت a/t_W با درنظر گرفتن F_{y_e} به جای F_y و ضریب تقلیل ظرفیت، ϕ، برابر یک تعیین گردد. در این حالت دیوار فولادی می‌تواند به صورت جان یک تیر ورق مدل گردد.

اگر از سخت‌کننده‌هایی با فواصل مناسب برای جلوگیری از کمانش قطری دیوار استفاده شود، مقاومت مورد انتظار دیوار از رابطه‌ی (۵-۴۱) به‌دست خواهد آمد:

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.6F_{ye}at_W \qquad (۴۱-۵)$$

که در آن a عرض خالص دیوار بین ستون‌های طرفین آن می‌باشد.

۲- سخت‌کننده‌ها: مقاومت برشی سخت‌کننده‌ها می‌تواند مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) با ϕ برابر ۱ و F_{ye} بجای F_y محاسبه شود.

۳- اتصالات: مقاومت اتصالات باید طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) با ϕ برابر ۱ محاسبه شود.

۵-۵-۳-۳- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

منحنی کلی نیرو– تغییرمکان نشان‌داده‌شده در شکل (۵-۲) که در بند (۵-۲-۱-۲) توصیف شده یا رابطه‌ی نیرو– تغییرمکان دیگری براساس آزمایش یا یک تحلیل منطقی مورد تایید مبتنی بر آزمایش، باید برای بیان رفتار کامل نیرو– تغییرمکانی دیوار برشی فولادی تا هنگام انهدام به‌کارگرفته شود. مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} باید براساس بند (۵-۵-۳-۲) محاسبه شود. تغییرمکان حد تسلیم از رابطه‌ی (۵-۴۲) تعیین می‌شود:

$$\Delta y = \frac{Q_{CE}}{K_W} \qquad (۴۲-۵)$$

۵-۵-۴- معیارهای پذیرش

۵-۵-۴-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

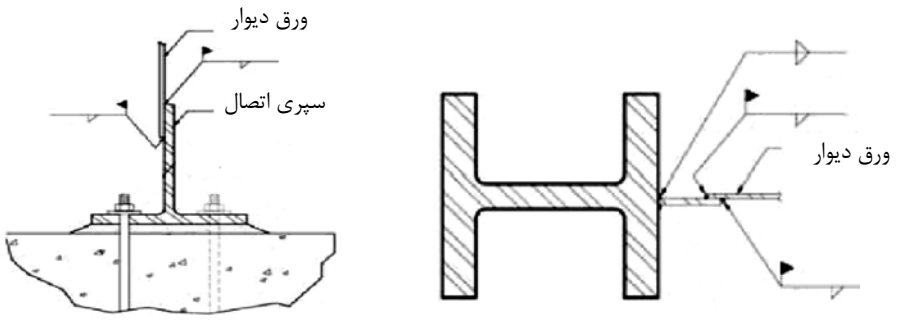
تلاش‌های محاسباتی باید با مقاومت‌های طراحی طبق بند (۳-۶-۱) مقایسه شوند. ضرایب m برای اعضای فولادی از جدول (۵-۲) برگرفته می‌شوند. معیارهای پذیرش اجزای دیوار برشی مطابق زیر می‌باشد:

۵-۵-۴-۱-۱- محدودیت نسبت طول به ارتفاع: در دیوارهای برشی نسبت طول به ارتفاع باید به $0.8 < \frac{L}{h} \le 2.5$ محدود گردد.

۵-۵-۴-۱-۲- ورق دیوار: رفتار برشی در دیوار برشی فولادی سخت‌شده، تغییرشکل‌کنترل درنظرگرفته می‌شود و مقادیر m برای آن در جدول (۵-۲) داده شده است.

۵-۵-۴-۱-۳- اتصالات: اتصالات ورق دیوار به اجزای لبه باید بعنوان عضو نیروکنترل درنظرگرفته شود.

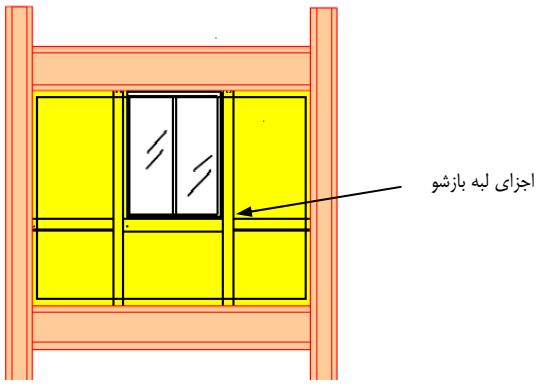
۵-۵-۴-۱-۴- سخت‌کننده‌ها: سخت‌کننده‌ها باید ضوابط مربوط به سخت‌کننده‌ها را برای جلوگیری از کمانش قطری دیوار طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) با ϕ برابر ۱ و F_{ye} بجای F_y برآورده نماید.



الف-اتصال ورق دیوار به اجزای لبه ب- اتصال ورق دیوار به فونداسیون

شکل (۵-۱۳): نمونه‌ای از اتصالات ورق دیوار

۵- بازشوها: در اطراف بازشوهای ورق باید از اجزای لبه افقی و قائم استفاده گردد. اجزای لبه اطراف بازشو باید مطابق شکل (۵-۱۴) در تمام ارتفاع یا طول ورق ادامه یابد.



شکل (۵-۱۴): اجزای لبه بازشو

این اجزا باید ضوابط زیر را برآورده نمایند:

الف- مقاومت موردنیاز اجزای لبه قائم باید براساس نیروهای متناظر با مقاومت تسلیم مورد انتظار در کشش با زاویه α تعیین گردد.

α زاویه‌ی تسلیم ورق نسبت به قائم از رابطه‌ی (۵-۴۳) به‌دست می‌آید:

$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{t_w L} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{t_w L} + \frac{2h}{A_b L} + \frac{h^4}{180 I_c L^2}} \qquad (۴۳-۵)$$

A_b: سطح مقطع تیر لبه؛

A_c و I_c : سطح مقطع و لنگر اینرسی ستون‌های لبه.

ب- سختی اجزای لبه بازشو باید شرایط زیر را برآورده نماید.

$$I_c \geq 0.00307 t_w h^4 / L \quad ، \quad I_b \leq 0.003 t_w h^4 / L \qquad (۴۴-۵)$$

I_c: لنگر اینرسی جزء لبه قائم حول محور عمود به صفحه ورق دیوار

I_b: لنگر اینرسی جزء لبه افقی حول محور عمود به صفحه ورق دیوار

۵-۵-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تلاش‌های محاسباتی اعضا باید ضوابط بند(۳-۶-۲) را برآورد سازد. حدتغییرشکل‌ها باید از جدول‌های(۵-۳) و (۵-۴) گرفته شود.

۵-۵-۵- معیارهای بهسازی

دیوارهای برشی فولادی که معیارهای پذیرش مربوط به سطح عملکرد موردنظر را برآورد نمی‌سازند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۴) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۵-۶- قاب‌های با اتصالات خورجینی

قاب‌های با اتصالات خورجینی نوعی قاب هستند که در آنها تیرها به صورت یکسره از طرفین ستون‌ها عبور کرده و توسط اجزایی نظیر نبشی به دو وجه ستون متصل می‌شوند.

۵-۶-۱-انواع و رفتار اتصالات خورجینی

اتصالات خورجینی را به‌طورکلی می‌توان به دو دسته اتصالات سنتی و اتصالات جدید تقسیم‌بندی کرد.

۱-اتصالات سنتی: در این اتصالات، اتصال تیر به ستون از طریق نبشی پایینی و یا جفت نبشی پایینی و بالایی صورت می‌گیرد.

رفتار قاب‌های دارای اتصالات خورجینی سنتی در دو حالت زیر تقسیم‌بندی می‌شود:

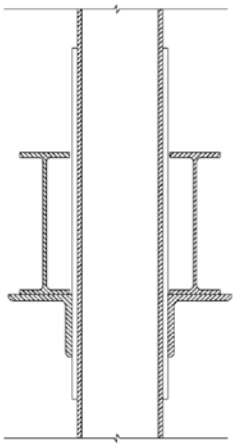
– اتصالاتی که فقط دارای نبشی پایین باشند، رفتار ساده یا قیچی‌سان دارند.

– اتصالاتی که دارای نبشی بالا و پایین باشند، رفتاری نیمه‌صلب دارند. لیکن منحنی‌های رفتاری و شکل‌پذیری آنها با اتصالات نیمه‌صلب بند (۵-۳-۳) این دستورالعمل تطابق ندارد.

۲-اتصالات جدید: اتصالاتی هستند که به دو دسته اتصالات ساده (قیچی‌سان) و اتصالات گیردار (صلب) تقسیم‌بندی می‌شوند. جزئیات و روش‌های طراحی آنها در نشریه ۳۲۴ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری ارائه شده است.

۵-۶-۲- قاب‌های با اتصالات خورجینی سنتی با نبشی پایینی

برای ارزیابی و بهسازی قاب‌های با این نوع اتصالات (شکل ۵-۱۵)، ضوابط این بخش در مورد اتصالات خورجینی باید رعایت گردد. سختی، مقاومت و معیارهای پذیرش کلیه اعضای این نوع قابها ، باستثنای اتصالات خورجینی، بسته به نوع سیستم باربر جانبی بر اساس ضوابط سایر بندهای این فصل تعیین می شود.



شکل (۵-۱۵): اتصالات خورجینی سنتی با نبشی پایین

۵-۶-۲-۱- سختی اتصالات

۵-۶-۲-۱-۱-روش استاتیکی و دینامیکی خطی

سختی چرخشی اتصالات خورجینی با نبشی پایینی تنها، ناچیز بوده و صفر درنظر گرفته می‌شود. در تحلیل قاب‌های دارای این نوع اتصال لازم است تیرها در محل اتصال به صورت یکسره مدل شده و اتصال آنها به ستون به‌صورت قیچی‌سان در نظر گرفته شود.

۵-۶-۲-۱-۲-روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

با توجه به ناچیز بودن سختی چرخشی اتصالات نیاز به مدلسازی رفتار غیر خطی برای اتصالات نمی‌باشد و اتصالات باید مطابق بند (۵-۶-۲-۱-۱) مدل شوند.

۵-۶-۲-۲- مقاومت اتصالات

۵-۶-۲-۲-۱-روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مقاومت چرخشی اتصالات خورجینی با نبشی پایینی تنها، ناچیز بوده و صفر در نظر گرفته می‌شود.

۵-۶-۲-۲-۲-روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

با توجه به ناچیز بودن مقاومت چرخشی اتصالات، این مقاومت برابر صفر در نظر گرفته می‌شود.

۵-۶-۲-۳- معیارهای پذیرش اتصالات

۵-۶-۲-۳-۱-روش استاتیکی و دینامیکی خطی

با توجه به ناچیز بودن مقاومت چرخشی اتصال، نیاز به برآورده شدن معیار پذیرش خاصی نمی باشد.

۵ -۶-۲-۳-۲-روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

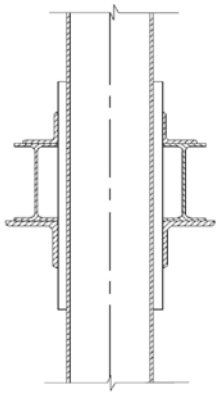
با توجه به ناچیز بودن مقاومت چرخشی اتصال، نیاز به برآورده شدن معیار پذیرش خاصی نمی باشد.

۵-۶-۲-۴- معیارهای بهسازی

با توجه به عدم‌قابلیت لنگرگیری این اتصالات، قاب‌هایی که دارای این نوع اتصالات بوده ولی فاقد هر نوع سیستم مقاوم شناخته‌شده در برابر بارهای جانبی نظیر مهاربندی یا دیوار برشی باشند، آسیب‌پذیر شناخته می‌شوند و لازم است بهسازی شوند.

۵-۶-۳- قاب‌های دارای اتصالات خورجینی سنتی با نبشی پایینی و بالایی

در اتصالات خورجینی سنتی که دارای نبشی پایینی و بالایی هستند (شکل ۵-۱۶) سختی و مقاومت چرخشی اتصال وابسته به مشخصات و اندازه نبشی‌ها و تیر می‌باشد و منحنی لنگر–چرخش این اتصال به صورت غیرخطی است.



شکل (۵-۱۶): اتصالات خورجینی سنتی با نبشی پایین و بالا

برای تحلیل قاب‌های دارای این نوع اتصال دو روش ارائه شده است، در ادامه ضوابط مربوط به تعیین سختی، مقاومت و معیارهای‌پذیرش برای هر یک از این‌روش‌ها ارائه شده است.

سختی، مقاومت و معیارهای پذیرش کلیه اعضای این نوع قاب‌ها ، به‌استثنای اتصالات خورجینی، بسته به نوع سیستم باربر جانبی بر اساس ضوابط سایر بندهای این فصل تعیین می شود.

۵-۶-۳-۱- سختی اتصالات

۵-۶-۳-۱-۱-کلیات

سختی اتصال خورجینی با توجه به روش مدلسازی مطابق زیر می‌باشد:

در روش اول با صرف‌نظر کردن از سختی اتصال، این اتصال به صورت قیچی‌سان مدل می‌شود.

در روش دوم، با تعیین منحنی رفتار لنگر- چرخش این اتصالات با استفاده از روش‌های تحلیلی یا آزمایشگاهی معتبر می‌توان اثرات سختی اتصالات را در تحلیل‌ها در نظر گرفت.

۵-۶-۳-۱-۲-روش استاتیکی و دینامیکی خطی

در صورت استفاده از روش دوم مدلسازی در تحلیل سازه، خواص محدوده ارتجاعی اتصالات با توجه به نتایج تحلیلی یا آزمایشگاهی معتبر، در مدلسازی منظور می‌شود.

۵-۶-۳-۱-۳-روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

در صورت استفاده از روش دوم مدلسازی در تحلیل سازه، منحنی رفتاری یا چرخه‌ای اتصالات با توجه به نتایج تحلیلی یا آزمایشگاهی معتبر، در مدلسازی منظور می‌شود.

۵-۶-۳-۲- مقاومت اتصالات

۵-۶-۳-۲-۱-کلیات

مقاومت مورد انتظار چرخشی اتصال خورجینی دارای نبشی‌های پایینی و بالایی با توجه به روش مدلسازی مطابق زیر می‌باشد:

در روش اول (مدل اتصال به صورت قیچی‌سان) از مقاومت چرخشی آن صرف‌نظر می‌شود.

در روش دوم، اثرات مقاومت اتصالات با تعیین منحنی رفتار لنگر- چرخش این اتصالات با استفاده از روش‌های تحلیلی یا آزمایشگاهی معتبر در تحلیل سازه در نظر گرفته می‌شود. متذکر می شود در صورت درنظر گرفتن مقاومت خمشی تسلیم اتصال به میزانی بیش از ظرفیت خمشی تیر، نیازهای تغییرشکل در تیر متمرکز خواهد شد که با نتایج آزمایش‌های انجام شده تطابق ندارد. لذا در نظرگرفتن مقاومت تسلیمی بیش از ۷۰٪ ظرفیت خمشی تیر برای اتصال مجاز نمی‌باشد.

۵-۶-۳-۲-۲-روش استاتیکی و دینامیکی خطی

در صورت استفاده از روش دوم مدلسازی مقاومت مورد انتظار چرخشی اتصال خورجینی دارای نبشی‌های پایینی و بالایی از نتایج مدل تحلیلی یا آزمایشگاهی معتبر محاسبه می شود.

۵-۶-۳-۲-۳-روش استاتیکی غیرخطی

در صورت استفاده از روش دوم مدل‌سازی رابطه‌ی نیرو-تغییرشکل مطابق شکل (۵-۲) باید برای اتصالات با توجه به نتایج مدل تحلیلی یا آزمایشگاهی معتبر بر اساس بند (۵-۲-۱-۲) مشخص شود.

۵-۶-۳-۲-۴-روش دینامیکی غیرخطی

در صورت استفاده از روش دوم مدلسازی رفتار کامل چرخه‌ای اتصالات باید بر اساس آزمایش معتبر تعیین شود.

۵-۶-۳-۳- معیارهای پذیرش اتصالات

۵-۶-۳-۳-۱-کلیات

معیارهای پذیرش اتصال خورجینی با توجه به روش مدلسازی مطابق زیر می‌باشد:

در روش اول مدلسازی، با توجه به ظرفیت محدود چرخش در اتصالات خورجینی، چرخش بدست‌آمده از تحلیل سازه باید به میزان مجاز چرخش ۰/۰۱ رادیان برای تامین عملکرد ایمنی جانی و ۰/۰۲ رادیان برای تامین عملکرد آستانه فروریزش محدود گردد.

در روش دوم مدل‌سازی، رفتار اتصال خورجینی می تواند تغییرشکل‌کنترل در نظر گرفته شود. لیکن معیارهای پذیرش آنها باید با استفاده از روش‌های صحیح تحلیلی یا آزمایشگاهی معتبر و براساس ضوابط معرفی شده در بند (۳-۲-۱۲) این دستورالعمل تعیین شود. در این روش برای ساده شدن محاسبات می توان رفتار اتصال خورجینی را نیروکنترل در نظر گرفت و با در نظر گرفتن اثر سختی اتصالات در تحلیل‌های خطی یا غیر خطی ، پذیرش اتصال در مقابل لنگرهای تحمیل شده را با توجه به کرانه‌پایین مقاومت آن کنترل نمود.

۵-۶-۳-۳-۲-روش استاتیکی و دینامیکی خطی

در صورت استفاده از روش اول مدل‌سازی، مقدار چرخش اتصال حاصل از نتایج تحلیل‌های خطی مستقیماً با مقادیر مجاز چرخش بیان شده در بند (۵-۶-۳-۳-۱) برای سطح عملکرد مورد نظر مقایسه می‌شود.

در صورت استفاده از روش دوم مدل‌سازی و در نظر گرفتن رفتار تغییرشکل‌کنترل برای اتصالات، معیار پذیرش اتصالات باید بر اساس رابطه (۳-۲۸) کنترل شوند. مقدار ضریب m در این رابطه باید با استفاده از روش‌های تحلیلی یا آزمایشگاهی معتبر تعیین شود. در صورتی‌که رفتار اتصال نیروکنترل منظور شود، معیار پذیرش اتصالات باید بر اساس رابطه (۳-۲۹) ارزیابی شوند.

۵-۶-۳-۳-۳-روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

در صورت استفاده از روش اول مدلسازی، مقدار چرخش خمیری اتصال حاصل از نتایج تحلیل باید با مقادیر مجاز چرخش بیان شده در بند (۵-۶-۳-۳-۱) برای سطح عملکرد مورد نظر مقایسه شود.

در صورت استفاده از روش دوم مدلسازی و در نظر گرفتن رفتار تغییرشکل‌کنترل برای اتصالات، معیار پذیرش اتصالات با استفاده از روش‌های تحلیلی یا آزمایشگاهی معتبر تعیین می‌شود. در صورتی‌که رفتار اتصال نیروکنترل منظور شود، معیار پذیرش اتصالات باید بر اساس رابطه (۳-۲۹) ارزیابی شوند.

۵-۶-۳-۴- معیارهای بهسازی

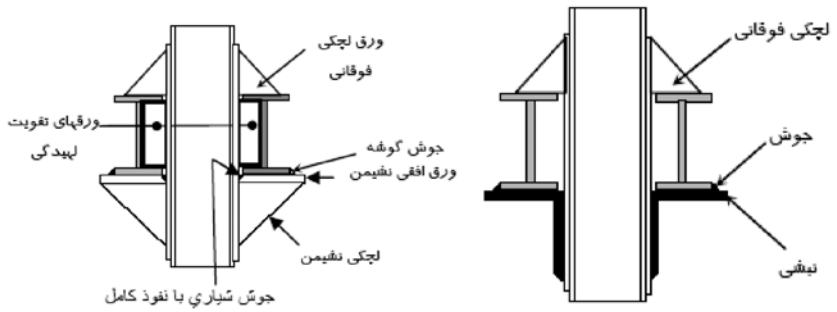
با توجه به عدم‌قابلیت اعتماد به رفتار مناسب این اتصالات، قاب‌هایی که دارای این نوع اتصالات بوده ولی فاقد هر نوع سیستم مقاوم شناخته‌شده در برابر بارهای جانبی نظیر مهاربندی یا دیوار برشی باشند، آسیب‌پذیر شناخته می‌شوند و لازم است بهسازی شوند.

۵-۶-۴-قاب‌های دارای اتصالات خورجینی جدید

برای ارزیابی و بهسازی قاب‌های با این نوع اتصالات، ضوابط این بخش در مورد اتصالات خورجینی باید رعایت گردد. سختی، مقاومت و معیارهای پذیرش اعضای این نوع قابها ، باستثنای اتصالات خورجینی، بسته به نوع سیستم باربر جانبی بر اساس ضوابط سایر بندهای این فصل تعیین می شود.

۵-۶-۴-۱- اتصالات خورجینی ساده

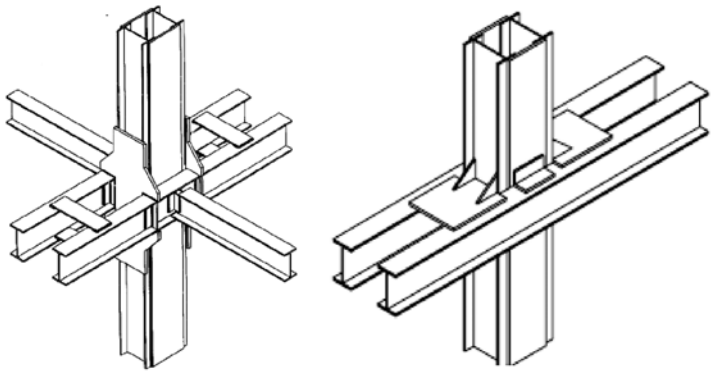
اتصالات ساده معرفی‌شده در نشریه ۳۲۴ مطابق شکل (۵-۱۷) دارای سختی و مقاومت چرخشی ناچیز بوده و در مدل‌سازی به‌صورت قیچی‌سان در نظر گرفته می‌شوند. قاب‌های با این نوع اتصالات باید مطابق بند (۵-۶-۲) مدل‌سازی و ارزیابی گردند.



شکل (۵-۱۷): اتصالات خورجینی جدید ساده

۵-۶-۴-۲- اتصالات خورجینی گیردار (صلب)

اتصالات خورجینی گیردار (صلب) معرفی‌شده در نشریه ۳۲۴ مطابق شکل (۵-۱۸) دارای انواع ۱ (با صفحات اتصال افقی) و ۲ (با صفحات اتصال قائم) می‌باشند. طراحی صحیح این نوع اتصالات بر اساس فرض شکل گیری مفصل خمیری در تیر می باشد. لذا در این صورت اتصالات با رفتار نیروکنترل ارزیابی می‌شوند. در صورت عدم برآورده شدن ضوابط و جزییات لازم به منظور شکل گیری مفصل خمیری در تیر، اتصالات وارد رفتار غیرخطی شده و باید با فرض رفتار تغییرشکل‌کنترل ارزیابی شوند.



نوع ۲ نوع ۱

شکل (۵-۱۸): اتصالات خورجینی جدید خمشی

۵-۶-۴-۲-۱- سختی اتصالات

۵-۶-۴-۲-۱-۱-روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مدلسازی گره اتصال در قاب‌های دارای این نوع اتصالات باید بر اساس ضوابط بند (۵-۳-۲-۲-۱) این فصل صورت گیرد.

۵-۶-۴-۲-۱-۲-روش استاتیکی غیر خطی

مدلسازی گره اتصال در قاب‌های دارای این نوع اتصالات باید بر اساس ضوابط بند (۵-۳-۲-۲-۲) این فصل صورت گیرد. برای این منظور اتصالات خورجینی گیردار نوع ۱ مشابه اتصالات دارای ورق اتصال جوش‌شده به بال (اتصال ردیف ۹ از جدول ۵-۱) در نظر گرفته می‌شود. همچنین اتصالات خورجینی گیردار نوع ۲ مشابه اتصالات صلب که در آنها تیر مستقیماً به ستون جوش‌شده باشد (اتصال ردیف ۱ از جدول ۵-۱) در نظر گرفته می‌شود.

۵-۶-۴-۲-۱-۳-روش دینامیکی غیر خطی

در این روش لازم است رفتار چرخه‌ای کامل اتصالات به طور مناسب بر اساس نتایج آزمایش مدل شود.

۵-۶-۴-۲-۲- مقاومت اتصالات

۵-۶-۴-۲-۲-۱-روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مقاومت مورد انتظار یا کرانه پایین اتصالات خورجینی گیردار نوع ۱ باید مشابه اتصالات صلب دارای ورق اتصال جوش‌شده به بال (اتصال ردیف ۹ از جدول ۵-۱) در نظر گرفته شود. همچنین مقاومت مورد انتظار یا کرانه پایین اتصالات خورجینی گیردار نوع ۲ باید مشابه اتصالات صلب که در آنها تیر مستقیماً به ستون جوش‌شده باشد (اتصال ردیف ۱ از جدول ۵-۱) درنظر گرفته شود.

۵-۶-۴-۲-۲-۲-روش استاتیکی غیرخطی

در این روش رابطه‌ی نیرو–تغییرشکل اتصالات، در صورت رفتار تغییرشکل‌کنترل اتصالات، مطابق شکل (۵-۱) و بر اساس بند (۵-۲-۱-۲) مشخص می‌شود. مقادیر مقاومت مورد انتظار یا کرانه پایین اتصالات نیز مطابق با روش‌های خطی بیان شده در بند (۵-۶-۴-۲-۲-۱) قابل محاسبه می‌باشد.

۵-۶-۴-۲-۲--۳-روش دینامیکی غیرخطی

در این روش رفتار کامل چرخه‌ای اتصالات باید بر اساس آزمایش تعیین شود.

۵-۶-۴-۲-۳- معیارهای پذیرش اتصالات

۵-۶-۴-۲-۳-۱-روش استاتیکی و دینامیکی خطی

معیارهای پذیرش برای اتصالات خورجینی جدید بر اساس رفتار آن‌ها مطابق زیر می‌باشد:

الف-اتصالات با رفتار تغییرشکل‌کنترل: معیارهای پذیرش گره اتصال باید بر اساس ضوابط بند (۵-۳-۲-۴-۲) این فصل صورت گیرد. برای این منظور ضریب m برای اتصالات خورجینی گیردار نوع ۱ مشابه اتصالات دارای ورق اتصال جوش‌شده به بال (اتصال ردیف ۹ از جدول ۵-۱) و با در نظر گرفتن ضوابط بند (۵-۳-۲-۴-۲) در نظر گرفته می‌شود. همچنین ضریب m برای اتصالات خورجینی گیردار نوع ۲ مشابه اتصالات صلب که در آنها تیر مستقیماً به ستون جوش‌شده باشد (اتصال ردیف ۱ از جدول ۵-۱) و با در نظر گرفتن ضوابط بند (۵-۳-۲-۴-۲) در نظر گرفته می‌شود.

ب- اتصالات با رفتار نیروکنترل: اتصالات خورجینی جدیدی که بر اساس فرض شکل‌گیری مفصل خمیری در تیر طراحی شده باشند، با رفتار نیروکنترل و با توجه به رابطه(۵-۱۸) ارزیابی شوند. در محاسب Q_{CLco} ضروری است کلیه ضوابط نشریه ۳۲۴ در خصوص جزئیات این اتصالات رعایت شود.

۵-۶-۴-۲-۳--۲-روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

معیارهای پذیرش برای اتصالات خورجینی جدید بر اساس رفتار آن‌ها مطابق زیر می‌باشد:

الف-اتصالات با رفتار تغییرشکل‌کنترل: معیارهای پذیرش گره اتصال باید بر اساس ضوابط بند (۵-۳-۲-۴-۳) این فصل صورت گیرد. برای این منظور مقدار چرخش خمیری حاصل از تحلیل برای اتصالات خورجینی گیردار نوع ۱ باید با مقادیر داده شده در جدول (۵-۳) و مشابه اتصالات دارای ورق اتصال جوش‌شده به بال (اتصال ردیف ۹ از جدول ۵-۱) و با در نظر گرفتن ضوابط بند (۵-۳-۲-۴-۳) مقایسه شوند. همچنین مقدار چرخش خمیری حاصل از تحلیل برای اتصالات خورجینی گیردار نوع ۲ باید با مقادیر داده شده در جدول (۵-۳) و مشابه اتصالات صلب که در آنها تیر مستقیماً به ستون جوش‌شده باشد (اتصال ردیف ۱ از جدول ۵-۱) و با در نظر گرفتن ضوابط بند (۵-۳-۲-۴-۳) مقایسه شوند.

ب- اتصالات با رفتار نیروکنترل: اتصالات خورجینی جدیدی که بر اساس فرض شکل‌گیری مفصل خمیری در تیر به دور از وجه ستون طراحی می‌شوند باید با رفتار نیروکنترل و با بررسی آن که کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال بیش‌تر از مقاومت خمشی مورد انتظار تیر در محل اتصال باشد، ارزیابی شوند.

۵-۶-۴-۲-۴- معیارهای بهسازی

اجزای سازه‌های فولادی که معیارهای پذیرش مشخص‌شده در بندهای قبل را برای سطح عملکرد انتخابی تامین ننمایند، باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۳) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۵-۷- قاب‌های فولادی با میان‌قاب

قاب‌های فولادی که در آن‌ها میان‌قاب‌های بتنی یا بنایی مسلح یا غیرمسلح موجود است باید با درنظرگرفتن سختی مرکب قاب فولادی و دیوار میان‌قاب ارزیابی شوند.

خواص مهندسی و معیارهای پذیرش دیوارهای میان‌قاب مطابق با فصل ۶ برای مصالح بتنی و فصل ۸ برای مصالح بنایی می‌باشند.

دیوارهای میان‌قاب تا قبل از انهدام به همراه قاب‌های مربوط در ترکیب با همدیگر با درنظرگرفتن سختی نسبی هر عضو نیروی زلزله را تحمل می‌کنند. اندرکنش بین قاب فولادی و میان‌قاب باید با استفاده از روش‌های ذکرشده در فصل ۸ درنظرگرفته شود. تحلیل هر عضو از این مجموعه باید در گام‌های متوالی انجام‌شده و در آن اثرات اندرکنش بین اعضا بسته به تراز عملکردی انتخابی درنظرگرفته شود. در نقطه‌ای که انهدام میان‌قاب طبق معیارهای پذیرش فصل۶ یا ۸ مورد انتظار است، دیوار باید از مدل تحلیلی برداشته شود. در ادامه، تحلیل باید با درنظرگرفتن قاب فولادی تنها با درنظرگرفتن هرگونه ناپیوستگی در ارتفاع ساختمان که به‌واسطه‌ی خراب‌شدن دیوار ایجاد گردیده دنبال شود. در این هنگام، خواص مهندسی و معیارهای پذیرش قاب آن‌گونه که در بخش (۵-۳) ذکرشده مورد عمل خواهند بود.

۵-۸-تیرهای لانه زنبوری

۵-۸-۱-کلیات

در وهله اول ارجح است تیر لانه‌زنبوری عضوی از سیستم باربر جانبی نباشد، لیکن در یک پروژه ارزیابی ممکن است اینگونه تیرها جزیی از سیستم باربر جانبی استفاده شده باشند. در چنین حالتی ارجح است درصورت امکان جان تیر لانه‌زنبوری توسط ورق سرتاسری پر شود و سپس مشابه تیرهای معمولی مطابق بند (۵-۳-۲) با درنظرگرفتن ضوابط بند (۵-۸-۱-۴) ارزیابی گردد.

در غیراین‌صورت، باید مطابق زیر ارزیابی گردد:

۵-۸-۲- سختی

سختی اعضای تیرهای لانه‌زنبوری باید براساس ناحیه سوراخ‌دار تیر مطابق بند (۵-۳-۲) محاسبه شود.

۵-۸-۳-مقاومت

تلاش خمشی در تیرهای لانه‌زنبوری با عملکرد رفتاری نیروکنترل در نظر گرفته می‌شود. مقاومت کرانه‌ی پایین، Q_{CL}، این تیرها در خمش براساس کوچک‌ترین مقدار حاصل از حالات کمانش پیچشی- جانبی و کمانش موضعی یا تسلیم برشی جان می‌باشد. این مقاومت باید براساس ضوابط زیر تعیین گردد:

الف- مقاومت کرانه پایین، Q_{CL}، این تیرها در خمش براساس حالات کمانش پیچشی- جانبی و کمانش موضعی طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(ضوابط پیوست) تعیین می‌گردد و برای محاسبه‌ی آن باید از F_{yLB} به جای F_y و ضریب ϕ برابر یک استفاده نمود.

ب- هرگاه مقاومت برشی جان بدون سخت‌کننده حاکم بر مقاومت تیر شود، مقدار Q_{CL} براساس حالت حدی تسلیم برشی جان مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(ضوابط پیوست) محاسبه می‌شود و برای محاسبه‌ی آن باید از $F_{y\,LB}$ به جای F_y و ضریب ϕ برابر یک استفاده نمود.

۵-۸-۴- معیارهای پذیرش

الف- خمش و برش در تیرهای لانه‌زنبوری باید نیروکنترل در نظر گرفته شوند و لذا براساس رابطه (۳-۲۹) ارزیابی می‌شوند.

در تیرهای لانه‌زنبوری جوش جان باید براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(ضوابط پیوست) باشد، همچنین این تیرها در قاب‌های خمشی، معیارهای زیر را نیز باید برآورده نمایند:

۱- حداقل شعاع قوس دایروی گوشه‌ها باید طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(ضوابط پیوست) باشد.

۲- در تیرهای لانه‌زنبوری تحت اثر بار گسترده یکنواخت، پانل‌های انتهایی به‌طور مناسب تقویت شده باشند (با پرکردن کامل سوراخ‌ها، استفاده از سخت‌کننده‌های عمود بر جان و روش‌های تقویتی دیگر متناسب با بارهای اعمالی).

۳- در مواضع اثر بارهای متمرکز نسبتاً سنگین و در محل تکیه‌گاه‌ها، از تقویت‌های مناسب جان استفاده شده باشد.

۴- از جوش شیاری با نفوذ کامل استفاده شده باشد.

ب- خمش و برش در تیرهای لانه زنبوری که مطابق بند (۵-۸-۱-۱)، جان آن ها توسط ورق سرتاسری پر شده باشد، تغییرشکل‌کنترل درنظر گرفته می شود. لیکن در روش های خطی، مقادیر m و در روش های غیرخطی، تغییرشکل های مجاز جداول (۵-۲)و (۵-۳) و (۵-۴) به نصف تقلیل می‌یابند.

۵-۸-۵- معیارهای بهسازی

تیرهای لانه‌زنبوری که معیارهای پذیرش مشخص‌شده در بندهای قبل را برای سطح عملکرد انتخابی تامین ننمایند، باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۴) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۵-۹- پی‌های متشکل از شمع‌های فولادی

۵-۹-۱-کلیات

شمع‌ها مقاومت و سختی پی را یا از طریق اتکای مستقیم بر خاک یا سنگ، یا با اصطکاک در طولی از شمع که با خاک در تماس است و یا با ترکیبی از این دو تأمین می‌نمایند.

پی‌ها باید به طریقی که در فصل ۴ ذکرشده ارزیابی شوند. اعضای بتنی پی‌ها باید ضوابط فصل ۶ را برآورده نمایند. طراحی شمع‌های فولادی باید بر اساس ضوابط این بخش انجام شود.

۵-۹-۲- سختی

اگر سر شمع بر خاک تکیه دارد، سختی ناشی از این اتکاء را می‌توان توسط فنرهای معادلی که در فصل ۴ تعیین شده‌اند، تعیین کرد. سختی اضافی شمع‌ها را باید از طریق خمش و اتکا بر خاک تامین نمود. در مورد شمع‌های واقع در یک گروه شمع، کاهش مربوط به سهم هر شمع از سختی و مقاومت کل پی با توجه به اثرات گروه باید در نظر گرفته شود. الزامات اضافی برای محاسبه‌ی سختی شمع ها در فصل ۴ ذکر شده است.

۵-۹-۳- مقاومت

به‌جز در ساختگاه‌هایی که در معرض خطر روانگرایی خاک قرار دارند، می‌توان از احتمال کمانش بخشی از شمع که درون زمین است صرف‌نظر نمود. تلاش‌های خمشی در شمع‌ها را باید یا با استفاده از روش‌های غیرخطی و یا با استفاده از روش‌های ارتجاعی که در آن‌ها شمع ها مانند یک ستون طره در بالای نقطه‌ی محاسباتی گیردار در نظر گرفته می‌شوند، مطابق ضوابط فصل ۴، محاسبه نمود.

۵-۹-۴- معیارهای پذیرش

در این شمع ها، معیارهای پذیرش زیر باید مورد توجه قرار گیرند:

– معیارهای پذیرش مقاومت شمع در برابر نیروی محوری و لنگرهای خمشی باید مانند آنچه در مورد ستون‌های فولادی در بند (۵-۳-۲-۴-۲) برای روش‌های‌خطی، و در بند (۵-۳-۲-۴-۳) برای روش‌های غیرخطی گفته‌شده، در نظر گرفته شوند. در این معیارها، کرانه پائین مقاومت فشاری محوری، مقاومت مورد انتظار کششی محوری و مقاومت خمشی شمع، باید برای طول مهار نشده‌ای برابر با صفر در مورد بخشی از شمع که در زمین غیرروانگرا مدفون است، محاسبه شود.

– رفتار اتصالات بین شمع‌های فولادی و سرشمع‌ها باید نیروکنترل در نظر گرفته شوند.

۵-۹-۵- معیارهای بهسازی

پی‌های شمعی فولادی که معیارهای پذیرش مربوط به سطح عملکرد انتخابی را برآورده نمی نمایند، باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۴) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

فصل ۶

سازه‌ها و اجزای بتنی

۶-۱- محدوده‌ی کاربرد

در این فصل ضوابط ارزیابی و بهسازی اعضا و اتصالات بتنی مربوط به سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای ناشی از زلزله ساختمان‌های موجود ارایه می‌شود. ضوابط این فصل برای اعضای سیستم‌های ساختمانی موجود، اعضای بهسازی شده و اعضای اضافه شده در این سیستم‌ها به کار برده می‌شود. الزامات این فصل در مورد اعضای مرکب از بتن و فولاد (به جز سقف‌های مرکب) ، قابل کاربرد نیست.

در این فصل، بخش (۶-۲) به ضوابط و فرضیات کلی ارزیابی سازه‌های بتنی اختصاص داده شده و در آن ضوابط کلی مربوط به تعیین سختی و مقاومت اعضاء در تلاش‌های مختلف همراه با بعضی مطالب عمومی دیگر ارائه می‌شود. در بخش‌های (۶-۳) و (۶-۴) نیز ضوابط مربوط به انواع سیستم‌های سازه‌ای و اجزای سازه‌ای بتنی ارائه شده است. در این بخش‌ها ضوابط ویژه قاب‌های خمشی، قاب‌های پیش‌ساخته، قاب‌های با میان‌قاب، دیوارهای برشی، دیوارهای برشی پیش‌ساخته، قاب‌های مهاربندی شده و پی‌های بتنی ارایه گردیده و برای هریک از آن‌ها معیارهای پذیرش و قابل‌قبول بودن عملکرد اعضاء نیز آورده شده است.

در این فصل کلیاتی در مورد معیارهای بهسازی اعضایی که عملکرد آن قابل‌قبول نیست نیز مطرح گردیده است.

۶-۲- ضوابط و فرضیات کلی

۶-۲-۱- مدل‌سازی و طراحی

۶-۲-۱-۱- کلیات

در مراحل بهسازی اعضای بتنی سازه‌های موجود باید ضوابط آبا به‌جز مواردی که در این دستورالعمل مشخص شده‌اند، رعایت شود. ارزیابی لرزه‌ای تلاش‌های نیروکنترل که ایجادکننده مودهای گسیختگی تردشکن و یا با شکل‌پذیری کم هستند باید طبق ضوابط بند (۳-۲-۱۱) انجام شود.

در بررسی آسیب‌پذیری ساختمان، ارزیابی نیاز و ظرفیت لرزه‌ای اعضای بتن مسلح باید حداقل برای موارد زیر باشد:

الف- مقاطعی در طول عضو که پاسخ‌های ناشی از بارهای جانبی و ثقلی در آن مقاطع بیش‌ترین تاثیر را دارند؛

ب- مقاطعی که شکل مقطع یا تعداد آرماتور تغییر می‌کند و منتج به کاهش مقاومت می‌شود؛

پ- مقاطعی که تغییرات ناگهانی در مقطع آرماتورهای آنها (از جمله محل وصله‌ها) ممکن است منجر به تمرکز تنش و گسیختگی زودرس شوند.

۶-۲-۱-۲- سختی

سختی اجزای سازه‌ای باید با کمک روش‌های متداول معتبر (تحلیلی یا آزمایشگاهی)، با درنظر گرفتن تغییر شکل‌های ناشی از رفتار محوری، خمشی، برشی و نیز پیوستگی بتن و آرماتور در آن‌ها تعیین شود. در تعیین سختی‌ها باید به وضعیت تنش در اجزا، تراز تغییر شکل‌ها زیر اثر بارهای ثقلی و نیز میزان ترک‌خوردگی ناشی از تغییرات دما و وارفتگی بتن توجه داشت.

در مواردی که نتوان سختی اجزاء را با روش‌های تحلیلی یا آزمایشگاهی به‌طور دقیق‌تر تعیین نمود، می‌توان از ضوابط زیر برای تحلیل در روش‌های خطی یا غیرخطی استفاده نمود.

۶-۲-۱-۲-۱- روش‌های خطی

در روش‌های تحلیل خطی (مطابق روش‌های فصل ۳)، سختی مؤثر یک قطعه در هر تلاش برابر با سختی وتری نقطه تسلیم آن جز درنظر گرفته می‌شود. سختی وتری شیب خطی است که در منحنی نیرو – تغییر مکان، مبدا را به نقطه تسلیم وصل می‌نماید.

در مواردی که نتوان سختی را با این روش تعیین کرد می‌توان مقادیر جدول (۶-۱) را در محاسبات به‌کار برد.

۶-۲-۱-۲-۲- روش‌های غیرخطی

در روش‌های تحلیل غیرخطی (مطابق روش‌های فصل ۳) باید پاسخ بار– تغییرشکل قطعه به‌صورت روابط غیرخطی ملحوظ شوند، اگر پاسخ قطعه وارد حوزه‌ی غیرخطی نشود، استفاده از روابط خطی مجاز است. روابط نیرو – تغییر شکل غیرخطی باید مطابق مقادیر ارایه‌شده در بخش‌های (۶-۳) و (۶-۴) و یا بر پایه‌ی مدارک آزمایشگاهی معتبر تعیین شوند. برای روش استاتیکی غیرخطی، می‌توان از رابطه‌ی کلی نیرو – تغییر شکل که در شکل (۶-۱) نشان داده شده است یا منحنی‌های دیگری که رفتار را تحت افزایش یکنوای تغییر شکل نشان می‌دهند، استفاده کرد.

برای روش دینامیکی غیرخطی، روابط نیرو – تغییر شکل باید رفتار را تحت افزایش یکنوای تغییر شکل و همچنین تحت چندین چرخه‌ی تغییر شکل مطابق بند (۶-۲-۲) نشان دهند.

جدول (۶-۱): مقادیر سختی‌های مؤثر درروش‌های خطی

عضو	سختی محوری	سختی برشی[۱]	سختی خمشی[۲]
تیر غیرپیش‌تنیده	___	GA_w	$0.3E_cI_g$
تیر پیش‌تنیده	___	GA_w	E_cI_g
ستون با بارمحوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی بزرگ‌تر از $0.5A_gf_c$ [۳]	E_cA_g	GA_w	$0.7E_cI_g$
ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی کم‌تر از $0.1A_gf_c$ یا بار کششی[۳]	فشار E_cA_g کشش E_sA_s	GA_w	$0.3E_cI_g$
اتصالات تیر به ستون	E_cA_g	بند(۶-۳-۱-۲-۲-۱)	
دیوار بدون ترک (پس از احراز در بازرسی)	E_cA_g	GA_w	$0.8E_cI_g$
دیوار با ترک	E_cA_g	GA_w	$0.5E_cI_g$
دال تخت غیرپیش‌تنیده	___	GA_w	$0.33E_cI_g$
دال تخت پیش‌تنیده	___	GA_w	$0.5E_cI_g$

۱- در سختی برشی مقدار G مدول برشی بتن است که در صورت عدم وجود شواهد آزمایشگاهی می‌توان مقدار آن را برابر $0/4E_c$ درنظر گرفت.

۲- مقدار I_g برای تیرهای T شکل را می‌توان دو برابر مقدار I_g برای جان آن‌ها درنظرگرفت. محاسبه‌ی I_g باید با درنظر گرفتن پهنای مؤثر مطابق بند (۶-۲-۱-۳) انجام شود.

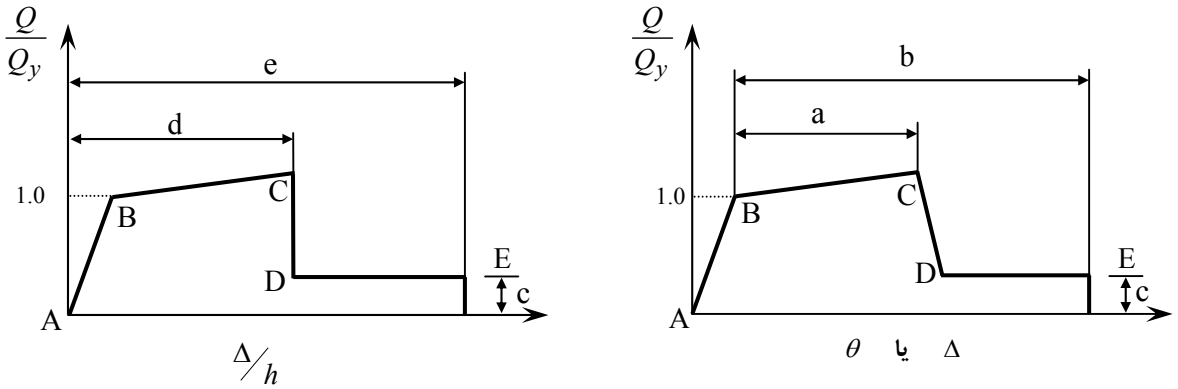
۳- برای ستون‌های با بار محوری مابین حدود داده‌شده در جدول می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد یا مقدار محافظه کارانه تر را اختیار کرد.

در دیاگرام یکنوای بار – تغییر شکل در شکل (۶-۱)، خط AB نمایشگر رفتار خطی عضو در مرحله نخست بارگذاری است که از نقطه A شروع شده و تا نقطه B، نقطه تسلیم مؤثر عضو، گسترش می‌یابد. شیب خط AB براساس ضابطه بند (۶-۲-۱-۲-۱) تعیین می‌گردد. خط BC نمایشگر رفتار عضو با سختی کاهش یافته بعد از نقطه تسلیم است که شیب آن را، در صورت عدم وجود نتایج تحلیلی یا شواهد آزمایشگاهی و با صرف‌نظر کردن از اثرات بارهای ثقلی می‌توان بین صفر تا ده درصد شیب AB درنظر گرفت.

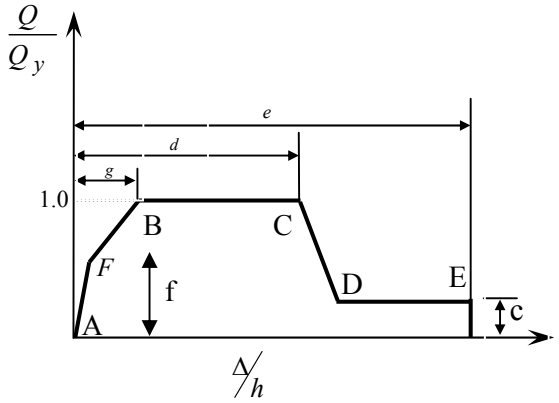
خط CD نمایشگر کاهش ناگهانی مقاومت در برابر بار است و DE نمایشگر ادامه تغییر شکل‌ها، با این مقاومت کاهش یافته است.

در مواردی که معلوم باشد مقدار پاسخ از نقطه‌ی C نخواهد گذشت، به جای مراحل A تا E می‌توان از مراحل خلاصه شده A تا C استفاده نمود.

مقادیر پارامترهای نشان داده شده در این شکل بستگی به مشخصات سازه‌ای قطعه دارد و جزئیات آن‌ها در بخش‌های (۶-۳) تا (۶-۴) آورده شده‌اند. استفاده از سایر روابط نیرو- تغییر شکل نیز مجاز است اگر توسط شواهد آزمایشگاهی یا تحلیلی معتبر تأیید شوند.



الف) تغییرشکل **ب) نسبت تغییرشکل**



پ) نسبت تغییر شکل

شکل (۶-۱): رابطه‌ی عمومی بار- تغییر شکل کلی برای قطعات بتنی

۶-۲-۱-۳- اعضای متشکل از بال و جان

الف – در اعضایی که شامل بال و جان هستند عملکرد مرکب بال‌ها و جان باید در محاسبه سختی و مقاومت اعضا منظور شود. عرض مؤثر بال فشاری در تیرها و ستون‌ها بر طبق ضوابط فصل دهم و در دیوارها بر طبق ضوابط فصل بیستم آبا محاسبه می‌شود.

ب – در بال فشاری نیروهای محوری و لنگرهای خمشی توسط بتن و میلگردهایی که داخل عرض مؤثر قرار دارند تحمل می‌شوند و در بال کششی تنها میلگردهای طولی مؤثر درنظر گرفته می‌شوند، مشروط بر آن‌که طول مهاری کافی برای آن‌ها تأمین شده باشد.

پ – در محاسبه مقاومت برشی این اعضا تنها مقاومت جان آن‌ها منظور می‌گردد و آن قسمت از بال که بیرون از پهنای جان واقع است در تحمل نیروی برشی مؤثر نیست.

۶-۲-۲- مقاومت و تغییرشکل

مقاومت‌های قطعات دارای تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل و نیروکنترل را می‌توان به‌ترتیب مطابق ضوابط بندهای (۶-۲-۲-۱) و (۶-۲-۲-۲) محاسبه کرد. در روش‌های محاسباتی مقاومت اعضا در این دستورالعمل، مقاومت نهایی اسمی آن‌ها براساس ضوابط آبا است که با منظور نمودن ضرایب جزیی ایمنی بتن و فولاد، ϕ_c و ϕ_s، برابر با یک در روابط مربوطه به‌دست می‌آیند.

اعضا و اتصالات بتنی باید مطابق بند(۶-۲-۲-۳) به سه دسته دارای نیاز شکل‌پذیری کم، متوسط یا زیاد تقسیم شوند. نیاز شکل پذیری عضو در معیارهای پذیرش آن عضو مؤثر است.

زمانی‌که مقاومت و تغییر شکل اعضا از طریق آزمایش مشخص شوند، آزمایش باید معرف اندازه‌ها، جزییات و سطح تنش واقعی در اعضا باشد. مقاومت و تغییر شکل اعضای بتنی باید برمبنای مقادیر حاصل از بارگذاری زلزله شامل سه چرخه‌ی کامل رفت و برگشتی تا سطح تغییرمکان طراحی باشد، مگر این‌که با درنظرگرفتن مدت زلزله و خصوصیات دینامیکی ساختمان، تعداد چرخه‌ی بیشتر یا کم‌تری به‌دست آید.

۶-۲-۲-۱- تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل

مقاومت‌های متناظر با تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل همان «مقاومت‌های مورد انتظار»، Q_{CE}، معرفی‌شده در بند (۳-۵) بوده که با استفاده از روش‌های زیر تعیین می‌شود:

۱- مقاومت‌های آزمایشگاهی اعضا: مقاومت مورد انتظار، متوسط بیش‌ترین مقاومت‌های به‌دست آمده از آزمایش تعدادی از اعضا است که در معرض تغییر شکل‌هایی مشابه آنچه عضو موردنظر احتمالا تجربه خواهد کرد، قرار گرفته‌اند.

۲- مقاومت‌های به‌دست آمده از روش‌های محاسباتی: در این حالت برای تعیین مقاومت مورد انتظار از مشخصات مورد انتظار مصالح استفاده می‌شود. مقاومت‌های مورد انتظار، به‌جز در مواردی که در این دستورالعمل روش خاصی برای محاسبه‌ی آن‌ها ارایه شده باشد، همان مقاومت‌های نهایی اسمی آبا، طبق تعاریف فوق، هستند.

۶-۲-۲-۲- تلاش‌های نیروکنترل

مقاومت‌های متناظر با تلاش‌های نیرو کنترل باید برابرکرانه‌ی پایین مقاومت، Q_{CL}، طبق بند (۳-۵) منظور شود. این مقاومت‌ها با استفاده از روش‌های زیر تعیین می شود:

۱- مقاومت‌های آزمایشگاهی اعضا: کرانه‌ی پایین مقاومت‌ها، متوسط منهای یک انحراف معیار مقاومت‌های به‌دست آمده از آزمایش تعدادی از اعضا است که در معرض تغییر شکل‌هایی مشابه آنچه عضو موردنظر احتمالاً تجربه خواهد کرد قرار گرفته‌اند.

۲- مقاومت‌های به‌دست آمده از روش‌های محاسباتی: در این حالت برای تعیین کرانه پایین مقاومت از مشخصات کرانه‌ی پایین مصالح استفاده می‌شود. مقاومت‌های کرانه‌ی پایین، به‌جز در مواردی که در این دستورالعمل روش خاصی برای محاسبه‌ی آن‌ها ارایه شده باشد، همان مقاومت‌های نهایی اسمی آبا، طبق تعاریف فوق، هستند.

۶-۲-۲-۳- طبقه‌بندی نیاز شکل‌پذیری عضو

در مواردی که ملاحظات این فصل طبقه‌بندی نیاز شکل‌پذیری اعضا را طلب می‌نماید، آن‌ها به اعضای با نیاز شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد طبقه‌بندی می‌شوند. این طبقه‌بندی بر پایه‌ی بیش‌ترین مقدار نسبت نیاز به ظرفیت (DCR) هر عضو از روش‌های خطی مطابق بند (۳-۳-۱) یا نسبت شکل‌پذیری محاسبه‌شده از روش‌های غیرخطی برآورد می‌شود و طبق جدول (۶-۲) است. نیاز شکل‌پذیری عضو در ضوابط معیار پذیرش آن عضو مؤثر است.

جدول (۶-۲): طبقه‌بندی نیاز شکل‌پذیری اعضا

نیاز شکل‌پذیری	حداکثر مقدار DCR یا نسبت شکل‌پذیری
کم	کوچک‌تر از ۲
متوسط	۲ تا ۴
زیاد	بزرگ‌تر از ۴

۶-۲-۳-خمش و بارهای محوری

۱- مقاومت خمشی و ظرفیت تغییرشکل با یا بدون نیروی محوری باید مطابق با ضوابط آبا یا روش‌های مورد قبول دیگر با درنظر گرفتن موارد زیر محاسبه شوند.

الف- مقاومت و ظرفیت تغییرشکل اعضای با بال‌های یکپارچه باید با درنظر گرفتن بتن و آرماتور طولی داخل پهنای مؤثر بال مطابق بند (۶-۲-۱-۳) تعیین گردد.

ب- ظرفیت‌های مقاومت و تغییرشکل اعضا باید با درنظرگرفتن طول گیرایی موجود برای میلگردهای طولی مطابق ضوابط بند (۶-۲-۵) محاسبه شوند. در مواردی که طول گیرایی ناکافی است ، ظرفیت مقاطع براساس بند (۶-۲-۵) برآورد می‌شود.

پ- در مواردی‌که محاسبه ظرفیت تغییر شکل خمشی برمبنای اصول طراحی انجام می‌شود، درصورت وجود برش، ظرفیت تغییر شکل باید کاهش یابد. همچنین هرگاه برای محاسبه تغییر شکل خمشی از مدل‌های تحلیلی، که به‌صورت مستقیم اثرات برش را لحاظ نمی‌کنند، استفاده شود و برش طراحی از $0.5\sqrt{f_{cl}}A_W$ تجاوز نماید، مقادیر طراحی نباید بیشتر از ۸۰٪ مقادیر محاسبه شده با استفاده از مدل تحلیلی درنظر گرفته شود.

۲- برای ستون‌های بتنی که تحت اثر توام نیروی محوری و خمش دومحوره قرار دارند، مقاومت باید با درنظرگرفتن اثر خمش دومحوره به‌دست آید. درصورتی‌که از روش‌های خطی استفاده شود، نیروی محوری طراحی، P_{UF}، باید براساس ترکیب بارهای نیرو کنترل مطابق فصل سوم به دست آید. لنگرهای طراحی، M_{UD}، باید حول هر محور اصلی براساس ترکیب بارهای تغییرشکل‌کنترل متناظر با آن‌ها (به صورتی‌که نیروی زلزله به لحاظ جهت و درصد مشارکت با ترکیبات نیروکنترل یکسان باشند) مطابق فصل سوم به‌دست آید. ملاک پذیرش براساس معادله‌ی زیر است:

$$\left[\frac{M_{UD_x}}{m_x \kappa M_{CE_x}}\right]^2 + \left[\frac{M_{UD_y}}{m_y \kappa M_{CE_y}}\right]^2 \le 1 \qquad (۱-۶)$$

که در آن:

M_{UD_x}: لنگر خمشی طراحی حول محور x برای نیروی محوری P_{UF}

M_{UD_y}: لنگر خمشی طراحی حول محور y برای نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_x}: مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور x با حضور نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_y}: مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور y با حضور نیروی محوری P_{UF}

κ: ضریب آگاهی

m_x: ضریب m ستون برای خمش حول محور x براساس جدول(۶-۶)

m_y: ضریب m ستون برای خمش حول محور y براساس جدول(۶-۶)

استفاده از روش‌های دیگری که مبتنی براصول معتبر مقاومت مصالح و مکانیک باشند نیز مجاز می‌باشد.

۶-۲-۳-۱- حد کرنش قابل استفاده

۱- بتن: در صورتی‌که بتن توسط آرماتورهای عرضی محصور نشده باشد، حداکثر کرنش قابل‌قبول در دورترین تار فشاری بتن نباید از ۰/۰۰۲ در اعضای تحت فشار یکنواخت و ۰/۰۰۳۵ برای سایر اعضا تجاوز نماید، مگر این‌که بر پایه‌ی مستندات آزمایشگاهی امکان استفاده از کرنش‌های بزرگ‌تر موجود باشد.

حداکثر کرنش فشاری قابل‌قبول در صورتی‌که بتن توسط آرماتور عرضی محصورشده باشد را می‌توان براساس داده‌های آزمایشگاهی یا روابط معتبر به‌نحوی تعیین نمود که مسایلی از قبیل گسیختگی آرماتورهای عرضی، کمانش آرماتورهای طولی و کاهش مقاومت اجزا در سطوح تغییر شکل‌های بزرگ درنظرگرفته شود.

۲- آرماتور: حداکثر کرنش فشاری در آرماتور طولی نباید از ۰/۰۲ و حداکثر کرنش کششی در آرماتور طولی نباید از ۰/۰۵ تجاوز نماید. برای تعیین حد کرنش نباید از نتایج آزمایش‌های یکنوا استفاده گردد. اگر از مشاهدات آزمایشگاهی جهت تعیین حد کرنش استفاده گردد، اثرات فواصل و اندازه آرماتور عرضی و خستگی باید در روش‌های آزمایش منظور شود و باید نتایج به تأیید شخص با صلاحیت رسانده شود.

۶-۲-۴- برش و پیچش

مقاومت‌های برشی و پیچشی باید مطابق ضوابط آبا محاسبه شوند، مگر در مواردی که در این دستورالعمل اشاره شود. مقاومت‌های برشی و پیچشی باید از شیوه‌های متناسب و با لحاظ موارد زیر محاسبه گردد:

۱- نیاز شکل‌پذیری: مقاومت برشی و پیچشی درون نواحی جاری‌شده اجزا با نیاز شکل‌پذیری متوسط یا زیاد، باید مطابق روش‌های مربوط به اعضای شکل‌پذیر محاسبه شود (نظیر ضوابط فصل بیستم آبا). در محاسبه مقاومت برشی داخل نواحی جاری‌شده اعضای با نیاز شکل‌پذیری کم و خارج نواحی جاری‌شده برای اعضای با هر سطح از نیاز شکل‌پذیری، استفاده از شیوه‌های معمول پاسخ ارتجاعی مؤثر، نظیر ضوابط فصل دوازدهم آبا، مجاز است. در هر حال مقاومت برشی کلیه مقاطع بتنی باید ۸۰٪ مقدار مقاومت برشی نهایی اسمی طبق ضوابط فصل دوازدهم آبا، درنظر گرفته شود.

۲- آرماتور عرضی: اثر فواصل یا شکل نامناسب آرماتورهای عرضی، باید به نحو مناسب در محاسبه مقاومت برشی و پیچشی لحاظ شود. برای این منظور می‌توان مطابق زیر عمل نمود:

الف- اگر فاصله‌ی طولی آرماتورهای عرضی بیش از نصف عمق مؤثر و کم‌تر از عمق مؤثر عضو در جهت برش باشد، حداکثر ۵۰٪ آرماتورهای عرضی مؤثر فرض می‌شوند.

ب- اگر فاصله‌ی طولی آرماتورهای عرضی بیش از عمق مؤثر عضو در جهت برش باشد، آرماتورهای عرضی بی‌اثر فرض می‌شوند.

پ- آرماتورهای عرضی با وصله پوششی در تیرها و ستون‌ها، در نواحی با نیاز شکل‌پذیری زیاد، بی‌اثر منظور می‌شوند و برای نواحی با نیاز شکل‌پذیری متوسط، حداکثر ۵۰٪ این آرماتورهای عرضی، مؤثر فرض می‌شوند.

۳- مقاومت برش اصطکاکی: مقاومت برش اصطکاکی باید مطابق بخش (۱۲-۱۳) آبا محاسبه شود و در آن بارهای محوری مورد انتظار ناشی از اثرات زلزله و ثقلی منظور شود. هنگامی که بهسازی به‌صورت سربالا و با بتن پاشیده خشک اجرا شود، ضریب اصطکاک برشی μ باید برابر با ۷۰٪ مقدار معین‌شده در آیین‌نامه درنظرگرفته شود.

۶-۲-۵- طول گیرایی و وصله‌های آرماتور

۶-۲-۵-۱- آرماتورهای آجدار موجود: طول گیرایی آرماتورهای مستقیم، قلاب‌دار و طول وصله در وصله‌های پوششی، باید ضوابط فصل دوازدهم آبا را تأمین نمایند، به‌جز آن‌که در ضوابط طول وصله پوششی کافی است که این طول برابر طول گیرایی آرماتورهای مستقیم، بدون درنظر گرفتن طبقه‌بندی وصله در کشش، منظور شود.

اثرات وجود طول گیرایی ناکافی آرماتورهای مستقیم، قلاب‌دار و وصله‌های پوششی ناکافی باید مطابق زیر لحاظ گردد:

الف – طول گیرایی ناکافی: حداکثر ظرفیت آرماتور باید مطابق رابطه‌ی (۶-۲) اصلاح گردد:

$$f_s = 1.25\left[\frac{l_b}{l_d}\right]^{\frac{2}{3}} f_{yL} \qquad (۶-۲)$$

که در این رابطه:

f_s: حداکثر تنشی که می‌تواند در آرماتور با طول گیرایی مستقیم، قلاب‌دار یا طول وصله پوششی، l_b به‌وجود آید، مقدار f_s نباید

از تنش تسلیم کران پایین یا مورد انتظار مصالح بیشتر باشد؛

l_d: طول موردنیاز طبق آبا برای طول وصله و طول‌های گیرایی آرماتورهای مستقیم یا قلاب‌دار. طول وصله‌ها را می‌توان برابر طول گیرایی آرماتور مستقیم در کشش درنظر گرفت؛

f_{yl}: تنش تسلیم کران‌پایین آرماتورها.

میزان تنش قابل‌تحمل آرماتور، f_s، به فاصله‌ی آرماتورهای عرضی نیز بستگی دارد. اگر آرماتورهای عرضی در طول گیرایی دارای فواصلی کم‌تر از یک سوم عمق مؤثر باشند، می‌توان فرض کرد که آرماتور قادر است حداکثر تنش محاسبه‌شده تا نیازهای شکل‌پذیری زیاد را حفظ کند. اگر فاصله‌ی آرماتورهای عرضی بیشتر باشد، باید فرض نمود که تنش قابل ایجاد در آرماتور، وقتی که نیاز شکل‌پذیری یا DCR خمشی برابر ۱ است، برابر f_s بوده و هنگامی که نیاز شکل پذیری یا DCR برابر ۲ است مقدار تنش به f_s ۰/۲ کاهش می‌یابد.

ب– طول مهار (مدفون) ناکافی: مقاومت میلگردهای آجدار مستقیم که در مقاطع بتنی یا اتصالات تیر– ستون مهارشده و پوشش روی آن‌ها از $3d_b$ کم‌تر نباشد را می‌توان مطابق رابطه‌ی (۶–۳) محاسبه نمود:

$$f_s = \frac{17}{d_b} l_e \le f_{yl} \qquad (۶–۳)$$

در این معادله f_s حداکثر تنشی است که در میلگردی مهارشده با طول مدفون l_e قابل ایجاد است. d_b قطر میلگرد و f_{yl} تنش تسلیم کرانه‌ی پایین میلگرد است. مقدار f_s نباید بزرگ‌تر از f_{yl} اختیار شود.

اگر f_s کم‌تر از f_{yl} باشد و تنش محاسباتی در میلگرد، ناشی از بارهای طراحی، مساوی یا بزرگ‌تر از f_s باشد، در این‌صورت باید حداکثر تنش قابل ایجاد در آرماتور را وقتی نیاز شکل‌پذیری یا DCR برابر ۲ می‌شود از مقدار f_s به مقدار $0/2 f_s$ کاهش داد. در تیرهایی که طول مهار میلگردهای پایینی آن‌ها در اتصالات تیر – ستون کوتاه است، باید محدودیت تنش مطابق معادله (۶–۳) درمحاسبه مقاومت خمشی آن‌ها منظور شود.

۶-۲-۵-۲- آرماتورهای صاف موجود: طول گیرایی مستقیم، قلاب‌دار و طول وصله پوششی را باید برابر مقادیر تعیین‌شده در فصل (۱۸) آبا برای آرماتورهای صاف درنظر گرفت مگر این‌که از طریق روش‌های آزمایشگاهی یا محاسباتی یا استفاده از سایر استانداردهای معتبر، بتوان طول گیرایی و وصله‌ی دیگری به‌دست آورد.

اثرات وجود طول گیرایی ناکافی آرماتورهای ساده(صاف) مستقیم، قلاب‌دار و وصله‌های پوششی ناکافی باید مطابق آرماتورهای آجدار لحاظ گردد.

۶-۲-۵-۳ – آرماتورهای ریشه جدید (آرماتور زبانه، آرماتور اتصال)**:** آرماتورهای ریشه‌ای را که در حین عملیات بهسازی به سازه اضافه می‌شوند، در صورتی می‌توان فرض کرد که قادر به رسیدن به تنش جاری‌شدن هستند که کلیه شرایط زیر محقق شده باشند:

الف– سوراخ‌های ایجاد شده در بتن جهت آرماتورهای ریشه توسط برس‌های زبر با طولی بیش از طول سوراخ به‌خوبی تمیز شده باشند؛

ب– طول مدفون آرماتور، l_e کم‌تر از $10d_b$ نباشد؛

پ– حداقل فاصله‌ی بین آرماتورهای ریشه کم‌تر از $4l_e$ و حداقل فاصله از لبه کم‌تر از $2l_e$ نباشد. در صورتی‌که آرماتورهای ریشه

این شرایط را اقناع نکنند، مقادیر مقاومت طراحی آن‌ها باید توسط انجام آزمایش مشخص شود. به‌منظور اطمینان از مقاومت‌های طراحی ارائه شده در این بند باید مبادرت به نمونه‌گیری در محل نمود.

۶-۲-۶- اتصال به بتن موجود

می‌توان انواع اتصال‌هایی که برای وصل کردن دو یا چند عضو بتنی به‌کار می‌رود را بسته به نوع سیستم اتصال آن‌ها، به دو نوع «درجا ریخته شده»[1] و یا «کاشته شده»[2] تقسیم نمود. برای حصول اطمینان از کفایت طراحی و اجرای اتصال، لازم است اتصالات بین اعضای موجود و اعضای جدید براساس مراجع معتبر (مانند پیوست D آخرین ویرایش آیین‌نامه ACI 318) و یا نتایج آزمایش‌های معتبر کنترل شود.

۶-۲-۶-۱- سیستم‌های «درجا ریخته شده»

تلاش‌های اعضا در اتصالات درجا ریخته شده، شامل نیروهای برشی، نیروهای کششی، لنگرهای خمشی و غیره، به‌عنوان پارامترهای نیروکنترل درنظر گرفته می‌شوند. حد پایین مقاومت اتصالات باید برابر با مقاومت اسمی نهایی طبق ضوابط آبا منظور گردد.

ظرفیت مهارهایی واقع در محل‌هایی که احتمال ترک‌خوردگی در آن‌جا می‌رود، باید به نصف کاهش داده شود.

۶-۲-۶-۲- سیستم‌های «کاشته شده»

تلاش‌های اعضا در سیستم اتصالات « کاشته شده» به‌عنوان پارامترهای نیروکنترل درنظر گرفته می‌شود. کرانه‌ی پایین ظرفیت مهارهای « کاشته شده» باید براساس مقدار «میانگین منهای یک انحراف معیار» مقادیر نهایی که در گزارش‌های آزمایشگاهی معتبر چاپ شده باشد، تعیین شود.

۶-۲-۷- ضوابط کلی بهسازی

در صورتی‌که مشخص شود بعضی اعضای بتنی در ساختمان موجود، واجد شرایط لازم جهت تأمین عملکرد انتخابی برای ساختمان نمی‌باشند، این اعضا باید بهسازی یا تعویض شوند و یا این‌که ساختمان باید به‌نحوی بهسازی شود که اعضای فوق‌الذکر در شرایط جدید ساختمان، مشکلی در جهت تأمین سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان ایجاد ننمایند. در صورتی‌که تصمیم بر تعویض عضو گرفته شود، عضو جدید باید براساس ضوابط این دستورالعمل طراحی شده و جزییات آن براساس آبا طرح گردد.

اصول و ضوابط این دستورالعمل می‌تواند به‌عنوان معیار بررسی روش‌های بهسازی انتخابی قرار بگیرد تا از تطبیق شرایط ساختمان بهسازی‌شده با سطح عملکرد موردنظر اطمینان حاصل شود. اثرات بهسازی روی سختی، مقاومت و قابلیت تغییر شکل ساختمان باید در ساخت مدل تحلیلی ساختمان بهسازی‌شده منظور شود. با توجه به تغییر شکل‌های مورد انتظار در سطح عملکرد انتخابی، باید سازگاری اعضای موجود و جدید کنترل شود.

---

[1] Cast-in-place
[2] Post Installed

اتصالات موردنیاز جهت وصل کردن اعضای موجود و جدید ساختمان باید واجد شرایط ضوابط بند (۶-۲-۶) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشند.

۶-۳- سیستم‌های سازه‌ای

در دو بخش (۶-۳) و (۶-۴) ضوابط مربوط به مدل‌سازی و ارزیابی و بهسازی سیستم‌های سازه‌ای بتنی و اجزای سازه‌ای بتنی ارایه می‌شوند. سیستم‌های سازه‌ای که موضوع بخش حاضر می‌باشند به چهار دسته‌ی کلی قاب‌های خمشی بتنی، قاب‌های بتنی پیش‌ساخته، قاب‌های بتنی با میان‌قاب و قاب‌های بتنی مهاربندی شده تقسیم شده‌اند که در بندهای (۶-۳-۱) تا (۶-۳-۴) ضوابط هر سیستم مشخص شده است. ضوابط ویژه دیافراگم‌های بتنی در فصل هشتم این دستورالعمل آمده است.

۶-۳-۱- قاب‌های خمشی بتنی

۶-۳-۱-۱- انواع قاب‌های خمشی بتنی

قاب‌های خمشی بتنی به‌عنوان سازه‌ای که اجزای اصلی آن عبارتند از: اعضای قابی افقی (تیرها، دال‌ها)، اعضای قابی عمودی (ستون‌ها) و اتصالات مابین اجزای قابی افقی و عمودی، تعریف می‌شوند.این قاب ها یا به تنهایی و یا در ترکیب با دیوار برشی یا قاب مهاربندی شده و یا سایر عناصر، بار زلزله را تحمل می کنند.

ضوابط این بند شامل قاب‌هایی است که به‌صورت یکپارچه ریخته شده باشند و نیز قاب‌های یکپارچه ریخته شده‌ای که با اضافه شدن اجزای جدید ایجاد شده باشند. قاب‌هایی که مشمول ضوابط این بند هستند عبارتند از: قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی، قاب‌های پیش‌تنیده (پس‌کشیده) تیر- ستونی و قاب‌های خمشی دال- ستونی.

سیستم‌های قابی دیگر شامل قاب‌های بتنی پیش‌ساخته، قاب‌های بتنی با میان‌قاب (پرکننده) و قاب‌های بتنی مهاربندی شده باید از ضوابط بندهای (۶-۳-۲)، (۶-۳-۳) و (۶-۳-۴) تبعیت نمایند.

۶-۳-۱-۱-۱- قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی

قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی قاب‌هایی هستند که شرایط زیر را برآورده نمایند:

۱ – اجزای قاب شامل تیرها (با یا بدون دال)، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها می‌باشند؛

۲ – تیرها و ستون‌ها به‌صورت «درجا ریخته شده» باشند به‌نحوی که امکان انتقال لنگر بین تیرها و ستون‌ها فراهم شود؛

۳ – آرماتورهای اصلی در اجزای باربر جانبی پیش‌تنیده نباشند.

۶-۳-۱-۱-۲- قاب‌های خمشی بتنی پیش‌تنیده تیر- ستونی

قاب‌های خمشی بتنی پیش‌تنیده‌ی پس‌کشیده تیر- ستونی قاب‌هایی هستند که شرایط زیر را برآورده نمایند:

۱ – اجزای قاب شامل تیرها (با یا بدون دال)، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها می‌باشند؛

۲ – قاب‌ها باید به‌صورت «درجا ریخته شده» باشند به‌نحوی‌که امکان انتقال لنگر بین تیرها و ستون‌ها فراهم شود؛

۳ – آرماتورهای اصلی در تیرهایی که در تحمل بار جانبی مشارکت می‌کنند باید از تاندون‌های پس‌کشیده با یا بدون آرماتور معمولی باشند.

۶-۳-۱-۳-۱- قاب‌های خمشی دال- ستونی

قاب‌های خمشی دال- ستونی قاب‌هایی هستند که شرایط زیر را برآورده نمایند:

۱ – اجزای قاب شامل دال‌ها (با یا بدون تیر در جهت عرضی)، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها می‌باشند؛

۲ – قاب‌ها باید به‌صورت «درجا ریخته شده» باشند به‌نحوی‌که امکان انتقال لنگر بین دال‌ها و ستون‌ها فراهم شود؛

۳ – آرماتورهای اصلی در دال‌هایی که در تحمل بار جانبی مشارکت دارند، می‌توانند شامل آرماتور معمولی غیرپیش‌تنیده، فولاد پیش‌تنیده و یا هر دو نوع باشند.

این دسته‌بندی شامل قاب‌هایی است که به‌عنوان جزیی از سیستم مقاوم در برابر بار جانبی درنظرگرفته شده‌اند. همچنین قاب‌هایی که در طراحی اولیه به‌عنوان جزیی از سیستم مقاوم در برابر بار جانبی درنظر گرفته نشده‌اند، مشمول دسته‌بندی فوق‌الذکر خواهند بود.

۶-۳-۱-۲- ضوابط ارزیابی قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر ستونی

۶-۳-۱-۲-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی یک عضو قاب تیر– ستونی باید دربرگیرنده مشخصات مقاومت، سختی و ظرفیت تغییر شکل تیرها، ستون‌ها، اتصالات تیر– ستون و سایر اجزای قاب شامل اتصال به سایر اعضا باشد. احتمال گسیختگی ناشی از خمش، برش و از دست رفتن پیوستگی بین بتن و میلگردها در کلیه مقاطع قاب باید درنظر گرفته شود. اندرکنش با سایر اعضا، شامل اعضا و اجزای غیرسازه‌ای نیز باید ملحوظ شود.

رفتار غیرارتجاعی فقط به تلاش‌هایی که در جداول (۶–۸) تا (۶–۱۰) آورده شده‌اند محدود می‌شود مگر این‌که از طریق شواهد آزمایشگاهی و تحلیلی نشان داده شود که امکان رفتار غیرارتجاعی قابل‌قبول دیگری نیز برای سطح عملکرد انتخابی موجود است. معیارهای پذیرش باید طبق ضوابط بند (۶–۳–۱–۲–۴) باشد.

الف- تیرها و ستون‌ها: استفاده از المان‌های خطی (میله‌ای) که مشخصات عضو در محور عضو متمرکز شده است، برای مدل‌سازی این سیستم مجاز می‌باشد. در مواردی‌که محورهای تیر و ستون متقاطع نباشند، اثرات این خروج از مرکزیت بین محورهای قاب باید درنظر گرفته شود. درصورتی‌که محل تقاطع محور عضو در یک سوم میانی عرض عضو مجاور باشد، نیازی به درنظر گرفتن خروج از مرکزیت نمی‌باشد. برای خروج از مرکزیت بیشتر، اثرات مربوطه باید با استفاده از کاهش سختی مؤثر، مقاومت و ظرفیت تغییر شکل یا مدل‌سازی صریح خروج از مرکزیت اعمال گردد.

ب– دال: عملکرد دال به‌عنوان دیافراگمی‌که اعضای عمودی را به‌هم متصل می‌نماید، باید در مدل‌سازی درنظر گرفته شود. در تخمین سختی، مقاومت و ظرفیت تغییر شکل تیرها، باید عملکرد دال به‌عنوان بال تیر مرکب مطابق ضوابط بند (۶–۲–۱–۳) درنظر گرفته شود.

پ- اتصالات: برای مدل‌سازی، اتصال تیر به ستون دارای ساخت یکپارچه باید با استفاده از ناحیه‌ای با ابعاد افقی معادل ابعاد مقطع ستون و بعد قائمی معادل عمق تیر مدل‌سازی گردد. استفاده از اتصال با عرض بیشتر برای تیرهای عریض‌تر از ستون و تأیید

شده با شواهد آزمایشگاهی مجاز می‌باشد. مدل‌سازی اتصال ستون به سازه پی باید براساس جزییات اتصال ستون و سازه پی و صلبیت سیستم خاک- سازه پی مطابق بند (۶-۴-۵) انتخاب گردد.

۶-۳-۱-۲-۲- سختی

۶-۳-۱-۲-۲-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

سختی‌های مؤثر اعضا و اتصالات قاب‌های خمشی بتن مسلح تیرستونی طبق ضوابط بند (۶-۲-۱-۲) و موارد زیر محاسبه می‌گردد.

الف- تیرها: در مدل‌سازی تیرها باید سختی خمشی و سختی برشی درنظر گرفته شوند و در صورتی‌که ساخت دال با تیرها یکپارچه باشد، تاثیر دال به‌عنوان بال تیر مطابق بند (۶-۲-۱-۳) منظور شود.

ب- ستون‌ها: در مدل‌سازی ستون‌ها باید سختی‌های خمشی، برشی و محوری منظور شود.

پ- اتصالات: در مواردی‌که سختی اتصال مدل نشده است، استفاده از مدل‌سازی با درنظر گرفتن هریک از روش‌های زیر، مجاز است:

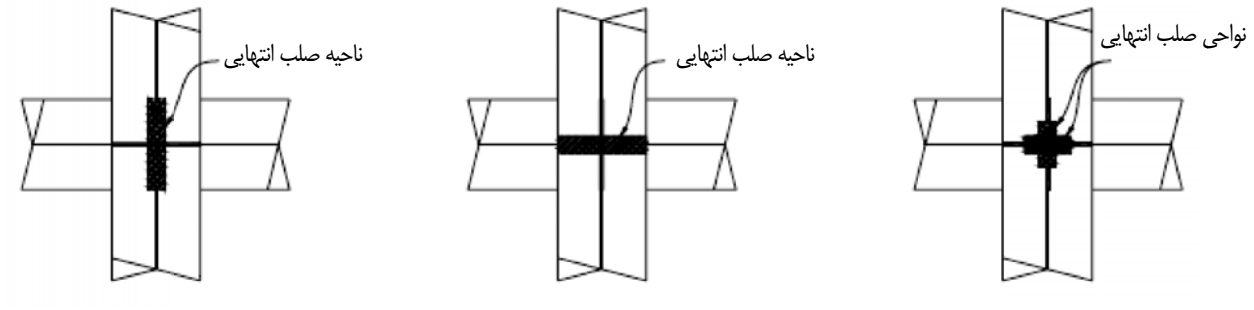
۱- برای $0.8 \le \frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \le 1.2$، نصف انتهای تیر و نصف انتهای ستون صلب است (شکل ۶-۲-الف).

۲- برای $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} < 0.8$، انتهای تیر صلب بوده و انتهای ستون صلب نیست (شکل ۶-۲-ب).

۳- برای $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} > 1.2$، انتهای ستون صلب بوده و انتهای تیر صلب نیست (شکل ۶-۲-پ).

$\sum M_{nc}$: مجموع ظرفیت خمشی نهایی اسمی کلیه ستون‌های متصل به گره با درنظر گرفتن بارهای محوری ثقلی

$\sum M_{nb}$: مجموع ظرفیت خمشی نهایی اسمی کلیه تیرهای متصل به گره



الف- $0.8 \le \frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \le 1.2$ ب- $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} < 0.8$ پ- $\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} > 1.2$

شکل(۶-۲): نواحی صلب انتهایی برای مدل‌سازی گره تیر و ستون

۶-۳-۱-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

در صورتی‌که تحلیل سازه توسط روش استاتیکی غیرخطی انجام می‌گیرد، روابط غیرخطی نیرو- تغییرشکل طبق ضوابط بند (۶-۲-۱-۲) مدل‌سازی می‌شوند.

روابط یکنوای بار- تغییرشکل باید طبق رابطه‌ی کلی بار- تغییرشکل نشان داده شده در شکل (۶-۱) درنظر گرفته شوند. استفاده از روابط دیگر درصورتی‌که با استفاده از آزمایش تأیید شده باشد، مجاز است. رابطه‌ی کلی بار- تغییرشکل باید به‌نحوی اختیار شود که حداکثر مقاومت با ضوابط مقاومت در بندهای (۶-۲-۲) و (۶-۳-۱-۲-۳) مطابقت داشته باشد.

الف- تیرها و ستون‌ها: در مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها برای درنظر گرفتن رفتار غیرخطی آن‌ها باید از مفاصل پلاستیک متمرکز یا گسترده استفاده گردد. استفاده از مدل‌های دیگری که بیانگر رفتار اعضای تیر و ستون بتنی در معرض بار جانبی باشد، نیز مجاز است. مدل تیر و ستون باید بیانگر پاسخ غیرخطی در طول عضو باشد، مگر این‌که با استفاده از روابط تعادل نشان داده شود که تسلیم در انتهای عضو رخ می‌دهد. در مواردیکه انتظار پاسخ غیرخطی در مودی غیر از مود خمشی باشد، مدل باید این اثرات را شامل شود.

در صورت استفاده از روابط یکنوای بار- تغییر شکل طبق شکل (۶-۱)، تغییر شکل کلی نشان داده شده در شکل برای تیرها و ستون‌ها می‌تواند میزان دوران عضو[۱] یا میزان دوران مفصل خمیری درنظرگرفته شود.

ب- اتصالات: در مدل‌سازی رفتاری اتصال تیر-ستون منظور از تغییرشکل کلی، کرنش برشی اتصال می‌باشد. مقادیر تغییر شکل‌های کلی متناظر با نقاط B، C و D باید با آزمایش یا تحلیل منطقی و با درنظر گرفتن اندرکنش‌های بین خمش، نیروی محوری و برشی انتخاب شوند.

در جدول‌های (۶-۸) تا (۶-۱۰) پارامترهای مدل‌سازی معرفی شده در شکل (۶-۱) ارائه شده‌اند. حسب نیاز دسته‌بندی ستون‌ها طبق جدول (۶-۳) انجام می‌شود.

جدول (۶-۳): شرایط ستون در جدول (۶-۶) براساس جزییات آرماتور عرضی

	جزییات آرماتور عرضی		
	با جزییات محصورکننده طبق آبا با خم ۱۳۵°	**تنگ بسته با خم ۹۰°**	**سایر حالات (شامل وصله در آرماتورهای عرضی)**
$\frac{V_p}{(V_n / k)} \le 0.6$	*i	ii	ii
$0.6 < \frac{V_p}{(V_n / k)} \le 1$	ii	ii	iii
$\frac{V_p}{(V_n / k)} > 1$	iii	iii	iii

* در ستون‌ها با شرایط i ، نسبت $s/d \le 0.5$ و $\rho'' > 0.002$ در ناحیه مفصل خمشی باید برقرار باشد، در غیر این‌صورت ستون با شرایط ii محسوب می‌گردد.

ستون‌هایی که در آن‌ها طول ناکافی وصله کنترل‌کننده نباشد (مطابق مورد ت جدول (۶-۶)) باید براساس V_n محاسباتی طبق رابطه‌ی (۶-۴)، ظرفیت برشی پلاستیک، V_p (نیاز برش در محل مفاصل پلاستیک ناشی از تشکیل مفصل خمشی) و جزییات آرماتورگذاری عرضی، طبق جدول (۶-۳)، دسته‌بندی شوند.

۱- Chord Rotation

۶-۳-۱-۲-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

در روش دینامیکی غیرخطی رفتار چرخه‌ای[1] کامل هر عضو باید با توجه به مشخصاتی که توسط آزمایش تاییدشده باشند یا با استفاده از مدل‌های چرخه‌ای شناخته شده مدل‌سازی شوند. از رابطه‌ی کلی بار- تغییرشکل ارایه شده در شکل (۶-۱) می‌توان به‌عنوان پوش رفتار چرخه‌ای استفاده کرد. چرخه‌های باربرداری و بارگذاری باید قادر به مدل‌سازی کاهش شدید سختی و مقاومت اعضا باشند.

۶-۳-۱-۲-۳- مقاومت

مقاومت‌های اعضا و اتصالات باید براساس ضوابط کلی بند (۶-۲-۲) و با درنظر گرفتن ضوابط ارایه شده در بند حاضر محاسبه شوند. مقاومت حداکثر هر عضو باید با منظور نمودن پتانسیل خرابی تحت اثر خمش، بار محوری، برش، پیچش و اثرات مربوط به گیرایی در تمام نقاط عضو موردنظرو با ترکیب اثرات ثقلی و لرزه‌ای تعیین شود.

۱- تیرها: مقاومت خمشی، برشی و پیچشی تیرها معادل مقاومت‌های نهایی اسمی است که با درنظر گرفتن بندهای (۶-۲-۳) تا (۶-۲-۵)، برآورد می‌گردند. برای محاسبه‌ی مقاومت بسته به رفتار عضو تحت آن تلاش باید از کرانه‌ی پایین یا مورد انتظار مصالح به‌جای f_y و f_c استفاده نمود.

۲- ستون‌ها: مقاومت‌های ستون باید براساس ضوابط زیر محاسبه گردد:

الف- مقاومت خمشی، محوری و پیچشی اسمی ستون‌ها معادل مقاومت‌های نهایی اسمی است که با درنظر گرفتن بندهای (۶-۲-۳) تا (۶-۲-۵)، برآورد می‌گردند. برای محاسبه‌ی مقاومت بسته به رفتار عضو تحت آن تلاش باید از کرانه‌ی پایین یا مورد انتظار مصالح به‌جای f_y و f_c استفاده نمود.

ب- مقاومت برشی اسمی ستون‌ها، V_n، باید مطابق یکی از روش‌های زیر با لحاظ شرایط آرماتور عرضی مطابق بند (۶-۲-۴) تعیین گردد:

ب-۱- با استفاده از رابطه (۶-۴) و با رعایت موارد زیر

$$V_n = k\frac{A_v f_{yl} d}{S} + k\left[\frac{\sqrt{f_{cl}}}{2M/Vd}\sqrt{1+\frac{2N_u}{\sqrt{f_{cl}}.A_g}}\right]0.8A_g \qquad (۶-۴)$$

در این رابطه:

k : ضریب اصلاحی که برای نواحی با نیاز شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد به‌ترتیب برابر ۱، ۰/۸۵ و ۰/۷ منظور می‌شود.

A_v : سطح مقطع آرماتورهای عرضی؛

s : فاصله آرماتورهای عرضی؛

d : عمق مؤثر ستون، در مواردی‌که نتوان عمق مؤثر ستون را تعیین نمود، می‌توان آن را برابر $0.8h$ منظور نمود. h بعد ستون در راستای برش می‌باشد؛

f_{cl}: مقاومت فشاری کرانه‌ی پایین بتن برحسب مگاپاسکال؛

1 -Hysteretic

f_{yl}: تنش تسلیم کرانه‌ی پایین آرماتور بر حسب مگاپاسکال

M/Vd: بیشترین نسبت لنگر خمشی به برش ضرب‌در عمق مؤثر تحت بارهای طراحی، این نسبت نباید بزرگتر از ۴ و کوچکتر از ۲ منظور شود؛

N_u : نیروی محوری فشاری(برای کشش باید صفر منظور گردد)؛

در صورتی‌که نیروی محوری از روش‌های خطی فصل ۳ محاسبه‌شده باشد، حداکثر نیروی محوری که در رابطه (۶-۴) استفاده می‌شود، باید مقدار به‌دست آمده از رابطه (۳-۱) و تنها با درنظر گرفتن بار طراحی ثقلی باشد. حداقل نیروی فشاری محوری نیز باید از رابطه (۳-۲۶) محاسبه شود. راه دیگر برای تعیین نیروهای محوری طراحی جهت استفاده در روش‌های خطی فصل سوم، استفاده از روش تحلیل حدی مطابق شرایط بند (۳-۶-۱-۱) است.

A_g : سطح مقطع ستون برحسب میلی‌مترمربع؛

ب-۲- با استفاده از فرمول‌های دیگری که اثرات تغییرشکل‌های غیرارتجاعی و چرخه‌ای را درنظر بگیرند یا براساس شواهد آزمایشگاهی به دست آمده باشند.

ب-۳- با استفاده از ضوابط آبا در ستون‌هایی که جزییات و ضوابط اجرایی فصل بیستم آبا در آنها رعایت شده باشد.

۳- اتصال تیر و ستون: مقاومت برشی اسمی اتصالات تیر و ستون، V_n، باید با درنظر گرفتن ضوابط کلی آبا و با استفاده از رابطه (۶-۵) محاسبه گردد.

$$V_n = 0.17\gamma\sqrt{f_{cl}}A_j \qquad (۶-۵)$$

در این رابطه:

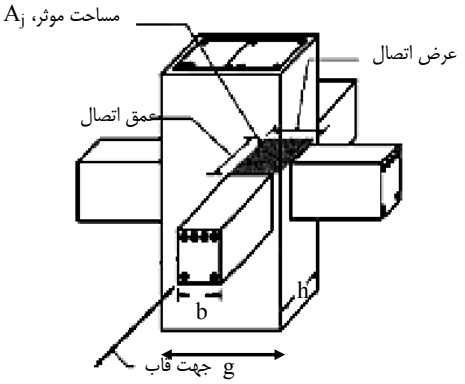
A_j: سطح مقطع مؤثر اتصال است که عمق آن برابر بعد ستون، h، در جهت قاب موردنظر و عرض آن برابر کم‌ترین مقدارمعرفی شده در زیر می‌باشد:

الف- بعد ستون، g؛

ب- عرض تیر، b، به علاوه‌ی عمق اتصال؛

پ- دو برابر کم‌ترین فاصله‌ی عمودی بین محور طولی تیر و کنار ستون، می‌باشد.

پارامترهای فوق در شکل (۶-۳) دیده می شوند.



شکل (۶-۳): اتصال تیر و ستون

γ : ضریب اصلاحی است که طبق جدول (۶-۴) تعیین می‌شود.

جدول (۶-۴): مقدار ضریب اصلاحی γ برای اتصالات تیر و ستون

اتصالات زانویی با یا بدون تیر عرضی	اتصالات خارجی بدون تیر عرضی	اتصالات خارجی با تیر عرضی	اتصالات داخلی بدون تیر عرضی	اتصالات داخلی با تیر عرضی	آرماتور عرضی
۴	۶	۷/۵	۷/۵	۱۰	$s \le h_c / 2$
۲	۳	۴	۵	۶	$s > h_c / 2$

s فاصله آرماتور عرضی در اتصال و h_c بعد ستون

نیروهای طراحی باید براساس فرض تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در اعضای قابی مجاور اتصال با درنظر گرفتن اثر عرض مؤثر دال به‌دست آیند. این نیروها لازم نیست از مقادیر حاصل از ترکیبات بارگذاری طراحی نیروهای ثقلی و زلزله بیش‌تر باشند.

۶-۳-۱-۲-۴- معیارهای پذیرش

۶-۳-۱-۲-۴-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

تلاش‌های طراحی ارائه‌شده در زیر باید مطابق ضوابط بند (۳-۶-۱-۲) با مقاومت‌های طراحی مقایسه شوند. در اعضا تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل باید به خمش در تیرها (با یا بدون دال) و ستون‌ها محدود شوند. کلیه‌ی تلاش‌های دیگر باید به‌عنوان نیروکنترل درنظر گرفته شوند. ضرایب m باید از جداول (۶-۵) تا (۶-۷) انتخاب شوند.

در تعیین تلاش‌های طراحی و نوع تحلیل ضوابط زیر باید رعایت شوند:

۱- تلاش‌های طراحی: تلاش‌های طراحی اعضا باید مطابق ضوابط فصل ۳ تعیین شوند. اگر مقدار DCR محاسبه‌شده از یک بیش‌تر باشد، تلاش‌های طراحی زیر باید براساس اصول تحلیل حدی بیان شده در فصل ۳، برآورد شوند:

الف- لنگرها، برش‌ها، لنگرهای پیچشی و تلاش‌های مربوط به گیرایی و وصله‌ی متناظر با رسیدن عضو به سطح مقاومت خود در تیرها و ستون‌ها؛

ب- برش‌های اتصال متناظر با رسیدن تیرها و ستون‌های متصل به اتصال موردنظر به سطح مقاومت خود؛

پ- نیروهای محوری در ستون‌ها و اتصالات، با درنظر گرفتن عملکرد پلاستیک احتمالی برای اعضای موجود در طبقات بالاتر از طبقه‌ی مورد بررسی.

۲- طبقه ضعیف: در صورتی‌که مقدار متوسط DCR برای ستون‌ها در یک تراز از مقدار متوسط DCR برای تیرها در همان تراز تجاوز کرده و نیز از مقادیر ۱ و نصف متوسط مقادیر m برای تمام ستون‌ها بیش‌تر شود، آن تراز باید به‌عنوان طبقه ضعیف درنظرگرفته شود. در این حالت، یکی از شرایط زیر باید صادق باشد:

الف– تمام اعضای اصلی و نیز اعضای غیراصلی در تراز مربوط مدل شده و مجدداً مقادیر متوسط DCR کنترل شوند. اگر مقدار DCR برای اجزای عمودی از مقدار متوسط برای اجزای افقی در آن تراز بیش‌تر باشد و مقدار آن از ۲ نیز بیش‌تر باشد، ساختمان باید توسط یک روش غیرخطی مجددا تحلیل‌شود و یا به‌نحوی بهسازی شود که نقص آن مرتفع شود؛

ب– ساختمان باید با استفاده از روش استاتیکی غیرخطی و یا روش دینامیکی غیرخطی فصل ۳ مجددا تحلیل شود؛

پ– ساختمان باید به‌نحوی بهسازی شود که نقص طبقه‌ی ضعیف مرتفع شود.

۶-۳-۱-۲-۴-۲- روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تلاش‌های محاسبه‌شده باید شرایط بند (۳-۶-۲) را برآورده سازند. ظرفیت‌های چرخش مفصل خمیری تیرها و ستون‌ها در جداول (۶-۸) و (۶-۹) ارایه شده است. ظرفیت‌های تغییر شکل برشی اتصال تیر– ستون مطابق جدول (۶-۱۰) اختیار شود.

در صورتی‌که رفتار غیرارتجاعی برای اعضا یا تلاش‌هایی که در جدول نیامده‌اند به‌دست آید، عملکرد را باید غیرقابل قبول فرض کرد. استفاده از مقادیر و روش‌های دیگری که توسط تحلیل یا شواهد آزمایشگاهی تأیید شده باشند، مجاز است.

۶-۳-۱-۲-۵- معیارهای بهسازی

اجزای قاب خمشی بتنی تیر– ستونی که شرایط پذیرش را برای هدف بهسازی موردنظر تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارها باید براساس ضوابط بند (۶-۲-۷) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۶-۳-۱-۳- قاب‌های خمشی بتنی پیش تنیده پس‌کشیده‌ی تیر– ستونی

۶-۳-۱-۳-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای عضو قاب خمشی بتنی پیش تنیده پس‌کشیده‌ی تیر– ستونی را می‌توان براساس ضوابط داده شده در بند (۶-۳-۱-۲-۱) برای قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر– ستونی به‌دست آورد. علاوه بر مودهای گسیختگی احتمالی که در بند (۶-۳-۱-۲-۱) تشریح شده‌اند، مدل تحلیلی باید احتمال گسیختگی مهار تاندون را نیز درنظر بگیرد.

روش‌های تحلیل مشروح در فصل ۳ برای اعمال بر قاب‌های دارای تیرهای پیش‌تنیده پس کشیده با شرایط زیر می‌باشند:

۱– تنش متوسط پس‌کشیدگی، f_{pc}، که برای سطحی مساوی حاصل‌ضرب کوچک‌ترین بعد سطح مقطع و بعد سطح مقطع عمود برآن محاسبه شود از حداکثر دو مقدار $۵/۱۷ \frac{N}{mm^2}$ یا $\frac{f_{ce}}{12}$ در مناطق با رفتار غیرخطی، بیش‌تر نشود؛

۲– تاندون‌های پس‌کشیدگی بیش از یک چهارم مقاومت را در وجه اتصال تیر به ستون، برای لنگرهای مثبت و لنگرهای منفی تأمین نکنند؛

۳– نشان‌داده شود که مهار تاندون‌ها دارای عملکرد مناسبی در برابر بارهای زلزله مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های معتبر می‌باشد. مهارها باید خارج از مناطق مفاصل و یا اتصالات قرارداشته مگر آن که شواهد آزمایشگاهی و تجربی نشان دهد که اتصال موردنظر شرایط عملکردی لازم را تحت اثر بارگذاری‌های طراحی دارد.

چنانچه شرایط فوق برقرار نباشد باید از روش‌های معتبر دیگر برای تحلیل استفاده نمود.

۶-۳-۱-۳-۲- سختی

۶-۳-۱-۳-۲-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

محاسبه‌ی سختی‌های مؤثر اعضای قاب‌های خمشی بتنی پس‌کشیده تیرستونی طبق ضوابط بند (۶-۲-۱-۲) و مطابق زیر انجام می‌گیرد.

۱- تیرها: در مدل‌سازی تیرها، باید سختی خمشی و برشی و نیز اثرات دال که به‌صورت بال تیر در ساخت یکپارچه و مرکب عمل می‌نماید مطابق بند (۶-۲-۱-۳) مدل‌سازی شوند.

۲- ستون‌ها: برای ستون‌ها باید سختی‌های خمشی، برشی و محوری در مدل‌سازی منظور شوند.

۳- اتصالات: سختی اتصالات باید براساس ضوابط بند (۶-۳-۱-۲-۲-۱) لحاظ شوند.

۶-۳-۱-۳-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

روابط بار- تغییرشکل غیرخطی باید با ضوابط بند (۶-۲-۱-۲) و نیز ضوابط قاب بتن مسلح در بند (۶-۳-۱-۲-۲-۲) مطابقت داشته باشد.

مقادیر تغییرشکل‌های کلی متناظر با نقاط C، B و Dدر شکل (۶-۱) باید براساس آزمایش‌ها و یا روش‌های تحلیلی تاییدشده منطقی به‌دست آورده شود. در این روش‌ها باید اندرکنش‌های بین خمش، نیروی محوری و برش درنظر گرفته شود. در صورتی‌که چرخش در منطقه‌ی مفصل خمیری خمشی موردنظر باشد به شرط این‌که موارد بند (۶-۳-۱-۳-۱) موجود باشند، ظرفیت‌های چرخش مفصل خمیری تیر باید مطابق آنچه در جدول (۶-۸) آمده، باشد. مدل‌سازی ستون‌ها و اتصالات باید طبق آنچه در بند (۶-۳-۱-۲-۲) آمده، انجام شود.

۶-۳-۱-۳-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

برای روش دینامیکی غیرخطی، رفتار کامل چرخه‌ای هر عضو باید با استفاده از مشخصات لازم که از طریق شواهد تجربی و آزمایشگاهی تأیید شده باشد، مدل‌سازی شود. رابطه‌ی نشان داده شده در شکل (۶-۱) را می‌توان به‌عنوان پوش رفتار چرخه‌ای در تحلیل درنظرگرفت. خصوصیات باربرداری و بارگذاری به‌کار رفته باید قادر به مدل‌سازی کاهش شدید سختی و مقاومت تحت‌تأثیر پس‌کشیدگی باشد.

۶-۳-۱-۳-۳- مقاومت

مقاومت‌های اعضا باید براساس ضوابط کلی بند (۶-۲-۲) و ضوابط تکمیلی بند (۶-۳-۱-۲-۳) محاسبه شود. اثرات پس‌کشیدگی روی مقاومت باید ملحوظ شود.

برای تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل، اثر پس‌کشیدگی باید در تعیین حداکثر پاسخ‌های مربوط به رفتار غیرخطی قاب درنظرگرفته شود. در مورد تلاش‌های نیروکنترل ، در صورتی‌که امکان کاهش نیروی پس‌کشیدگی تحت اثر ترکیبات بارگذاری طرح با

درنظرگرفتن چرخه‌های تغییرشکل غیرارتجاعی موجود باشد، اثرات کاهش مقدار نیروی پس‌کشیدگی بر مقاومت را باید به‌عنوان یک وضعیت و حالت طراحی درنظرگرفت.

۶-۳-۱-۳-۴- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش برای قاب‌های خمشی بتنی پس‌کشیده تیر- ستونی مطابق همان ضوابط قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی است که دربند (۶-۳-۱-۲-۴) بیان شده‌اند.

پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش براساس جداول (۶-۵) تا (۶-۱۰) می‌باشند.

۶-۳-۱-۳-۵- معیارهای بهسازی

اعضای قاب خمشی بتنی پس‌کشیده‌ی تیر- ستونی که شرایط پذیرش را برای هدف بهسازی انتخابی تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۲-۷) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

جدول (۶-۵): معیارهای پذیرش خمشی برای روش‌های خطی – تیرهای بتن مسلح

شرایط			ضرایب m[۱]				
			سطح عملکرد				
			نوع عضو				
			اصلی		غیراصلی		
			IO	LS	CP	LS	CP
الف- تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند[۲و۵]							
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	آرماتور عرضی[۳]	$\frac{2V}{V_c}$ [۴و۷]					
≤ ۰/۰	C	≤ ۳	۳	۶	۷	۶	۱۰
≤ ۰/۰	C	≥ ۶	۲	۳	۴	۳	۵
≥ ۰/۵	C	≤ ۳	۲	۳	۴	۳	۵
≥ ۰/۵	C	≥ ۶	۲	۲	۳	۲	۴
≤ ۰/۰	NC	≤ ۳	۲	۳	۴	۳	۵
≤ ۰/۰	NC	≥ ۶	۱/۲۵	۲	۳	۲	۴
≥ ۰/۵	NC	≤ ۳	۲	۳	۳	۳	۴
≥ ۰/۵	NC	≥ ۶	۱/۲۵	۲	۲	۲	۳
ب- تیرهایی که با برش کنترل می‌شوند[۲ و ۵]							
اگر فاصله خاموت ها کوچکتر از $d/2$ باشد			۱/۲۵	۱/۵	۱/۷۵	۳	۴
اگر فاصله خاموت ها بزرگتر از $d/2$ باشد			۱/۲۵	۱/۵	۱/۷۵	۲	۳
پ- تیرهایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شوند[۲و۶]							
اگر فاصله خاموت ها کوچکتر از $d/2$ باشد			۱/۲۵	۱/۵	۱/۷۵	۳	۴
اگر فاصله خاموت ها بزرگتر از $d/2$ باشد			۱/۲۵	۱/۵	۱/۷۵	۲	۳
ت- تیرهایی که طول گیرایی در اتصال تیر– ستون کنترل‌کننده است [۲و۶]							
			۲	۲	۳	۳	۴

۱- در صورت نیاز می‌توان از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.

۲- در صورتی‌که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)،(ب)، (پ) و (ت) صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۳- علامت‌های «C» و «NC» بیانگر نسبت مقاومت برشی تأمین شده توسط میلگردهای عرضی در ناحیه مفصل پلاستیک به مقاومت برشی کل مقطع است. اگر در محدوده‌ی مفصل‌خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کم‌تر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه‌بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) حداقل برابر با $\frac{۳}{۴}$ برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط«C»می‌باشد. در غیر این صورت عضو «NC» فرض می‌شود.

۴- V_C برشی است که بتن در تیر تحمل می‌کند و در آن باید ضابطه بند(۶-۲- ۴)رعایت گردد.

۵- در صورتی که مقاومت برشی تیر از حداکثر نیاز برشی به‌دست آمده مطابق بند(۶-۳-۱-۲-۴-۱) در دو انتهای تیر ، کم‌تر باشد، تیر با برش کنترل می‌شود.

۶-در صورتیکه ضوابط مربوط به طول گیرایی در حداکثر ۲۵٪ میلگردهای موجود در ناحیه مفصل پلاستیک رعایت نشده باشد، تیر توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شود.

۷- V برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۱)تعیین می‌شود.

جدول (۶-۶): معیارهای پذیرش خمشی برای روش‌های خطی– ستون‌های بتن مسلح

شرایط			ضرایب m[۲]			
			سطح عملکرد			
			نوع عضو			
			اصلی		غیر اصلی	
$\frac{P}{A_g f_{cl}}$ [۶و۷]	$\rho_s = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{2V}{V_c}$ [۴و۱۰]	IO	LS	CP	LS	CP
الف– ستون با جزییات آرماتور عرضی i [۱و۲]							
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	–	۲	۲/۵	۳	۴	۵
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	–	۱/۲۵	۱/۸	۱/۹	۱/۹	۲
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۲	–	۲	۲	۲/۶	۲/۶	۳
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۲	–	۱/۱	۱/۱	۱/۲	۱/۲	۱/۴
ب– ستون با جزییات آرماتور عرضی ii [۱و۲]							
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	≤ ۳	۲	۲/۵	۳	۴	۵
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	≥ ۶	۲	۲	۲/۵	۴	۵
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	≤ ۳	۱/۲۵	۱/۸	۱/۹	۱/۹	۲
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	≥ ۶	۱/۲۵	۱/۵	۱/۶	۱/۶	۱/۸
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۰۵	≤ ۳	۱/۲	۱/۳	۱/۴	۱/۴	۱/۶
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۰۵	≥ ۶	۱	۱	۱/۱	۱/۱	۱/۲
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۰۵	≤ ۳	۱	۱	۱/۱	۱/۱	۱/۲
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۰۵	≥ ۶	۱	۱	۱	۱	۱
پ– ستون با جزییات آرماتور عرضی iii [۱و۲]							
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	–	۱	۱	۱	۴	۵
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	–	۱	۱	۱	۱/۶	۱/۸
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۲	–	۱	۱	۱	۱/۱	۱/۲
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۲	–	۱	۱	۱	۱	۱
ت– ستون‌هایی که با طول گیرایی یا وصله آرماتور در ارتفاع آزاد ستون کنترل می‌شوند [۱و۲]							
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	–	۱	۱	۱	۴	۵
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	–	۱	۱	۱	۱/۶	۱/۸
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۲	–	۱	۱	۱	۱/۱	۱/۲
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۲	–	۱	۱	۱	۱	۱

۱- جزییات آرماتور عرضی i، ii و iii در بند (۶-۳-۱- ۲-۲) تشریح شده است.

۲- در صورتی‌که برای یک عضو بیش از یک مورد از الف ، ب ، پ و ت صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۳- در صورت نیاز می‌توان از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.

۴- اگر $P > 0.7\ A_g f_{cl}$، مقدار m برای کلیه سطوح عملکردی ۱ منظور گردد مگر اینکه ستون دارای تنگ‌های با قلاب‌های با زاویه ۱۳۵ درجه و فاصله کم‌تر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ می‌باشد و همچنین مقاومت

تامین‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) حداقل برابر با $\frac{۳}{۴}$ برش طراحی باشد.

۵- در رابطه‌ی فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر می‌باشد.

۶- نیروی محوری P بر اساس ضابطه بند (۶-۳-۱-۲-۴-۱)تعیین می‌شود.

۷- f_{cl} کرانه پایین است.

۸- V_C برشی است که بتن در ستون تحمل می‌کند و در آن باید ضابطه بند(۶-۲-۴)رعایت گردد.

۹- در صورتیکه ضوابط مربوط به طول گیرایی در حداکثر ۲۵٪ میلگردهای موجود در ناحیه مفصل پلاستیک رعایت نشده باشد، تیر توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شود.

۱۰- V برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۱)تعیین می‌شود.

جدول (۶-۷): معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی– اتصالات تیر– ستون بتن مسلح

شرایط			ضرایب m[۱]				
			سطح عملکرد				
			نوع عضو				
			اصلی		غیر اصلی		
$\frac{P}{A_g f_{cl}}$	آرماتور عرضی[۳]	$\frac{V}{V_n}$[۴و۶]	IO	LS	CP	LS	CP
الف– اتصالات داخلی[۲و۴و۵]							
≤ ۰/۱	C	≤ ۱/۲	۱	۱	۱	۳	۴
≤ ۰/۱	C	≥ ۱/۵	۱	۱	۱	۲	۳
≥ ۰/۴	C	≤ ۱/۲	۱	۱	۱	۳	۴
≥ ۰/۴	C	≥ ۱/۵	۱	۱	۱	۲	۳
≤ ۰/۱	NC	≤ ۱/۲	۱	۱	۱	۲	۳
≤ ۰/۱	NC	≥ ۱/۵	۱	۱	۱	۲	۳
≥ ۰/۴	NC	≤ ۱/۲	۱	۱	۱	۲	۳
≥ ۰/۴	NC	≥ ۱/۵	۱	۱	۱	۲	۳
ب– اتصالات خارجی یا زانویی[۲و۴و۵]							
$\frac{P}{A_g f_{cl}}$	آرماتور عرضی[۳]	$\frac{V}{V_n}$[۴و۶]					
≤ ۰/۱	C	≤ ۱/۲	۱	۱	۱	۳	۴
≤ ۰/۱	C	≥ ۱/۵	۱	۱	۱	۲	۳
≥ ۰/۴	C	≤ ۱/۲	۱	۱	۱	۳	۴
≥ ۰/۴	C	≥ ۱/۵	۱	۱	۱	۲	۳
≤ ۰/۱	NC	≤ ۱/۲	۱	۱	۱	۲	۳
≤ ۰/۱	NC	≥ ۱/۵	۱	۱	۱	۲	۳
≥ ۰/۴	NC	≤ ۱/۲	۱	۱	۱	۱/۵	–
≥ ۰/۴	NC	≥ ۱/۵	۱	۱	۱	۱/۵	–

۱- در صورت نیاز می‌توان از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.

۲- نیروی محوری P بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۱)تعیین می‌شود.

۳- علامت‌های «C» و «NC» بیانگر نسبت مقاومت برشی تأمین شده توسط میلگردهای عرضی در ناحیه مفصل پلاستیک به مقاومت برشی کل مقطع است. اگر در محدوده‌ی مفصل‌خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کم‌تر یا مساوی با $\frac{h_c}{2}$ باشد و علاوه‌بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط«C»می‌باشد. در غیر این صورت عضو «NC» فرض می‌شود.

۴- V_n مقاومت برشی اتصال است که بر اساس بند(۶-۳-۱-۲-۳)تعیین می‌شود.

۵-در صورتیکه ضوابط مربوط به طول گیرایی در حداکثر ۲۵٪ میلگردهای موجود در ناحیه مفصل پلاستیک رعایت نشده باشد، تیر توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شود.

۶- V برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۱) تعیین می‌شود.

جدول(۶-۸): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای‌پذیرش برای روش‌های غیرخطی- تیرهای بتن مسلح

شرایط	پارامترهای مدل‌سازی[۱]			معیارهای پذیرش[۱ و ۸]				
	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				
				سطح عملکرد				
				نوع عضو				
				اصلی		غیر اصلی		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
الف – تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند[۲و۵]								
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	آرماتور عرضی[۳]	$\frac{2V}{V_c}$ [۴و۷]						
≤ ۰/۰	C	≤ ۳	۰/۰۲۵	۰/۰۵	۰/۲	۰/۰۱۰	۰/۰۲	۰/۰۲۵	۰/۰۲	۰/۰۵
≤ ۰/۰	C	≥ ۶	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۴
≥ ۰/۵	C	≤ ۳	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۳
≥ ۰/۵	C	≥ ۶	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲
≤ ۰/۰	NC	≤ ۳	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۳
≤ ۰/۰	NC	≥ ۶	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۵
≥ ۰/۵	NC	≤ ۳	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۵
≥ ۰/۵	NC	≥ ۶	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱
ب- تیرهایی که با برش کنترل می‌شوند[۲و۵]										
اگر فاصله خاموت ها کوچکتر از $d/2$ باشد			۰/۰۰۳۰	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۰۱	۰/۰۲
اگر فاصله خاموت ها بزرگتر از $d/2$ باشد			۰/۰۰۳۰	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۵	۰/۰۱
پ- تیرهایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شوند[۲و۶]										
اگر فاصله خاموت ها کوچکتر از $d/2$ باشد			۰/۰۰۳۰	۰/۰۲	۰/۰	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۰۱	۰/۰۲
اگر فاصله خاموت ها بزرگتر از $d/2$ باشد			۰/۰۰۳۰	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۵	۰/۰۱
ت- تیرهایی که توسط طول گیرایی در اتصال تیر– ستون کنترل می‌شوند[۲و۶]										
			۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۰۳

۱- در صورت نیاز می‌توان از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.

۲- در صورتی‌که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)،(ب)، (پ) و (ت) صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۳-علامت‌های «C» و «NC» بیانگر نسبت مقاومت برشی تأمین شده توسط میلگردهای عرضی در ناحیه مفصل پلاستیک به مقاومت برشی کل مقطع است. اگر در محدوده‌ی مفصل‌خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کم‌تر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه‌بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط«C»می‌باشد. در غیر این صورت عضو «NC» فرض می‌شود.

۴- V_C برشی است که بتن در تیر تحمل می‌کند و در آن باید ضابطه بند(۶-۲-۴)رعایت گردد.

۵-در صورتی که مقاومت برشی تیر از حداکثر نیاز برشی به‌دست آمده مطابق بند(۶-۳-۱-۲-۴-۲)در دو انتهای تیر ، کم‌تر باشد، تیر با برش کنترل می‌شود.

۶-در صورتیکه ضوابط مربوط به طول گیرایی در حداکثر ۲۵٪ میلگردهای موجود در ناحیه مفصل پلاستیک رعایت نشده باشد، تیر توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شود.

۷- V برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۲)تعیین می‌شود.

۸- در صورتی که تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از روش کامل طبق توضیحات بند (۳-۴-۳-۱) انجام شود، تلاش‌های اعضای اصلی و غیر اصلی باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شود.

جدول (۶-۹): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی– ستون‌های بتن مسلح

شرایط			پارامترهای مدل‌سازی[۲]			معیارهای پذیرش[۲و۱۱]					
			زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					
						سطح عملکرد					
						نوع عضو					
						اصلی				غیر اصلی	
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف– ستون با جزییات آرماتور عرضی i [۱]											
$\frac{P}{A_g f_{cl}}$ ۶و۷	آرماتور عرضی	$\frac{2V}{V_c}$ ۴و۱۰									
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰۳۵	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲۶	۰/۰۳۵	۰/۰۴۵	۰/۰۶	
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۱	
≤ ۰/۱	=۰ /۰۰۲	–	۰/۰۲۷	۰/۰۳۴	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۳۴	
≥ ۰/۶	=۰ /۰۰۲	–	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	
ب– ستون با جزییات آرماتور عرضی ii [۱و۲]											
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	≤ ۳	۰/۰۳۲	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲۴	۰/۰۳۲	۰/۰۴۵	۰/۰۶	
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	≥ ۶	۰/۰۲۵	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۹	۰/۰۲۵	۰/۰۴۵	۰/۰۶	
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	≤ ۳	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۱	
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	≥ ۶	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۰۸	
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۰۵	≤ ۳	۰/۰۱۲	۰/۰۱۲	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۹	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۲	
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۰۵	≥ ۶	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	۰/۰	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۰۵	≤ ۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴	
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۰۵	≥ ۶	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	
پ– ستون با جزییات آرماتور عرضیiii [۱و۲]											
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰	۰/۰۶	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۴۵	۰/۰۶	
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰	۰/۰۰۸	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۷	۰/۰۰۸	
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۰۵	–	۰/۰	۰/۰۰۶	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۰۵	–	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	
ت– ستون‌هایی که با طول گیرایی یا وصله آرماتور در ارتفاع آزاد ستون کنترل می‌شوند [۱و۲]											
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰	۰/۰۶	۰/۴	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۴۵	۰/۰۶	
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰	۰/۰۰۸	۰/۴	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۷	۰/۰۰۸	
≤ ۰/۱	≤ ۰/۰۰۰۵	–	۰/۰	۰/۰۰۶	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	
≥ ۰/۶	≤ ۰/۰۰۰۵	–	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	

۱- جزییات آرماتور عرضی i، ii و iii در بند (۶-۳-۱-۲- ۲) تشریح شده است.

۲- در صورتی‌که برای یک عضو بیش از یک مورد از الف ، ب ، پ و ت صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۳- در صورت نیاز می‌توان از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.

۴-اگر $P > 0.7\ A_g f_{cl}$ ، زاویه دوران خمیری برای کلیه سطوح عملکرد صفر منظور گردد مگر اینکه ستون دارای تنگ‌های با قلاب‌های با زاویه ۱۳۵ درجه و فاصله کم‌تر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ می‌باشد و همچنین مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) حداقل برابر با $\frac{۳}{۴}$ برش طراحی باشد.

۵-در رابطه‌ی فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر می‌باشد.

۶-نیروی محوری P بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۲)تعیین می‌شود.

۷-f_{cl} کرانه پایین است.

۸- V_C برشی است که بتن در ستون تحمل می‌کند و در آن باید ضابطه بند(۶-۲-۴)رعایت گردد.

۹-در صورتیکه ضوابط مربوط به طول گیرایی در حداکثر ۲۵٪ میلگردهای موجود در ناحیه مفصل پلاستیک رعایت نشده باشد، تیر توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شود.

۱۰- Vبرش طراحی است که بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۲) تعیین می‌شود.

۱۱- در صورتی که تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از روش کامل طبق توضیحات بند (۳-۴-۳-۱) انجام شود، تلاش‌های اعضای اصلی و غیر اصلی باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شود.

جدول (۶-۱۰): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی – اتصالات تیر – ستون بتن مسلح

شرایط			پارامترهای مدل‌سازی[۱]			معیارهای پذیرش[۱]					
			زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					
						سطح عملکرد					
						نوع عضو					
						اصلی			غیر اصلی		
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف –اتصالات داخلی[۲و۴و۵]											
$\frac{P}{A_g f_{cl}}$	آرماتور عرضی[۳]	$\frac{V}{V_n}$[۴و۶]									
≤ ۰/۱	C	≤ ۱/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۲	۰/۰۳	
≤ ۰/۱	C	≥ ۱/۵	۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۲	
≥ ۰/۴	C	≤ ۱/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۲۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۲۵	
≥ ۰/۴	C	≥ ۱/۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۲	
≤ ۰/۱	NC	≤ ۱/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۲	
≤ ۰/۱	NC	≥ ۱/۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۱۵	
≥ ۰/۴	NC	≤ ۱/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۱۵	
≥ ۰/۴	NC	≥ ۱/۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۱۵	
ب- اتصالات خارجی یا زانویی[۲و۴و۵]											
$\frac{P}{A_g f_{cl}}$	آرماتور عرضی[۳]	$\frac{V}{V_n}$[۴و۶]									
≤ ۰/۱	C	≤ ۱/۲	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۲	
≤ ۰/۱	C	≥ ۱/۵	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۱۵	
≥ ۰/۴	C	≤ ۱/۲	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۲	
≥ ۰/۴	C	≥ ۱/۵	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۱۵	
≤ ۰/۱	NC	≤ ۱/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۷۵	۰/۰۱	
≤ ۰/۱	NC	≥ ۱/۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۷۵	۰/۰۱	
≥ ۰/۴	NC	≤ ۱/۲	۰/۰	۰/۰۰۷۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۷۵	
≥ ۰/۴	NC	≥ ۱/۵	۰/۰	۰/۰۰۷۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۷۵	

۱- در صورت نیاز می‌توان از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.

۲- نیروی محوری P بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۲)تعیین می‌شود.

۳-علامت‌های «C» و «NC» بیانگر نسبت مقاومت برشی تأمین شده توسط میلگردهای عرضی در ناحیه مفصل پلاستیک به مقاومت برشی کل مقطع است. اگر در محدوده‌ی مفصل‌خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کم‌تر یا مساوی با $\frac{h_c}{2}$ باشد و علاوه‌بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط«C»می‌باشد. در غیر این صورت عضو «NC» فرض می‌شود.

۴- V_n مقاومت برشی اتصال است که بر اساس بند(۶-۳-۱-۲-۳) تعیین می‌شود.

۵-در صورتیکه ضوابط مربوط به طول گیرایی در حداکثر ۲۵٪ میلگردهای موجود در ناحیه مفصل پلاستیک رعایت نشده باشد، تیر توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شود.

۶- V برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۲) تعیین می‌شود.

۶-۳-۱-۴- قاب خمشی دال – ستونی

۶-۳-۱-۴-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای عضو قاب دال- ستونی باید قادر به مدل‌سازی مقاومت، سختی و ظرفیت تغییرشکل دال‌ها، ستون‌ها، اتصالات دال- ستون و سایر اعضای قاب باشد. اتصال بین ستون‌ها و پی باید براساس جزئیات اتصال ستون به پی و صلبیت سیستم خاک – پی مدل شود. گسیختگی احتمالی در خمش، برش، برش انتقال دهنده لنگر(برش سوراخ‌کننده) و گیرایی آرماتور در هر مقطعی در طول عضو باید درنظرگرفته شود. اثرات تغییر در سطح مقطع، بازشوهای دال و اندرکش با سایر اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای باید درنظرگرفته شود. عملکرد دال به عنوان دیافراگمی‌که اعضای عمودی را به‌هم وصل می‌کند باید در مدل‌سازی درنظرگرفته شود.

قاب دال- ستونی را می‌توان براساس یکی از روش‌های زیر مدل نمود:

۱- مدل تیر معادل: در این روش از المان‌های یک بعدی برای ستون‌ها و دال‌ها استفاده می‌شود که در محل گره دال ستون به - طور صلب به هم متصلند. عرض تیر معادل را می‌توان برابر با عرض مؤثر دال مطابق روابط (۶-۶) و (۶-۷) درنظر گرفت:

$$b_e = 2c_1 + l_1/3 \qquad \text{برای چشمه‌های داخلی :} \qquad (۶-۶)$$

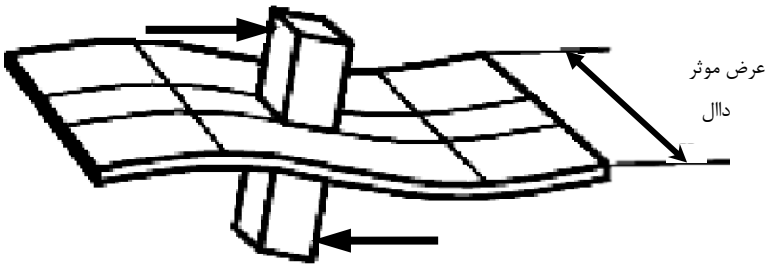
$$b_e = c_1 + l_1/6 \qquad \text{برای چشمه‌های خارجی :} \qquad (۶-۷)$$

که در آن

b_e: عرض مؤثر دال؛

c_1: بعد ستون موازی با دهانه ؛

l_1: فاصله مرکز به مرکز ستون ها در راستای مورد نظر؛



شکل(۶-۴): عرض مؤثر دال

۲- مدل قاب معادل(مطابق ضوابط آبا)**:** در این روش از المان‌های یک‌بعدی برای ستون‌ها و دال‌ها استفاده می‌شود که این روش در فصل ۱۵آبا تشریح شده است.

۳- مدل اجزای محدود: در مدل اجزای محدود از المان‌های یک بعدی برای ستون‌ها و المان‌های صفحه‌ای خمشی برای دال‌ها استفاده می‌شود.

۶-۳-۱-۴-۲- سختی

۶-۳-۱-۴-۲-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

سختی‌های مؤثر اعضا را می‌توان براساس اصول کلی بند (۶-۲-۱-۲) تعیین نمود، البته می‌توان تصحیحاتی روی مقادیر براساس شواهد تجربی و آزمایشگاهی اعمال نمود.

۱- دال‌ها: برای دال‌ها باید سختی‌های خمشی، برشی و پیچشی (در دال در مجاورت ستون) مدل شوند.

۲- ستون‌ها: برای ستون‌ها، سختی‌های خمشی، برشی و محوری باید درنظرگرفته شوند.

۳- اتصال دال و ستون: اتصالات دال–ستون را می‌توان به صورت اعضای صلب مدل نمود.

۶-۳-۱-۴-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

روابط غیرخطی بار– تغییرشکل باید با ضوابط بند (۶-۲-۱-۲) مطابقت داشته باشد.

مدل استاتیکی غیرخطی به‌کارگرفته‌شده باید قادر به مدل‌سازی رفتار غیرارتجاعی در طول عضو باشد مگر این‌که با استفاده از تعادل نشان‌داده شود که تنها انتهای اعضا جاری خواهند شد.

روابط یکنوای بار– تغییرشکل باید براساس رابطه‌ی کلی شکل (۶-۱) مدل شود. رابطه‌ی کلی بار– تغییرشکل باید به نحوی برقرار شود که حداکثر مقاومت با مقاومت طرح طبق ضوابط بندهای (۶-۲-۲) و (۶-۳-۱-۴-۳) سازگاری داشته باشد. اگر تغییرشکل کلی نشان‌داده‌شده در شکل (۶-۱) چرخش مفصل خمیری خمشی ستون، در نظر گرفته شود، ظرفیت‌های چرخشی مفصل خمیری را باید از جدول (۶-۹) به‌دست آورد. تغییرشکل‌کلی در شکل (۶-۱) باید براساس ظرفیت‌های چرخش خمیری جدول (۶-۱۲) تعریف گردد.

۶-۳-۱-۴-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

ضوابط بندهای (۶-۲-۲) و (۶-۳-۱-۲-۲-۳) برای قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر– ستونی قابل اعمال به قاب‌های خمشی دال – ستونی می‌باشد.

۶-۳-۱-۴-۳- مقاومت

مقاومت اعضا را می‌توان براساس ضوابط کلی بند (۶-۲-۲) و با درنظرگرفتن ضوابط تکمیلی این بند به‌دست آورد.

مقاومت خمشی دال برای تحمل لنگر ناشی از تغییرشکل‌های جانبی باید از رابطه‌ی $M_{ncs} - M_{gcs}$ تعیین شود، که در این رابطه، M_{ncs} مقاومت خمشی طراحی نوار ستونی و همان M_r آیین‌نامه آبا با ضرایب ϕ_c و ϕ_s برابر ۱ و M_{gcs} لنگر نوار ستونی ناشی از بارهای ثقلی است. M_{gcs} باید طبق روش‌های آبا برای بار ثقلی طراحی حاصل از روش‌های فصل ۳ به‌دست آید. به‌عبارت دیگر مقاومت دال برای اثرات یا لنگر ناشی از بار جانبی باید توسط نوار ستونی تأمین شود.

برای ستون‌ها می‌توان از بند (۶-۳-۱-۲-۳) جهت تخمین مقاومت برشی استفاده کرد.

مقاومت اتصال دال- ستون برای انتقال برش و لنگررا باید با درنظرگرفتن عملکرد توام خمش، برش و پیچش موجود در اتصال با ستون محاسبه کرد. روش‌های مشروح در زیر برای این منظور قابل استفاده‌اند.

برای اتصالات داخلی بدون تیرهای عرضی و برای اتصالات خارجی دارای لنگر حول محوری عمود بر لبه‌ی دال، مقاومت انتقال برش و لنگر به عنوان حداقل مقدار مقاومت‌های زیر درنظرگرفته می‌شود:

۱- مقاومت محاسبه‌شده با درنظرگرفتن برون‌مرکزیت برش در یک مقطع بحرانی دال ناشی از عملکرد توام برش و لنگر طبق ضوابط آبا به‌دست می‌آید. در این رابطه به‌خصوص بخش‌های (۱۲-۱۷) و (۱۵-۴) آبا باید مورد توجه قرار گیرند.

۲- مقاومت انتقال لنگر برابر با $\frac{\sum M_n}{\gamma_f}$ که در این رابطه $\sum M_n$ برابر است با مجموع مقاومت‌های مثبت و منفی مقطعی از دال بین خطوطی که به فواصل یک و نیم برابر ضخامت دال و یا ضخامت کتیبه‌ی سرستون خارج از بر ستون در دو سمت آن واقعند (بند ۱۵-۴-۳-۲ آبا) و γ_f برابر کسری از لنگر است که طبق ضوابط بند (۱۵-۴-۳) آبا توسط عملکرد خمشی تحمل می‌شود.

برای لنگر حول محوری موازی لبه‌ی دال در اتصالات خارجی بدون تیرهای عرضی، اگر برش در مقطع بحرانی دال ناشی از بارهای ثقلی از $۰/۷۵ V_c$ بیشتر نباشد و یا برش در یک تکیه‌گاه گوشه از $۰/۵ V_c$ بیشتر نباشد، مقاومت انتقال لنگر را می‌توان مساوی مقاومت خمشی مقطعی از دال بین خطوطی به فاصله‌ی C_1 (با تعریف فصل دوازدهم آبا) خارج از وجه‌های مقابل ستون یا سرستون درنظرگرفت. V_c برابر با مقاومت برش سوراخ‌شدگی مستقیم طبق ضوابط آبا می‌باشد.

۶-۳-۱-۴-۴- معیارهای پذیرش

۶-۳-۱-۴-۴-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

در اعضای اصلی، تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل باید به خمش در دال‌ها و ستون‌ها و انتقال برش و لنگر در اتصالات دال- ستون محدود شود. در اعضای غیراصلی، تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل برای برش و گیرایی آرماتور مطابق آنچه در جدول (۶-۱۱) آمده است، صورت می‌گیرد. کلیه‌ی تلاش‌های دیگر باید به‌عنوان نیروکنترل درنظرگرفته شوند.

تلاش‌های طراحی در اعضا باید مطابق ضوابط فصل ۳ تعیین شوند. اگر مقدار DCR محاسبه‌شده از یک بیشتر باشد، تلاش‌های طراحی زیر باید براساس اصول تحلیل حدی به‌نحوی که در فصل ۳ بیان شد، معین شوند:

۱- لنگرها، برش‌ها، پیچش ها و لنگرهای خمشی متناظر با طول گیرایی و وصله‌ی متناظر با رسیدن عضو به سطح مقاومت خود در دال‌ها و ستون‌ها؛

۲- نیروهای محوری در ستون‌ها، با درنظرگرفتن عملکرد خمیری احتمالی برای اعضای موجود در طبقات بالاتر از تراز مورد بررسی.

تلاش‌های طراحی باید مطابق ضوابط بند (۳-۶-۱-۲) و جداول (۶-۶) و (۶-۱۱) با مقاومت‌های طراحی مقایسه شوند. اعضایی که معادلات (۳-۲۸) و (۳-۲۹) را اقناع نمایند، معیارهای عملکرد را برآورده نموده‌اند.

در صورتی‌که مقدار متوسط DCRهای ستون‌ها در یک تراز از مقدار متوسط DCR برای دال‌ها در همان تراز بیش‌تر شود و نیز از مقادیر ۱ و نصف مقدار متوسط m برای ستون‌های آن تراز بیش‌تر شود، قاب به‌عنوان قابی با طبقه‌ی ضعیف محسوب شده و ارزیابی آن باید با استفاده از روش مربوط به سیستم باربر جانبی با طبقه‌ی ضعیف مطابق ضوابط بند (۶-۳-۱-۲-۴-۱) انجام شود.

۶-۳-۱-۴-۴-۲- روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

رفتار غیرارتجاعی باید به تلاش‌هایی محدود شود که در جداول (۶-۹) و (۶-۱۲) آورده شده‌اند، مگر این‌که با شواهد آزمایشگاهی و تحلیلی نشان‌داده شود که تلاش‌های غیرارتجاعی دیگری نیز برای سطوح عملکرد انتخابی قابل قبول هستند. سایر تلاش‌ها باید نیروکنترل در نظر گرفته شوند. تلاش‌های محاسبه‌شده برای اجزا باید ضوابط بند (۳-۶-۲-۲) را اقناع نمایند. حداکثر تغییرشکل‌های غیرارتجاعی قابل‌قبول در جداول (۶-۹) و (۶-۱۲) آورده شده‌اند. مقادیر دیگر، در صورتی‌که توسط آزمایش و تحلیل تأیید شوند نیز می‌توان استفاده نمود.

۶-۳-۱-۴-۵- معیارهای بهسازی

اعضای قاب خمشی بتنی دال- ستونی که معیارهای پذیرش را برای هدف بهسازی موردنظر تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۲-۷) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

جدول (۶-۱۱): معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی – دال‌های دوطرفه و اتصالات دال – ستون

شرایط		ضرایب m [۱و۴]				
		سطح عملکرد				
		نوع عضو				
		اصلی		غیر اصلی		
$\frac{V_g}{V_o}$ [۲]	میلگردهای پیوستگی [۳]	IO	LS	CP	LS	CP
الف- اتصالات دال- ستون [۱]						
۰	بله	۲	۲.۷۵	۳.۵	۳.۵	۴.۵
۰/۲	بله	۱.۵	۲.۵	۳	۳	۳.۷۵
۰/۴	بله	۱	۲	۲.۲۵	۲.۲۵	۳
≥ ۰/۶	بله	۱	۱	۱	۱	۲.۲۵
۰	خیر	۲	۲.۲۵	۲.۲۵	۲.۲۵	۲.۷۵
۰/۲	خیر	۱.۵	۲	۲	۲	۲.۲۵
۰/۴	خیر	۱	۱.۵	۱.۵	۱.۵	۱.۷۵
۰/۶	خیر	۱	۱	۱	۱	۱
≥ ۰/۶	خیر	[۵]---	[۵]---	[۵]---	[۵]---	[۵]---
ب- اتصالات دال- ستون در دال‌های پس کشیده [۱]						
۰	بله	۱.۵	۲	۲.۵	۲.۵	۳.۲۵
۰/۶	بله	۱	۱	۱	۲	۲.۲۵
≥ ۰/۶	بله	۱	۱	۱	۱.۵	۱.۷۵
۰	خیر	۱.۲۵	۱.۷۵	۱.۷۵	۱.۷۵	۲
۰/۶	خیر	۱	۱	۱	۱	۱
≥ ۰/۶	خیر	[۵]---	[۵]---	[۵]---	[۵]---	[۵]---
پ- دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی یا وصله [۱]						
		[۵]----	[۵]----	[۵]----	۳	۴
ت- دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی در اتصال دال- ستون [۱]						
		۲	۲	۳	۳	۴

۱- در صورتی‌که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب) ، (پ) و (ت) صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۲- V_g برش در مقطع بحرانی دال ناشی از نیروهای ثقلی و V_o مقاومت در برابر برش مستقیم سوراخ‌کننده می‌باشد.

۳- عبارت «بله» در مورد میلگردهای پیوستگی وقتی صادق است که لااقل یکی از میلگردهای اصلی تحتانی در هر جهت به طور مؤثری در ستون ادامه یافته باشد. در مورد دال‌های پس‌کشیده عبارت «بله» وقتی صادق است که لااقل یکی از تاندون‌های پس‌کشیدگی در هرجهت از ستون گذشته باشد. در غیر این موارد عبارت «خیر» صادق است.

۴- درون یابی خطی بین مقادیر جدول مجاز است.

۵- تلاش نیرو کنترل فرض شود.

جدول (۶-۱۲): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی– دال‌های دوطرفه و اتصالات ستون به دال

شرایط		پارامترهای مدل‌سازی [۱]			معیارهای پذیرش [۱و۶]				
		زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				
					سطح عملکرد				
					نوع عضو				
					اصلی		غیر اصلی		
		a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
الف – اتصالات دال- ستون [۲]									
$\frac{V_g}{V_o}$ [۳]	آرماتور پیوستگی [۱]								
۰	بله	۰/۰۳۵	۰/۰۵	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۲۶	۰/۰۳۵	۰/۰۳۵	۰/۰۵
۰/۲	بله	۰/۰۳	۰/۰۴	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۲۳	۰/۰۳	۰/۰۳	۰/۰۴
۰/۴	بله	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۳
≥ ۰/۶	بله	۰	۰/۰۲	۰	۰	۰	۰	۰	۰/۰۲
۰	خیر	۰/۰۲۵	۰/۰۲۵	۰	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۲۵
۰/۲	خیر	۰/۰۲	۰/۰۲	۰	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲
۰/۴	خیر	۰/۰۱	۰/۰۱	۰	۰	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱
۰/۶	خیر	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
> ۰/۶	خیر	۰	۰	۰	[۵]---	[۵]---	[۵]---	[۵]---	[۵]---
ب- اتصالات دال- ستون در دال‌های پس کشیده [۱]									
۰	بله	۰/۰۳۵	۰/۰۵	۰/۴	۰/۰۱	۰/۰۲۶	۰/۰۳۵	۰/۰۳۵	۰/۰۵
۰/۶	بله	۰/۰۰۵	۰/۰۳	۰/۲	۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۵	۰/۰۲۵	۰/۰۳
> ۰/۶	بله	۰	۰/۰۲	۰/۲	۰	۰	۰	۰/۰۱۵	۰/۰۲
۰	خیر	۰/۰۲۵	۰/۰۲۵	۰	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۲۵
۰/۶	خیر	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
> ۰/۶	خیر	۰	۰	۰	[۵]---	[۵]---	[۵]---	[۵]---	[۵]---
پ- دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی یا وصله [۲]									
		۰/۰	۰/۰۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۲
ت- دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی در اتصال دال- ستون [۲]									
		۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۰۳

۱- در صورت نیاز می‌توان از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.

۲- در صورتی‌که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب) ، (پ) و (ت) صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۳- V_g برش در مقطع بحرانی دال ناشی از نیروهای ثقلی و V_o مقاومت در برابر برش مستقیم سوراخ‌کننده می‌باشد.

۴- عبارت «بله» در مورد میلگردهای پیوستگی وقتی صادق است که لااقل یکی از میلگردهای اصلی تحتانی در هر جهت به طور مؤثری در ستون ادامه‌یافته باشد. در مورد دال‌های پس-کشیده عبارت «بله» وقتی صادق است که لااقل یکی از تاندون‌های پس‌کشیدگی در هر جهت از ستون گذشته باشد. درغیر این موارد عبارت «خیر» صادق است.

۵- تلاش نیروکنترل فرض شود.

۶- در صورتی که تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از روش کامل طبق توضیحات بند (۳-۴-۳-۱) انجام شود، تلاش‌های اعضای اصلی و غیر اصلی باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شود.

۶-۳-۲- قاب‌های بتنی پیش‌ساخته

۶-۳-۲-۱- انواع قاب‌های بتنی پیش‌ساخته

قاب‌های بتنی پیش‌ساخته آن دسته از قاب‌ها هستند که از ستون‌ها و تیرهای مجزای پیش‌ساخته تشکیل می‌شوند که پس از نصب، یک سیستم باربر ثقلی را تشکیل دهند. این قاب‌ها هم شامل قاب‌هایی که به‌عنوان سیستم باربر جانبی طراحی شده‌اند می‌باشند و هم شامل قاب‌هایی که غیراصلی فرض‌شده و بارجانبی را تحمل نمی‌کنند اما باید قادر به تحمل تغییرمکان‌های ناشی از اثر بارهای جانبی طراحی باشند.

انواع قاب‌های پیش‌ساخته عبارتند از:

۱- قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ی باربر جانبی: این قاب‌ها با استفاده از اتصال تر[1] یا اتصالات خشک (اتصالات با پیچ و مهره، پیش‌تنیدگی، جوش یا سایر موارد مشابه) به نحوی ساخته می‌شوند که قادر به تحمل بار جانبی می‌باشند. این قاب‌ها در برابر بارجانبی به تنهایی یا با دیوار برشی یا قاب مهاربندی شده یا دیگر اعضای باربر جانبی، مقاومت می‌کنند.

۲- قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ای که مستقیماً در برابر بارجانبی مقاوم نیستند: این دسته از قاب ها به کمک اتصال خشک به - نحوی سوار می‌شوند که قاب حاصل مقاومت چندانی در برابر بارجانبی ندارند. اما باید این قاب پیش‌ساخته ضمن تحمل بارهای ثقلی مربوطه، قادر به تحمل تغییرشکل‌های ساختمان باشد.

۶-۳-۲-۲- قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ی باربر جانبی

۶-۳-۲-۲-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای المان‌هایی که جهت مدل‌سازی اعضای این‌گونه قاب‌ها به‌کار می‌روند باید قادر به ارایه‌ی ظرفیت تغییرشکل، مقاومت و سختی تیرها، ستون‌ها، اتصالات تیر به ستون و سایر اعضای قاب باشد. احتمال گسیختگی خمشی، برشی و ضعف درگیرایی آرماتورها در هر مقطع در امتداد طول اعضا باید مورد توجه قرار گیرد. اندرکنش با سایر اعضا از قبیل اعضای غیرسازه‌ای باید درنظرگرفته شود. تمام ضوابط دیگر بند (۶-۳-۱-۲-۱) باید درنظرگرفته شوند. به‌علاوه اثرات کاهش طول ناشی از خزش و پیش‌تنیدگی بر روی رفتار اعضا بررسی شوند. در مواردی‌که از اتصالات خشک استفاده شده است، اثرات این اتصالات بر سیستم کلی سازه باید درنظر گرفته شود. همچنین مدل تحلیلی باید قادر به درنظر گرفتن اثر تسلیم اتصال باشد.

۶-۳-۲-۲-۲- سختی

سختی برای طراحی باید مطابق با تعریف بند (۶-۳-۱-۲-۲) باشد. درمواردیکه از پیش تنیدگی استفاده شده است، باید در استفاده از جدول (۶-۱)، اثرات پیش تنیدگی مورد توجه قرار گیرد. قابلیت انعطاف‌پذیری اتصالات باید در مدل تحلیلی درنظر گرفته شود.

---

[1]- Wet concrete

۶-۳-۲-۳-۲- مقاومت

مقاومت اجزا باید مطابق با ضوابط بند (۶-۳-۱-۲-۳) و موارد زیر محاسبه شود:

۱- تاثیرات پیش‌تنیدگی شامل مواردی از قبیل کاهش ظرفیت چرخش، تنش‌های ثانوی ایجادشده ، مقدار نیروی پیش‌تنیدگی مؤثر باقیمانده و هر عامل مؤثر دیگری.

۲- اثرات ترتیب ساخت، شامل احتمال این‌که اتصالات صلب بعد از این‌که قسمت‌هایی از سازه تحت بارمرده قرار گرفته‌اند ساخته شده باشند؛

۳- اثرات گیرداری که ممکن است ناشی از اندرکنش با دیوارهای متصل‌شده و با اجزای مهاربندی‌شده باشند.

اثرات مقاومت اتصالات باید در مدل تحلیلی مطابق بند (۶-۲-۶) درنظر گرفته شود.

۶-۳-۲-۴-۲- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش قاب‌های بتنی پیش‌ساخته معادل قاب‌های خمشی درجا در بند (۶-۳-۱-۲-۴) بیان شده است. علاوه بر این ضوابط بند (۶-۳-۱-۲-۳) نیز باید درنظرگرفته شوند. اتصالات باید ضوابط بند (۶-۲-۶) را برآورده نمایند.

۶-۳-۲-۵-۲- معیارهای بهسازی

اجزای قاب بتنی پیش‌ساخته‌ای که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد موردنظر تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۲-۷) و سایر موارد این دستورالعمل باشند.

۶-۳-۲-۳- قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ای که مستقیما در برابر بارجانبی مقاوم نیستند

۶-۳-۲-۳-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی این قاب‌ها باید ضوابط بند (۶-۳-۲-۲-۱) را برآورده نمایند. همچنین باید اثرات تغییرشکل ناشی از بارهای جانبی درنظر گرفته شود.

مدل تحلیلی برای قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ای که انتظار می‌رود مستقیماً در برابر بارجانبی مقاومت نکنند باید تاثیرات تغییرمکان‌هایی که تحت بار زلزله طرح اتفاق می‌افتند را شامل شود.

۶-۳-۲-۳-۲- سختی

مدل تحلیلی باید سختی مناسب و واقع‌گرایانه‌ای از این‌گونه قاب‌ها را شامل باشد تا بتوان اثر تغییرمکان‌های تحت بارجانبی را در آن‌ها ارزیابی نمود و یا در صورتی‌که از سختی جانبی آن‌ها در مدل تحلیلی صرف‌نظر می‌شود باید به طور جداگانه اثرات تغییرمکان‌های نسبی محاسبه‌شده ساختمان را براین قاب‌ها بررسی نمود. در صورتی‌که درنظرگرفتن سختی اتصالات باعث شود تلاش‌های اعضا افزایش یافته و گسیخته شوند، باید اثرات نامطلوب سختی اتصالات در مدل تحلیلی منظور شود.

۶-۳-۲-۳-۳- مقاومت

مقاومت اجزا باید طبق ضوابط بند (۶-۳-۲-۲-۳) محاسبه شود. تمام اجزا باید دارای مقاومت و شکل‌پذیری کافی جهت انتقال نیروهای ایجادشده از عضوی به عضو دیگر و به سیستم درنظرگرفته‌شده برای مقاومت در برابر بار جانبی باشند.

۶-۳-۲-۳-۴- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش برای این نوع قاب‌ها باید مطابق ضوابط بند (۶-۳-۲-۲-۴) باشد. تمام لنگرها، نیروهای برشی و بارهای محوری ایجادشده به‌وسیله‌ی تغییرشکل سیستم مقاوم جانبی باید با معیارهای پذیرش متناظرشان کنترل شوند.

۶-۳-۲-۳-۵- معیارهای بهسازی

اجزای قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ای که مستقیماً در برابر بارجانبی مقاوم نیستند و معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد موردنظر تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۲-۷) و سایر موارد این دستورالعمل باشد.

۶-۳-۳- قاب‌های بتنی با میان‌قاب

۶-۳-۳-۱-ملاحظات کلی

قاب‌های بتنی با میان‌قاب به قاب‌های بتنی باربر ثقلی کامل که با بتن و یا مصالح بنایی به نحوی پرشده‌اند که تحت بار ثقلی یا جانبی، قاب بتنی با میان‌قاب اندرکنش داشته باشد، گفته می‌شود.

میان‌قابی که با درز انقطاعی به عرض حداقل مطابق ضوابط فصل ۷ از قاب جداشده باشد به نام میان‌قاب غیرمتصل خوانده می‌شود. اگر تمام میان‌قاب‌ها در یک قاب به‌صورت میان‌قاب‌های غیرمتصل باشند، قاب باید به صورت یک قاب مجزا مطابق ضوابط داده شده در قسمت‌های دیگر این فصل بررسی شده و پانل‌های میان‌قاب غیرمتصل باید مطابق ضوابط فصل ۷ تحلیل شود.

ضوابط این بخش برای قاب‌های موجود دارای میان‌قاب، قاب‌هایی که با کم و اضافه‌کردن اجزا بهسازی‌شده‌اند و قاب‌های بتنی که با اضافه‌کردن میان‌قاب‌های جدید بهسازی‌شده‌اند به‌کار می‌رود.

انواع قاب‌های بتنی با میان‌قاب عبارتند از:

۱- میان‌قاب‌های مصالح بنایی: اندرکنش این قاب‌ها با میان‌قاب‌های بنایی مطابق ضوابط فصل ۸ تعیین می‌شود.

۲- میان‌قاب‌های بتنی: اندرکنش این قاب‌ها با میان‌قاب‌های بتنی، بر اساس ضوابط این فصل صورت می‌گیرد. میان قاب‌ها تنها به عنوان پرکننده به کار می‌روند و ممکن است آرماتور نیز داشته باشند ، ولی پیوستگی بین آنها و قاب و آرماتورها از یک طبقه به طبقه دیگر وجود ندارد. بتن میان قاب ها معمولاً از نظر مقاومت ضعیف تر از بتن قاب می‌باشد و باید به طور جداگانه ارزیابی شود.

۶-۳-۳-۲- قاب‌های بتنی دارای میان‌قاب بنایی

۶-۳-۳-۲-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی این نوع قاب‌ها باید به طور مناسب، ظرفیت تغییرشکل، سختی و مقاومت تیرها، ستون‌ها، دال‌ها، گره‌های تیر به ستون، میان‌قاب‌های بنایی و تمام اتصالات و اجزای عضو را مدل‌سازی کند. احتمال گسیختگی خمشی، برشی، گسیختگی ناشی از طول مهاری ناکافی و یا گیرایی ناکافی آرماتور، یا خردشدگی در هر مقطع باید درنظرگرفته شود. اندرکنش با سایر اجزای غیرسازه‌ای باید درنظر گرفته شود.

رفتار یک قاب بتنی دارای میان‌قاب بنایی مقاوم در برابر بار جانبی در صفحه‌ی خودش می‌تواند بر مبنای فرض رفتار ارتجاعی خطی بررسی شود به شرطی که دیوار تحت اثر بارهای جانبی ترک نخورد. دراین حالت، قاب و میان‌قاب‌ها می‌توانند به صورت محیطی همگن در محاسبات درنظرگرفته شوند. در صورتی‌که میان‌قاب تحت اثر بارهای طراحی جانبی ترک بخورد می‌توان در مدل‌سازی قاب را به صورت قابی مهاربندی‌شده که در آن ستون‌ها به عنوان اعضای قائم و تیرها به عنوان کش‌های افقی و میان‌قاب به عنوان مهاربند فشاری معادل عمل می‌نماید، درنظر گرفت. ضوابط مدل‌سازی میان‌قاب به صورت یک عضو فشاری معادل، مطابق ضوابط فصل ۸ می‌باشد.

اعضای قاب باید برای نیروهایی که به آن‌ها در اثر اندرکنش قاب با میان‌قاب مطابق ضوابط فصل ۸ منتقل می‌شود، کنترل شوند.

۶-۳-۳-۲-۲- سختی

۶-۳-۳-۲-۲-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

در قاب‌هایی که در بعضی دهانه‌ها میان‌قاب دارند و در بعضی دهانه‌ها ندارند محدودیتی که میان‌قاب در رفتار ایجاد می‌کند باید طبق ضوابط بند (۶-۳-۳-۲-۱) درنظرگرفته شود و در دهانه‌هایی که میان‌قاب وجود ندارد قاب باید مطابق ضوابط مربوط در بندهای (۶-۳-۱)، (۶-۳-۲) و (۶-۳-۴) مدل‌سازی شود. در صورتی‌که میان‌قاب‌ها، دیواری ناپیوسته ایجاد نمایند، اثرات این ناپیوستگی برعملکرد کلی ساختمان باید درنظرگرفته شود. سختی‌های مؤثر برای محاسبات طبق ضوابط بند (۶-۲-۱-۲) درنظرگرفته شوند.

۶-۳-۳-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

روابط غیرخطی نیرو- تغییرشکل باید طبق بند (۶-۲-۱-۲-۲) درنظر گرفته شده و در روش استاتیکی غیرخطی به‌کارگرفته شود.

در قسمت‌های دارای میان‌قاب می‌توان تیرها و ستون‌ها را با استفاده از المان‌های میله‌ای فشاری یا کششی مدل نمود. تیرها و ستون‌ها در قسمت‌های بدون میان‌قاب باید طبق ضوابط مربوط در بندهای (۶-۳-۱)، (۶-۳-۲) و (۶-۳-۴) مدل‌سازی شوند. مدل به‌کاررفته باید امکان بررسی رفتار غیرارتجاعی در طول اعضا را داشته باشد.

روابط یکنوای بار- تغییرشکل باید مطابق رابطه‌ی کلی شکل (۶-۱) باشد مگر اینکه با تأیید حاصل از آزمایش‌ها بتوان از روابط دیگری استفاده کرد. مقادیر عددی در شکل (۶-۱) باید از طریق انجام آزمایش و یا از طریق تحلیلی مطابق ضوابط فصل ۳

محاسبه‌شده و باید اثرات اندرکنش بین قاب و میان‌قاب را نیز درنظر بگیرد. روش دیگر درنظرگرفتن روابط برای قاب‌های بتن مسلح و یکپارچه ریخته‌شده به شرح زیر می‌باشد:

۱- برای تیرها و ستون‌ها در قسمت‌های بدون میان‌قاب، که چرخش در منطقه‌ی مفصل خمیری خمشی به عنوان تغییرشکل کلی اختیار می‌شود، ظرفیت‌های چرخش مفاصل خمیری از جدول (۶-۱۷) حاصل می‌شود؛

۲- برای میان‌قاب‌های مصالح بنایی، تغییرشکل‌های کلی و نقاط کنترل مطابق ضوابط فصل ۸ به‌دست می‌آیند؛

۳- برای تیرها و ستون‌ها در قسمت با میان‌قاب، که تغییر طول محوری اعضا به عنوان تغییرشکل کلی درنظرگرفته می‌شود مقادیر ظرفیت‌های کرنشی کششی و فشاری باید مطابق جدول (۶-۱۴) در نظر گرفته شود.

۶-۳-۳-۲-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

روابط غیرخطی بار- تغییرشکل برای به‌کارگیری در روش دینامیکی غیرخطی باید رفتار چرخه‌ای کامل هر عضو مطابق آنچه از آزمایش حاصل‌شده را مدل‌سازی نماید. مشخصات باربرداری و بارگذاری به‌کارگرفته شده باید پدیده‌های زوال سختی و مقاومت را در برداشته باشد.

۶-۳-۳-۲-۳- مقاومت

مقاومت‌های اعضای بتن مسلح باید براساس ضوابط کلی بند (۶-۲-۲) و با درنظر گرفتن هرگونه تغییر لازم در آن‌ها، طبق سایر ضوابط این فصل محاسبه شود. مقاومت‌های میان‌قاب‌ها باید طبق ضوابط فصل ۸ محاسبه شوند. در محاسبه‌ی مقاومت‌ها توجه به نکات زیر لازم است:

۱- محدودیت‌هایی که توسط تیرها، ستون‌ها و اتصالات در قسمت‌های بدون میان‌قاب در قاب ایجاد می‌شود؛

۲- ظرفیت کششی و فشاری ستون‌ها اگر به صورت اعضای مرزی برای قاب با میان‌قاب عمل نمایند؛

۳- نیروهای موضعی واردشده از میان‌قاب به قاب؛

۴- مقاومت میان‌قاب؛

۵- اتصالات به اعضای مجاور.

۶-۳-۳-۲-۴- معیارهای پذیرش

۶-۳-۳-۲-۴-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

در اعضای اصلی، رفتارهای تغییرشکل‌کنترل باید به مودهای خمشی و محوری در تیرها، دال‌ها و ستون‌ها و نیز تغییرشکل جانبی در پانل‌های میان‌قاب‌های بنایی محدود شود. دراعضای غیراصلی رفتارهای تغییرشکل‌کنترل باید به مودهای رفتاری مشخص‌شده برای قاب طبق ضوابط بندهای (۶-۳-۱)، (۶-۳-۲) و (۶-۳-۴) بسته به نوع قاب و برای میان‌قاب‌های بنایی طبق ضوابط فصل ۸، محدود شود.

مقادیر پاسخ‌های طراحی باید مطابق ضوابط فصل ۳ به دست آیند. وقتی که مقادیر DCRهای محاسبه‌شده از یک بیش‌تر باشند، مقادیر پاسخ‌های طراحی زیر باید با اصول تحلیل حدی ارایه شده در فصل ۳ به‌دست آیند:

۱- لنگرها، برش‌ها، پیچش‌ها و طول گیرایی و وصله‌ی لازم متناظر با رسیدن تیرها، ستون‌ها و یا میان‌قاب‌های بنایی به حد مقاومت خود؛

۲- نیروی محوری حاصل در ستون ها متناظر با این فرض که قاب با میان‌قاب به صورت یک دیوار طره‌ای عمل کرده و به حد ظرفیت خمشی خود برسد.

پاسخ‌های طراحی باید با مقاومت‌های طراحی طبق ضوابط بند (۳-۶-۱) مقایسه شوند. مقادیر ضرایب m باید طبق ضوابط فصل ۸ برای میان‌قاب بنایی، ضوابط بندهای (۶-۳-۱)، (۶-۳-۲) و (۶-۳-۴)، برای قاب‌های بتنی و جدول (۶-۱۳) برای ستون‌هایی که به صورت اعضای فشاری یا کششی مدل‌شده باشند، به دست آورده شوند. اجزایی که پاسخ‌های طراحی آن‌ها از مقاومت‌های طراحی نظیرشان کم‌تر است ، معیارهای پذیرش سطوح عملکردی مربوطه را اقناع کرده‌اند.

پاسخ‌هایی که در جدول (۶-۱۳) نیامده‌اند را باید نیروکنترل فرض کرد.

۶-۳-۳-۲-۴-۲- روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

در مدل طراحی، امکان رفتار غیرارتجاعی باید منحصر به اجزا و پاسخ‌هایی شود که برای قاب در بندهای (۶-۳-۱)، (۶-۳-۲) و (۶-۳-۴) و برای میان‌قاب بنایی در فصل ۸ ذکرشده‌اند.

تلاش‌های محاسبه‌شده برای اجزا باید ضوابط بند (۳-۶-۲) را تأمین نموده و نباید از مقادیر عددی داده‌شده در جدول (۶-۱۴) برای تیرها و ستون‌های اطراف میانقاب، جدول مربوط به قاب در بندهای (۶-۳-۱)، (۶-۳-۲) و (۶-۳-۴) برای تیرها و ستون‌ها در قسمت‌های بدون میان‌قاب و فصل ۸ برای میان‌قاب‌های بنایی بیشتر باشد.

پاسخ‌هایی که در جدول (۶-۱۴) نیامده‌اند را باید نیروکنترل فرض کرد.

برای معیارهای پذیرش می‌توان از روش‌ها و مقادیر دیگر استفاده نمود، به شرطی که شواهد آزمایشگاهی و تحلیلی آن ها را تأیید نمایند.

۶-۳-۳-۲-۵- معیارهای بهسازی

قاب‌های بتنی دارای میان‌قابی که معیارهای پذیرش تراز عملکرد موردنظر را تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۲-۷) و سایر موارد این دستورالعمل باشد.

۶-۳-۳-۳- قاب‌های بتنی با میان‌قاب‌های بتنی

۶-۳-۳-۳-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی قاب‌های بتنی با میان‌قاب‌های بتنی باید به طور مناسب ظرفیت تغییرشکل، سختی و مقاومت تیرها، دال‌ها، ستون‌ها، اتصالات تیر به ستون، میان‌قاب‌های بتنی و تمام اتصالات و اجزای اعضا را مدل‌سازی کند. احتمال گسیختگی خمشی، گسیختگی برشی، گسیختگی ناشی از طول مهاری ناکافی یا گیرایی ناکافی آرماتور، یا خردشدگی در هر مقطع باید درنظرگرفته شوند. اندرکنش با سایر اجزای غیرسازه‌ای نیز باید درنظرگرفته شود.

مدل تحلیلی باید با درنظرگرفتن سختی و مقاومت نسبی قاب و میان‌قاب و نیز سطح تغییرشکل‌ها و آسیب‌های نظیر آن سطح، ساخته شود. برای سطوح تغییرشکلی کم، در صورتی‌که قاب نسبتا انعطاف‌پذیر باشد، قاب دارای میان‌قاب را می‌توان به صورت یک دیوار برشی مدل نمود و اثر بازشوها را نیز در رفتار دیوار ملحوظ نمود.

برای حالات دیگر، سیستم قاب– میان‌قاب را می‌توان به صورت یک قاب با مهاربندی، مشابه آنچه برای قاب‌های بتنی با میان‌قاب بنایی در بند (۶–۳–۳–۲) گفته‌شده مدل‌سازی کرد.

۶–۳–۳–۳–۲– سختی

۶–۳–۳–۳–۲–۱– روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

سختی‌های مؤثر برای محاسبات طبق ضوابط بند (۶–۲–۱–۲) و روش بند (۶–۳–۳–۲–۲–۱) درنظرگرفته می‌شوند.

۶–۳–۳–۳–۲–۲– روش استاتیکی غیرخطی

روابط غیرخطی نیرو– تغییرشکل باید طبق ضوابط بند (۶–۲–۱–۲–۲) درنظرگرفته و در روش استاتیکی غیرخطی به‌کارگرفته شوند.

روابط یکنوای بار– تغییرشکل باید مطابق رابطه‌ی کلی شکل (۶–۱) باشد مگر این‌که با تأیید آزمایش‌ها بتوان از روابط دیگری استفاده کرد. مقادیر عددی در شکل (۶–۱) را می‌توان از دو طریق انجام آزمایش و یا تحلیل به‌دست آورد و باید اثرات اندرکنش بین قاب و میان‌قاب را نیز درنظرگرفت.

روش دیگر اشاره‌شده در بند (۶–۳–۳–۲–۲–۲) نیز برای تعیین پارامترهای مدل‌سازی غیرخطی قاب‌های بتنی با میان‌قاب بتنی امکان‌پذیر است.

۶–۳–۳–۳–۲–۳– روش دینامیکی غیرخطی

روابط غیرخطی بار– تغییرشکل برای به‌کارگیری در روش دینامیکی غیرخطی باید رفتار چرخه‌ای کامل هر عضو مطابق آنچه از آزمایش حاصل‌شده را مدل‌سازی نماید. مشخصات باربرداری و بارگذاری به‌کارگرفته‌شده باید پدیده‌های زوال سختی و مقاومت را در برداشته باشد.

۶–۳–۳–۳–۳– مقاومت

مقاومت‌های اعضای بتن مسلح باید براساس ضوابط کلی بند (۶–۲–۲) و با درنظرگرفتن سایر ضوابط این فصل محاسبه شوند. در محاسبه‌ی مقاومت‌ها توجه به نکات زیر لازم است:

۱– محدودیت‌هایی که توسط تیرها، ستون‌ها و اتصالات در قسمت‌های بدون میان‌قاب در قاب ایجاد می‌شود:

۲– ظرفیت کششی و فشاری ستون‌ها اگر به صورت اعضای مرزی برای قاب با میان‌قاب عمل نمایند؛

۳– نیروهای موضعی واردشده از میان‌قاب به قاب؛

۴– مقاومت میان‌قاب؛

۵- اتصالات به اعضای مجاور.

دربرآورد مقاومت‌های میان‌قاب‌های موجود باید مقاومت برشی میان‌قاب را نیز درنظرداشت. برای محاسبه‌ی مقاومت برشی یک قسمت از دیوار می‌توان از روش ارایه‌شده در بند (۶-۴-۱-۲-۳) استفاده کرد.

اگر فرض می‌شود که قاب و میان‌قاب بتنی با هم به صورت یک دیوار یکپارچه عمل می‌نمایند، مقاومت خمشی به پیوستگی آرماتورهای عمودی در:

(۱) ستون‌ها که به عنوان اجزای مرزی عمل می‌کنند .

(۲) در دیوارها شامل مهار آرماتورهای میان‌قاب در قاب، بستگی دارد.

۶-۳-۳-۳-۴- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش برای قاب‌های بتنی با میان‌قاب‌های بتنی باید با معیارهای پذیرش متناظر در بندهای (۶-۳-۳-۲-۴)، (۶-۴-۱) و (۶-۴-۲) مطابقت داشته باشد.

۶-۳-۳-۳-۵- معیارهای بهسازی

قاب‌های بتنی دارای میان‌قاب‌های بتنی که معیارهای پذیرش سطح عملکرد موردنظر را تأمین نمی‌کنند باید بهسازی نمود. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۲-۷) و سایر موارد این دستورالعمل باشد.

جدول (۶-۱۳): معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی- قاب‌های بتن مسلح با میان‌قاب

شرایط	ضرایب m [۱]				
	سطح عملکرد				
	نوع عضو				
	اصلی		غیر اصلی		
	IO	LS	CP	LS	CP
الف- ستون‌هایی که به صورت میله فشاری مدل شده باشند [۳]					
ستون‌هایی که در تمام طول محصور باشند [۲]	۱	۳	۴	۴	۵
بقیه‌ی موارد	۱	۱	۱	۱	۱
ب- ستون‌هایی که به‌صورت میله‌ی کششی مدل‌شده باشند [۳]					
ستون‌هایی بدون وصله یا با وصله‌های به طور مناسب محصورشده	۳	۴	۵	۵	۶
سایر موارد	۱	۲	۲	۳	۴

۱- در این مورد از دورن‌یابی خطی نباید استفاده کرد.

۲- ستونی در تمام طول محصور فرض می‌شود که مقدار تنگ آن در طول ارتفاع طبقه و اتصال مساوی $\frac{۳}{۴}$ مقداری که طبق ضوابط طراحی برای اعضای مرزی در دیوارهای برشی بتنی لازم است، باشد. حداکثر فاصله‌ی طولی مجموعه‌ی تنگ‌ها نباید بیش‌تر از $\frac{h}{3}$ یا $۸\,d_b$ باشد.

۳- در صورتی‌که به خاطر تغییر جهت بار در یک ستون هم شرط (الف) و هم (ب) صادق شود، هردوی این شرایط باید کنترل شوند.

جدول (۶-۱۴): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی– قاب‌های بتن مسلح با میان‌قاب

شرایط	پارامترهای مدل‌سازی [۱]			معیارهای پذیرش					
	کرنش خمیری		نسبت مقاومت باقیمانده	کرنش کل					
				سطح عملکرد					
				نوع عضو					
				اصلی				غیر اصلی	
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف – ستون‌هایی که به صورت میله‌ی فشاری مدل‌شده باشند [۳]									
ستون‌هایی که در تمام طول محصور باشند [۲]	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۴	۰/۰۰۳	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۰۳	۰/۰۴	
بقیه‌ی موارد	۰/۰۰۳	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۱	۰/۰۱	
ب – ستون‌هایی که به صورت میله کششی مدل‌شده باشند [۳]									
ستون‌هایی بدون وصله یا با وصله‌های به طور مناسب محصورشده	۰/۰۵	۰/۰۵	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۳	۰/۰۴	۰/۰۴	۰/۰۵	
بقیه‌ی موارد	به زیرنویس مراجعه شود [۴]	۰/۰۳	۰/۲	به زیرنویس مراجعه شود [۴]			۰/۰۲	۰/۰۳	

۱- در این مورد از دورن‌یابی خطی نباید استفاده کرد.

۲- ستونی در تمام طول محصور فرض می‌شود که مقدار تنگ آن در طول ارتفاع طبقه و اتصال مساوی $\frac{۳}{۴}$ مقداری که طبق ضوابط طراحی برای اعضای مرزی در دیوارهای برشی بتنی لازم است، باشد. حداکثر فاصله‌ی طولی مجموعه‌ی تنگ‌ها نباید بیش‌تر از $\frac{h}{3}$ یا $۸\,d_b$ باشد.

۳- در صورتی‌که به خاطر تغییر جهت بار در یک ستون هم شرط (الف) و هم (ب) صادق شود، هر دوی این شرایط باید کنترل شوند.

۴- امکان شکست در وصله باید مستقیما بررسی شود تا معیارهای مدل‌سازی و پذیرش معین شوند. برای این موارد به روش کلی بند (۶-۲-۲) مراجعه شود. برای اعضای اصلی، سطح عملکرد **CP** به عنوان تغییرشکلی که در آن کاهش مقاومت شروع می‌شود، تعریف می‌شود. میزان تغییرشکل متناظر با سطح عملکرد **LS** برابر با $\frac{۳}{۴}$ آن مقدار اختیار می‌شود.

۶-۳-۴- قاب‌های بتنی مهاربندی‌شده

۶-۳-۴-۱- انواع قاب‌های بتنی مهاربندی‌شده

قاب‌های بتن مسلح مهاربندی‌شده قاب‌هایی هستند که از اعضای یکپارچه و غیرپیش‌تنیده‌ی تیر، ستون و مهارهای قطری که محورشان در محل اتصال تیر- ستون متقارب است، تشکیل شده و بارهای جانبی را عمدتا با عملکرد خرپایی تحمل می‌کنند.

اگر در قاب‌های بتنی مهاربندی‌شده میان‌قاب‌های مصالح بنایی وجود داشته باشد، ضوابط مربوط به قاب‌های با میان‌قاب نیز باید درنظرگرفته شوند.

ضوابط بند (۶-۳-۴) قابل اعمال به قاب‌های بتن مسلح مهاربندی‌شده‌ی موجود و قاب‌های بتن مسلح موجودی که با اضافه و کم‌کردن مصالح بهسازی‌شده‌اند، می‌باشد.

۶-۳-۴-۲- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای یک قاب بتن مسلح مهاربندی‌شده باید به‌طور مناسب ظرفیت تغییرشکل، سختی و مقاومت تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و تمام اتصالات و اجزا را مدل‌سازی نماید. احتمال گسیختگی کششی، فشاری (شامل ناپایداری)، خمشی، برشی و گسیختگی ناشی از طول مهاری ناکافی در هر مقطع باید درنظرگرفته شود.

اندرکنش با سایر اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای نیز باید درنظرگرفته شود. از المان‌های یک‌بعدی که مشخصات آن‌ها روی محورشان متمرکز فرض می‌شود می‌توان برای تشکیل مدل تحلیلی قاب استفاده کرد. مدل تحلیلی باید با ضوابط بند (۶-۳-۱-۲-۱) مطابقت داشته باشد.

در قاب‌هایی که در بعضی دهانه‌ها دارای مهاربندی و در بعضی دهانه‌های دیگر فاقد مهاربندی باشند، اثر مهاربندی باید در مدل تحلیلی مدل‌سازی شود و دهانه‌های فاقد مهاربندی را می‌توان به صورت قاب و با درنظرگرفتن ضوابط بخش‌های دیگر این فصل مدل نمود. اگر وجود مهاربندی موجب ناپیوستگی عمودی در قاب شود، اثرات این ناپیوستگی بر عملکرد کلی ساختمان باید ملحوظ شود.

تغییرشکل‌های غیرارتجاعی در اعضای اصلی باید منحصر به خمش و بار محوری در ستون‌ها، تیرها و مهارها شود. تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی دیگر می‌توانند در اعضای غیراصلی رخ دهند. معیارهای پذیرش مطابق ضوابط بند (۶-۳-۴-۵) می‌باشد.

۶-۳-۴-۳- سختی

۶-۳-۴-۳-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

در قسمت‌های مهاربندی‌شده‌ی قاب می‌توان تیرها، ستون‌ها و مهارها را تنها با درنظرگرفتن انعطاف‌پذیری متناظر با کشش و فشار محوری مدل نمود.

قسمت‌های بدون مهاربندی قاب‌ها را می‌توان مطابق ضوابط مربوط به قاب‌ها مدل‌سازی کرد. سختی‌های مؤثر باید طبق ضوابط بند (۶-۲-۱-۲) به‌دست آیند.

۶-۳-۴-۳-۲- روش استاتیکی غیرخطی

روابط غیرخطی بار- تغییرشکل باید با ضوابط بند (۶-۲-۱-۲) مطابقت داشته باشد.

در قسمت‌های مهاربندی‌شده، تیرها، ستون‌ها و مهارها به‌صورت المان میله‌ای کششی یا فشاری(خرپایی) غیرخطی یا روش‌های دیگری که ثابت شده باشد قادر به ارایه‌ی مناسب رفتار اعضای بتن مسلحی که رفتارشان عمدتا ناشی از کشش و فشار محوری(خرپایی) است، مدل‌سازی می‌شوند.

در قسمت‌های مهاربندی نشده، مدل‌های به‌کار گرفته شده برای تیرها و ستون‌ها باید با ضوابط ارایه‌شده برای قاب‌ها در بند (۶-۳-۱-۲-۲) مطابقت داشته باشد. مدل‌های به‌کارگرفته شده باید قادر به ارایه‌ی پاسخ غیرارتجاعی در طول اعضا و در اتصالات باشند.

روابط بار- تغییرشکل یکنوا می‌تواند مطابق رابطه‌ی کلی ارایه‌شده در شکل (۶-۱) باشد و یا از روابط دیگری که با آزمایش تاییدشده باشند استفاده شود. رابطه‌ی کلی نیرو- تغییرشکل باید به نحوی درنظرگرفته شود که مقاومت حداکثر با مشخصات و ضوابط مقاومت طراحی در بندهای (۶-۲-۲) و (۶-۳-۱-۲-۳) مطابقت داشته باشد. مقادیر عددی متغیرهای نشان‌داده‌شده در شکل (۶-۱) را می‌توان از طریق انجام آزمایش‌ها، تحلیل‌های منطقی و یا معیارهای بند (۶-۳-۳-۲-۲-۲) و با مدل‌سازی مهارها به عنوان ستون طبق جدول (۶-۱۴) به‌دست آورد.

۶-۳-۴-۳-۳- روش دینامیکی غیرخطی

روابط غیرخطی بار- تغییرشکل برای به‌کارگیری در روش دینامیکی غیرخطی باید رفتار چرخه‌ای کامل هر عضو را مطابق آنچه از آزمایش حاصل شود مدل‌سازی نماید. مشخصات باربرداری و بارگذاری به‌کارگرفته‌شده باید پدیده‌های کاهش سختی و مقاومت را دربرداشته باشد.

۶-۳-۴-۴- مقاومت

مقاومت اعضا باید طبق ضوابط کلی بند (۶-۲-۲) و نیز ضوابط بند (۶-۳-۱-۲-۳) محاسبه شوند. اثر ناپایداری مهارها باید درنظرگرفته شود.

۶-۳-۴-۵- معیارهای پذیرش

۶-۳-۴-۵-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل در اعضای اصلی به تلاش خمشی و محوری در تیرها و ستون‌ها و تلاش محوری در مهاربندها محدود می‌شود. در مورد اعضای غیراصلی، رفتارهای تغییرشکل‌کنترل به مواردی که در این فصل برای قاب و قاب مهاربندی‌شده تعیین‌شده، محدود می‌شود.

تلاش‌های محاسبه‌شده اعضا باید ضوابط بند (۳-۶-۱-۲) را تأمین نماید. ضرایب m برای قاب‌های بتنی برابر همان مقادیری است که در بخش‌های مربوط در این فصل ارایه شدند. ضرایب m برای تیرها، ستون‌ها و مهاربندهایی که به صورت اعضای کششی

وفشاری مدل‌سازی می‌شوند باید مطابق مقادیر داده‌شده برای ستون‌ها در جدول (۶-۱۳) باشد. در صورتی‌که احتمال کمانش عضو موجود باشد، می‌توان ضرایب m را به نصف مقادیری که در جدول ارایه‌شده تقلیل داد با این توجه که حداقلm حاصل برابر یک فرض شود. از مقادیر و روش‌های دیگری که با آزمایش و یا تحلیل تأیید شده باشند نیز می‌توان استفاده کرد.

۶-۳-۴-۵-۲- روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تلاش‌های محاسبه‌شده برای اجزا باید ضوابط بند (۳-۶-۲-۲) را تأمین نموده و از مقادیر عددی داده شده در جدول (۶-۱۴) یا سایر جداول مربوط به قاب در بخش‌های دیگر این فصل بیش‌تر نشود. در صورتی‌که برای عضو یا تلاشی که در این جداول نیامده، رفتار غیرخطی به‌دست آید، عملکرد غیرقابل قبول تلقی می‌شود. از روش‌ها و مقادیر عددی دیگر در صورتی‌که با شواهد آزمایشگاهی و تحلیلی تأیید شوند نیز می‌توان استفاده کرد.

۶-۳-۴-۶- معیارهای بهسازی

اعضای قاب بتنی مهاربندی‌شده‌ای را که معیارهای پذیرش سطح عملکرد موردنظر را تأمین نمی‌کنند باید بهسازی نمود. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۲-۷) و سایر موارد این دستورالعمل باشد.

۶-۴- اجزای سازه‌ای بتنی

اجزای سازه‌ای بتنی شامل دیوارهای برشی، دیافراگم‌ها و پی‌ها بتنی در این قسمت بررسی می‌شوند. در بند (۶-۴-۱) دیوارهای برشی بتنی و در بند (۶-۴-۲) دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته بررسی خواهند شد. ضوابط مربوط به سازه پی‌های بتنی نیز در بند (۶-۴-۳) ارایه شده است . ضوابط مربوط به دیافراگم‌ها در دو قسمت دیافراگم‌های بتنی درجا و دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته در فصل ۸ ارایه شده است.

۶-۴-۱- دیوارهای برشی بتنی

۶-۴-۱-۱- انواع دیوارهای برشی بتنی و اجزای مربوط به آنها

الزامات بند (۶-۴-۱) همه‌ی انواع دیوارهای برشی که در سیستم‌های ساختمانی به کار برده می‌شوند را در بر می‌گیرد.

این انواع شامل دیوارهای برشی مستقل، دیوارهای برشی سیستم‌های دوگانه (قاب-دیوار) ، دیوارهای برشی هم بسته یا کوپله و دیوارهای برشی ناپیوسته می‌باشد.

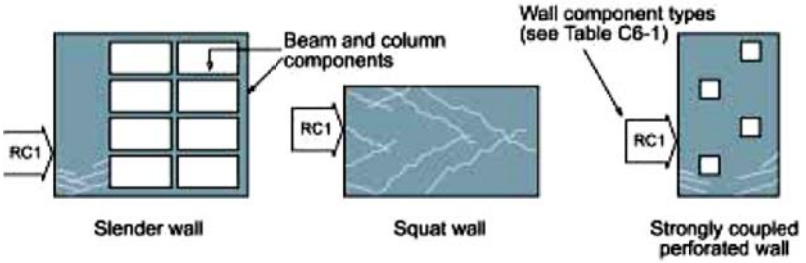
دیوارهای برشی بازشودار که در آنها بازشوها تاثیر چندانی در مقاومت و یا رفتار غیر ارتجاعی دیوار ندارند را می‌توان به صورت یکپارچه درنظر گرفت.

دیوارهای برشی بازشودار که در آنها بازشوها به صورت نسبتاً منظم در جهت‌های افقی و قائم توزیع شده اند، به طوریکه بتوان آنها را

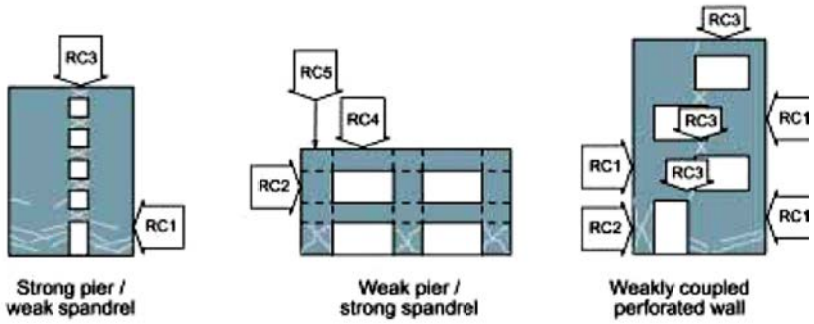
به صورت مجموعه ای از اجزای پایه‌ای دیوار و تیرهای عمیق تجزیه کرد، قطعات دیواری[1] نامیده می‌شوند.

تیرهای هم بسته در دیوارهای هم بسته مشمول الزامات بند (۶-۴-۱-۲) می‌شوند.

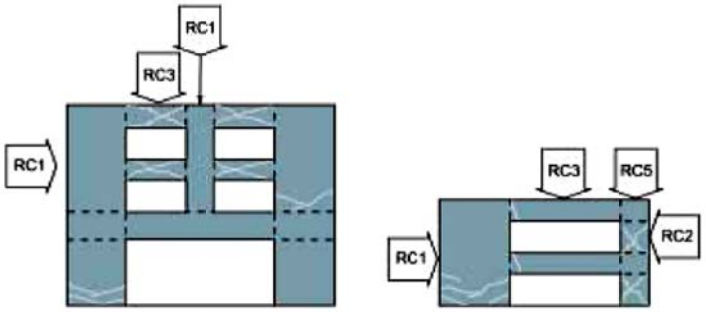
این تیرها را باید از الزامات عمومی تیرها در بند (۶-۳-۱) مستثنی دانست.



الف- دیوار طره



ب- پایه و تیرهمبند



پ- دیوارهای ترکیبی

شکل(۶-۵): اجزای دیوار برشی

[1] Wall Segments

۶-۴-۱-۱-۱- دیوارهای برشی یکپارچه و قطعات دیواری

دیوارهای برشی یکپارچه شامل المان‌های قائم درجا ریخته شده، به صورت مستقل یا کوپله هستند که دارای سطح مقطع به شکل‌های باز یا بسته می‌باشند. این دیوارها باید سطح مقطع ها وآرماتورهای نسبتاً پیوسته داشته باشند و باید بتوانند در برابر بارهای ثقلی و بارهای جانبی با رفتار شکل پذیر مقاومت نمایند. برای تأمین این منظور باید در این دیوارها نسبت آرماتورهای افقی و قائم در دیوار باید بیشتر از ۰/۰۰۲۵ و فاصله میلگردها از یکدیگر کم‌تر از ۴۵ سانتیمتر باشد. در مواردی که نسبت آرماتور کم‌تر از ۰/۰۰۲۵ بوده ، در صورتی که فاصله میلگردها از یکدیگر بیشتر از ۴۵ سانتیمتر نبوده و برش وارده به دیوار کم‌تر از مقاومت برشی اسمی کاهش یافته آن ، مطابق ضابطه بند (۶-۴-۱-۲-۳)، باشد می‌توان دیوار را در برابر بار جانبی مقاوم منظور نمود.

۶-۴-۱-۱-۲- ستون‌های بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آن‌ها اتکا دارند

ستون‌های بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آن‌ها اتکا دارند باید براساس ضوابط بند (۶-۳-۱-۲) ارزیابی و بهسازی شوند.

۶-۴-۱-۱-۳- تیرهای همبند بتن مسلح

تیرهای همبند بتن مسلح که برای اتصال دو دیوار برشی به هم به‌کار می‌روند باید براساس ضوابط بند (۶-۴-۱-۲) ارزیابی و بهسازی شوند.

۶-۴-۱-۲- ضوابط ارزیابی دیوارهای برشی بتن مسلح، قطعات دیواری و تیرهای همبند

۶-۴-۱-۲-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای دیوار برشی باید به طور مناسب ظرفیت تغییرشکل، سختی و مقاومت دیوار برشی را مدل‌سازی نماید. احتمال گسیختگی خمشی، برشی و گسیختگی ناشی از طول مهاری ناکافی در هر مقطع دیوار برشی باید درنظرگرفته شود. اندرکنش با سایر اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای باید درنظرگرفته شود.

دیوارهای برشی لاغر (دیوارهای برشی با نسبت ارتفاع به طول بیش از ۳) و قطعات دیوار را می‌توان به صورت المان‌های تیر- ستون معادل با درنظرگرفتن تغییرشکل‌های خمشی و برشی مدل نمود. در محاسبه‌ی مقاومت خمشی المان‌های ستونی باید اندرکنش بین نیروی محوری و خمش درنظرگرفته شود. طول قطعه صلب بین گره تیر- ستون تا المان تیر معادل، برابر فاصله مرکز سطح دیوار تا لبه‌ی دیوار می‌باشد. مدل دیوارهای برشی با مقطع نامتقارن باید ظرفیت خمشی متفاوت در دوجهت را لحاظ کند.

برای مدل‌سازی تیرهای همبند باید از المان تیری که در آن هم تغییرشکل‌های خمشی و هم تغییرشکل‌های برشی ملحوظ شده باشد، استفاده نمود. در رفتار غیر ارتجاعی المان باید اثرات کاهش مقاومت و سختی برشی ناشی از بارگذاری چرخه‌ای با دامنه‌ی تغییرشکل‌های زیاد، ملحوظ شود.

برای تیرهای همبندی که دارای آرماتور قطری، مطابق ضوابط آبا می‌باشند، می‌توان از المان تیری که تنها اثر خمش را درنظر می‌گیرد استفاده نمود.

عملکرد دیافراگمی دال‌های بتنی که دیوارهای برشی و ستون‌های قاب را به هم متصل می‌کند، باید در مدل لحاظ شود.

۶-۴-۱-۲-۲- سختی

سختی مؤثر تمام اعضا باید با توجه به مشخصات مصالح آن‌ها، ابعاد عضو، میزان آرماتور، شرایط مرزی و نیز وضعیت فعلی عضو از لحاظ سطح تنش و وضعیت ترک‌خوردگی تعیین شوند. راه دیگر تعیین سختی‌های مؤثر استفاده از مقادیر پیشنهادی جدول (۶-۱) می‌باشد.

برای به‌دست‌آوردن توزیع مناسب نیروهای جانبی در ساختمان‌های با دیوارهای باربر، تمام دیوارها را می‌توان یا در وضعیت بدون ترک و یا ترک‌خورده فرض کرد. در ساختمان‌هایی که مقاومت در برابر بار جانبی یا توسط دیوارهای سازه‌ای به تنهایی تأمین می‌شود و یا ترکیبی از دیوارها و قاب‌ها مقاومت جانبی را تأمین می‌کنند، تمام دیوارهای برشی و قطعات دیواری بحث‌شده به صورت ترک‌خورده فرض می‌شوند.

برای تیرهای همبند، از مقادیر سختی مؤثر داده‌شده در جدول (۶-۱) برای تیرهای بدون پیش‌تنیدگی می‌توان استفاده کرد، مگر این‌که با استفاده از تحلیلی دقیق‌تر مقدار سختی تخمین زده شود.

۶-۴-۱-۲-۲-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

در مدل‌سازی دیوارهای برشی و اجزای مربوط باید سختی‌های محوری، خمشی و برشی درنظرگرفته شوند. برای دیوارهای با سطح مقطع بسته یا باز از قبیل جعبه، I, L,T و C از ضوابط بند (۶-۲-۱-۳) برای تعیین پهنای مؤثر فشاری و یا کششی استفاده می‌شود. در مورد مقادیر سختی‌های محاسباتی که در تحلیل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند، باید ضوابط بند (۶-۲-۱-۲) را به‌کار برد.

اتصالات بین دیوارهای برشی و اعضای قاب را بنا به مورد می‌توان به صورت اجزای صلب یا انعطاف‌پذیر و یا مفصل مدل نمود.

۶-۴-۱-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

روابط غیرخطی نیرو– تغییرشکل باید طبق ضوابط بند (۶-۲-۱-۲) درنظرگرفته و در روش استاتیکی غیرخطی به‌کارگرفته شوند. روابط یکنوای بار– تغییرشکل برای مدل‌های تحلیلی دیوارهای برشی، المان‌های دیوار و تیرهای همبند، باید مطابق رابطه‌ی کلی شکل (۶-۱) باشد. برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که تحت اثر بارجانبی رفتار غیرارتجاعی خمشی دارند، می‌توان از روش زیر استفاده کرد.

منحنی بار– تغییرشکل،مطابق شکل (۶-۱) درنظرگرفته‌شده و در آن محور x نمایش‌گر میزان چرخش در بالای منطقه‌ی مفصل پلاستیک در انتهای عضو مطابق آنچه در شکل (۶-۶) نشان داده شده فرض می‌شود. میزان چرخش مفصل در نقطه‌ی B در شکل (۶-۱) متناظر است با میزان چرخش در نقطه جاری‌شدن، θ_y، که مقدار آن را می‌توان از رابطه‌ی (۶-۸) محاسبه نمود:

$$\theta_y = \left[\frac{M_y}{E_c I}\right] l_p \qquad (۸-۶)$$

که در این رابطه:

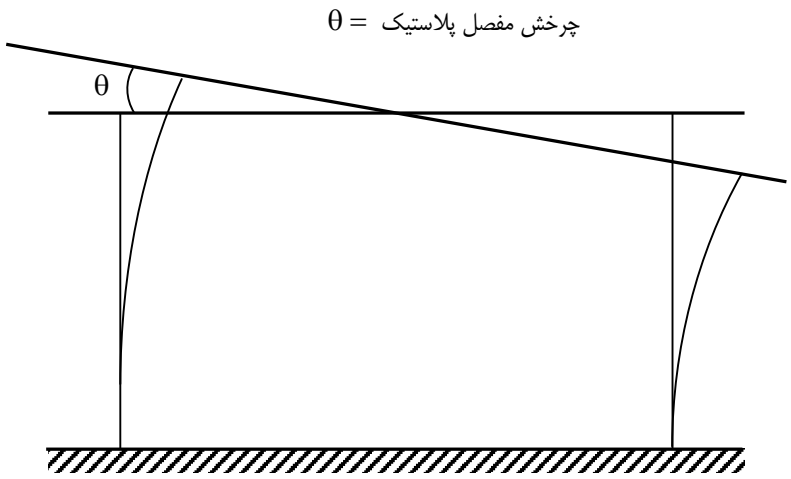
M_y: ظرفیت لنگر تسلیم دیوار برشی یا قطعه‌ی دیواری؛

E_c : ضریب ارتجاعی بتن؛

I : ممان اینرسی عضو؛

l_p : طول فرض‌شده برای مفصل پلاستیک.

در مدل‌های تحلیلی دیوارهای برشی و قطعات دیواری، مقدار l_p برای دیوارهای برشی برابر کوچکترین مقادیر حاصل از نصف طول دیوار یا ارتفاع طبقه و برای قطعات دیواری برابر نصف طول قطعه درنظر گرفته شود.



شکل (۶-۶): چرخش مفصل خمیری در دیوار برشی برای حالتی که خمش بر رفتار غیرارتجاعی حاکم است.

مقادیر متغیرهای a, b و c که برای تعیین C, D, E در شکل (۶-۱ الف) موردنیازند در جدول (۶-۱۷) داده شده‌اند. برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که پاسخ غیرارتجاعی آن‌ها با برش کنترل می‌شود، می‌توان از روش زیر استفاده کرد:

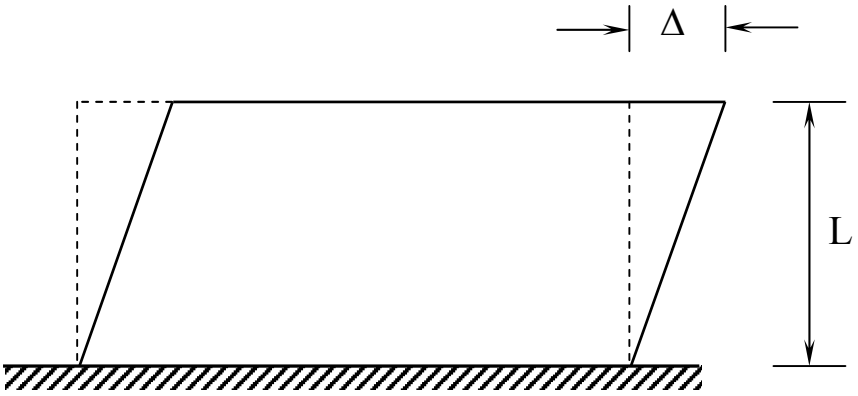
برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که پاسخ غیرخطی توسط برش‌کنترل می‌شود، استفاده از رابطه‌ی بار- تغییرشکل مطابق شکل (۶-۱-پ) مجاز می‌باشد. محور x در این شکل به‌عنوان تغییرمکان جانبی نسبی درنظر گرفته می‌شود. همچنین می‌توان از رابطه‌ی بار- تغییرشکل مطابق شکل (۶-۱-ب) با محور x معرف تغییرمکان جانبی نسبی مجاز استفاده نمود. برای دیوارهای برشی مقدار این تغییرمکان نسبی به‌عنوان تغییرمکان نسبی طبقه مطابق آنچه در شکل (۶-۷) نشان‌داده‌شده فرض می‌شود. برای قطعات دیوار، شکل (۶-۷) تعریف تغییرمکان نسبی عضو را نمایش می‌دهد.

برای تیرهای کوپله روش به قرار زیر است:

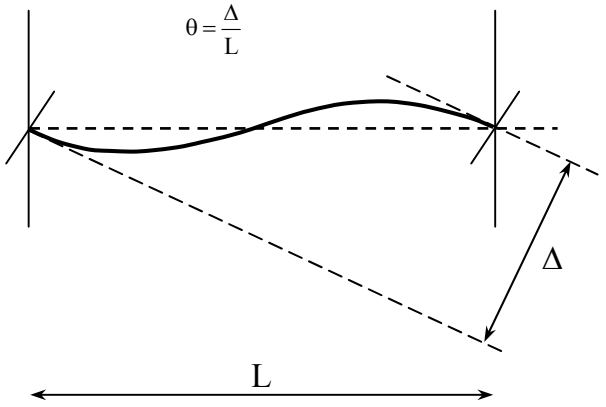
مقادیر متغیرهای d، e، f، g و c که برای تعیین محل نقاط B, C, D, E و F در شکل‌های (۶-۱-ب) یا (۶-۱-پ) مورد نیازند در جدول (۶-۱۸) داده شده‌اند. در صورتی‌که شرایط عضو موردنظر بین حدود داده‌شده در جداول باشد می‌توان از درون‌یابی‌خطی استفاده کرد.

۶-۴-۱-۲-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

در روش دینامیکی غیرخطی باید رفتار کامل چرخه‌ای هر جزء با کمک مشخصاتی که از طریق آزمایش تأیید شده باشند مدل‌سازی شود. می‌توان از رابطه‌ی کلی بار- تغییرشکل نشان‌داده‌شده در شکل (۶-۱) به‌عنوان رابطه‌ی پوش در تحلیل استفاده کرد. مقادیر سختی‌ها و مقاومت‌ها در بارگذاری و باربرداری و تغییرشکل منحنی‌های چرخه‌ای بار- چرخش باید متناسب با آنچه از آزمایش‌های انجام‌گرفته بر اعضای دیواری مشابه دیوار مورد بررسی حاصل‌شده، اختیار شوند.



شکل (۶-۷): تغییرمکان نسبی در دیوار برشی برای حالتی که برش بر رفتار غیرارتجاعی حاکم است



شکل (۶-۸): دوران در تیرهای همبند

۶-۴-۱-۲-۳- مقاومت

مقاومت‌های اعضا باید براساس ضوابط کلی بند (۶-۲-۲) و با درنظرگرفتن هرگونه تغییر لازم در آن‌ها طبق سایر ضوابط این فصل محاسبه شوند. در محاسبه مقاومت‌ها باید احتمال گسیختگی خمشی، برشی یا گسیختگی ناشی از طول گیرایی آرماتورها تحت بار ثقلی و جانبی درنظرگرفته شود.

مقدار مقاومت خمشی اسمی دیوارهای برشی یا قطعات دیوار، باید طبق اصول ارایه‌شده در آبا و با فرض ضرایب ایمنی جزیی برابر یک محاسبه شود. در محاسبه مقاومت خمشی اسمی، از عرض‌های مؤثر بال‌های فشاری و کششی مطابق بند (۲۰-۵-۳-۱-۴) آبا می‌توان استفاده کرد. برای تعیین مقاومت جاری‌شدن خمشی دیوار برشی، که با نقطه‌ی B در شکل (۶-۱- الف) مشخص است، تنها باید میلگردهای طولی واقع در جزء لبه درنظرگرفته شوند. در صورتی‌که دیوار فاقد اجزای لبه باشد، تنها میلگردهایی که در ۲۵٪ انتهایی مقطع دیوار قرار دارند باید در محاسبه مقاومت تسلیم دخالت داده شوند. برای محاسبه‌ی مقاومت خمشی اسمی دیوار که با نقطه‌ی C در شکل (۶-۱-الف) متناظر است، تمام میلگردهای طولی (شامل میلگرهای جان) باید در محاسبه دخالت داده شوند. در کلیه‌ی محاسبات مربوط به محاسبه‌ی مقاومت خمشی، مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی باید برابر مقاومت تسلیم مورد انتظار درنظرگرفته شود تا اثرات اضافه مقاومت و سخت‌شدگی کرنش، ملحوظ شود. نیروی محوری واردشده بر دیوار باید شامل اثرات بارهای ثقلی مطابق ضوابط فصل ۳ باشد.

مقاومت برشی اسمی دیوار برشی یا قطعه‌ی دیوار، باید براساس ضوابط آبا با فرض ضرایب ایمنی جزئی برابر ۱ تعیین شود. در تعیین مقاومت نباید محدودیت تعداد شبکه آرماتور برای ساختمان موجود بکار برده شود. برای این حالت، تفاوتی بین مقاومت‌های برشی جاری‌شدن و اسمی‌که متناظر با نقاط B و C در شکل (۶-۱) می‌باشند، وجود ندارد.

اگر درصد میلگرد افقی یک دیوار برشی یا قطعه‌ی دیواری، ρ_h ، کم‌تر از ۰/۰۰۲۵ ولی بیشتر از ۰/۰۰۱۵ و فاصله میلگردها از یکدیگر کمتر از ۴۵ سانتیمتر باشد، در محاسبه‌ی مقاومت برشی دیوار می‌توان اثر میلگردها را منظور نمود. برای درصد میلگردهای افقی کمتر از ۰/۰۰۱۵، سهم آرماتور دیوار در مقاومت برشی دیوار را می‌توان مقدار ثابتی براساس مقدار حاصل از ۰/۰۰۱۵ = ρ در نظر گرفت.

طول وصله برای آرماتورهای طولی اصلی را می‌توان براساس ضوابط بند (۶-۲-۵) ارزیابی نمود. در صورتی‌که سطح تنش آرماتور در مقاطعی توسط طول وصله کنترل شود، باید مقاومت‌های خمشی کاهش‌یافته محاسبه شوند. میزان آرماتور محصورکننده برای اجزای لبه دیوار برشی را می‌توان با توجه به ضوابط آبا یا سایر مراجع معتبر ارزیابی نمود. مقاومت‌های برشی و خمشی اسمی تیرهای همبند براساس ضوابط فصل بیستم آبا محاسبه می‌شوند. دراین محاسبات از مقاومت مورد انتظار آرماتورهای طولی و قطری استفاده می‌شود.

۶-۴-۱-۲-۴- معیارهای پذیرش

۶-۴-۱-۲-۴-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

در دیوارهای برشی، قطعات دیواری وتیرهای همبند رفتارتغییرشکل‌کنترل باید به خمش یا برش محدود شود؛ بقیه‌ی تلاش‌ها باید نیروکنترل فرض شوند. در دیوارها و قطعات دیوار که $P_u > ۰/۳۵ P_۰$ است رفتار کلیه‌ی تلاش‌ها نیروکنترل فرض می‌شود.

از مقاومت خمشی اسمی دیوار یا قطعه‌ی دیواری، باید برای تعیین حداکثر نیروی برشی در دیوار برشی و قطعات دیواری استفاده کرد. در مورد دیوارهای برشی طره‌ای، نیروی برشی طراحی مساوی نیروی جانبی است که می‌تواند پای دیوار را به مقاومت خمشی اسمی برساند با فرض اینکه این نیرو به صورت یکنواخت در ارتفاع دیوار توزیع شده باشد. برای قطعات دیوار، نیروی طراحی برابر برش لازم جهت رساندن دو انتهای مقابل قطعه دیوار به مقاومت‌های خمشی اسمی مثبت و منفی می‌باشد.

نیروی طراحی (خمش، برش، یا نیروی منتقل‌شده در محل وصله یا مهار) اعضا باید مطابق ضوابط فصل ۳ تعیین شوند. در تعیین مقادیر مناسب برای نیروهای طراحی، باید به بارهای ثقلی و نیز مقدار حداکثر نیروهایی که با توجه به رفتار غیرخطی دراعضای مجاور، امکان انتقال به عضو موردنظر را دارند توجه شود. نیروی طراحی باید با مقاومت‌های طراحی مطابق ضوابط بند (۳-۶-۱-۲) مقایسه شوند.

جداول (۶-۱۵) و (۶-۱۶) مقادیر m را جهت استفاده در رابطه‌ی (۳-۲۸) به‌دست می‌دهند. در صورتی‌که شواهد آزمایشگاهی موجود باشد می‌توان از مقادیر متفاوتی برای m استفاده کرد.

۶-۴-۱-۲-۴-۲- روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

در مدل طراحی، پاسخ غیرارتجاعی باید محدود به نیروها و اعضایی که در جداول (۶-۱۷) و (۶-۱۸) آمده‌اند، شود مگر این‌که نشان داده شود که وجود رفتارهای غیرارتجاعی دیگر برای بعضی سطوح عملکرد قابل توجیه می‌باشد. برای دیوارها و قطعات دیواری که در آنها $P_u > ۰/۳۵\ P_۰$ است، رفتار باید ارتجاعی منظور شود و رفتار غیرارتجاعی برای آنها قابل قبول نیست.

برای اعضایی که رفتار غیرارتجاعی از خود نشان می‌دهند، مقدار سایر پاسخ‌ها (نیروها، لنگرها، یا لنگرهای پیچشی) در عضو متناظر با مقدار پارامتر پاسخی که باعث رفتار غیرارتجاعی می‌شود، می‌باشد. برای سایر پاسخ‌ها، باید نشان داده شود که مقدار آن‌ها کم‌تر از ظرفیت‌های اسمی آن‌ها می‌باشد.

اجزایی که پاسخ غیرارتجاعی دارند باید ضوابط بند (۳-۶-۲) را تأمین نمایند و مقدار حداکثر چرخش‌های مفصل خمیری، تغییرمکان نسبی یا زاویه‌ی چرخش عضو نباید از مقادیری که در جداول (۶-۱۷) و (۶-۱۸) برای سطح عملکرد خاص داده شده‌اند بیش‌تر شوند. اگر شرایط عضو مورد مطالعه بین حدود ارایه‌شده در جدول باشد می‌توان با استفاده از درون‌یابی خطی مقادیر را محاسبه کرد.

۶-۴-۱-۲-۵- معیارهای بهسازی

اگر دیوارهای برشی بتن مسلح، قطعات دیواری، و تیرهای همبند معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد موردنظر تأمین نکنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید با ضوابط بند (۶-۲-۷) و سایر موارد این دستورالعمل باشد.

جدول (۶-۱۵): معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی- اعضای کنترل‌شونده با خمش

شرایط			ضرایب m				
			سطح عملکرد				
			نوع عضو				
			اصلی		غیر اصلی		
$\frac{[A_s - A'_s]f_{yl} + P}{t_w l_w f_{cl}}$ [۵]	$\frac{12V}{t_w l_w \sqrt{f_{cl}}}$ [۴]	محصورشدگی مرزی [۱]	IO	LS	CP	LS	CP
الف- دیوارهای برشی یا قطعات دیوار							
≤ ۰/۱	≤ ۴	بله	۲	۴	۶	۶	۸
≤ ۰/۱	≥ ۶	بله	۲	۳	۴	۴	۶
≥ ۰/۲۵	≤ ۴	بله	۱/۵	۳	۴	۴	۶
≥ ۰/۲۵	≥ ۶	بله	۱/۲۵	۲	۲/۵	۲/۵	۴
≤ ۰/۱	≤ ۴	خیر	۲	۲/۵	۴	۴	۶
≤ ۰/۱	≥ ۶	خیر	۱/۵	۲	۲/۵	۲/۵	۴
≥ ۰/۲۵	≤ ۴	خیر	۱/۲۵	۱/۵	۲	۲	۳
≥ ۰/۲۵	≥ ۶	خیر	۱/۲۵	۱/۵	۱/۷۵	۱/۷۵	۲
ب- تیرهای کوپله‌کننده دیوارهای برشی [۲]							
آرماتور طولی و عرضی [۳]		$\frac{12V}{t_w l_w \sqrt{f_{cl}}}$ [۴]					
آرماتور طولی و آرماتور عرضی واجد شرایط		≤ ۳	۲	۴	۶	۶	۹
		≥ ۶	۱/۵	۳	۴	۴	۷
آرماتور طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط		≤ ۳	۱/۵	۳/۵	۵	۵	۸
		≥ ۶	۱/۲	۱/۸	۲/۵	۲/۵	۴
آرماتور قطری		----	۲	۵	۷	۷	۱۰

۱- جزء لبه را در حالتی می‌توان محصور شده فرض کرد که میلگردهای افقی از ۷۵٪ مقدار مورد نیاز براساس ACI 318 بیشتر بوده و فاصله‌ی میلگردهای افقی از $8\,d_b$ بیشتر نباشد. در حالتی که جزء لبه حداقل ۵۰٪ ملزومات ارائه شده در ACI 318 را داشته باشد و فاصله‌ی میلگردهای افقی از $8\,d_b$ بیشتر نباشد، می‌توان پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش را ۸۰٪ مقادیر حالت محصور شده در نظر گرفت. در غیر این‌صورت باید جزء لبه محصور نشده فرض شود.

۲- در مورد تیرهای کوپله اعضای غیراصلی با دهانه‌های کم‌تر از ۲/۵ متر در صورتی‌که آرماتورهای تحتانی آن‌ها به‌طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

۳- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوپله‌کننده موازی محور طولی آن می‌باشد. شرایط آرماتورهای عرضی «واجد شرایط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوپله‌کننده خاموت‌های بسته در فاصله‌ی کم‌تر یا مساوی $\frac{d}{3}$ از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامین‌شده Vs توسط خاموت‌های بسته حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ مقاومت برشی مورد نیاز تیر کوپله‌کننده باشد.

۴- V برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند(۶-۴-۱-۲-۴) تعیین می‌شود.

۵- نیروی محوری P بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۱) تعیین می‌شود.

۶- در روابط فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر است .

۷- در صورت نیاز می‌توان از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.

جدول (۶-۱۶): معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی– اعضای کنترل‌شونده با برش

شرایط	ضرایب m				
	سطح عملکرد				
	نوع عضو				
	اصلی		غیر اصلی		
	IO	LS	CP	LS	CP
الف- دیوارهای برشی و قطعات دیوار[۱]					
$\frac{[A_s - A'_s]f_{yl} + P}{t_w l_w f_{cl}} \le 0.05$ [۵]	۲	۲.۵	۳	۴.۵	۶
$\frac{[A_s - A'_s]f_{yl} + P}{t_w l_w f_{cl}} > 0.05$ [۵]	۱.۵	۲	۳	۳	۴
ب- تیرهای کوپله‌کننده‌ی دیوارهای برشی[۲]					
آرماتور طولی و عرضی [۳]	$\frac{12V}{t_w l_w \sqrt{f_{cl}}}$ [۴]				
آرماتور طولی و آرماتور عرضی واجد شرایط	≤ ۳	۳	۴	۴	۶
	≥ ۶	۲	۲/۵	۲/۵	۳/۵
آرماتور طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط	≤ ۳	۲/۵	۳	۳	۴
	≥ ۶	۱/۲	۱/۵	۱/۵	۲/۵

۱- برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که رفتار غیرارتجاعی آن‌ها توسط‌برش کنترل می‌شود، نیروی محوری عضو باید کم‌تر یا مساوی $0.15 A_g f_{cl}$ باشد، در غیر این صورت قطعه نیروکنترل فرض می‌شود.

۲- در مورد تیرهای کوپله اعضای غیراصلی با دهانه‌های کم‌تر از ۲/۵ متر در صورتی‌که آرماتورهای تحتانی آن‌ها به طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

۳- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوپله‌کننده موازی محور طولی آن می‌باشد. شرایط آرماتورهای عرضی «واجد شرایط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوپله‌کننده‌ی خاموت‌های بسته در فاصله‌ی کم‌تر یا مساوی $\frac{d}{3}$ از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامین‌شده V_s توسط خاموت‌های بسته حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ مقاومت برشی موردنیاز تیر کوپله‌کننده باشد.

۴- V برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند (۶-۴-۱-۲-۴)تعیین می‌شود.

۵- نیروی محوری P بر اساس ضابطه بند (۶-۳-۱-۲-۴-۱)تعیین می‌شود.

۶- در روابط فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر است .

جدول (۶-۱۷): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- اعضای کنترل‌شونده با خمش

شرایط	پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش [۷و۸]					
	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					
				سطح عملکرد					
				نوع عضو					
				اصلی				غیر اصلی	
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف – دیوارهای برشی									
$\frac{[A_s - A'_s]f_{yl} + P}{t_w l_w f_{cl}}$ [۵]	$\frac{12V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ [۴]	محصور شدگی مرزی [۱]							
≤ ۰/۱	≤ ۴	بله	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۷۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰
≤ ۰/۱	≥ ۶	بله	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵	۰/۴۰	۰/۰۰۴	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵
≥ ۰/۲۵	≤ ۴	بله	۰/۰۰۹	۰/۰۱۲	۰/۶۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۱۲
≥ ۰/۲۵	≥ ۶	بله	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۳۰	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۳	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰
≤ ۰/۱	≤ ۴	خیر	۰/۰۰۸	۰/۰۱۵	۰/۶۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱۵
≤ ۰/۱	≥ ۶	خیر	۰/۰۰۶	۰/۰۱۰	۰/۳۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	۰/۰۱۰
≥ ۰/۲۵	≤ ۴	خیر	۰/۰۰۳	۰/۰۰۵	۰/۲۵	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۵
≥ ۰/۲۵	≥ ۶	خیر	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۲۰	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴
ب – تیرهای کوپله‌کننده‌ی دیوارهای برشی [۲]									
آرماتورهای طولی و عرضی [۳]	$\frac{12V}{t_w l_w \sqrt{f_{cl}}}$ [۴]								
آرماتور طولی و آرماتور عرضی واجد شرایط	≤ ۳	۰/۰۲۵	۰/۰۵۰	۰/۷۵	۰/۰۱۰	۰/۰۲	۰/۰۲۵	۰/۰۲۵	۰/۰۵۰
	≥ ۶	۰/۰۲	۰/۰۴۰	۰/۵۰	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۰۲۰	۰/۰۲۰	۰/۰۴۰
آرماتور طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط	≤ ۳	۰/۰۲۰	۰/۰۳۵	۰/۵۰	۰/۰۰۶	۰/۰۱۲	۰/۰۲۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۵
	≥ ۶	۰/۰۱۰	۰/۰۲۵	۰/۲۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۰/۰۲۵
آرماتور قطری	----	۰/۰۳۰	۰/۰۵۰	۰/۸۰	۰/۰۰۶	۰/۰۱۸	۰/۰۳۰	۰/۰۳۰	۰/۰۵۰

۱- جزء لبه را در حالتی می‌توان محصور شده فرض کرد که میلگردهای افقی از ۷۵٪ مقدار مورد نیاز براساس ACI 318 بیشتر بوده و فاصله‌ی میلگردهای افقی از $8\,d_b$ بیشتر نباشد. در حالتی که جزء لبه حداقل ۵۰٪ ملزومات ارائه شده در ACI 318 را داشته باشد و فاصله‌ی میلگردهای افقی از $8\,d_b$ بیشتر نباشد، می‌توان پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش را ۸۰٪ مقادیر حالت محصور شده در نظر گرفت. در غیر این‌صورت باید جزء لبه محصور نشده فرض شود.

۲- در مورد تیرهای کوپله اعضای غیراصلی با دهانه‌های کم‌تر از ۲/۵ متر در صورتی‌که آرماتورهای تحتانی آن‌ها به طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

۳- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوپله‌کننده‌ی موازی محور طولی آن می‌باشد. شرایط آرماتورهای عرضی «واجد شرایط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوپله‌کننده خاموت‌های بسته در فاصله‌ی کم‌تر یا مساوی $\frac{d}{3}$ از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامین‌شده V_s توسط خاموت‌های بسته حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ مقاومت برشی موردنیاز تیر کوپله‌کننده باشد.

۴- V برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۱)تعیین می‌شود.

۵- نیروی محوری P بر اساس ضابطه بند (۶-۳-۱-۲-۴-۱) تعیین می‌شود.

۶- در روابط فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر است .

۷- در صورتی که تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از روش کامل طبق توضیحات بند (۳-۴-۳-۱) انجام شود، تلاش‌های اعضای اصلی و غیر اصلی باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شود.

۸- درون‌یابی خطی بین مقادیر جدول مجاز است.

جدول (۶-۱۸): پارامترها مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی– اعضای کنترل‌شونده با برش

شرایط	پارامترهای مدل-سازی					معیارهای پذیرش				
	تغییر مکان نسبی کل (٪) یا زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان[۱و۸]			نسبت مقاومت		تغییر مکان نسبی کل (٪) یا زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				
						سطح عملکرد				
						نوع عضو				
						اصلی		غیر اصلی		
	d	E	g	c	f	IO	LS	CP	LS	CP
الف – دیوارهای برشی یا قطعات دیوار[۲]										
$\frac{[A_s - A'_s]f_{yl} + P}{t_w l_w f_{cl}} \le 0.05$[۶]	۱/۰	۲/۰	۰/۴	۰/۲	۰/۶	۰/۴	۰/۷۵	۱/۰	۱/۵	۲/۰
$\frac{[A_s - A'_s]f_{yl} + P}{t_w l_w f_{cl}} > 0.05$[۶]	۰/۷۵	۱/۰	۰/۴	۰/۰	۰/۶	۰/۴۰	۰/۵۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۱/۰
ب – تیرهای کوپله‌کننده‌ی دیوارهای برشی[۳]										
آرماتورهای طولی و عرضی[۴]	$\frac{12V}{t_w l_w \sqrt{f_{cl}}}$[۵]									
آرماتور طولی و آرماتور عرضی واجد شرایط	≤ ۳	۰/۰۲	۰/۰۳۰		۰/۶۰		۰/۰۰۶	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۰۳۰
	≥ ۶	۰/۰۱۶	۰/۰۲۴		۰/۳۰		۰/۰۰۵	۰/۰۱۲	۰/۰۱۶	۰/۰۲۴
آرماتور طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط	≤ ۳	۰/۰۱۲	۰/۰۲۵		۰/۴۰		۰/۰۰۶	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰	۰/۰۲۰
	≥ ۶	۰/۰۰۸	۰/۰۱۴		۰/۲۰		۰/۰۰۴	۰/۰۰۶	۰/۰۰۷	۰/۰۱۲

۱- در مورد دیوارهای برشی و قطعات دیوار از تغییرمکان نسبی و در مورد تیرهای کوپله‌کننده از دوران عضو استفاده شود. به شکل‌های ۶-۷ و ۶-۸ مراجعه شود.

۲- برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که رفتار غیرارتجاعی آن‌ها توسط برش کنترل می‌شود، نیروی محوری عضو باید کم‌تر یا مساوی $0.15 A_g f_{cl}$ باشد، در غیر این صورت قطعه نیروکنترل فرض می‌شود.

۳- در مورد تیرهای کوپله اعضای غیراصلی با دهانه‌های کم‌تر از ۲/۵ متر در صورتی‌که آرماتورهای تحتانی آن‌ها به طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

۴- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوپله‌کننده‌ی موازی محور طولی آن می‌باشد. شرایط آرماتورهای عرضی «واجد شرایط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوپله‌کننده خاموت‌های بسته در فاصله‌ی کم‌تر یا مساوی $\frac{d}{3}$ از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامین‌شده V_s توسط خاموت‌های بسته حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ مقاومت برشی موردنیاز تیر کوپله‌کننده باشد.

۵- V برش طراحی است که بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۱)تعیین می‌شود.

۶- نیروی محوری P بر اساس ضابطه بند(۶-۳-۱-۲-۴-۱)تعیین می‌شود.

۷- در روابط فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر است .

۸- در صورتی که تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از روش کامل طبق توضیحات بند (۳-۴-۳-۱) انجام شود، تلاش‌های اعضای اصلی و غیر اصلی باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شود.

۶-۴-۲- دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته

۶-۴-۲-۱- انواع دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته

دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته به طور معمول شامل قطعات دیواری پیش‌ساخته‌ای هستند که به طور پیوسته در ارتفاع یک و یا نصف طبقه ساخته می‌شوند و پیوستگی آن‌ها بین دو قطعه از طریق اتصالات مکانیکی و جوشکاری یا استفاده از آرماتور انتظار و بتن ریزی درجا در محل اتصال تأمین می‌شود. اتصال بین قطعات دیوارها می‌تواند افقی یا قائم باشد. این دیوارها و اتصالاتشان باید به اندازه کافی مقاوم و شکل‌پذیر باشند. طراحی انواع ذیل از دیوارهای برشی پیش‌ساخته باید ضوابط بند (۶-۴-۲) را تأمین نماید:

۱- دیوارهای برشی شبه درجا: دیوارهایی هستند که در آن‌ها اتصالات بین قطعات طوری طراحی می‌شوند که قوی‌تر از خود پانل‌های متصل‌شونده باشند، به‌طوری‌که رفتار سیستم دیوار پیش‌ساخته در برابر بارهای جانبی قابل مقایسه با دیوارهای برشی درجا باشد. اینگونه دیوارها توسط معیارهای بیان‌شده در بند(۶-۴-۱) مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

۲- دیوارهای برشی اتصالی: به دیوارهای برشی گفته می‌شود که در آن‌ها اجازه داده می‌شود رفتار غیرارتجاعی دیوار در زلزله‌های شدید کاملا در اتصالات بین قطعات دیوار متمرکز شود. این دیوارها توسط معیارهای بیان‌شده در بند (۶-۴-۲-۲) ارزیابی می‌شوند.

۳- دیوار برشی برپاشونده[۱]: در این مورد اتصالات قائم بین پانل‌های مجاور و اتصالات افقی در تراز پی و نیز هر جا که پانل‌های برپاشونده در تماس جانبی با سقف‌ها قرار می‌گیرند وجود خواهد داشت. این دیوارها طبق معیارهای داده‌شده در بند (۶-۴-۲-۲) مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

۶-۴-۲-۲- عناصر سازه‌ای دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته

۶-۴-۲-۲-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی دیوار برشی بتنی پیش‌ساخته باید نمایان‌گر سختی، مقاومت و ظرفیت تغییرشکل کلی عضو و نیز اتصالات بین تمام اجزایی از پانل پیش‌ساخته باشد که دیوار را تشکیل می‌دهند. گسیختگی بالقوه در خمش، برش و گیرایی آرماتور در هر نقطه‌ای از پانل‌های دیوار برشی یا اتصالات آن‌ها باید مدنظر قرار گیرد. اثر متقابل با سایر عناصر سازه‌ای و غیرسازه‌ای نیز باید به‌حساب آید.

دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته و قطعات آن‌ها را می‌توان در تحلیل به عنوان تیر- ستون‌های معادلی مدل نمود که دارای تغییرشکل‌های خمشی و برشی هستند. اتصال تیرهای سقف‌ها به این تیر- ستون‌های معادل را می‌توان صلب درنظرگرفت. در مورد دیوارهای پیش‌ساخته با مقطع غیرمتقارن باید ظرفیت خمشی متفاوتی را برای بارگذاری در دو جهت متعامد منظور نمود.

درحالتی‌که تغییرشکل‌های برشی اثر مهم‌تری در رفتار دیوار برشی پیش‌ساخته و قطعات آن داشته باشد، بایستی اثرات آن در مدل لحاظ شود.

عمل دیافراگمی دال بتنی متصل‌شونده به دیوارهای برشی پیش‌ساخته و ستون‌های قاب را نیز باید به نحو مناسبی درنظرگرفت.

---

[۱] tilt–up

۶-۴-۲-۲-۲- سختی

فرضیات مدل‌سازی تشریح‌شده در بند (۶-۴-۱-۲-۲) در مورد دیوارهای برشی بتنی درجا و اجزای آن‌ها باید در مورد دیوارهای بتنی پیش‌ساخته نیز به‌کار رود. به علاوه، در مدل تحلیلی باید به طرز مناسبی سختی اتصالات بین اجزای پیش‌ساخته‌ای که دیوار را تشکیل می‌دهند نیز درنظرگرفت. این امر را می‌توان با جایگزینی دیوار با دیواری با سختی معادل به انجام رساند به طوری‌که انعطاف‌پذیری اتصالات ملحوظ شود.

الف- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

روش‌های مدل‌سازی داده‌شده در بند (۶-۴-۱-۲-۲-۱) در ترکیب با روشی که تغییرشکل‌های اتصال را به نحو گفته‌شده در بالا مدل نماید، باید به‌کارگرفته شود.

ب- روش استاتیکی غیرخطی

روابط غیرخطی نیرو- تغییرشکل مورد استفاده باید سازگار با دستورالعمل‌های داده شده در بند (۶-۲-۱-۲-۲) باشند. روابط یک جهته نیرو- تغییرشکل مورد استفاده برای مدل‌های تحلیلی نمایشگر دیوارهای برشی پیش‌ساخته و اجزای آن‌ها باید سازگار با رابطه‌ی کلی شکل (۶-۱) باشند، البته استفاده از روش‌های جایگزین مبتنی بر آزمایش‌ها نیز جایز است. اگر از روابط سازگار با شکل (۶-۱) استفاده شود، رویکرد ذیل مجاز خواهد بود.

مقدار چرخش مفصل خمیری یا تغییرمکان نسبی در نقاط C, B و E در دو شکل کلی فوق در ادامه تعریف شده‌اند. تراز مقاومت در نقاط B و C باید مطابق با مقاومت جاری‌شدن و مقاومت اسمی باشد به آن‌گونه که در بند (۶-۴-۱-۲-۳) تعریف‌شده است. نحوه‌ی تعریف مقاومت پس‌ماند روی پاره خط D-E در ادامه آمده است.

در مورد دیوارهای برشی پیش‌ساخته و اجزای آن‌ها هنگامی‌که خمش بر رفتار غیرخطی تحت بارگذاری جانبی حاکم است، رابطه‌ی کلی بار- تغییرمکان در شکل(۶-۱-الف) مبنا قرار می‌گیرد. برای چنین اعضایی، اعداد محور Xشکل(۶-۱-الف) را باید مقدار چرخش ناحیه‌ی مفصل خمیری در انتهای عضو درنظرگرفت (رجوع شود به شکل (۶-۶)). اگر ضوابط طراحی شبه درجا مورد عمل است، مقدار چرخش مفصل در نقطه‌ی B مساوی چرخش جاری‌شدن θ_y بوده و برابر است با آنچه در رابطه‌ی (۶-۸) داده‌شده است. از همان عبارت باید در مورد قطعات دیوار پیش‌ساخته‌ای نیز استفاده شود که خمش بر رفتار غیرارتجاعی آن حاکم است.

اگر دیوار پیش‌ساخته از نوع ساخت و ساز اتصالی بوده وخمش بر واکنش غیرارتجاعی آن حاکم باشد، آنگاه مقدار θ_y را باید افزایش داد به‌نحوی که چرخش اتصال بین پانل‌ها یا بین پانل و پی درنظرگرفته شود.

در مورد دیوارهای برشی پیش‌ساخته و اجزای آن‌ها هنگامی‌که برش بر رفتار غیر ارتجاعی تحت بارگذاری جانبی حاکم است، رابطه‌ی کلی نیرو- تغییرشکل داده‌شده در شکل(۶-۱-ب) مورد عمل قرار می‌گیرد. در مورد چنین اعضایی، اعداد محور X شکل(۶-۱-ب) را باید به عنوان تغییرمکان نسبی طبقه برای دیوارهای برشی و به عنوان تغییرمکان نسبی عضو برای اجزای دیوار درنظرگرفت (شکل (۶-۶)).

در مورد ساخت و سازی که در رده‌ی شبه‌درجا قرار می‌گیرد، مقادیر متغیرهای a , b و c که برای تعریف موقعیت نقاط D،C و E در شکل(۶-۱-الف) موردنیازند، در جدول (۶-۱۷) داده شده‌اند.

در مواردی که ساخت و ساز از نوع اتصالی باشد، مقادیر a،b و c داده‌شده در جدول (۶-۱۷) باید به میزان ۵۰٪ کاهش داده شوند، مگر اینکه شواهد تجربی در دست باشد که کاربرد مقادیر بزرگ‌تری را توجیه نماید. به هر حال در هیچ حالتی نباید از مقادیری بزرگ‌تر از آنچه در جدول (۶-۱۷) داده‌شده است استفاده نمود.

برای ساخت و ساز از رده‌ی شبه‌درجا مقادیر متغیرهای e,d و c که برای یافتن نقاط D,C و E در شکل(۶-۱-ب) لازمند، در جدول (۶-۱۸) برای شرایط مربوط داده شده‌اند. در مورد ساخت و ساز اتصالی مقادیر e,d و c از جدول (۶-۱۸) باید به میزان ۵۰٪ کاهش داده شوند مگر این‌که شواهد تجربی کاربرد مقادیر بزرگ‌تری را اجازه دهند. در هر صورت در هیچ حالتی نباید مقادیری بزرگ‌تر از آنچه در جدول (۶-۱۸) آمده است را به‌کار برد.

در جداول (۶-۱۷) و (۶-۱۸)، می‌توان از درون‌یابی خطی بین مقادیر جدولی برای حالتی که شرایط عضو مورد تحلیل بین حدود داده‌شده در جداول باشد استفاده نمود.

پ – روش دینامیکی غیرخطی

روابط غیرخطی نیرو- تغییرمکان برای استفاده در روش دینامیکی غیرخطی، باید رفتار چرخه‌ای کامل هر جزء را با استفاده از خواصی که توسط مشاهدات تجربی تأیید شده‌اند دربرگیرد. رابطه‌ی کلی شکل (۶-۱) را می‌توان به عنوان پوش مقادیر مورد استفاده در تحلیل دانست. سختی و مقاومت در باربرداری و بارگذاری مجدد و باریک‌شدگی[۱] حلقه‌های چرخه‌ای نیرو- چرخش باید بازتابی از رفتار مشاهده شده در آزمایش روی عناصر دیواری مشابه با مورد تحت بررسی باشد.

۶-۴-۲-۲-۳- مقاومت

مقاومت دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته و اجزای پانل ها باید مطابق با ضوابط کلی بند (۶-۲-۲) محاسبه شوند، به جز مواردی که در زیر اصلاح شده باشند:

برای ساخت و ساز از نوع شبه درجا، روش محاسبه مقاومت‌ها در بند (۶-۴-۱-۲-۳) باید مورد استفاده قرار گیرد.

برای ساخت و ساز اتصالی، محاسبه‌ی مقاومت محوری، برشی و خمشی اتصالات بین پانل ها باید براساس مشخصات اندازه‌گیری شده مصالح و روش‌های شناخته شده‌ی محاسباتی باشد. برای محاسبه‌ی مقاومت محوری و خمشی ناحیه‌ی اتصال باید از مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد اتصال استفاده شود. برای محاسبه‌ی مقاومت برشی ناحیه‌ی اتصال باید از کرانه پایین مقاومت جاری‌شدن مشخصه‌ی فولاد مسلح‌کننده و در صورت نبودن نقشه از مقاومت مشخصه عناصر فولادی اتصال استفاده شود.

در همه‌ی دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته از نوع اتصالی، مقاومت‌های تسلیم محاسباتی و اسمی در خمش و برش با هم برابر درنظرگرفته می‌شود ($\phi = 1.0$). مقادیر مقاومت‌هایی که توسط نقاط B و C در شکل (۶-۱) بیان می‌شوند باید با پیروی از روش‌های داده‌شده در بند (۶-۴-۱-۲-۳) محاسبه شوند.

---

[۱] Pinching

۶-۴-۲-۲-۴- طراحی اتصالات

اتصالات افقی بین قطعات دیواری با قطعات پایین و بالای آن‌ها باید برای برش افقی ناشی از بار جانبی و تنش قائم ناشی از لنگر واژگونی روی دیوار طراحی شوند. اتصالات قائم بین پانل‌های مجاور نیز باید برای مولفه‌ی قائم برش وارد بر دیوار ناشی از نیروی جانبی طرح شوند.

به طور کلی استفاده از دو نوع مقاومت اتصال مجاز است. اتصال تَر با استفاده از آرماتور انتظار و بتن‌ریزی درجا در محل اتصال و اتصال خشک با تعبیه‌ی ورق یا نبشی یا رزوه‌کاری و پیچ‌کردن و جوشکاری قطعات به یکدیگر. در هنگام استفاده از اتصال خشک طراحی اتصال باید به طوری‌که هم مقاومت و هم شکل‌پذیری کافی را دارا باشد صورت پذیرد. در هر حال این طراحی باید براساس مشخصاتی باشد که از آزمایش چرخه‌ای اتصال به‌دست آمده است.

۶-۴-۲-۲-۵- معیارهای پذیرش

الف- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

برای ساخت و ساز دیوار برشی پیش‌ساخته به روش شبه درجا و برای قطعات دیواری داخلی یک پانل پیش‌ساخته، از معیارهای پذیرش تعریف‌شده در بند (۶-۴-۱-۲-۴) باید پیروی شود. در مورد ساخت و ساز دیوار برشی پیش‌ساخته به‌صورت اتصالی نیز معیارهای پذیرش مشروح در بند (۶-۴-۱-۲-۴) باید به‌کار برده شود، با این تفاوت که مقادیر داده‌شده برای m در جداول (۶-۱۵) و (۶-۱۶) باید به میزان ۵۰٪ کاهش داده شوند، مگر این‌که شواهد تجربی نشان دهد از مقادیر بزرگ‌تری می‌توان استفاده نمود. در هیچ حالتی نباید m کوچک‌تر از ۱و یا بزرگتر از اعداد جداول (۶-۱۵) و (۶-۱۶) باشد.

ب- روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تلاش‌های غیرارتجاعی انواع دیوار برشی و قطعات آن باید به رفتارهایی که در جداول (۶-۱۷) و (۶-۱۸) فهرست شده‌اند، محدود شوند، به جز حالتی که توسط آزمایش و تحلیل نشان داده شود عملکرد غیرارتجاعی دیگری نیز برای دیوار، با توجه به سطوح عملکردی انتخاب شده، قابل قبول می‌باشد. برای اعضایی که تحت رفتار غیرارتجاعی قرار دارند، مقادیر سایر تلاش ها (نیروها، لنگر یا پیچش) در عضو باید متناظر با مقدار تلاشی که ایجاد رفتار غیرارتجاعی می‌نماید ، باشد. همچنین باید نشان داد که مقدار این تلاش‌ها کم‌تر از ظرفیت‌های اسمی آن‌ها می‌باشد.

در مورد دیوارهای برشی پیش‌ساخته از نوع شبه‌درجا و اجزای آن‌ها، حداکثر زاویه‌ی چرخش مفصل پلاستیک یا تغییرمکان‌های نسبی در رفتار غیرارتجاعی نباید از مقادیر داده‌شده در جداول (۶-۱۷) و (۶-۱۸) تجاوز نماید. در مورد دیوارهای برشی اتصالی، حداکثر زاویه‌ی چرخش مفصل پلاستیک یا تغییرمکان‌های نسبی در رفتار غیرارتجاعی نباید از ۵۰٪ مقادیر داده‌شده در جداول (۶-۱۷) و (۶-۱۸) تجاوز نماید، مگر این‌که شواهد تجربی در دسترس باشد که مقادیر بزرگ‌تری را مجاز شمارد. به‌هرحال، در هیچ حالتی نباید مقادیر تغییرشکلی بزرگ‌تر از آنچه در این جداول داده‌شده برای ساخت و ساز اتصالی به‌کارگرفته شود.

۶-۴-۲-۲-۶- معیارهای بهسازی

دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته‌ای که معیارهای پذیرش مربوط به تراز عملکرد انتخابی را برآورده نمی‌سازند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۲-۷) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۶-۴-۳- سازه پی‌های بتنی

۶-۴-۳-۱- انواع پی‌های بتنی

پی‌ها به اعضایی از سازه اطلاق می‌شوند که انتقال نیروها از قطعات باربر ساختمان (دیوارها و ستون‌ها) را به خاک یا سنگ بستر انجام می‌دهند. پی‌های بتنی در ساختمان‌ها به دو دسته سطحی و عمیق مطابق با فصل ۴ تقسیم بندی می‌شوند. ضوابط این بند قابل اعمال به پی‌های سطحی شامل شالوده‌های تک یا منفرد؛ شالوده‌های نواری یا خطی؛ و شالوده‌های گسترده‌ی بتنی می‌باشند. این ضوابط همچنین قابل اعمال به پی‌های عمیق شامل شمع‌ها و پایه‌های ریخته‌شده‌ی درجا هستند.

تیرهای بتنی متکی بر خاک ممکن است در هر دو سیستم پی‌های سطحی و عمیق وجود داشته باشند که در این‌صورت باید سازگار با ضوابط این بند باشند.

ضوابط این بند برای اجزای پی موجود، و مواد یا اجزای جدیدی که برای بهسازی پی‌های یک ساختمان موجود به کار می‌روند، قابل کاربرد می‌باشند.

۶-۴-۳-۱-۱- پی‌های سطحی

شالوده‌های منفرد و نواری موجود ممکن است مسلح یا غیر مسلح باشند. در این شالوده‌ها بارهای قائم با تماس مستقیم بر خاک، و بارهای جانبی با ترکیبی از اصطکاک بین کف و شالوده و فشار غیرفعال خاک به سطح جانبی پی، منتقل می‌شوند.

شالوده‌های گسترده بتنی باید برای مقاومت در برابر تلاش‌های خمشی و برشی ناشی از بارهای متمرکز و خطی وارده از سازه، و توزیع فشار عکس‌العمل خاک در زیر شالوده، مسلح باشند. بارهای جانبی باید با ترکیبی از اصطکاک بین کف و شالوده و فشار غیرفعال خاک به سطح جانبی پی تحمل شوند.

۶-۴-۳-۱-۲- پی‌های عمیق

الف- شمع‌های کوبیدنی

این شالوده‌ها مرکب از یک سرشمع بتن مسلح بر روی تعدادی شمع‌های کوبیدنی می‌باشند. شمع‌ها ممکن است بتنی، با یا بدون پیش‌تنیدگی، فولادی، یا مرکب به صورت بتن در پوسته‌ی فولادی باشند. بارهای قائم از طریق سرشمع به شمع‌ها منتقل شده، و از طریق اتکای مستقیم نوک شمع به خاک و یا اصطکاک یا چسبندگی شمع به خاک پیرامون آن تحمل می‌شود. بارهای جانبی از طریق ایجاد فشار غیرفعال روی بدنه‌ی جانبی سرشمع و نیز با اندرکنش خمشی شمع‌ها و فشار غیرفعال خاک روی بدنه‌ی شمع تحمل می‌شوند.

ب- شمع‌های ریخته شده درجا

شمع‌ها و یا پایه‌های ریخته شده درجا، شمع‌ها یا پایه‌های بتنی مسلحی هستند که در یک گودال حفر شده در خاک ریخته می‌شوند. عملکرد این شمع‌ها یا پایه‌ها در برابر بارهای قائم و جانبی همانند شمع‌های کوبیدنی است که در بند بالا توضیح داده شد.

۶-۴-۳-۲- تحلیل پی‌های موجود

در تحلیل‌های پی‌های موجود باید موارد زیر را در نظر گرفت:

- در مواردی که ستون‌ها یا دیوارها با شالوده به صورت یکپارچه اجرا می‌شوند، اتصال آن‌ها به شالوده را می‌توان گیردار فرض کرد، به شرطی که خاک پی توانایی مقاومت در برابر لنگرهای خمشی را طبق ضوابط بند (۴-۴) داشته باشد.
- در مواردی که ستون‌ها با پی یکپارچه اجرا نمی‌شوند و یا برای تحمل لنگرهای خمشی طراحی نشده‌اند، آنها را باید با انتهای مفصلی در نظر گرفت. در این موارد پای ستون باید برای توانایی مقابله با نیروهای محوری و برشی و نیز برای پذیرش دوران‌های انتهایی ستون بررسی گردد. اثرات گیرداری پای ستون‌ها بایستی برای حداکثر تغییرمکان سازه فوقانی در نظر گرفته شود.
- اگر از روش‌های تحلیلی پیشرفته‌تری استفاده می‌شود، باید فنرهای معادل خاک را در جهات عمودی، جانبی و چرخشی در مدل تحلیلی، مطابق ظوابط بند (۴-۴)، اعمال نمود.
- تحلیل پیشرفته‌تر پی‌های عمیق در خاک‌های نرم باید با مطالعه‌ی اندرکنش خاک و شمع برای تعیین نقطه‌ی محتمل گیرداری پی و توزیع نیروها و تغییر مکان‌های حاصل در سازه فوقانی انجام شود.
- در تحلیل‌ها، مدل‌سازی مناسب اتصال سرشمع به شمع ضروری است. شمع‌های پی‌هایی که طول گیرداری آرماتور آن‌ها در سرشمع کم‌تر از ۱۵ سانتیمتر است و تنها از آرماتور دوخت در اتصال آن‌ها به سر شمع استفاده شده است باید بصورت اتصال مفصلی به سر شمع مدل شوند. در مواردی که جزییات اتصال شمع به سرشمع معلوم نیست، اتصال را باید مفصلی به حساب آورد.
- در مواردی که پی‌ها در مدل تحلیلی ساختمان منظور می‌شوند واکنش اجزای پی را باید برای اندرکنش سازه و پی بررسی نمود. عکس‌العمل‌های اجزای سازه‌ای متصل به پی شامل نیروهای محوری و برشی و لنگرهای خمشی را باید برای ارزیابی هر جزء از سیستم پی به‌کار برد.

۶-۴-۳-۳- ارزیابی شرایط موجود

ظرفیت‌های مجاز خاک شامل: مدول عکس‌العمل، مقاومت فشاری، فشار مقاوم خاک و نیز تغییرمکان‌های مجاز پی که برای سطح عملکرد مورد نظر لازم است باید با استفاده از روش‌های ذکرشده در فصل۴ محاسبه‌شده و یا از مطالعات خاص برای پروژه به دست آورده شود.

کلیه اجزای پی موجود و تمامی‌مصالح، اجزا یا قطعات لازم برای بهسازی پی باید نیروکنترل در نظر گرفته شده و مشخصات مکانیکی آن‌ها طبق ضوابط بخش (۶-۲) به دست آورده شود. ظرفیت اجزای پی در هر حالت لازم نیست بیشتر از ۱/۲۵ برابر ظرفیت اجزای سازه‌ای قائم متکی بر آن‌ها، ستون ها یا دیوارها، در نظر گرفته شود.

۶-۴-۳-۴- معیارهای بهسازی

پی‌های موجود که معیارهای پذیرش مربوط به هدف بهسازی مورد نظر را تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید بر اساس ضوابط بند (۶-۲-۷) و یا سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

فصل ۷

ساختمان‌ها و اجزای مصالح بنایی

۷-۱-محدوده کاربرد

ضوابط این بخش برای بهسازی ساختمان‌های مصالح بنایی غیرمسلح، کلاف‌دار و بدون‌کلاف، که در آنها تمام یا قسمت عمده بارهای قائم و تمام بار جانبی توسط دیوارهای سازه‌ای آجری، بلوک سیمانی تحمل می‌شود، کاربرد دارد. بناهای خشتی و بناهای خاص از جمله بناهای تاریخی مشمول ضوابط این دستورالعمل نمی‌شوند و لازم است بهسازی این ساختمان‌ها براساس مطالعات ویژه انجام شود.

الزامات این بخش هم برای اجزای ساختمان مصالح بنایی غیرمسلح موجود و نیز برای اعضای مصالح بنایی غیرمسلح اضافه شده به سیستم ساختمانی موجود می‌باشد.

تلاش‌های موجود در یک سازه به صورت نیروکنترل و یا تغییرشکل‌کنترل مطابق تعاریف بخش(۳-۲-۱۱) دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود طبقه‌بندی می‌شوند. مقاومت‌های طراحی برای تلاش‌های نیروکنترل و تغییرشکل‌کنترل در ساختمان های مصالح بنایی غیرمسلح بر اساس ضوابط این فصل محاسبه می‌شوند.

۷-۲-مشخصات مصالح

در ساختمان‌های بنایی بازرسی وضعیت موجود براساس ضوابط بند (۲-۷-۴-۱) و تعیین مشخصات مصالح طبق بند(۲-۷-۴-۲) صورت می‌پذیرد. وسعت آزمایش‌های انجام شده و نحوه ارزیابی وضعیت موجود ساختمان، ملاک تعیین ضریب آگاهی براساس ضوابط بند(۲-۷-۴-۳) می‌باشد.

۷-۳-انواع دیوارهای بنایی

دیوارهای بنایی به دو دسته سازه‌ای و غیرسازه‌ای تقسیم می‌شوند. دیوارهای سازه‌ای به دیوارهایی اطلاق می‌شود که بارهای ثقلی و جانبی را در امتداد و عمود بر صفحه خود تحمل می‌کنند. این دیوارها از واحدهای بنایی شامل آجر و بلوک سیمانی همراه با ملات ماسه سیمان، باتارد و ماسه آهک تشکیل شده‌اند. دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای یا تیغه‌ها، دیوارهایی هستند که هیچگونه سهمی از بارهای ثقلی و لرزه‌ای ساختمان به آنها نسبت داده نمی‌شود و به عنوان اجزای غیرسازه‌ای تلقی و باید برای ضوابط مربوطه کنترل گردند.

۷-۳-۱- دیوارهای سازه‌ای موجود

دیوارهای سازه‌ای موجود، شامل همه دیوارهای سازه‌ای در سیستم ساختمانی است که قبل از عملیات بهسازی وجود داشته‌اند. رفتار دیوارهای موجود در صورتیکه دارای وضعیت خوب و متوسط، مطابق الزامات بند (۲-۷-۴-۱) این دستورالعمل باشند، نظیر دیوارهای جدید فرض می‌گردند.

۷-۳-۲- دیوارهای سازه‌ای جدید

دیوارهای سازه‌ای جدید، دیوارهایی هستند که به سازه‌ی موجود به منظور ارتقای سیستم مقاوم لرزه‌ای افـزوده مـی‌شـود. ایـن دیوارها باید براساس الزامات این دستورالعمل طراحی شوند و جزئیات و شرایط ساخت آنها براساس دستورالعمل‌ها و آیـین‌نامـه‌هـای مصوب مربوطه می‌باشد.

۷-۳-۳-دیوارهای تقویت شده

دیوارهای بنایی تقویت شده شامل دیوارهای موجودی است که با روش‌های مناسب بهسازی شده‌اند.

۷-۴- الزامات مدل‌سازی و تحلیل سازه (ضوابط ارزیابی)

انتخاب روش تحلیل باید با توجه به محدودیت‌های هر روش تحلیل، مطابق بخش‌های(۳-۳-۱)و(۳-۴-۱) این دستورالعمل انجام شود.

۷-۴-۱-مدل‌سازی

در مدل‌سازی ساختمان‌های مصالح بنایی باید ضوابط زیر رعایت گردد. در این رابطه باید اثرات مواردی همچون پوشش نما، وجود درزهای قائم، انفصال ناشی از عبور لوله یا دودکش، هشت‌گیر، کلاف و غیره در مدل‌سازی در نظر گرفته شود.

الف- پوشش نما

برای مدل‌سازی دیوارها، سطح خالص دیوار بدون در نظر گرفتن پوشش نما برای مقاومت در برابر نیروها، مورد نظر قرار گیرد.

ب- درزهای قائم بین واحدهای بنایی

چنانچه درزهای قائم بین واحدهای بنایی با ملات پرنشده باشند، برای مدل‌سازی دیوارها ، سطح خالص دیوار با کاهش فضاهای خالی برای مقاومت در برابر نیروها، مورد نظر قرار گیرد. در این حالت برای محاسبه سطح مقطع خالص دیوار می‌توان سطح مقطع کل دیوار را به میزان پنج درصد کاهش داد.

پ- عبور لوله و دودکش از درون دیوار سازه‌ای

اگر قطر لوله و یا دودکشی که از درون دیوار عبور می‌نماید، بیش از $\frac{۱}{۶}$ ضخامت دیوار باشد، محل لوله به عنوان نقطه‌ی انفصـال در دیوار تلقی می‌گردد.

ت- هشتگیر

واحدهای بنایی در تمام دیوارهای سازه‌ای متقاطع باید در یک تراز چیده و در یک سطح بالا آورده شده باشد. در صورتی که دیوارهای متقاطع مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران اجرا نگردیده باشد و در اجرای قسمت‌های مختلف یک دیوار سازه‌ای و یا گوشه‌ی دو دیوار متقاطع باربر از روش دندانه‌دار کردن دیوار یا به اصطلاح هشت‌گیر استفاده شده باشد، محل اجرای آن به عنوان نقطه‌ی انفصال در دیوار تلقی می‌گردد.

ث- کلاف

در ساختمان‌های مصالح بنایی لزومی به مدل‌سازی کلاف‌ها نیست مگر در مواردی خاص. در صورتی که مدلسازی کلاف‌ها مورد نظر باشد، نوع رفتار کلاف و عدم باربری آن باید ملحوظ شود. محل اتصال آن به عنوان نقطه‌ی انفصال در دیوار محسوب نشده و دیوار ممتد فرض می‌گردد.

ج- کنترل اجرای واحدهای بنایی

دیوارهایی که با آجر یا بلوک ساخته شده‌اند، باید طوری چیده شده باشند که همپوشانی افقی مناسبی بین واحدهای بنایی برقرار بوده و درزهای قائم روی هم قرار نگرفته باشند. عرض ترک‌های مورب احتمالی ناشی از نشست ناهمگون دیوار، نباید از ۳ میلیمتر تجاوز کند. واحدهای مصالح بنایی در دیوار باید یک سطح پیوسته و صاف ایجاد کرده باشند و دیوار فاقد شکم‌دادگی یا کج‌شدگی باشد. چنانچه هریک از موارد فوق رعایت نگردیده باشد، دیوار به لحاظ اجرای نامناسب به عنوان عضو غیراصلی تلقی می‌گردد.

چ-اتصال بین دیوارهای سازه‌ای و سقف

در صورتی‌که دیوارهای سازه‌ای مصالح بنایی در تراز طبقات به نحو مناسب و مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ به سقف متصل نشده باشد، به لحاظ رفتاری نقطه انفصال تلقی می‌شود.

برای اینکه نیروهای عمود بر صفحه دیوار بتواند به سقف منتقل شود، اتصال دیوار و سقف باید بتواند نیروی عمود بر صفحه دیوار را که از رابطه (۳-۳۱) محاسبه می‌شود، تحمل نماید.

چنانچه اتصال دیوار و سقف نتواند نیروی فوق الذکر را تحمل نماید، محل اتصال به لحاظ رفتاری نقطه انفصال تلقی می‌شود.

ح-یکنواختی و انسجام سقف

چنانچه در سقف طاق‌ضربی انسجام سقف مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ تامین نشده باشد، سقف آسیب پذیر بوده و باید با تمهیدات مناسب انسجام سقف تامین و سپس در مدل‌سازی ساختمان لحاظ گردد.

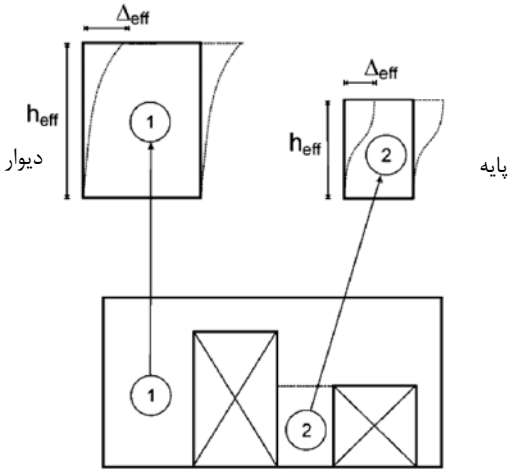
خ-کنترل نیروی رانش در سقف‌های قوسی و شیبدار

در سقف‌های شیبدار و در دهانه‌های خارجی ساختمان اگر نسبت ارتفاع سقف قوسی از $\frac{1}{2}$ قطر قاعده‌ی آن کم‌تر باشد و در صورتی‌که از کلاف چوبی، فلزی و یا بتنی برای مهار سقف استفاده نشده باشد، باید نیروی رانش سقف در محاسبات عمود برصفحه دیوار خارجی حامل وزن سقف ملحوظ گردد.

۷-۵-بررسی رفتارداخل صفحهٔ دیوارها و پایه‌های مصالح بنایی

در این بخش روند تعیین سختی، مقاومت و معیارهای پذیرش دیوارهای بنایی غیرمسلح که در درون صفحه خود تحت نیروی جانبی قرار دارند، ارائه می‌شود. الزامات این بخش، برای دیوارهای برشی طره‌ای که تکیه‌گاه آن‌ها در برابر چرخش ثابت است و پایه‌های بین بازشوهای درها و پنجره‌ها که در بالا و پایین در برابر چرخش ثابت هستند، قابل کاربرد می‌باشد(شکل۷-۱).

سختی، مقاومت و معیارهای‌پذیرش ارائه شده در این بخش برای تحلیل‌های خطی و غیرخطی ارائه شده در فصل ۳ به‌کار می‌روند.



شکل (۷-۱): نمایش ارتفاع موثر و جابجایی موثر برای دیوار و پایه

۷-۵-۱-سختی

سختی داخل صفحه دیوارها باید به کمک روش‌های متداول معتبر، با در نظر گرفتن اثرات سختی‌های برشی و خمشی محاسبه شود. از سختی خارج از صفحه دیوارها در مدل تحلیلی، که از مدل تحلیلی کلی سازه ساخته می‌شود، باید صرفنظر گردد.

در بندهای زیر نکاتی در مورد نحوه تعیین سختی داخل صفحه دیوارها در مدل‌سازی ارائه شده است. در بند (۷-۵-۱-۱) ضوابطی برای تعیین سختی داخل صفحه اعضا برای مدل‌سازی در روش خطی و در بند (۷-۵-۱-۲) ضوابطی برای تعیین سختی داخل صفحه اعضا برای مدل‌سازی در روش غیرخطی ارایه شده است.

۷-۵-۱-۱-روش خطی

سختی داخل صفحه دیوارهای موجود و تقویت شده در روش‌های خطی باید براساس روش‌های مقاومت مصالح و ضوابط این بند، مانند دیوارهای جدید با در نظر گرفتن تغییر شکل‌های خمشی و برشی تعیین شود. برای محاسبه سختی از مدول الاستیسیته E_m بر اساس بند(۲-۷-۴-۲)، مجموعه دیوار مصالح بنایی شامل واحد بنایی و ملات به صورت همگن در نظر گرفته می‌شود.

سختی جانبی درون صفحه دیوار یکپارچه طره‌ای با استفاده از رابطه (۷-۱) قابل محاسبه است:

$$k = \frac{1}{\frac{h_{eff}^3}{3E_m I_g} + \frac{h_{eff}}{A_v G_m}} \qquad (۱-۷)$$

متناظراً سختی جانبی درون صفحه‌ای پایه‌های بین بازشوها که در بالا و پایین در برابر چرخش بسته اند، با استفاده از رابطه(۷-۲) محاسبه می‌شود:

$$k = \frac{1}{\frac{h_{eff}^3}{12E_m I_g} + \frac{h_{eff}}{A_v G_m}} \qquad (۲-۷)$$

که در این روابط:

h_{eff}: ارتفاع موثر دیوار

E_m: مدول الاستیسیته مصالح دیوار؛

G_m: مدول برشی مصالح دیوار؛

A_v : سطح خالص برش؛ عبارت است از سطح کل دیوار که در انتقال بار جانبی مشارکت می‌کند و براساس بند (۷-۴-۱)تعیین می‌شود.

I_g: ممان اینرسی برای سطح خالص مقطع ترک نخورده. ممان اینرسی دیوار با استفاده از روش‌های مقاومت مصالح و با در نظر گرفتن ضوابط بند (۷-۴-۱) محاسبه می‌گردد.

برش طبقه در دیوارهای بنایی دارای بازشو، به نسبت سختی جانبی دیوارها و پایه‌های بین بازشوها توزیع می‌شود.

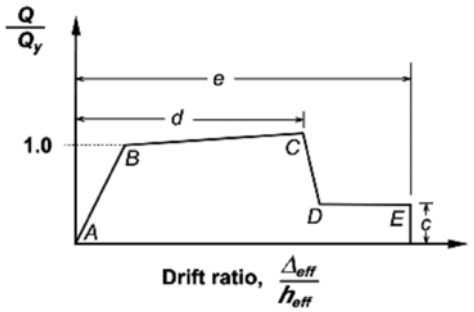
۷-۵-۱-۲-روش غیرخطی

در صورتی که تحلیل سازه توسط روش غیرخطی انجام گیرد، معیارهای زیر حاکم خواهد بود:

۱-در محدوده ارتجاعی اعضا از ضوابط بند (۷-۵-۱-۱) استفاده شود.

۲-روابط غیرخطی نیرو-تغییرشکل باید طبق ضوابط این بند برای دیوارها تعیین شوند.

منحنی نیرو- تغییرشکل غیرخطی اعضا باید بر پایه مدارک آزمایشگاهی یا تحلیل‌های معتبر انجام یافته تعیین شود. به جای استفاده از نتایج آزمایش یا تحلیل می‌توان از منحنی عمومی نیرو- تغییرشکل مطابق شکل (۷-۲)، با پارامترهای c، d و e تعریف شده در جدول(۷-۲) برای دیوارها استفاده نمود.



شکل(۷-۲): نمودار عمومی رابطه بین نسبت نیرو و نسبت تغییرمکان عضو برای اعضای مصالح بنایی

تغییر مکان نسبی دیوار یا پایه برابر نسبت تغییرات جانبی موثر بین دو انتها، Δ_{eff}، به ارتفاع موثر آن، h_{eff}، می‌باشد. ارزیابی این پارامترها بسته به هندسه و پیکربندی دیوارها و پایه‌ها براساس شکل(۷-۱) می‌باشد.

۷-۵-۲-مقاومت

۷-۵-۲-۱-کلیات

پارامترهای رفتاری و تلاش‌های موجود در اعضای یک ساختمان را می‌توان به دو گروه « تغییرشکل‌کنترل » و « نیروکنترل » مطابق تعاریف بند (۳-۲-۱۱) تقسیم کرد. مقاومت‌های طراحی برای پارامترهای تغییرشکل‌کنترل و نیروکنترل را می‌توان به ترتیب مطابق ضوابط بندهای (۷-۵-۲-۱-۱) و (۷-۵-۲-۱-۲) محاسبه نمود.

۷-۵-۲-۱-۱-تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل

مقاومت مورد استفاده برای تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل، مقاومت مورد انتظار(Q_{CE}) می‌باشد، که با استفاده از اصول پذیرفته شده مقاومت مصالح و بر اساس نتایج آزمایش‌ها و یا پیش‌فرض‌های ارائه شده در بند(۲-۷-۴-۲-۵) تعیین می‌شود. برای تعیین مقاومت مورد انتظار اعضا باید از مقاومت مورد انتظار مصالح استفاده کرد.

۷-۵-۲-۱-۲-تلاش‌های نیروکنترل

مقاومت مورد استفاده برای تلاش‌های نیروکنترل، مقاومت کرانه پایین(Q_{CL}) می‌باشد، که با استفاده از اصول پذیرفته شده مقاومت مصالح و بر اساس نتایج آزمایش‌ها و یا پیش فرض‌های ارائه شده در بند (۲-۷-۴-۲-۵) تعیین می‌شود. برای تعیین مقاومت کران پایین اعضا باید از کران پایین مقاومت مصالح استفاده کرد.

۷-۵-۲-۲-روش خطی

۷-۵-۲-۲-۱-مقاومت جانبی مورد انتظار

مقاومت جانبی مورد انتظار، Q_{CE}، برای پایه‌ها و دیوارهای مصالح بنایی موجود و یا تقویت شده غیرمسلح برابر کمترین مقاومت جانبی بر اساس مقاومت مورد انتظار حاصل از دو مود شکست برشی لغزشی و حرکت گهواره‌ای به ترتیب با استفاده از روابط (۷-۴) و (۷-۵) تعیین می گردد.

الف- مقاومت برشی لغزشی

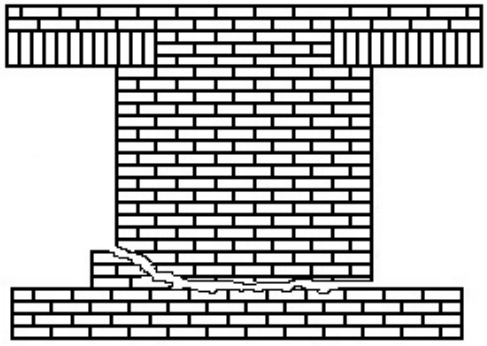
$$Q_{CE}=V_{bjs}=\nu_{me}.A_n \qquad (۷-۴)$$

A_n: سطح مقطع خالص ملات

ν_{me}: مقاومت مورد انتظار برشی لغزشی مصالح با استفاده از رابطه (۲-۶)

V_{bjs}: مقاومت برشی مورد انتظار دیوار یا پایه

این مود خرابی عمدتاً در محل برخورد با مودهای خرابی دیگر اتفاق می‌افتد. این نوع خرابی سبب خردشدگی کمی در دیوار و مصالح آن می‌شود و ظرفیت جابجایی آن را محدود نمی‌کند، بنابراین استهلاک انرژی بوجود آمده در اثر نیروی زلزله به وسیله تئوری اصطکاک کولمب در دیوار ادامه خواهد یافت. این مود خرابی جزء خرابی‌های نسبتاً شکل‌پذیر است.



شکل (۷-۳): مود خرابی لغزش سطوح اتصال

ب- مقاومت حرکت گهواره‌ای

$$Q_{CE} = V_r = 0.9\alpha P_E \left(\frac{L}{h_{eff}}\right) \quad (۵-۷)$$

h_{eff} : ارتفاع موثر دیوار

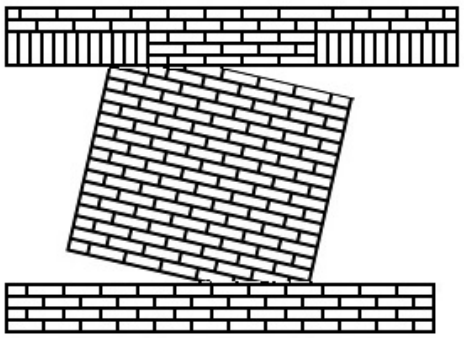
L : طول دیوار یا پایه

P_E : نیروی محوری فشاری مورد انتظار وارد بر دیوار یا پایه ناشی از بارهای ثقلی ضریبدار(رابطه ۳-۱)

α : ضریبی برابر ۰/۵ برای اعضای طره‌ای و برابر ۱ برای اعضای دوسرگیردار

V_r : مقاومت دیوار یا پایه در مقابل حرکت گهواره ای

در هنگام زلزله و اعمال بارهای رفت و برگشتی آن، دیوار متناوباً برروی پنجه و پاشنه خود خم شده و شروع بـه واژگـون شـدن می‌کند. اما چون نیروی زلزله طبیعتی آنی دارد این واژگونی چند لحظه بیشتر بطول نمی‌انجامد و خیلی زود جهت نیروها عوض می-شود و در جهت مقابل به حرکت در می‌آید. این حرکت‌های خمشی را حرکت گهواره‌ای گویند. این مود خرابی جزء خرابی‌های نسبتاً شکل‌پذیر است.



شکل(۷-۴): مود خرابی حرکت گهواره‌ای

A_n: سطح مقطع خالص ملات

h_{eff} : ارتفاع موثر دیوار

L : طول دیوار یا پایه

P_E : نیروی محوری فشاری مورد انتظار وارد بر دیوار یا پایه ناشی از بارهای ثقلی ضریبدار(رابطه ۳-۱)

v_{me}: مقاومت مورد انتظار برشی لغزشی مصالح با استفاده از رابطه (۲-۶)

V_{bjs}: مقاومت برشی مورد انتظار دیوار یا پایه

V_r : مقاومت دیوار یا پایه در مقابل حرکت گهواره ای

α : ضریبی برابر ۰/۵ برای اعضای طره‌ای و برابر ۱ برای اعضای دوسرگیردار

۷-۵-۲-۲-۲-کرانه پایین مقاومت جانبی

کرانه پایین مقاومت جانبی Q_{CL}، دیوارهای مصالح بنایی موجود و یا تقویت شده غیرمسلح برابر کمترین مقاومت جانبی بر اساس تنش کششی قطری و تنش فشاری پنجه دیوار به ترتیب با استفاده از روابط (۷-۶) و (۷-۷) تعیین می گردد. در رابطه (۷-۷)، L/h_{eff} نباید از ۰/۶۷ کمتر در نظر گرفته شود.

الف- مود شکست قطری

$$Q_{CL}=V_{dt}=f'_{dt}A_n\left(\frac{L}{h_{eff}}\right)\sqrt{1+\frac{f_a}{f'_{dt}}} \qquad (۷-۶)$$

f_a: تنش فشاری محوری ناشی از بارهای ثقلی در پایین دیوار، مشخص شده در رابطه(۳-۱)

f'_{dt}: کران پایین مقاومت کششی قطری مصالح بنایی

A_n: سطح مقطع خالص ملات

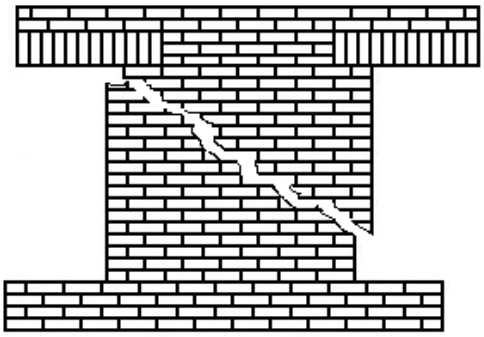
h_{eff} : ارتفاع موثر دیوار

L : طول دیوار یا پایه

V_{dt}: کران پایین مقاومت برشی بر اساس تنش کششی قطری دیوار یا پایه

در رابطه (۷-۶) استفاده از مقاومت برشی لغزشی مصالح، v_{me} ، بجای مقاومت کششی قطری، f'_{dt} ، مجاز می‌باشد.

بارجانبی در صفحه دیوار، تنش فشاری بالایی را در امتداد قطری آن بوجود می‌آورد. عمود بر تنش و کرنش فشاری، کرنش کششی وجود دارد. هنگامی که کرنش کششی از کرنش ترک خوردگی مصالح دیوار بیشتر شود ترک خوردگی قطری اتفاق می افتد. این نوع شکست در مرکز دیوار رایج بوده و موازی قطر فشاری امتداد می‌یابد تا در راستای قطری به گوشه‌های دیوار می‌رسد.



شکل(۷-۵): مود خرابی قطری

ب- مود خرابی فشاری پنجه دیوار

$$Q_{CL} = V_{tc} = \alpha P_L \left(\frac{L}{h_{eff}}\right)\left(1 - \frac{f_a}{0.7 f'_m}\right) \qquad (۷-۷)$$

f_a: تنش فشاری محوری ناشی از بارهای ثقلی در پایین دیوار، مشخص شده در رابطه(۳-۱)

f'_m: کران پایین مقاومت فشاری مصالح تعیین شده بر اساس بند(۲-۷-۴-۲)

h_{eff} : ارتفاع موثر دیوار

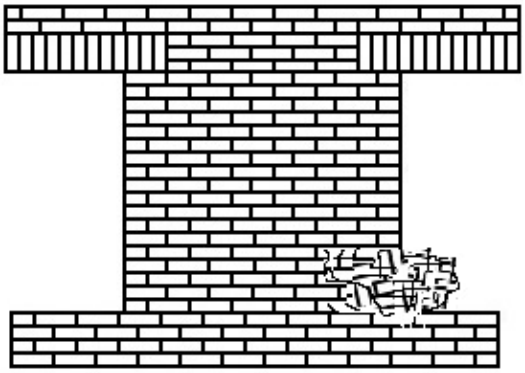
L : طول دیوار یا پایه

P_L: کران پایین نیروی محوری فشاری ناشی از بارهای ثقلی بر اساس رابطه (۳-۲)

α : ضریبی برابر ۰/۵ برای اعضای طره‌ای و برابر ۱ برای اعضای دوسرگیردار

V_{tc}: کران پایین مقاومت برشی بر اساس تنش فشاری پنجه دیوار یا پایه

این گونه خرابی در اثر تنش‌های فشاری بالا در کنج‌های فشاری دیوار ناشی از حرکت رفت و برگشتی دیوار هنگام زلزله رخ می‌دهد. ضربه‌های حاصل از این حرکت موجب خرد شدن پنجه و پاشنه دیوار شده از طول موثر دیوار می‌کاهد و دیوار در برابر ضربه‌های بعدی ضعیف‌تر می‌گردد. هنگامی که جابجایی داخل طبقه افزایش می‌یابد خردشدگی گوشه امتداد یافته تا اینکه مصالح دیوار (واحدهای بنایی) در گوشه‌های آن، به بیرون پرت می‌شوند.



شکل(۷-۶): مود خرابی فشاری پنجه دیوار

۷-۵-۲-۲-۳-کرانه پایین مقاومت فشاری قائم

کرانه پایین مقاومت فشاری قائم پایه‌ها و دیوارهای مصالح بنایی موجود و تقویت شده غیرمسلح، باید به کرانه پایین تنش فشاری مصالح بنایی مطابق رابطه (۷-۸) محدود شود:

$$Q_{CL} = P_{CL} = 0.80(0.85 f'_m A_n) \qquad (۷-۸)$$

که f'_m، کرانه پایین مقاومت فشاری مصالح مطابق بند (۲-۷-۴-۲) می‌باشد.

۷-۵-۲-۳-روش‌های غیرخطی

در این روش رابطه نیرو-تغییرشکل مطابق شکل(۷-۱) و بر اساس بند (۷-۵-۱-۲) برای هر دیوار تعیین می‌گردد. مقادیر مقاومت موردانتظار(Q_{CE}) و کرانه پایین مقاومت(Q_{CL}) برای دیوارها مطابق روش‌های خطی بیان شده در بند(۷-۵-۲-۲) قابل محاسبه می‌باشد.

۷-۵-۳-معیارهای پذیرش

۷-۵-۳-۱-کلیات

در این بند معیارهای پذیرش مربوط به روش‌های خطی و غیرخطی ساختمان‌های بنایی غیر مسلح ارائه شده است.

مقاومت جانبی داخل صفحه دیوارها و پایه‌ها، در صورتی که مقاومت مورد انتظار آنها کمتر از مقاومت کرانه پایین آنها باشد، به صورت تغییرشکل‌کنترل منظور می‌شود. در غیر اینصورت مقاومت دیوار و پایه به صورت نیروکنترل در نظر گرفته می‌شود.

فشار محوری در دیوارها و پایه‌ها به صورت نیروکنترل در نظر گرفته می‌شود.

۷-۵-۳-۲-روش‌های خطی

در روش‌های خطی، تلاش‌های بدست آمده اعضا مطابق بند (۳-۳) با ظرفیت آنها با توجه به بند(۳-۶-۱-۲) مقایسه می‌گردد. برای ساختمان‌های بنایی غیرمسلح کلافدار می‌توان مقاومت اعضای نیرو کنترل بدست آمده از بند (۷-۵-۲-۲-۲) را ۲۰ درصد افزایش داد. ضرایب اصلاح m برای اعضای تغییرشکل‌کنترل با استفاده از جدول (۷-۱) تعیین می‌شود.

جدول(۷-۱): ضریب m برای تحلیل خطی

سطح عملکرد / نوع رفتار		قابلیت استفاده بی‌وقفه	اعضای اصلی		اعضای غیراصلی	
			ایمنی جانی	آستانه فروریزش	ایمنی جانی	آستانه فروریزش
برشی لغزشی	با کلاف	1.0	3.0	4.5	6.0	9.0
	بدون کلاف	1.0	2.0	3.0	4.0	6.0
گهواره‌ای	با کلاف	$1.5h_{eff}/L \geq 1.0$	$3h_{eff}/L \geq 1.5$	$4.5h_{eff}/L \geq 2.0$	$6h_{eff}/L \geq 3.0$	$9h_{eff}/L \geq 4.0$
	بدون کلاف	$1.5h_{eff}/L \geq 1.0$	$2h_{eff}/L \geq 1.5$	$3h_{eff}/L \geq 2.0$	$4h_{eff}/L \geq 3.0$	$6h_{eff}/L \geq 4.0$

۷-۵-۳-۳-روش‌های غیرخطی

برای روش‌های غیرخطی مطابق بند(۳-۴)، اعضای دیوار و پایه باید ضوابط بند(۳-۶-۲-۲) را برآورده کند. در اعضایی که تغییرشکل کنترل هستند، تغییرشکل‌های غیرخطی نباید بیش از ظرفیت آنها مطابق جدول (۷-۲) باشد. پارامترهای d و e نمایانگر ظرفیت‌های تغییرشکل غیرخطی برای اعضای اصلی و غیراصلی می‌باشد که بیانگر درصد تغییرمکان نسبی اعضا، $\frac{\Delta_{eff}}{h_{eff}}$ می‌باشد که در شکل(۷-۲) ارائه شده است.

جدول(۷-۲): پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش سطوح عملکرد برای روش‌های غیرخطی

مود شکست		پارامترهای مدل‌سازی			سطح عملکرد					
		تغییرشکل		نسبت تنش پس‌ماند	کلیه اعضا	اعضای اصلی		اعضای غیراصلی		
		e (%)	d (%)	c (%)	قابلیت استفاده‌بی‌وقفه(%)	ایمنی جانی(%)	آستانه فروریزش(%)	ایمنی جانی(%)	آستانه فروریزش(%)
برشی لغزشی	با کلاف	0.8	0.4	0.6	0.1	0.3	0.45	0.6	0.9
	بدون کلاف				0.1	0.2	0.3	0.4	0.6
گهواره‌ای	با کلاف	$0.8h_{eff}/L$	$0.4h_{eff}/L$	0.6	0.1	$0.3h_{eff}/L$	$0.45h_{eff}/L$	$0.6h_{eff}/L$	$0.9h_{eff}/L$
	بدون کلاف				0.1	$0.2h_{eff}/L$	$0.3h_{eff}/L$	$0.4h_{eff}/L$	$0.6h_{eff}/L$

۷-۶-بررسی رفتار خارج از صفحه دیوارها و پایه‌های مصالح بنایی

دیوارهای مصالح بنایی باید برای نیروهای خارج از صفحه در دهانه‌های بین سقف طبقات و دیوارهای متقاطع طرفین ،کلاف‌ها و یا ستون‌ها مطابق الزامات بند (۳-۷-۲-۲) به صورت مستقل کنترل گردند. بررسی خارج از صفحه دیوارها نباید برای تحلیل‌های خطی و غیرخطی ارائه شده در فصل سوم انجام شود و لازم است تا بررسی کلیه دیوارها و پایه‌ها بصورت مستقل انجام گیرد.

۷-۶-۱-سختی

سختی خارج از صفحه دیوارها، باید براساس مشخصات هندسی و مکانیکی مصالح دیوار در تحلیل ملحوظ گردد. این سختی را می‌توان با توجه به شرایط تکیه‌گاهی براساس روابط (۷-۱)و(۷-۲) محاسبه نمود.

۷-۶-۲-مقاومت

مقاومت خمشی مقطع ترک‌خورده دیوارها تحت نیروی جانبی عمود بر صفحه باید به مقادیر تنش کششی مورد انتظار ارائه شده در بند (۲-۷-۴-۲) محدود گردد، مگر اینکه کنش قوسی در نظر گرفته شود.

کنش قوسی را تنها هنگامی می‌توان در نظر گرفت که:

۱- اعضای کلاف‌ها (ستون‌ها در صورت وجود)، سقف و کف متصل به دیوار از سختی و مقاومت کافی برای تحمل نیروهای فشاری حاصل از کنش قوسی پانل دیوارها برخوردار باشد.

۲-پانل در تماس کامل با اجزای محیطی باشد.

شرایط درزهای قائم بین واحدهای بنایی برای تعیین ضخامت موثر در رفتار خارج از صفحه دیوارها باید مطابق بند (۷-۴-۱) لحاظ گردد. رج‌هایی که با درز قائم از یکدیگر جدا شده‌اند و به یکدیگر متصل نباشند یا نسبت فضای خالی بیشتر از ۵۰ درصد داشته باشند، نباید در ضخامت موثر در نظر گرفته شود.

۷-۶-۳-معیارهای پذیرش

برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، در دیوار مصالح بنایی نباید ترک‌های خمشی ناشی از بارهای جانبی عمود بر صفحه ایجاد گردد. برای این منظور باید تنش کششی ناشی از خمش آن از مقاومت مورد انتظار کششی خمشی، f_{te} که در بند (۷-۶-۲) آمده است، کمتر باشد.

برای سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش، ترک‌های خمشی ناشی از بارهای جانبی عمود برصفحه می‌تواند در قسمت‌هایی از دیوار مصالح بنایی ایجاد گردد. لیکن دیوار تحت بارهای دینامیکی باید پایدار بماند و در این حالت در صورتی که نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار (h/t) کمتر از مقادیر جدول (۷-۳) باشد، نیازی به کنترل پایداری دیوار نمی‌باشد.

جدول(۷-۳): محدودیت نسبت (h/t) برای دیوارها

نوع دیوار	خطر نسبی کم و متوسط $A \le 0.25$	خطر نسبی زیاد $0.25 < A < 0.35$	خطر نسبی بسیار زیاد $A \ge 0.35$
دیوارهای ساختمان‌های یک طبقه	۲۰	۱۶	۱۳
دیوارهای اولین طبقه ساختمان‌های چندطبقه	۲۰	۱۸	۱۵
دیوارهای طبقه آخر ساختمان‌های چندطبقه	۱۴	۱۴	۹
سایر دیوارها	۲۰	۱۶	۱۳

A : نسبت شتاب مبنای طرح، مطابق استاندارد ۲۸۰۰

۷-۷-شالوده ساخته شده با مصالح بنایی

فونداسیون‌های مصالح بنایی باید بر اساس ضوابط این بخش بررسی گردند.

۷-۷-۱-انواع فونداسیون‌های ساخته شده با مصالح بنایی

فونداسیون‌های ساخته شده با مصالح بنایی در اکثر ساختمان‌های قدیمی و بعضی از ساختمان‌های جدید رایج هستند. این فونداسیون‌ها غالباً از نوع سنگ، آجر یا بلوک بتنی بصورت مسلح یا غیر مسلح زیر دیوارهای سازه‌ای اجرا شده‌اند.

۷-۷-۲-تحلیل فونداسیون ها و دیوارهای نگهبان موجود

تغییرشکل شالوده و انعطاف پذیری خاک زیر آن در تحلیل ساختمان موجود در برابر بارهای جانبی باید در نظر گرفته شود. مقاومت و سختی خاک باید با توجه به بند (۴-۴) تعیین گردد.

شالوده های مصالح بنایی باید نیروکنترل منظور شده و به عنوان اعضای با سختی خطی بدون ظرفیت تغییرشکل غیرخطی مدل شوند.

دیوارهای نگهبان بنایی باید در مقابل اثرات فشارهای لرزه‌ای و استاتیکی ناشی از خاک با توجه به بند (۴-۵) ارزیابی شوند.

سختی، مقاومت و معیارهای پذیرش دیوارهای بنایی نگهبان مشابه دیگر دیوارهای بنایی تحت بارهای خارج از صفحه مطابق بند (۷-۶) تعیین می‌گردد.

۷-۸ -معیارهای بهسازی

پس از آن‌که مشخص شد اعضای بنایی یک ساختمان موجود برای سطح عملکرد انتخابی کفایت نمی‌کنند این اعضا باید بهسازی شوند و اگر تصمیم به جایگزین‌کردن عضو یا اضافه کردن یک عضو گرفته شود، عضو جدید باید تمام ضوابط مربوط به سازه‌های بنایی در این دستورالعمل را برآورده نماید.

فصل ۸

دیافراگم‌ها و میانقاب‌ها

۸-۱- محدوده کاربرد

در این فصل ضوابط ارزیابی و بهسازی دیافراگم‌ها و اجزای آن و میانقاب‌ها در سازه‌ها ارائه می شود.

۸-۲- دیافراگم

۸-۲-۱- کلیات

دیافراگم، سیستمی افقی یا نزدیک به افقی است که نیروهای اینرسی ایجاد شده در سازه را به اجزای قائم مقاوم در برابر بار جانبی منتقل می‌نماید. این سیستم ممکن است از جان(دال)، جزء لبه، جمع‌کننده و کلاف تشکیل شود.

۸-۲-۲- اجزای دیافراگم

۸-۲-۲-۱- جان(دال)

دال‌ها سیستم‌های پوشش کف هستند که عمدتاً برای تحمل بارهای ثقلی به‌کار برده می‌شوند. علاوه بر آن، دال‌ها می‌توانند با عملکرد میانصفحه‌ای، نیروهای اینرسی ایجاد شده در سازه را از یک جزء قائم مقاوم جانبی به اجزای دیگر منتقل نمایند و همچنین به عنوان مهاربندی خارج از صفحه برای سایر بخش‌های ساختمان عمل نمایند.

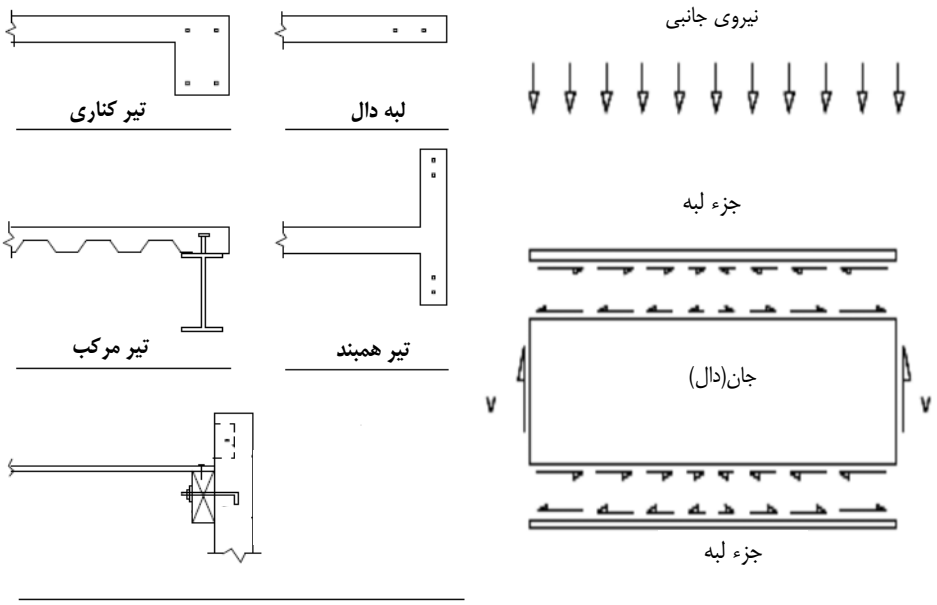
جان یا دال دیافراگم می‌تواند از نوع بتنی درجا، بتنی پیش‌ساخته، کف‌فلزی بدون پوشش یا با پوشش، خرپای فولادی یا طاق ضربی باشد.

۸-۲-۲-۲- جزء لبه

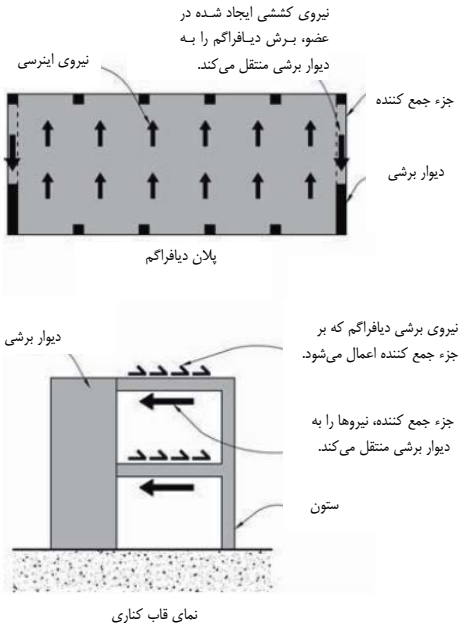
در لبه‌های خارجی و داخلی دیافراگم می‌توان از اجزای لبه استفاده شود. دیوار، تیر قاب یکپارچه با دیافراگم و دال بتنی مطابق شکل (۸-۱) نیز می‌تواند به عنوان جزء لبه عمل نماید. در گوشه‌های تورفته و در گوشه‌های بازشوهای دیافراگم، اجزای لبه باید از گوشه به داخل دیافراگم آن‌قدر ادامه پیدا کنند تا نیروها به طور مطمئن در سطح دیافراگم توزیع شود.

۸-۲-۲-۳- جزء جمع‌کننده نیرو در دیافراگم

جمع‌کننده‌ها اجزایی هستند که در مواردی که جان مستقیماً نیروهای میانصفحه را به اجزای قائم مقاوم در برابر بار جانبی منتقل نمی‌کند، عمل انتقال را انجام می‌دهند. مانند تیری که در لبه یک دال پیش‌بینی شده و نیروهای میانصفحه‌ای آن را به دیوارهای برشی دو انتهای خود منتقل می‌نماید. یا درصورتی‌که اتصال جان به سیستم باربرجانبی برای انتقال مطمئن نیروهای برشی کافی نباشد، باید از جزء جمع‌کننده نیرو برای انتقال نیرو از جان به سیستم باربرجانبی استفاده نمود. این اجزا باید به اندازه کافی در جان دیافراگم امتداد داده شوند و طوری به جان دیافراگم متصل شوند که قادر به انتقال همه نیروهای موردنظر باشند شکل (۸-۲).



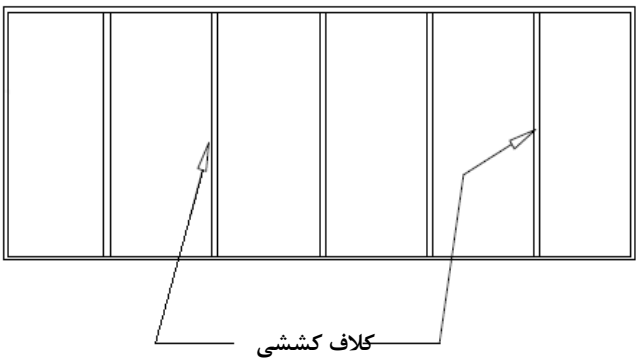
شکل (۸-۱) نمایش انواع اجزای لبه



شکل (۸-۲) نمایش اجزای جمع‌کننده دیافراگم

۸-۲-۴-کلاف کششی دیافراگم

در دیافراگم باید از کلاف‌های کششی پیوسته مطابق شکل (۸-۳) که دو لبه مقابل دیافراگم یا تیرهای لبه را به‌هم وصل می‌کنند، استفاده نمود. فاصله کلاف‌ها از هم نباید از سه برابر طول کلاف‌ها زیادتر باشد. طول کلاف، فاصله بین دو نقطه متوالی انتقال نیروی آن به سایر اعضا، مانند تیرها و ستون‌های قاب‌ها می‌باشد.



شکل (۸-۳) نمایش کلاف‌های کششی در پلان دیافراگم

۸-۲-۳- دسته بندی دیافراگم از نظر صلبیت

دیافراگم‌ها به صورت صلب، نیمه‌صلب و یا نرم دسته‌بندی می‌شوند. چنانچه حداکثر تغییرشکل افقی دیافراگم بزرگ‌تر از ۲ برابر متوسط تغییرمکان جانبی نسبی آن طبقه باشد، آن دیافراگم نرم محسوب می‌شود. در دیافراگم صلب این نسبت باید کم‌تر از ۰/۵ باشد. دیافراگمی‌که نه صلب و نه نرم باشد، دیافراگم نیمه‌صلب نامیده می‌شود. منظور از تغییرمکان نسبی طبقه، تغییرمکان جانبی سیستم‌های قائم باربر جانبی آن طبقه نسبت به طبقه زیرین می‌باشد.

برای دسته‌بندی دیافراگم‌ها، محاسبه تغییرشکل‌ها باید برمبنای بار معادل استاتیکی مطابق رابطه (۳-۱۱) انجام شود. به‌علاوه، تغییرشکل دیافراگم باید برمبنای توزیع نیروی افقی متناسب با توزیع جرم در طبقه و همچنین نیروهای افقی ناشی از جابه‌جا شدن سیستم قائم باربر جانبی از طبقه‌ای به طبقه دیگر، محاسبه شوند.

۸-۲-۴-سختی، مقاومت، معیار پذیرش و راهکار بهسازی

مدل تحلیلی یک دیافراگم باید در برگیرنده مقاومت، سختی و ظرفیت تغییرشکل پذیری کلیه اجزاء و جان دیافراگم در کل باشد. انهدام بالقوه در خمش، برش، کمانش و تأمین طول گیرایی کافی در هر مقطعی از دیافراگم باید مورد توجه قرار گیرد. مدل تحلیلی یک دیافراگم را می‌توان به‌صورت تیری ساده یا پیوسته که بر روی تکیه‌گاه‌هایی با سختی‌های متفاوت تکیه دارد، در نظر گرفت و نیروهای داخلی آن را محاسبه کرد. تیر را می‌توان صلب، با سختی زیاد و یا انعطاف‌پذیر در نظر گرفت. در این رابطه می‌توان راهنمایی‌های پیوست استاندارد ۲۸۰۰ را مورد استفاده قرار داد.

۸-۲-۴-۱-جان

۸-۲-۴-۱-۱-دیافراگم های بتنی درجا

جان این دیافراگم‌ها از کف‌های بتن مسلح درجا ریخته شده تشکیل می‌شود. نمونه‌ای از این نوع دیافراگم‌ها شامل دال بتنی مسلح، تیرچه بلوک با بتن مسلح مناسب رویه و ورق‌های موجدار فلزی با بتن مسلح رویه می‌باشد. ضوابط مربوط به دیافراگم‌ها که به‌صورت دال‌های بتنی بر روی عرشه‌های فولادی ساخته می‌شوند و با آنها عملکرد مشترکی دارند در بند (۸-۲-۴-۱-۴) ارائه شده است.

۸-۲-۴-۱-۱-۱-سختی

سختی جان دیافراگم باید با مدل در نظرگرفته شده برای آن سازگار باشد. برای جان دیافراگم می‌توان مدل ارتجاعی خطی را با منظور کردن مشخصات مقطع ترک نخورده و ضریب ارتجاعی بتن مطابق آنچه در آبا توصیه شده است، به‌کار گرفت. در مواردی که بر اساس بند (۸-۲-۳) دیافراگم صلب محسوب می‌شود، می‌توان این رفتار را در توزیع نیروهای داخلی منظور کرد.

۸-۲-۴-۱-۱-۲-مقاومت

مقاومت جان دیافراگم باید بر اساس ضوابط کلی بند (۶-۲-۲) و با رعایت الزامات زیر تعیین شود:

- در تعیین حداکثر مقاومت باید به مقاومت آن در خمش، برش، پیچش و ملاحظات مربوط به تأمین طول گیرایی در کلیه مقاطع توجه شود.
- مقاومت برشی باید طبق ضوابط فصل بیستم آبا تعیین گردد.

۸-۲-۴-۱-۱-۳-معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش در جان دیافراگم ها باید مطابق الزامات زیر در نظر گرفته شوند:

- برش و خمش، تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل محسوب می‌شوند.
- معیارهای پذیرش برای جان‌ها مشابه دیوارهای برشی، بند (۶-۴-۱-۲-۴)، در نظر گرفته می‌شوند. مقادیر ضریب m طبق جداول (۶-۱۵) و (۶-۱۶) برای به کارگیری در معادله (۳-۲۸) برای اجزاء مشابه در نظر گرفته می‌شوند.
- اتصالات، اعضای نیروکنترل محسوب می‌شوند.

۸-۲-۴-۱-۱-۴-راهکارهای بهسازی

راهکارهای بهسازی جان دیافراگم‌ها که نیاز طرح را تأمین نمی‌کنند باید بر اساس ضوابط بند (۶-۲-۷) و سایر ضوابط این دستورالعمل تعیین شود.

۸-۲-۴-۱-۲- دیافراگم‌های بتنی پیش ساخته

دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته اعضایی هستند که عمدتاً از قطعات پیش‌ساخته بتنی با یا بدون رویه بتنی ساخته می‌شوند و نیروی اینرسی ایجاد شده در سازه را به اجزای قائم مقاوم در برابر بار جانبی منتقل می‌نمایند.

دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته به دیافراگم‌های با رویه و یا بدون رویه طبقه‌بندی می‌شوند. دیافراگم‌های رویه‌دار به دیافراگم‌هایی گفته می‌شود که بر روی قطعات پیش‌ساخته بتنی یک لایه بتن آرمه بطور درجا ریخته می‌شود. در دیافراگم‌های بدون رویه، لایه بتن آرمه درجا وجود ندارد. این دیافراگم‌ها معمولاً بوسیله اتصالات جوشی و یا مکانیکی به یکدیگر اتصال داده می‌شوند.

۸-۲-۴-۱-۲-۱- سختی

تحلیل و مدل‌سازی این دیافراگم‌ها باید ضوابط کلی جان دیافراگم‌های بتنی درجا را شامل شود و علاوه بر آن باید به طبیعت قطعه‌ای بودن آنها نیز توجه گردد.

۸-۲-۴-۱-۲-۲- مقاومت

مقاومت اجزاء باید طبق بند (۸-۲-۴-۱-۱-۲) تعیین شود. مقاومت اتصالات جوشی باید با روش‌های شناخته شده تعیین شود و در آن به کم بودن ظرفیت شکل‌پذیری آنها توجه گردد، مگر آنکه بر اساس شواهد آزمایشگاهی بتوان شکل‌پذیری بیشتری برای آنها منظور کرد.

۸-۲-۴-۱-۲-۳- معیارهای پذیرش

دیافراگم‌های با رویه را باید در برش و خمش، تغییرشکل‌کنترل به حساب آورد و ضرایب m برای آنها به ترتیب برابر با ۱/۰، ۱/۲۵ و ۱/۵ برای سطوح عملکرد IO، LS و CP منظور نمود.

دیافراگم‌های بدون رویه را باید در گروه قطعات نیروکنترل طبقه‌بندی کرد.

۸-۲-۴-۱-۲-۴-راهکارهای بهسازی

راهکارهای بهسازی در این دیافراگم‌ها بر اساس ضوابط بند (۶-۲-۷) و سایر ضوابط این دستورالعمل تعیین می‌شوند.

۸-۲-۴-۱-۳-دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش

جان دیافراگم‌های کف فلزی، ورق‌های صاف یا موجدار فلزی هستند که به یکدیگر و به اسکلت فولادی تکیه‌گاه خود با جوش یا سایر وسایل اتصال متصل می‌شوند. جان این دیافراگم‌ها به تنهایی یا با کمک مهاربندی‌های قطری اضافی، بند (۸-۲-۴-۱-۶)، بار جانبی را تحمل می‌کنند.

اعضای قاب فولادی متصل به دیافراگم را می‌توان به عنوان اجزای لبه و جمع کننده‌ها در نظر گرفت. انتقال بار از دیافراگم به این اعضا باید با استفاده از اتصالات برشی، جوش و یا پیچ صورت گیرد.

۸-۲-۴-۱-۳-۱-سختی

دیافراگم‌های کف فلزی را باید با توجه به ضوابط بند (۸-۲-۳) به انواع صلب، نیمه‌صلب و یا نرم دسته‌بندی کرد. میزان سختی این دیافراگم‌ها را باید با استفاده از روش‌های معتبر تعیین کرد و در تحلیل آنها بکار برد.

در تحلیل غیرارتجاعی سازه‌ها اگر اتصال دیافراگم ضعیف باشد، دیافراگم به صورت غیرارتجاعی مدل نمی‌شود. روش‌هایی مشابه آنچه برای مدل‌سازی غیرارتجاعی دیافراگم‌های چوبی در سازه‌های بنایی غیرمسلح استفاده می‌شود را می‌توان برای رفتار غیرارتجاعی دیافراگم، به‌کار برد. سختی بعد از مرحله ارتجاعی را می‌توان ۳٪ در نظر گرفت.

۸-۲-۴-۱-۳-۲-مقاومت

مقاومت دیافراگم‌های کف فلزی را باید با توجه به ضوابط بند (۵-۲-۲) و توصیه‌های کلی این بند تعیین نمود.

- مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، این‌گونه دیافراگم‌ها را باید دو برابر مقدار مجاز داده شده در آیین‌نامه‌ها و استانداردهای مربوطه در نظر گرفت.
- مقاومت کرانه پایین، Q_{CL}، اتصال‌دهنده‌های جوشی را باید طبق ضوابط آیین‌نامه‌های جوش تعیین نمود.

۸-۲-۴-۱-۳-۳-معیارهای پذیرش

برای پذیرش این دیافراگم‌ها، معیارهای زیر باید مورد توجه قرار گیرند:

- رفتار اتصالات این نوع دیافراگم‌ها را باید نیروکنترل در نظر گرفت. ظرفیت اتصال باید به اندازه‌ای باشد که بتواند تمام نیروی عکس‌العمل دیافراگم را به قاب منتقل نماید. در مواردی که ظرفیت دیافراگم توسط ظرفیت اتصالش به قاب کنترل می‌شود، دیافراگم را باید عضو با رفتار نیروکنترل در نظر گرفت.
- در مواردی که دیافراگم توسط ظرفیت اتصالش به قاب کنترل نمی‌شود، دیافراگم باید عضو با رفتار تغییرشکل‌کنترل در نظر گرفته شود. ضرایب m برای جاری‌شدن برشی یا کمانش ورق را می‌توان از جدول (۵-۲) بدست آورد.
- برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی، دیافراگم نباید سطح اتکا یا مهار خود را از دست بدهد. برای سطوح عملکرد بالاتر میزان خسارت واردشده به اتصالات نباید به حدی باشد که انتقال بار بین دیافراگم و قاب را مختل نماید.
- میزان تغییرشکل‌های ایجاد شده در دیافراگم نباید از حدی که در سایر اعضای سازه‌ای یا غیرسازه‌ای تغییرمکان‌های غیر قابل قبولی برای سطح عملکرد مورد نظر ایجاد کند، تجاوز نماید.

۸-۲-۴-۱-۳-۴-راهکارهای بهسازی

دیافراگم‌هایی که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد موردنظر تامین نمی‌نمایند باید بهسازی شوند. راهکارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۴) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۸-۲-۴-۱-۴-دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای

دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای به صورت مرکب، یا غیرمرکب، نیروی وارد شده بر دیافراگم را تحمل می‌کنند. در دیافراگم‌های مرکب، عرشه فلزی ناصاف و دندانه‌ای است. دال بتنی رویه می‌تواند از نوع بتن معمولی و یا بتن سبک باشد و در هر دو مورد باید با شبکه‌های سیمی و یا با آرماتورهای با قطر کم مسلح شده باشد.

در این دیافراگم‌ها معمولاً دیافراگم‌فلزی از ورق‌های فولادی موجدار به شکل‌های گوناگون ساخته می‌شود و ورق‌های فولادی به یکدیگر و به اسکلت فولادی تکیه‌گاه خود توسط جوش یا اتصالات مکانیکی متصل می‌گردند. برای ایجاد فشار مرکب در دیافراگم، برش گیرهای زبانه‌ای، قبل از ریختن بتن، به قاب‌های فولادی جوش می‌شوند.

۸-۲-۴-۱-۴-۱-سختی

در دیافراگم‌های موجود اگر نسبت ابعاد دیافراگم کوچکتر از ۵ باشد، دیافراگم را می‌توان صلب فرض نمود. در دیافراگم های با نسبت‌های بزرگ‌تر یا با نامنظمی در پلان، اثر انعطاف‌پذیری دیافراگم باید مطابق بند (۸-۲-۳) در نظر گرفته شود. برای محاسبه سختی دیافراگم می‌توان از روش‌های معتبر و با در نظر گرفتن اثر بتن رویه استفاده کرد.

سختی دیافراگم‌ها در تحلیل‌های غیرارتجاعی را باید با استفاده از ضوابط بند (۸-۲-۴-۱-۳-۱) تعیین نمود.

۸-۲-۴-۱-۴-۲-مقاومت

مقاومت جان این دیافراگم‌ها را باید با استفاده از ضوابط مربوط به دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش، بند (۸-۲-۴-۱-۳-۲)، تعیین نمود.

۸-۲-۴-۱-۴-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش در جان این دیافراگم‌ها مشابه دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش، بند (۸-۲-۴-۱-۳-۳)، است علاوه بر آن ضابطه زیر در ارتباط با برش گیرها باید رعایت شود.

برش‌گیرهایی که برای تامین عملکرد مرکب بین تیرهای فولادی و دال بکار برده شده‌اند باید ظرفیت لازم جهت انتقال هر دو برش ناشی از عملکرد دیافراگمی و عملکرد مرکب با تیر را داشته باشند.

۸-۲-۴-۱-۴-۳-راهکارهای بهسازی

دیافراگم‌هایی که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد موردنظر تامین نمی‌نمایند باید بهسازی شوند. راهکارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۴) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۸-۲-۴-۱-۵- دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن غیرسازه‌ای

جان دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن غیرسازه‌ای را باید مانند جان دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش ارزیابی نمود، مگر اینکه اثر بتن رویه، روی سختی و مقاومت دیافراگم توسط آزمایش تایید شده باشد.

روش‌های تعیین سختی و مقاومت این دیافراگم‌ها عیناً نظیر دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش است و معیارهای پذیرش و معیارهای بهسازی آنها نیز نظیر این دیافراگم هاست.

در تعیین سختی این دیافراگم‌ها باید احتمال عملکرد مرکب بین عرشه فولادی و بتن رویه را مورد بررسی قرار داد. همچنین در مواردی که بر روی بتن موجود بتن جدیدی برای بهسازی ریخته می‌شود، باید چگونگی عملکرد آنرا با بتن موجود با دقت بررسی کرد.

۸-۲-۴-۱-۶-مهاربندی فولادی افقی (دیافراگم‌های خرپایی فولادی)

مهاربندهای افقی فولادی را می‌توان به تنهایی یا به همراه دال‌های فلزی به‌عنوان جان دیافراگم بکار برد. در مواردی که روی دال فلزی با بتن سازه‌ای پر می‌شود، اثر سختی‌های نسبی مهاربندی افقی و سیستم بتنی باید در تحلیل درنظرگرفته شود.

ضوابط این بخش، دیافراگم‌های خرپایی موجود، دیافراگم‌های مقاوم‌سازی‌شده، و دیافراگم های جدید را شامل می‌شود. در مواردی که مهاربندی فولادی افقی در برنامه بهسازی مورد استفاده قرار می‌گیرد، لازم است اندرکنش اجزای جدید و موجود سیستم دیافراگم (سازگاری سختی) ارزیابی شده و نحوه انتقال نیرو بین اجزای جدید و موجود در تعیین انعطاف‌پذیری دیافراگم بهسازی‌شده در نظر گرفته شود.

در تعیین میزان انعطاف‌پذیری سیستم قاب–دیافراگم نیز باید به نحوه انتقال بار بین اعضای دیافراگم جدید و قاب‌های موجود توجه داشت.

۸-۲-۴-۱-۶-۱-سختی

سیستم‌های دیافراگم خرپایی باید مشابه قاب‌های مهاربندی‌شده فولادی با اعضای خرپایی افقی، که در آنها سختی محوری تعیین کننده تغییرشکل‌ها می‌باشند، مدل‌سازی شوند. اتصالات اجزای خرپا به یکدیگر معمولاً به صورت مفصل در نظر گرفته می‌شوند مگر آن که قادر به تحمل لنگر باشند و یا در اتصالات برون مرکزیت وجود داشته باشد. در این صورت سختی اتصالات نیز باید در مدل منظور شود. اثر انعطاف‌پذیری دیافراگم‌های خرپایی مشخصاً باید در نحوه توزیع بارجانبی بین اعضای قائم درنظر گرفته شود.

در روش‌های غیرارتجاعی می‌توان یا از مشخصات ارتجاعی دیافراگم‌های خرپایی استفاده کرد و یا روش غیرارتجاعی مشابه قاب‌های فولادی مهاربندی شده را بکار برد.

۸-۲-۴-۱-۶-۲-مقاومت

ظرفیت‌های اعضای دیافراگم خرپایی را می‌توان مشابه آنچه در بخش (۵-۴) برای اعضای قاب‌های با مهاربندی فولادی بیان شده، به‌دست آورد. در تعیین این ظرفیت‌ها باید اثر تکیه‌گاه‌های جانبی تامین شده برای اعضای دیافراگم که توسط دال فلزی، با یا بدون بتن رویه تأمین شده، درنظر گرفته شود. در محاسبات مربوط به اعضای خرپا که بار ثقلی را تحمل می‌کنند باید اثر این بارها را نیز درنظر گرفت.

۸-۲-۴-۱-۶-۳-معیارهای پذیرش

برای پذیرش این دیافراگم‌ها، معیارهای زیر باید مورد توجه قرار گیرند:

- نحوه انتقال نیرو بین اعضای مختلف خرپا در اتصالات و نیز بین اعضای خرپاها و قاب باید برای اطمینان از پیوستگی در مسیر بار، ارزیابی شود.
- برای سطح عملکرد ایمنی جانی، از دست رفتن تکیه‌گاه دیافراگم و یا مهار آن مجاز نمی‌باشد. برای سطوح عملکرد بالاتر، مقدار خسارت وارده به اتصالات یا اعضای مهاربندی نباید منجر به از دست رفتن انتقال بار بین دیافراگم و قاب فولادی شود.
- میزان تغییرشکل‌های ایجاد شده در دیافراگم نباید از حدی که در سایر اعضای سازه‌ای یا غیرسازه‌ای تغییر مکان‌های غیر قابل قبولی برای سطح عملکرد مورد نظر ایجاد کند، تجاوز نماید.

معیارهای پذیرش در روش‌های خطی برای اجزای دیافراگم‌های خرپایی افقی مشابه همان معیارهای مشخص شده در بخش (۵-۴-۲-۳) برای قاب‌های با مهاربندی همگرا می‌باشد، با این تفاوت که از معیارهای مربوط به تیر و ستون استفاده نمی‌شود. برای اجزای فشاری و کششی خرپا، به‌جای استفاده از ضرایب m تعیین شده برای اجزای تیر و ستون قاب‌های مهاربندی شده، می‌توان از ضرایب تعیین‌شده برای اجزای مهاربندی قطری استفاده نمود.

معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی برای اجزای دیافراگم‌های خرپایی افقی مشابه همان معیارهای مشخص شده در بند (۵-۴-۲-۳) برای قاب‌های با مهاربندی همگرا می‌باشد با این تفاوت که از معیارهای مربوط به تیر و ستون استفاده نمی‌شود. برای اعضای فشاری و کششی خرپا، به‌جای استفاده از تغییرشکل‌های پلاستیک تعیین‌شده برای اجزای تیر و ستون قاب‌های مهاربندی شده، می‌توان از تغییرشکل‌های پلاستیک تعیین‌شده برای اجزای مهاربندی قطری استفاده نمود.

۸-۲-۴-۱-۶-۴-راهکارهای بهسازی

دیافراگم‌های خرپای فولادی که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تامین ننمایند، باید بهسازی شوند. راهکارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۴) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۸-۲-۴-۱-۷-دیافراگم‌های طاق‌ضربی

جان دیافراگم‌های طاق‌ضربی در ساختمان‌های فولادی از طاق‌های آجری بین تیرهای فولادی تشکیل شده‌اند و تیرها، مقاومت در برابر رانش طاق را تامین می‌نمایند. در بعضی از این طاق‌ها ممکن است یک لایه بتنی کم مقاومت و تقویت نشده وجود داشته باشد.

۸-۲-۴-۱-۷-۱-سختی

جان دیافراگم‌های طاق‌ضربی موجود باید به صورت یک دیافراگم افقی با ضخامتی معادل ضخامت طاق آجری و بتن رویه، مدل‌سازی شود. این نوع دیافراگم‌ها را می‌توان به صورت خرپاهایی متشکل از تیرهای فولادی به‌عنوان اعضای کششی و طاق‌های

آجری به‌عنوان اعضای فشاری مدل نمود. در محاسبه توزیع بارجانبی بین اعضای باربر قائم باید اثر انعطاف‌پذیری دیافراگم در نظر گرفته شود. نتایج تحلیل‌ها باید مورد ارزیابی قرار گیرند تا اطمینان حاصل شود که دیافراگم رفتار خطی خود را حفظ کرده است.

در مواردی که برای بهسازی دیافراگم‌های طاق‌ضربی از مهاربندی افقی فولادی استفاده می‌شود، باید اندرکنش بین اعضای جدید و موجود دیافراگم از طریق بررسی سازگاری سختی آن‌ها ارزیابی شود. مکانیزم انتقال بار بین اعضای موجود و جدید دیافراگم، در هنگام بررسی انعطاف‌پذیری دیافراگم بهسازی‌شده باید در نظر گرفته شود.

۸-۲-۴-۱-۷-۲-مقاومت

در تعیین ظرفیت‌های اجزای دیافراگم‌های طاق‌ضربی باید فرض نمود که هیچ عضوی به جز تیرهای فولادی قادر به تحمل کشش نمی‌باشند. اثرات بارهای ثقلی باید برای اجزای دیافراگم در نظر گرفته شوند. نحوه انتقال بار بین اعضای مختلف و بین اعضای قاب باید بررسی شود تا از کامل بودن مسیر بار اطمینان حاصل گردد.

۸-۲-۴-۱-۷-۳-معیار پذیرش

برای پذیرش این دیافراگم‌ها، معیارهای زیر باید مورد توجه قرار گیرند:

- دیافراگم‌های طاق‌ضربی باید به صورت نیروکنترل در نظر گرفته شوند.
- برای سطح عملکرد ایمنی جانی، نباید تغییرشکل‌ها و تغییرمکان‌های دیافراگم باعث از دست رفتن تکیه گاه‌های طاق آجری شود. برای سطوح عملکرد بالاتر، تغییرشکل ناشی از کشش‌های قطری نباید منجر به از دست رفتن مسیر انتقال بار شود.
- میزان تغییر شکل‌های ایجاد شده در دیافراگم نباید از حدی که در سایر اعضای سازه یا غیرسازه‌ای تغییرمکان‌های غیر قابل قبولی برای سطح عملکرد مورد نظر ایجاد کند، تجاوز نماید. برای تعیین این حدود باید الزامات مربوط به سازه‌های فولادی را مورد توجه قرار داد.

۸-۲-۴-۱-۷-۴-راهکارهای بهسازی

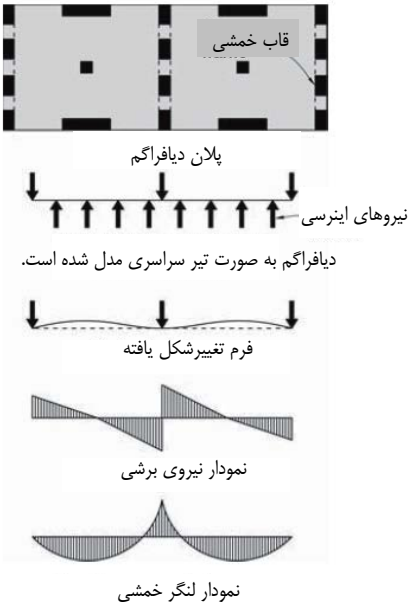
دیافراگم‌های طاق‌ضربی که معیارهای پذیرش را برای سطوح عملکرد مورد نظر تامین ننمایند، باید بهسازی شوند. راهکارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۲-۴) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۸-۲-۴-۲-جزء لبه

۸-۲-۴-۲-۱-سختی

برای مدل‌سازی اجزای لبه بسته به نوع مصالح جزء لبه می‌توان فرضیات مدل‌سازی در فصل‌های ۵ و ۶ را که برای اعضای قاب فولادی و بتنی ارائه شده است به‌کارگرفت.

در شکل (۸-۴) نمونه‌ای از روش مدل‌سازی و تعیین خمش وارد به دیافراگم ارائه شده است.



شکل (۸-۴) نمایش نمونه‌ای از مدل‌سازی اجزای لبه دیافراگم

۸-۲-۴-۲-۲-مقاومت

اجزای لبه باید برای نیروی کششی ناشی از خمش کلی دیافراگم، حاصل از نیروهای اینرسی واردشده ارزیابی شوند. این نیروی کششی باید برای مجموع نیروهای محوری که در صفحه دیافراگم عمل می‌کنند و نیروی محوری ناشی از تقسیم لنگر خمشی موثر در مقطع دیافراگم به فاصله بین دو جزء لبه دیافراگم در آن مقطع تعیین گردند.

الف–اجزای لبه فولادی

در تعیین مقاومت‌اجزای لبه فولادی می‌توان از ضوابط بند (۵–۳–۲–۳) مربوط به اعضای قاب استفاده نمود. مقاومت میلگردهای دال‌بتنی در سقف مرکب که به‌عنوان جزء لبه عمل می‌نمایند باید مطابق ضوابط فصل۶ تعیین گردد.

ب–اجزای لبه بتنی

در تعیین مقاومت‌اجزای لبه بتنی می‌توان از ضوابط بند (۶–۳–۱–۲–۳) برای اعضای قاب‌ها استفاده نمود.

۸-۲-۴-۲-۳-معیارهای پذیرش

الف–اجزای لبه فولادی

در صورتی‌که در دیافراگم، رفتار غیرارتجاعی پذیرفته‌شده باشد می‌توان رفتار غیرارتجاعی در اجزای لبه را نیز پذیرفته دانست. در این صورت رفتار اجزای لبه، تغییرشکل‌کنترل محسوب می‌شوند. ضرایب m از جدول (۵–۲) و معیارهای پذیرش غیرارتجاعی باید از ضوابط اجزای تیر و ستون قاب‌های خمشی با اتصالات صلب در بخش (۵–۳–۲) استفاده شوند.

در صورتی‌که رفتار غیرارتجاعی پذیرفته نباشد، رفتار اجزای لبه به صورت نیروکنترل فرض می‌شود. در این صورت مقدار Q_{UF} لازم نیست از کل نیرویی که با درنظرگرفتن مقاومت مورد انتظار برای دیافراگم یا اعضای سیستم باربر جانبی قابل انتقال به اجزای

لبه موردنظر است، بیشتر باشد.

برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی، تغییرشکل‌ها و تغییرمکان‌های اجزای لبه نباید منجر به ازدست‌رفتن اتکای قائم شود. برای سطوح عملکرد بالاتر، اجزای لبه نباید در پیوستگی مسیر بار خلل ایجاد نمایند. رفتار جوش‌ها و اتصال‌دهنده‌هایی که دیافراگم را به اجزای لبه متصل می‌نمایند، به صورت نیروکنترل فرض می‌شوند. اگر تمام اتصالات شرایط پذیرش را تامین نمایند می‌توان فرض کرد که دیافراگم از کمانش اعضای تیر لبه در صفحه‌ی دیافراگم ممانعت می‌کند. در صورتی‌که اجزای لبه علاوه بر بارهای زلزله، بارثقلی نیز تحمل نمایند، رفتار آن‌ها باید با ضوابط بند (۵-۳-۲-۴) برای اعضای تحت ترکیب بار محوری و خمش کنترل شود.

ب-اجزای لبه بتنی

معیارهای پذیرش اجزای لبه طبق بند (۶-۳-۱-۲-۴) برای اعضای قاب‌ها می‌باشند. اتصالات در اجزای لبه باید نیروکنترل فرض شود.

۸-۲-۴-۲-۴-راهکارهای بهسازی

اجزای لبه که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تامین نمی‌نمایند باید بهسازی شوند. راهکارهای بهسازی باید براساس ضوابط این دستورالعمل تعیین گردد.

۸-۲-۴-۳-جزء جمع‌کننده نیرو

۸-۲-۴-۳-۱-سختی

برای مدل‌سازی اجزای جمع‌کننده می‌توان فرضیات مدل‌سازی ارائه‌شده برای اعضای قاب‌های فولادی و بتنی در فصل ۵ و ۶ را به‌کارگرفت.

۸-۲-۴-۳-۲-مقاومت

اجزای جمع‌کننده نیرو باید برای نیروی فشاری ناشی از انتقال بار زلزله از دیافراگم به اجزای باربر جانبی قائم ارزیابی شوند.

الف-اجزای جمع‌کننده فولادی

در تعیین مقاومت اجزای جمع‌کننده فولادی می‌توان از ضوابط بند (۵-۳-۲-۴) مربوط به اعضای قاب استفاده نمود.

ب-اجزای جمع‌کننده بتنی

در تعیین مقاومت اجزای جمع‌کننده بتنی می‌توان از ضوابط بند (۶-۴-۱-۲-۳) برای اعضای قاب استفاده نمود.

۸-۲-۴-۳-۳-معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش اجزای جمع‌کننده فولادی و بتنی مطابق بند (۸-۲-۴-۲-۳) می‌باشد.

۸-۲-۴-۳-۴-راهکارهای بهسازی

اجزای جمع‌کننده که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تامین نمی‌نمایند باید بهسازی شوند. راهکارهای بهسازی باید براساس ضوابط این دستورالعمل تعیین گردد.

۸-۲-۴-۴- کلاف کششی دیافراگم

کلاف‌ها باید برای حداقل بار محوری کششی رابطه (۸-۱) ، به‌عنوان یک تلاش نیروکنترل، ارزیابی شوند.

$$F_P = 0.4 \times S_{xs} W \qquad (۸\text{-}۱)$$

که در آن:

F_P: نیروی محوری کششی برای طراحی کلاف‌های بین دیافراگم و تیرهای لبه و یا لبه‌های دیافراگم ؛

S_{xs}: مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه ۰/۲ ثانیه در سطح خطر مدنظر با نسبت میرایی ۵٪ و در سنگ بستر مطابق ضوابط بند (۱-۷).

W: وزن سطح بارگیر سهمیه کلاف کششی ؛

در سقف‌های تیرچه بتنی و طاق ضربی، تیرها و تیرچه‌های سقف‌ها می‌تواند به عنوان کلاف کششی درنظر گرفته شود، برای این منظور لازم است تا این اعضا و اتصالات آنها برای نیروی کششی رابطه (۸-۱) ارزیابی گردند.

۸-۳- میانقاب

۸-۳-۱-کلیات

میانقاب به پانلی اطلاق می‌شود که به طور جزئی یا کامل دهانه‌ای از قاب فولادی یا بتنی را پوشانده و توسط تیرها و ستون‌ها احاطه شده است.

میانقاب‌های موضوع این فصل شامل میانقاب‌های مصالح بنایی می باشند.

میانقابی جدا از قاب محیطی خود فرض می‌شود که در بالا و طرفین آن با قاب، درز به اندازه‌ای وجود داشته باشد که وقوع حداکثر تغییرشکل‌های مورد انتظار قاب را به‌طور آزادانه امکان‌پذیر سازد. میانقاب جدا باید در امتداد عمود بر صفحه خود طوری مهار شده باشد که پایداری آن در مقابل بارهای وارد در آن امتداد تضمین شود. این نوع میانقاب به عنوان جزء غیرسازه‌ای محسوب می‌شود و باید مطابق با ضوابط فصل ۹ ارزیابی و بهسازی شود.

پانلی که در هر چهار ضلع به طور کامل با قاب محیطی خود در تماس باشد، میانقاب سازه‌ای است و عضو اصلی تلقی می شود. اعضا و اتصالات قاب محیطی میانقاب باید برای اثرات اندرکنشی قاب و میانقاب ارزیابی شوند. این اثرات شامل نیروهای منتقل‌شده از میانقاب به تیرها و ستون‌ها در بخشی از طول آن‌ها و اتصالات قاب می‌باشد. اثر میانقاب جزئی که در تمام ارتفاع طبقه در تماس با قاب نباشد، در ستون های در تماس با میانقاب باید بررسی شود.

۸-۳-۲- میانقاب مصالح بنایی

میانقاب‌های مصالح بنایی سازه‌ای، متشکل از آجر یا بلوک سیمانی می‌باشند. میانقاب‌های ساخته شده از سنگ یا شیشه یا سفال، غیرسازه‌ای محسوب می‌شوند.

ضوابط این بخش قابل اعمال به میانقاب مصالح بنایی موجود، تقویت‌شده در مقابل زلزله، یا اضافه‌شده به ساختمان برای بهسازی عملکرد آن در زلزله می‌باشد. روش محاسبه سختی، مقاومت و تغییرشکل میانقاب مصالح بنایی که در این بخش داده شده است، به‌جز مواردی که تصریح شده، باید همراه با روش‌های تحلیلی و معیارهای پذیرش ارائه شده در فصل ۳ مورد استفاده قرار گیرد.

درساختمان با سطح عملکرد آستانه فروریزش، چنانچه تحلیل سازه (قاب و میانقاب) نشان دهد که قاب محیطی پس از خرابی میانقاب پایدار باقی می‌ماند، نیازی به کنترل ضوابط این بخش نمی‌باشد.

میانقاب‌های مصالح بنایی را می‌توان در سه گروه زیر دسته بندی نمود :

الف- میانقاب مصالح بنایی موجود

منظور از میانقاب موجود، پانل غیرمسلحی است که پیش از بهسازی در ساختمان موجود بوده است. میانقاب باید در مقابل نیروهای جانبی درون صفحه خود طبق بند (۸-۳-۳) و نیروهای جانبی عمود بر صفحه خود طبق بند (۸-۳-۴) به طور جداگانه بررسی شود.

اگر طبق ضوابط فصل ۲ این دستورالعمل نشان داده شود که میانقاب مصالح بنایی موجود شرایط کیفیت خوب و یا متوسط را دارا می‌باشد، می‌توان فرض کرد که رفتار آن با رفتار میانقاب مصالح بنایی جدید یکسان است.

ب- میانقاب مصالح بنایی جدید

منظور از میانقاب جدید، میانقابی است که برای بهسازی لرزه‌ای سیستم باربر جانبی موجود به آن اضافه شود.

پ- میانقاب مصالح بنایی تقویت‌شده

منظور از میانقاب تقویت‌شده، میانقاب موجودی است که در مقابل زلزله طبق یک روش معتبر تقویت شده است.

۸-۳-۳- ارزیابی درون صفحه میانقاب مصالح بنایی

سختی و مقاومت درون صفحه میانقاب مصالح بنایی را می‌توان با ایجاد یک مدل اجزای محدود غیرخطی یک قاب مرکب (قاب دارای میانقاب) و با درنظرگرفتن بازشوها و نیز ترک‌خوردگی میانقاب در اثر بارهای وارده محاسبه نمود. به جای روش فوق، از روش‌های ذکرشده در بندهای (۸-۳-۳-۱) و (۸-۳-۳-۲) نیز می‌توان استفاده کرد.

۸-۳-۳-۱- سختی

سختی ارتجاعی درون صفحه یک میانقاب مصالح بنایی غیرمسلح قبل از ترک خوردگی را باید با بکارگیری یک دستک قطری فشاری معادل به عرض a طبق معادله (۸-۲) محاسبه نمود. ضخامت و ضریب ارتجاعی دستک فشاری معادل و میانقاب مربوطه یکسان می‌باشند. عرض a بر حسب میلیمتر عبارت است از:

(۸-۲)

$$a=0.175\left[\lambda_1 h_{col}\right]^{-0.4} r_{inf}$$

که در آن:

$$\lambda_1=\left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}}\right]^{0.25}$$

و نیز:

h_{col}: ارتفاع مرکز تا مرکز تیر؛ mm

h_{inf}: ارتفاع میانقاب؛ mm

E_{fe}: ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح قاب؛ N/mm^2

E_{me}: ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح میانقاب؛ N/mm^2

I_{col}: لنگر اینرسی ستون؛ mm^4

r_{inf}: طول قطری میانقاب؛ mm

t_{inf}: ضخامت میانقاب و دستک فشاری معادل؛ mm

θ : زاویه‌ای که تانژانت آن برابر ضریب تناسب پانل (نسبت ارتفاع به طول) می‌باشد؛ Radians

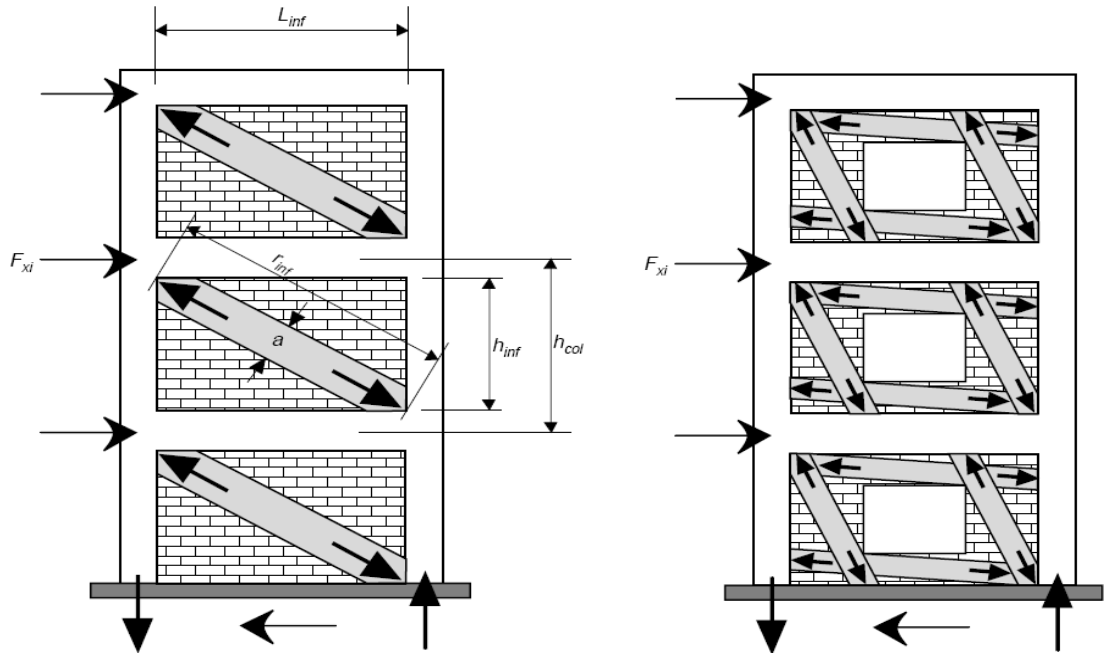
λ_1: ضریبی که برای محاسبه‌ی عرض معادل دستک فشاری پانل به‌کار می‌رود.

در محاسبات فوق تنها بخشی از پانل باید درنظر گرفته شود که در کناره خود در تماس کامل با قاب است. درمحاسبه سختی میانقاب تشکیل شده از چند لایه، باید تنها لایه‌ای موثر در نظر گرفته شود که در تماس کامل با قاب محیطی خود است مگر اینکه از وسایل و مهارهای مناسبی برای اتصال لایه‌های مختلف میانقاب به یکدیگر برای تامین عملکرد یکپارچه استفاده شود.

سختی میانقاب مصالح بنایی ترک‌خورده غیرمسلح باید توسط دستک فشاری معادلی مدل‌سازی شود که ویژگی‌های آن به روش تحلیلی با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سیستم قاب دارای میانقاب پس از ترک‌خوردن مصالح بنایی به‌دست می‌آید.

روش شبیه‌سازی سختی ارتجاعی میانقاب با استفاده از دستک فشاری معادل را می‌توان برای به‌دست آوردن سختی ارتجاعی یک میانقاب سوراخ‌دار غیرمسلح نیز به‌کار برد. دستک فشاری معادل در این حالت از تحلیل تنش دیوارهای میانقاب سوراخ‌دار قابل تعیین است(شکل(۸-۵)).

روش محاسبه سختی میانقاب، مستقل از موجود یا جدید بودن آن است.



شکل(۸-۵): جایگزینی میانقاب با دستک فشاری معادل

۸-۳-۳-۲- مقاومت

انتقال برش طبقه در طول یک میانقاب مصالح بنایی محصورشده در قاب بتنی یا فولادی، تغییرشکل‌کنترل درنظرگرفته می‌شود. مقاومت برشی مورد انتظار درون صفحه پانل باید با توجه به ضوابط این بند تعیین شود.

مقاومت برشی مورد انتظار میانقاب، V_{ine}، از معادله (۸-۳) به‌دست می‌آید:

$$Q_{CE}=V_{ine}=A_{ni}f_{vie} \qquad (۸-۳)$$

که در آن:

A_{ni}: سطح مقطع افقی خالص ملات بین دو رج میانقاب؛

f_{vie}: مقاومت برشی مورد انتظار میانقاب مصالح بنایی. مقاومت برشی مورد انتظار میانقاب مصالح بنایی طبق استانداردهای معتبر قابل اندازه‌گیری می‌باشد.

مقاومت برشی مورد انتظار میانقاب موجود، f_{vie}، نباید از مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی v_{me} موضوع بند (۲-۷-۴-۲-۱) بیشتر باشد. در صورتی که انجام آزمایش مقاومت برشی مورد انتظار میانقاب مقدور نباشد، می توان v_{me} را در محاسبات به‌کار برد.

مقاومت برشی میانقاب جدید، f_{vie}، نباید از مقادیری که در استانداردهای معتبر تحت تنش فشاری صفر تعیین شده است، بیشتر منظور شود.

برای محاسبه مقاومت میان‌صفحه میانقاب تشکیل شده از چند لایه، تنها لایه‌ای از پانل که در تماس کامل با قاب محیطی خود است باید مؤثر در نظر گرفته شود، مگر آنکه لایه‌های میانقاب به وسیله مهارهای مناسبی که قادر به انتقال بار میان‌صفحه از اعضای قاب به کلیه لایه‌ها باشند، به یکدیگر متصل شوند.

۸-۳-۳-۳- معیارهای پذیرش

۸-۳-۳-۳-۱- مقاومت لازم برای ستون‌های مجاور میانقاب

مقاومت‌های خمشی و برشی مورد انتظار ستون‌های مجاور یک میانقاب باید بزرگتر از یکی از نیروهای حاصل از دو حالت زیر باشد:

۱- اعمال مولفه افقی نیروی مورد انتظار دستک معادل میانقاب در فاصله l_{ceff} از بالا یا پایین میانقاب مطابق شکل (۸-۶) که در آن l_{ceff} از معادله (۸-۴) به‌دست می‌آید:

$$l_{ceff} = \frac{a}{\cos\theta_c} \qquad (۸-۴)$$

و $\tan\theta_c$ از معادله (۸-۵) قابل محاسبه است:

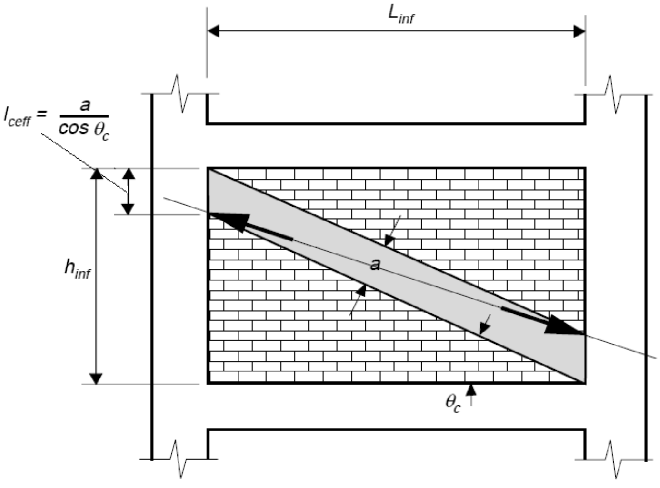
$$\tan\theta_c = \frac{h_{inf} - \frac{a}{\cos\theta_c}}{L_{inf}} \qquad (۸-۵)$$

L_{inf} طول افقی پانل می‌باشد.

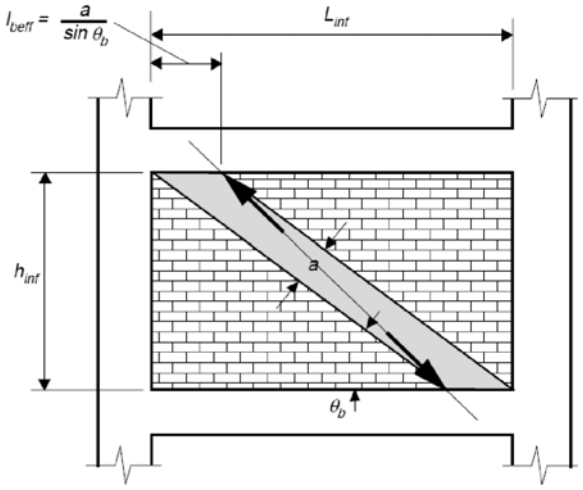
۲- نیروی برشی ناشی از ایجاد مقاومت خمشی مورد انتظار در بالا و پایین ستون کوتاهی به ارتفاع l_{ceff}.

در مورد ستونی که در جهت جانبی توسط یک میانقاب جزئی در بخشی از ارتفاع خود محصورشده باشد، l_{ceff} باید مساوی با ارتفاع بازشوی دیوار (ارتفاع آزاد ستون) درنظرگرفته شود.

ضوابط این بند در صورتی‌که مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی، V_{me}، اندازه‌گیری شده طبق ضوابط بند(۲-۷-۴-۲-۱-۴) از ۰/۱ مگا پاسکال کم‌تر باشد کاربرد ندارد.



شکل(۸-۶): شبیه‌سازی نیروی وارد از میانقاب بر ستون



شکل(۸-۷): شبیه‌سازی نیروی وارد از میانقاب بر تیر

۸-۳-۳-۳-۲- مقاومت لازم برای تیرهای مجاور میانقاب

مقاومت خمشی و برشی مورد انتظار تیرهای مجاور یک میانقاب باید بزرگتر از یکی از نیروهای حاصل از دو حالت زیر باشد:

۱- اعمال مؤلفه قائم نیروی مورد انتظار دستک فشاری معادل میانقاب در فاصله l_{beff} در بالا یا پایین میانقاب، که در آن l_{beff} توسط معادله (۸-۶) محاسبه می‌شود:

$$l_{beff} = \frac{a}{\sin\theta_b} \qquad (۸-۶)$$

و $\tan\theta_b$ از معادله‌ی (۸-۷) به‌دست می‌آید:

$$\tan\theta_b = \frac{h_{inf}}{L_{inf} - \frac{a}{\sin\theta_b}} \qquad (۸-۷)$$

۲- نیروی برشی حاصل از ایجاد مقاومت خمشی مورد انتظار در دو انتهای تیر کوتاهی به طول l_{beff} .

ضوابط این بند در صورتی‌که مقاومت برشی مورد انتظار میانقاب مصالح بنایی، v_{me}، اندازه‌گیری‌شده طبق ضوابط بند (۲-۷-۴-۲-۱-۴) از ۰/۳۵ مگاپاسکال کم‌تر باشد کاربرد ندارد.

۸-۳-۳-۳-۳-روش‌های خطی

هنگام به‌کارگیری روش‌های خطی، تلاش‌های داخلی میانقاب‌های مصالح بنایی تغییر شکل‌کنترل درنظرگرفته می‌شوند. هنگام استفاده از روش‌های خطی طبق بند (۳-۳)، تلاش‌های داخلی اجزا باید با ظرفیت‌های آن‌ها طبق بند (۳-۶-۱-۲) مقایسه شوند. ضرایب m مورد استفاده در معادله‌ی (۳-۲۸) باید طبق جدول (۸-۱) باشند. در مورد یک میانقاب، Q_E، مؤلفه‌ی افقی نیروی محوری کاهش‌نیافته در دستک فشاری معادل است.

برای محاسبه ضریب m طبق جدول (۸-۱)، نسبت مقاومت‌های قاب به میانقاب، β، باید با درنظرگرفتن مقاومت جانبی مورد انتظار هر جزء محاسبه شود.

۸-۳-۳-۳-۴-روش‌های غیرخطی

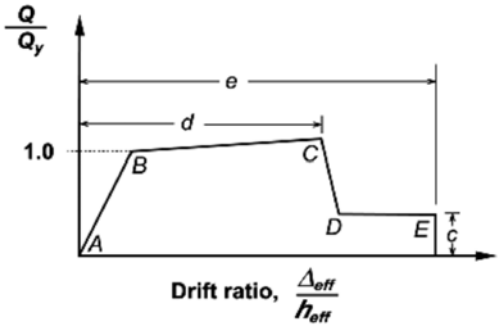
در مورد روش استاتیکی غیرخطی ارائه شده در بند (۳-۴-۳)، میانقاب باید ضوابط بند (۳-۶-۲-۲) را برآورده سازد. تغییرمکان‌های نسبی جانبی غیرخطی نباید از مقادیر داده‌شده در جدول (۸-۲) تجاوز نماید. متغیر d، که نماینده ظرفیت تغییرشکل غیرخطی است، باید طبق آنچه که در شکل (۸-۸) تعریف شده است برحسب نسبت تغییرمکان نسبی جانبی طبقه به درصد بیان شود.

برای محاسبه سطوح قابل قبول تغییرمکان نسبی جانبی در هنگام استفاده از جدول (۸-۲)، نسبت مقاومت‌های قاب به میانقاب، β، باید با درنظرگرفتن مقاومت جانبی مورد انتظار هر جزء تعیین شود.

جدول (۸-۱): ضرایب m برای میانقاب مصالح بنایی در روش استاتیکی خطی

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	ضریب m		
		IO	LS	CP
$\beta < 0.7$	۰/۵	۱/۰	۴/۰	--
	۱/۰	۱/۰	۳/۵	--
	۲/۰	۱/۰	۳/۰	--
$0.7 \le \beta < 1.3$	۰/۵	۱/۵	۶/۰	--
	۱/۰	۱/۲	۵/۲	--
	۲/۰	۱/۰	۴/۵	--
$\beta \ge 1.3$	۰/۵	۱/۵	۸/۰	--
	۱/۰	۱/۲	۷/۰	--
	۲/۰	۱/۰	۶/۰	--

توجه: از درون‌یابی خطی برای مقادیر بین جدول باید استفاده شود.



شکل ۸-۸- رابطه عمومی نیرو- تغییرمکان عضو یا جزء مصالح بنایی

جدول (۸-۲): روابط ساده‌شده‌ی نیرو- تغییرمکان برای میانقاب مصالح بنایی در روش استاتیکی غیرخطی

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	c	d%	e%	معیار پذیرش	
					LS%	CP%
$\beta < 0.7$	۰/۵	--	۰/۵	--	۰/۴	--
	۱/۰	--	۰/۴	--	۰/۳	--
	۲/۰	--	۰/۳	--	۰/۲	--
$0.7 \le \beta < 1.3$	۰/۵	--	۱/۰	--	۰/۸	--
	۱/۰	--	۰/۸	--	۰/۶	--
	۲/۰	--	۰/۶	--	۰/۴	--
$\beta \ge 1.3$	۰/۵	--	۱/۵	--	۱/۱	--
	۱/۰	--	۱/۲	--	۰/۹	--
	۲/۰	--	۰/۹	--	۰/۷	--

توجه: از درون‌یابی خطی برای مقادیر بین جدول باید استفاده شود.

اگر قاب محیطی پس از گسیختگی میانقاب بتواند پایدار بماند، محدودیت‌های مربوط به سطح عملکرد آستانه فروریزش نباید در مورد میانقاب اعمال شود.

در روش دینامیکی غیرخطی ارائه شده در بند (۳-۴-۴)، میانقاب باید ضوابط بند (۳-۶-۲-۲) را برآورده سازد. روابط غیرخطی نیرو- تغییرمکان میانقاب باید با استفاده از اطلاعات داده‌شده در جدول (۸-۳) یا یک روش معتبر بر اساس ارزیابی جامع رفتار چرخه‌ای میانقاب بنا نهاده شود.

تغییرشکل‌های قابل قبول میانقاب‌های موجود و جدید باید یکسان فرض شود.

۸-۳-۴- ارزیابی عمود بر صفحه میانقاب مصالح بنایی

میانقاب غیرمسلح با نسبت h_{inf}/t_{inf} کم‌تر از مقادیر داده‌شده در جدول (۸-۳) که ضوابط مربوط به کنش قوسی را طبق بند (۸-۳-۴-۱) برآورده سازد، لازم نیست در برابر نیروهای زلزله در امتداد عمود بر صفحه ارزیابی نمود.

جدول (۸-۳): نسبت‌های حداکثر h_{inf}/t_{inf}

سطح عملکرد	پهنه لرزه‌ای با خطر نسبی کم	پهنه لرزه‌ای با خطر نسبی متوسط	پهنه‌های لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
IO	۱۴	۱۳	۸
LS	۱۵	۱۴	۹
CP	۱۶	۱۵	۱۰

۸-۳-۴-۱-سختی

میانقاب باید به عنوان عضوی مجزا از سیستم سازه در نظر گرفته شود. طول دهانه آن برای بار عمود بر صفحه در راستای قائم برابر با فاصله بین کف‌های طبقات مجاور و در راستای افقی برابر با طول دهانه قاب می‌باشد.

از سختی عمود بر صفحه میانقاب در مدل تحلیلی سیستم سازه‌ای در هر دو امتداد باید صرف‌نظر نمود.

سختی خمشی میانقاب مصالح بنایی ترک‌نخورده تحت نیروهای جانبی عمود بر صفحه باید براساس حداقل سطح مقطع خالص ملات بین رج‌ها تعیین شود. سختی خمشی پانل ترک‌خورده غیرمسلح تحت نیروهای جانبی عمود بر صفحه باید مساوی صفر فرض شود؛ مگر آن که کنش قوسی منظور شود.

کنش قوسی را فقط هنگامی می‌توان منظور کرد که کلیه شرایط زیر برقرار باشد:

۱- پانل در تماس کامل با اجزای قاب محیطی خود باشد؛

۲- حاصل‌ضرب مدول ارتجاعی، E_{fe}، و لنگر اینرسی، I_f، انعطاف‌پذیرترین جزء قاب از مقدار $1\times10^{13} N.mm^2$ بیشتر باشد؛

۳- اجزای قاب دارای مقاومت کافی برای تحمل نیروهای برون صفحه حاصل از کنش قوسی میانقاب باشند؛

۴- نسبت h_{inf}/t_{inf} کوچک‌تر یا مساوی ۲۵ باشد.

در مواردی که کنش قوسی میانقاب درنظرگرفته می‌شود، نسبت تغییرمکان وسط ارتفاع آن در امتداد عمود برصفحه، Δ_{inf}، به ارتفاع پانل، h_{inf}، باید طبق معادله (۸-۸) محاسبه شود.

$$\frac{\Delta_{inf}}{h_{inf}}=\frac{0.002\left[\frac{h_{inf}}{t_{inf}}\right]}{1+\sqrt{1-0.002\left[\frac{h_{inf}}{t_{inf}}\right]^2}} \qquad (۸-۸)$$

برای میانقابی که ضوابط کنش قوسی را برآورده ننماید ، تغییر مکان میانقاب باید براساس بخش(۷-۶) تعیین گردد. سختی میانقاب‌های موجود و جدید باید یکسان فرض شود.

۸-۳-۴-۲-مقاومت

در مواردی که کنش قوسی درنظرگرفته نمی‌شود، کرانه پایین مقاومت میانقاب مصالح بنایی غیرمسلح باید به کرانه پایین مقاومت کششی مصالح بنایی در خمش، f'_t، محدود شود. f'_t باید ۰/۷ برابر مقاومت کششی مورد انتظار مصالح بنایی در خمش، که طبق بند (۲-۷-۴-۲-۱-۳) تعیین می‌گردد، درنظرگرفته شود.

در مواردی که کنش قوسی درنظرگرفته می‌شود، کرانه پایین مقاومت عمود بر صفحه میانقاب براساس معادله‌ی (۸-۹) تعیین می‌شود:

$$Q_{CL}=q_{in}=\frac{0.7f'_m\lambda_2}{\left[\frac{h_{inf}}{t_{inf}}\right]} \qquad (۸-۹)$$

که در آن:

f'_m: کرانه پایین مقاومت فشاری مصالح بنایی؛ N/mm^2

λ_2: پارامتر لاغری طبق جدول (۸-۴)

q_{in}: کرانه پایین مقاومت عمود بر صفحه میانقاب؛ N/mm^2

جدول (۸-۴): پارامتر λ_2 برای استفاده در معادله (۸-۹)

$\frac{h_{inf}}{t_{inf}}$	۵	۱۰	۱۵	۲۵
λ_2	۰/۱۲۹	۰/۰۶۰	۰/۰۳۴	۰/۰۱۳

توجه: از درون‌یابی خطی بین مقادیر جدول باید استفاده شود.

۸-۳-۴-۳-معیارهای پذیرش

میانقاب تحت بارگذاری عمود بر صفحه نباید توسط روش‌های استاتیکی خطی یا غیرخطی بیان شده در فصل ۳ تحلیل شود.

کرانه پایین مقاومت عمود برصفحه میانقاب مصالح بنایی غیرمسلح باید بیشتر از فشار عمود برصفحه آن طبق بند (۳-۷-۲-۲) باشد.

اگر از روش دینامیکی غیرخطی استفاده شود، معیارهای عملکردی زیر باید براساس حداکثر تغییرمکان عمود بر صفحه میانقاب باشد؛

۱- برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه‌ی سازه، نسبت تغییرمکان خارج از صفحه پانل به تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باید کوچک‌تر یا مساوی ۲٪ باشد؛

۲- برای سطح عملکرد ایمنی جانی سازه، نسبت تغییرمکان خارج از صفحه پانل به تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باید کوچک‌تر یا مساوی ۳٪ باشد؛

۳- برای سطح عملکرد آستانه فروریزش سازه، نسبت تغییرمکان خارج از صفحه پانل به تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باید کوچک‌تر یا مساوی ۵٪ باشد.

در صورتیکه نشان داده شود قاب پیرامونی پس از خرابی میانقاب پایدار باقی می‌ماند، محدودیت‌های عملکرد آستانه فروریزش سازه برای میانقاب موضوعیت ندارد.

تغییرشکل‌های قابل‌قبول میانقاب موجود و جدید باید یکسان فرض شود.

فصل ۹

بهسازی اجزای غیرسازه‌ای

۹-۱- محدوده‌ی کاربرد

این فصل به دستورالعمل‌های بهسازی برای اجزای غیرسازه‌ای شامل اجزای معماری، مکانیکی، برقی و دیگر سیستم‌هایی می‌پردازد که به طور دائم در ساختمان نصب شده و یا جزیی از آن محسوب می‌شوند و در ارزیابی سازه دخالتی ندارند. ملزومات ارایه‌شده دربرگیرنده سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و ایمنی جانی محدود برای اجزای غیرسازه‌ای می‌باشند. سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه خارج از قلمرو این مجموعه می‌باشد و در صورت انتخاب نیاز به مطالعات ویژه جداگانه دارد.

۹-۲- روش کار

اجزای غیرسازه‌ای باید طی گام‌های زیر بهسازی شوند.

۱- هدف بهسازی، که شامل سطح عملکرد و سطح خطر زلزله می‌باشد، باید طبق بخش (۱-۴) تعیین شود. لرزه‌خیزی محل نیز با توجه به بند (۱-۷) تعیین می‌شود. اگر سطح عملکرد انتخابی ساختمان شامل سطح عملکرد لحاظنشده برای اجزای غیرسازه‌ای باشد، لزومی به رعایت ضوابط این فصل نیست.

۲- بازبینی کامل ساختمان برای تعیین وضعیت اجزا باید طبق بند (۹-۲-۱) انجام شود.

۳- ضرورت کنترل برای بهسازی برای سطح عملکرد انتخاب‌شده و رده‌بندی رفتاری مربوط باید با استفاده از جدول (۹-۱) یا (۹-۲) تعیین شود.

۴- اندرکنش اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای باید طبق بخش (۹-۵) درنظر گرفته شود.

۵- رده‌بندی رفتاری هر جزء غیرسازه‌ای باید طبق بخش (۹-۶) انجام شود.

۶- ارزیابی باید با ملاحظه بند (۹-۳-۲) و طبق بخش (۹-۷) و با استفاده از رده‌بندی رفتاری مشخص‌شده در جدول (۹-۱) یا (۹-۲) صورت گیرد.

۷- اجزایی که معیارهای پذیرش موردنظر را برآورده نسازند باید طبق بخش (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۲-۱- بازرسی وضعیت موجود

بازرسی وضعیت موجود اجزای غیرسازه‌ای حداقل باید شامل موارد زیر باشد:

۱- پیکربندی انواع اجزای غیرسازه‌ای موجود و نحوه‌ی اتصال آن‌ها به سازه؛

۲- شرایط فیزیکی هر نوع جزء غیرسازه‌ای و اینکه فرسودگی رخ داده است یا خیر؛

۳- وجود اجزای غیرسازه‌ای که می‌توانند بالقوه بر عملکرد کل ساختمان تاثیر داشته باشند.

۴- وجود دیگر اجزای غیرسازه‌ای که خرابی آنها می تواند بر روی عملکرد جزء غیرسازه‌ای مورد نظر تاثیر داشته باشد.

۹-۳- ملاحظات تاریخچه‌ای و ارزیابی اجزا

۹-۳-۱- اطلاعات تاریخچه‌ای

مدارک قابل دسترسی در مورد ساخت، مشخصات و داده‌های تجهیزات، اطلاعات و نقشه‌های اجراشده باید طبق ضوابط فصل ۲ تهیه شوند. این اطلاعات از لحاظ حصول اطمینان نسبت به ساخت و نصب تجهیزات و آیین‌نامه‌های زمان اجرا و شرایط ساخت باید جمع‌آوری شوند.

۹-۳-۲- ارزیابی اجزا

اجزای غیرسازه‌ای باید برای رسیدن به اهداف انتخابی بهسازی بخش (۱-۴)، ارزیابی شوند. ملزومات تحلیل و بهسازی برای سطوح عملکرد ایمنی جانی محدود، ایمنی جانی و قابلیت استفاده بی‌وقفه برای پهنه لرزه‌خیزی مناسب باید براساس جداول (۹-۱) و (۹-۲) تعیین شوند. نیروهای طراحی باید طبق بندهای (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) و تغییرشکل‌های طراحی طبق بند (۹-۷-۲-۳) محاسبه شوند. ملزومات تحلیل و بهسازی برای سطح عملکرد ایمنی جانی محدود باید از ملزومات سطح ایمنی جانی در اجزای غیرسازه‌ای پیروی نماید. ملزومات برای سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه باید براساس آیین‌نامه‌های خاص انتخاب شود و در این مجموعه به آن پرداخته نمی‌شود.

معیارهای پذیرش برای اجزای غیرسازه‌ای مورد ارزیابی برای سطوح ایمنی جانی و قابلیت استفاده بی‌وقفه باید براساس معیارهای بیان‌شده در بخش‌های (۹-۹) و (۹-۱۰) باشد. نیروهای وارده بر مهارها و اتصالات اجزای غیرسازه‌ای، محاسبه‌شده طبق بخش (۹-۷)، باید با ظرفیت اجزای متصل‌شونده مقایسه شده و جزء موردنظر براساس معیارهای پذیرش مربوط ارزیابی شود. در مورد اجزایی که برای سطح عملکرد ایمنی جانی محدود ارزیابی می‌شوند باید از معیارهای پذیرش سطح عملکرد ایمنی جانی استفاده نمود. برای سطح خدمت‌رسانی بی‌وقفه باید از معیارهای خاص استفاده شود که خارج از قلمرو این مجموعه است.

۹-۴- اهداف بهسازی

اهداف بهسازی برای اجزای غیرسازه‌ای باید با توجه به سطوح عملکرد انتخابی مطابق بخش (۱-۴) تعیین شوند.

۹-۵- اندرکنش سازه و اجزای غیرسازه‌ای

۹-۵-۱- اصلاح پاسخ

اجزای غیرسازه‌ای باید در مدل‌سازی سازه طبق ضوابط بند (۳-۲-۲-۲) درنظر گرفته شوند. اجزای غیرسازه‌ای درنظرگرفته شده در مدل سازه باید برای نیروها و تغییرشکل‌های تحمیل‌شده از طرف سازه برآن‌ها که طبق فصل ۳ محاسبه می‌شوند ارزیابی شوند.

۹-۵-۲- جداسازی لرزه‌ای

در ساختمان‌های دارای جداسازی لرزه‌ای، اجزای غیرسازه‌ای که واقع در تراز سیستم جداساز بوده و یا در سازه فوقانی قرار دارند باید ضوابط بند (۱۰-۲-۶-۲-۱) را برآورده سازند. اجزای غیرسازه‌ای که فصل مشترک جداسازها و سازه را قطع می‌کنند باید ضوابط بند (۱۰-۲-۶-۲-۲) را برآورده نمایند. اجزای غیرسازه‌ای واقع در پایین سیستم جداساز باید ضوابط این فصل را برآورده سازند.

۹-۶- رده‌بندی رفتاری اجزا

اجزای غیرسازه‌ای باید براساس نوع حساسیت پاسخشان طبق جدول‌های (۹-۱) و (۹-۲) رده‌بندی شوند.

۹-۶-۱- اجزای حساس به شتاب

این رده شامل اجزایی است که به تغییرشکل حساس نبوده اما به نیروهای اینرسی حساس هستند و خسارات وارد بر آن‌ها نیز ناشی از این نیروها می‌باشد. این اجزا باید برای نیروهای طراحی لرزه‌ای طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) کنترل شوند.

۹-۶-۲- اجزای حساس به تغییرشکل

این رده شامل اجزایی است که به تغییرشکل ناشی از تغییرمکان نسبی سازه نیز حساس هستند و خسارت وارد برآن‌ها ناشی از این تغییرشکل می‌باشد. این اجزاء باید برای تغییرشکل طبق بند (۹-۷-۲-۳) کنترل شوند.

۹-۶-۳- اجزای حساس به شتاب و تغییرشکل

این رده شامل اجزایی است که به نیروهای اینرسی و به تغییرشکل ناشی از تغییرمکان نسبی سازه حساس هستند و خسارت وارد برآن‌ها ناشی از نیروها و تغییرشکل می‌باشد. این اجزاء باید برای نیروهای طراحی لرزه‌ای طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲)، و برای تغییرشکل طبق بند (۹-۷-۲-۳) کنترل شوند.

۹-۷- روش‌های ارزیابی

دو روش زیر برای ارزیابی اجزای غیرسازه‌ای وجود دارد که باید براساس جداول (۹-۱) و (۹-۲) انتخاب شود.

- روش تجویزی
- روش تحلیلی

۹-۷-۱- روش تجویزی

روش تجویزی برای ارزیابی یک جزء به صورت استفاده از مشخصات ارائه شده برای آن جزء توسط کارخانه سازنده می‌باشد. استفاده از روش تجویزی در موارد مجاز دانسته‌شده در معیارهای پذیرش اجزا، مشروط بر آنکه جزء مورد بررسی توسط سازندگان معتبر و آشنا به مسائل لرزه‌ای منطقه، تولید یا ساخته‌شده باشد و این مسائل نیز در طراحی و ساخت اجزا ملحوظ شده باشد، مجاز می‌باشد.

در بخش‌های بعدی، در هر مورد که استفاده از روش تجویزی بلامانع بوده است، مستقیماً به این موضوع اشاره شده است.

۹-۷-۲- روش تحلیلی

روش تحلیلی باید براساس رده‌بندی رفتاری اجزا طبق جداول (۹-۱) و (۹-۲) انتخاب و همچنین نیروها و تغییرشکل‌های اجزای غیرسازه‌ای باید به ترتیب زیر محاسبه شوند.

۱- اگر رده‌بندی رفتاری جزء مطابق جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲) حساس به شتاب تعیین شده است و سطح عملکرد ایمنی جانی محدود یا ایمنی جانی برای اجزای غیرسازه‌ای انتخاب شده، معادلات ساده شده داده شده در بند (۹-۷-۲-۱) برای محاسبه نیروی وارد بر آن‌ها می‌تواند به‌کار رود.

۲- اگر رده‌بندی رفتاری جزء مطابق جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲) حساس به شتاب تعیین شده و سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای بالاتر از ایمنی جانی انتخاب شود، نیروهای طراحی لرزه‌ای باید طبق بند (۹-۷-۲-۲) محاسبه شوند.

۳- اگر رده‌بندی رفتاری جزء مطابق جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲) حساس به تغییرشکل تعیین شده است، نیروهای طراحی لرزه‌ای باید طبق بند (۹-۷-۲-۲) و نسبت‌های تغییرمکان نسبی باید طبق بند (۹-۷-۲-۳) محاسبه شوند.

۴- محاسبه‌ی نیروها و تغییرشکل‌های طراحی لرزه‌ای به روش‌های دیگر طبق بند (۹-۷-۲-۴) نیز اجازه داده می‌شود.

۹-۷-۲-۱- محاسبه نیرو با معادلات ساده شده

نیروهای طراحی لرزه‌ای وارد بر اجزای غیرسازه‌ای را می‌توان با رعایت ضوابط بند (۹-۷-۲) از روابط (۹-۱) و (۹-۲) محاسبه نمود. نیروی طراحی لرزه‌ای افقی را می‌توان از رابطه (۹-۱) محاسبه نمود. در مواردی که بر اساس ضوابط بندهای(۹-۹) و (۹-۱۰) محاسبه نیروی لرزه‌ای قائم لازم است، برای طره‌های افقی باید از رابطه (۹-۲) استفاده شود و برای سایر اعضا می‌توان از رابطه (۹-۳) استفاده نمود.

$$F_P = 1.6 S_{xs} W_P \qquad (۹-۱)$$

$$F_{PV} = \pm \frac{2}{3} F_P \qquad (۹-۲)$$

$$F_{PV\,(\min)} = \pm 0.2 S_{xs} W_P \qquad (۹-۳)$$

که در آن‌ها:

F_P: نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای افقی در مرکز جرم جزء موردنظر اعمال یا براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

F_{PV}: نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای قائم در مرکز جرم جزء موردنظر اعمال یا براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

S_{xS}: مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای سطح خطر موردنظر مطابق ضوابط بند (۱-۷).

W_P: وزن جزء موردنظر در حالت بهره‌برداری.

۹-۷-۲-۲- محاسبه‌ی نیرو با معادلات تفصیلی

۹-۷-۲-۲-۱- نیروی افقی لرزه‌ای

الف- سطح عملکرد ایمنی جانی

اگر طبق ضوابط بند (۹-۷-۲) برای محاسبه نیرو از معیارهای این بند استفاده شود، در این صورت نیرو از رابطه (۹-۴) محاسبه می‌شود.

$$F_P = \frac{0.4 a_p S_{xs} I_P W_P \left[1 + \frac{2X}{h}\right]}{R_P} \qquad (۹-۴)$$

در صورتی‌که F_P محاسبه‌شده از رابطه (۹-۴) بیش از مقدار حاصل از رابطه (۹-۱) باشد می‌توان مقدار حاصل از رابطه (۹-۱) را به کاربرد، مشروط برآنکه کم‌تر از مقدار حاصل از معادله (۹-۵) نباشد.

$$F_{P(\min)} = 0.3 S_{xs} I_P W_P \qquad (۹-۵)$$

در روابط (۹-۴) و (۹-۵) :

F_P: نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای افقی در مرکز جرم جزء موردنظر اعمال و براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

S_{xs}: مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای سطح خطر موردنظر مطابق ضوابط بند (۱-۷).

a_p: ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ جزء غیرسازه‌ای، با استفاده از جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲)

X: ارتفاع مرکز جرم جزء نسبت به تراز پایه ساختمان.

h: ارتفاع متوسط بام سازه نسبت به تراز پایه ساختمان.

R_P: ضریب اصلاح پاسخ جزء، با استفاده از جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲).

I_P: ضریب عملکرد جزء مربوطه که برای سطح عملکرد ایمنی جانی برابر با۱/۰ می‌باشد.

W_P: وزن جزء موردنظر در حالت بهره‌برداری.

ب- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه

نیروی لرزه‌ای طرح برای اجزای غیرسازه‌ای در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه باید با در نظر گرفتن رفتار دینامیکی سازه و جزء غیر سازه‌ای تعیین شود. زمان تناوب اصلی ارتعاش جزء غیرسازه‌ای (T_p) در هر امتداد از رابطه (۹-۶) محاسبه می شود.

$$T_p = 2\pi \sqrt{\frac{W_p}{K_p g}} \qquad (۹-۶)$$

در این رابطه:

T_p: زمان تناوب اصلی جزء

W_p: وزن جزء مورد نظر در حالت بهره‌برداری

g: شتاب ثقل

K_p: سختی تقریبی تکیه گاه جزء (سختی مهاربند و اتصالات براساس اعمال بار واحد در مرکز جرم جزء مورد نظر)

نیروی طراحی لرزه‌ای جزء غیرسازه‌ای از رابطه زیر محاسبه شده است:

$$F_p = \frac{I_p a_p A_x W_p}{R_p} \qquad (۹-۷)$$

در این رابطه:

I_P: ضریب عملکرد جزء مربوطه که برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه برابر با ۱/۴ می‌باشد.

a_p: ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ جزء غیرسازه‌ای، با استفاده از جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲)

R_P: ضریب اصلاح پاسخ جزء، با استفاده از جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲).

A_x: شتاب طبقه در تراز X براساس تحلیل دینامیکی خطی ساختمان طبق بخش(۱-۷) محاسبه می شود. به جای استفاده از تحلیل دینامیکی خطی می‌توان مقدار A_x را با استفاده از معادله (۹-۸) تعیین نمود.

$$A_x = 0.4 S_{xs}\left(1+\frac{2x}{h}\right) \qquad (۹-۸)$$

در این رابطه:

h: میانگین ارتفاع تراز بام سازه نسبت به تراز پایه

x: ارتفاع تراز مرکز جرم جزء مورد بررسی نسبت به تراز پایه

۹-۷-۲-۲-۲- نیروی قائم لرزه‌ای

اگر طبق ضوابط بند (۹-۷-۲) برای محاسبه‌ی نیرو از معیارهای این بند استفاده شود، در این‌صورت نیرو از رابطه (۹-۹) محاسبه می‌شود.

$$F_{PV} = \frac{0.27 a_p S_{xs} I_P W_P}{R_P} \qquad (۹-۹)$$

در صورتی‌که F_{PV} محاسبه‌شده از رابطه (۹-۹) بیش از مقدار حاصل از رابطه (۹-۲) باشد می‌توان مقدار حاصل از رابطه (۹-۲) را به‌کار برد، مشروط برآنکه کم‌تر از مقدار حاصل از رابطه (۹-۱۰) نباشد.

$$F_{PV(min)} = \pm 0.2 S_{xs} I_P W_P \qquad (۹-۱۰)$$

I_P: ضریب عملکرد جزء مربوطه که برای سطح عملکرد ایمنی جانی برابر ۱ و برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه برابر با ۱/۵ در نظر گرفته می شود.

۹-۷-۲-۳- محاسبه‌ی تغییرشکل

مقادیر تغییرمکان نسبی (D_P) و نسبت‌های تغییرمکان نسبی (D_r) باید براساس روابط این بند محاسبه شوند. اگر جزء غیرسازه‌ای، دو نقطه واقع در ترازهای X و Y در یک ساختمان یا سیستم سازه‌ای را به هم متصل نماید باید از رابطه (۹-۱۱) و اگر جزء غیرسازه‌ای، دو نقطه هم تراز در دو ساختمان یا سیستم سازه‌ای مستقل را به هم وصل نماید باید از رابطه (۹-۱۲) استفاده شود.

$$D_r = \frac{\delta_{XA} - \delta_{YA}}{X - Y} \quad (۹-۱۱)$$

$$D_P = |\delta_{XA}| + |\delta_{XB}| \quad (۹-۱۲)$$

در این روابط :

D_P: تغییرمکان نسبی لرزه‌ای.

D_r: نسبت تغییرمکان نسبی.

X: ارتفاع اتصال تکیه‌گاه فوقانی (ترازX) نسبت به تراز پایه.

Y: ارتفاع اتصال تکیه‌گاه تحتانی (تراز Y) نسبت به تراز پایه.

δ_{XA}: تغییرمکان جانبی ساختمان A در تراز X، تعیین‌شده براساس روش‌های تحلیلی در فصل ۳.

δ_{YA}: تغییرمکان جانبی ساختمان A در تراز Y، تعیین‌شده براساس روش‌های تحلیلی در فصل ۳.

δ_{XB}: تغییرمکان جانبی ساختمان B در تراز X، تعیین‌شده براساس روش‌های تحلیلی در فصل ۳.

تاثیرات تغییرمکان‌های نسبی لرزه‌ای باید در ترکیب با تغییرمکان‌های ناشی از دیگر بارها به صورت مناسب درنظرگرفته شوند.

۹-۷-۲-۴- روش‌های دیگر

به‌کارگیری سایر روش‌های معتبر برای تعیین حداکثر شتاب ساختمان در تکیه‌گاه هریک از اجزا و حداکثر نسبت‌های تغییرمکان نسبی و یا تغییرمکان‌های نسبی بین دو تکیه‌گاه هر یک از اجزا مجاز می‌باشد.

۹-۸- روش‌های بهسازی

بهسازی اجزای غیرسازه‌ای باید با روش‌های قابل قبول بر اساس رده‌بندی رفتاری و سطح عملکرد مورد نظر برای جزء غیرسازه‌ای صورت گیرد.

۱- به منظور بهسازی اجزای غیرسازه‌ای که به شتاب حساس هستند، در سطوح عملکرد ایمنی جانی یا ایمنی جانی محدود، روش بهسازی باید به گونه‌ای باشد که موقعیت آن حفظ شود. این حفاظت باید با ایجاد مهاربند، اتصال، بست، یا سایر روش‌های قابل قبول و به گونه‌ای انجام شود که در هنگام زلزله جزء غیرسازه‌ای در موقعیت خود باقی بماند.

۲- برای بهسازی اجزای غیرسازه‌ای در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه، علاوه بر حفظ موقعیت آن باید از آسیب رسیدن به اجزای مکانیکی و برقی که در خدمت‌رسانی تأثیر دارند، جلوگیری شود.

۳- برای بهسازی اجزاء غیرسازه‌ای که به تغییر شکل حساس هستند، روش بهسازی باید امکان تغییرشکل کافی برای اجزاء غیرسازه‌ای را تامین نماید به‌نحوی که جزء غیرسازه‌ای تحت تغییرشکل محاسبه شده، در موقعیت خود نیز بماند.

۹-۹- اجزای معماری: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش

در مورد کلیه اجزا ابتدا تعریف و محدوده کاربرد و سپس نوع رفتار و روش‌های بهسازی مشخص می‌شود. سپس معیارهای پذیرش براساس سطوح عملکرد مختلف داده شده است. دراین قسمت جزء یا اتصال آن تحت اثر نیروهای اینرسی برون‌صفحه‌ای و

بسته به مورد، سیستم سازه‌ای نگهدارنده جزء برای تغییرشکل کنترل می‌شود. در انتها ضوابط بازرسی ظاهری جزء و نیاز یا عدم نیاز به اصلاح آن مشخص می‌شود.

۹-۹-۱- سفت‌کاری دیوارهای خارجی

۹-۹-۱-۱- تعریف و محدوده کاربرد

ضوابط این بند قابل کاربرد در مورد سفت‌کاری دیوارهای خارجی با مصالح بنایی، اعم از آجرفشاری، آجرسفال، بلوک‌های سیمانی یا گچی است که با انواع ملات ساخته شده باشند.

۹-۹-۱-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

سفت‌کاری دیوارهای خارجی، حساس به تغییرشکل، مطابق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شود. این دیوارها باید مطابق با معیارهـای پذیرش بند (۹-۹-۱-۳) ارزیابی شوند. در صورت عدم برقراری معیارهای پذیرش، این دیوارها باید مطابق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۱-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید براساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: سفت‌کاری دیوارهای خارجی در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای برون‌صفحه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۰۸ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: در این سطح عملکرد سفت‌کاری دیوارهای خارجی باید قادر به تحمل نیروهای برون‌صفحه‌ای که طبق بند (۹-۷-۲-۲) محاسبه می‌شود، باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۰۴ می‌باشد.

۹-۹-۱-۴- ملزومات ارزیابی

سفت‌کاری دیوارهای خارجی باید جهت حصول اطمینان از پایداری، اجرای صحیح، دوام مصالح، جلوگیری از نفوذ رطوبت و عدم وجود ترک‌خوردگی و تغییرشکل به طور عینی بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شود.

۹-۹-۲- سفت‌کاری دیوارهای داخلی

۹-۹-۲-۱- تعریف و محدوده کاربرد

سفت‌کاری دیوارهای داخلی شامل تیغه‌های غیربابر قائم می‌باشد. تیغه‌های سنگین ساخته‌شده از مصالح بنایی و تیغه‌های سبک ساخته‌شده از فلز، چوب، گچ یا دیگر مصالح روکار بوده و ضوابط این بند در مورد آن‌ها قابل اعمال می‌باشد.

۹-۹-۲-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

سفت‌کاری دیوارهای داخلی جداکننده، حساس به تغییرشکل، مطابق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شود. در صورت عدم برقراری معیارهای پذیرش بند (۹-۹-۲-۳) این دیوارها باید مطابق بخش (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۲-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید براساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) بکاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی:

۱-۱- تیغه‌های سبک: این تیغه‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای برون‌صفحه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۱۵ می‌باشد.

۱-۲- تیغه‌های سنگین: این تیغه‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای برون‌صفحه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند. نسبت تغییرمکان نسبی، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۱ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه:

۲-۱- تیغه‌های سبک: این تیغه‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای برون‌صفحه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. نسبت تغییرمکان نسبی، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۱ می‌باشد.

۲-۲- تیغه‌های سنگین: این تیغه‌ها باید قادر به تحمل نیروهای برون‌صفحه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. نسبت تغییرمکان نسبی، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۰۵ می‌باشد.

۹-۹-۲-۴- ملزومات ارزیابی

سفت‌کاری دیوارهای داخلی باید برای حصول اطمینان از نوع مصالح به‌کاررفته، بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شود.

۹-۹-۳- نمای خارجی

۹-۹-۳-۱- نمای چسبانده‌شده

۹-۹-۳-۱-۱- تعریف و محدوده‌ی کاربرد

این نوع نما می‌تواند روی مصالح بنایی، بتن، اندود سیمان، یا به قاب سازه‌ای با کمک چسب یا دیگر موارد مشابه نگهداشته شود. چند نوع معمول این نوع نما عبارتند از:

۱- کاشی، آجر و سنگ با ضخامت متعارف ۲/۵ سانتی‌متر؛

۲- موزاییک‌های شیشه‌ای با اندازه‌های متعارف ۱ ×۵ ×۵ سانتی‌متر؛

۳- قطعات سرامیکی؛

۴- اندود خارجی .

۹-۹-۳-۱-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

مصالح و اجزای چسبانده‌شده، حساس به تغییرشکل، طبق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شود. در صورت عدم برقراری معیارهای پذیرش بند (۹-۹-۳-۱-۳) این اجزاء باید مطابق بخش (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۳-۱-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید براساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) بکاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: اتصال و مهار پشت‌بندی در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشد. حد نسبت تغییرمکان نسبی، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) برابر با ۰/۰۲ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اتصال و مهار پشت‌بندی در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشد. حد نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) برابر با ۰/۰۱ می‌باشد.

۹-۹-۳-۱-۴- ملزومات ارزیابی

نماهای چسبانده‌شده باید با مشاهده عینی و تقه‌زنی برای تعیین احتمالی لقی و ترک، بازرسی شده و در صورتی که به طور مناسب چسبانده‌نشده و یا سازه نگهدارنده آن‌ها بیش از حد نرم باشد، اصلاح شوند.

۹-۹-۳-۲- نمای دوخته‌شده

۹-۹-۳-۲-۱- تعریف و محدوده کاربرد

این نما شامل آجرکاری یا سنگ‌کاری می‌شود که به صورت مکانیکی به سازه نگهدارنده متصل می‌شوند. سه نوع متداول این نما عبارتند از:

۱- آجرکاری و سنگ‌کاری با ضخامت اسمی متعارف ۱۲/۵ سانتی‌متر.

۲- سنگ‌کاری با ضخامت اسمی متعارف ۱۲/۵ تا ۲۵ سانتی‌متر.

۳- قواره‌های سنگی بزرگ با ضخامت اسمی متعارف ۵ سانتی‌متر.

تمهیدات این بخش برای قطعاتی که در ارتفاع حداقل ۱۲۰ سانتی‌متر نسبت به کف مجاور قرار گرفته‌اند الزامی هستند.

۹-۹-۳-۲-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

نمای دوخته‌شده، حساس به تغییرشکل و شتاب، طبق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شود. در صورت عدم برقراری معیارهای پذیرش مطابق بند (۹-۹-۳-۲-۳) این اجزاء باید مطابق بخش (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۳-۲-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید براساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: پشت‌بندی نما در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۲ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: پشت‌بندی نما در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۱ است.

۹-۹-۳-۲-۴- ملزومات ارزیابی

قطعات سنگ نما باید دارای اتصال کاملی به تکیه‌گاه خود جهت جلوگیری از سقوط آن‌ها و با دوام مناسب در مقابل نفوذ رطوبت، که می‌تواند باعث از بین رفتن مهارها شود، باشد. وضعیت موجود مهارها باید به صورت عینی بررسی و بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شود.

۹-۹-۳-۳- نمای آجر شیشه‌ای

۹-۹-۳-۳-۱- تعریف و محدوده کاربرد

این نما شامل آجرهای شیشه‌ای بوده که با مقاومت ذاتی خودشان می‌توانند بارهای قائم استاتیکی را تحمل نمایند. اجزای این نما توسط ملات به یکدیگر متصل بوده و از سازه پیرامون خود جدا می باشند.

۹-۹-۳-۳-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

نمای آجر شیشه‌ای حساس به شتاب و تغییرشکل، طبق بندهای (۹-۶-۱) و (۹-۶-۲) محسوب می‌شود.

بهسازی دیوارهای مجزای کمتر از ۱۳/۵ مترمربع یا با ابعاد حداکثر ۴/۵ متر در هر یک از امتدادها با استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۹-۷-۱) مجاز می‌باشد. برای دیوارهای بزرگتر از این ابعاد، باید از روش تحلیلی استفاده شود.

در صورت عدم برقراری معیارهای پذیرش بند (۹-۹-۳-۳-۳) این اجزا باید مطابق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۳-۳-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید بر اساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) اعمال شود.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: نمای آجرهای شیشه‌ای متشکل از آجر شیشه‌ای و قاب پیرامون آنها، باید قادر به تحمل هر دو نیروی درون صفحه و برون صفحه لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) باید حداکثر برابر ۰/۰۲ باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه: نمای آجرهای شیشه‌ای متشکل از آجر شیشه‌ای و قاب پیرامون آنها، باید قادر به تحمل هر دو نیروی درون صفحه و برون صفحه لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) باید حداکثر برابر با ۰/۰۱ باشد.

۹-۹-۳-۳-۴- ملزومات ارزیابی

نمای آجر شیشه‌ای باید برای حصول اطمینان از نوع مصالح به‌کار رفته و اتصال بـه قـاب پیرامـون و پایـداری آن بازرسـی و در صورت لزوم اصلاح شود.

۹-۹-۳-۴- پانل‌های پیش‌ساخته

۹-۹-۳-۴-۱- تعریف و محدوده کاربرد

این نما شامل پانل‌های پیش‌ساخته‌ای است که با مقاومت سازه‌ای مناسب ذاتی خودشان می‌توانند نیروهای بـاد و زلزلـه و دیگـر نیروها را تحمل نمایند. این قطعات معمولاً در پیرامون خود به عناصر سازه اصلی متصل می‌شوند. چند نوع معمول این پانل‌ها عبارتند از:

۱- پانل‌های پیش ساخته بتنی، و پانل‌های بتنی با نمای سنگی متصل به آن.

۲- پانل‌های با نمای فلزی.

۳- پانل‌های با پشت بندهای فلزی (قاب فلزی) با نمای عایق در برابر نفوذ آب، یا سنگی دوخته شده به آن.

۹-۹-۳-۴-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

پانل‌های پیش‌ساخته، حساس به شتاب و تغییرشکل، طبق بند (۹-۶- ۳) محسوب می‌شود. در صورت عـدم برقـراری معیارهـای پذیرش مطابق بند (۹-۹-۳-۴-۳) این اجزا باید مطابق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۳-۴-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید براساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کار برده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: پانل‌های پیش‌ساخته و اتصالات آن‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای درون‌صفحه‌ای و برون‌صفحه‌ای محاسبه‌شده طبق بندهای (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشد. حد نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) برابر با ۰/۰۲ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: پانل‌های پیش‌ساخته و اتصالات آن‌ها باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشد. حد نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) برابر با ۰/۰۱ می‌باشد.

۹-۹-۳-۴-۴- ملزومات ارزیابی

اتصالات پانل‌ها باید به صورت عینی بازرسی شده و براساس قضاوت مهندسی برای احتمال وجود هر گونه نشـانه زوال آزمـایش شده و در صورت لزوم اصلاح شوند.

۹-۹-۳-۵- نمای شیشه‌ای

۹-۹-۳-۵-۱- تعریف و محدوده کاربرد

این نوع نما از جنس شیشه بوده و شامل انواع زیر می باشد:

۱- دیوارهای شیشه‌ای که خارج از لبه دال های سازه‌ای طبقات اجرا می‌شوند.

۲- پوشش‌های شیشه‌ای که ما بین کف سازه‌ای طبقات قرار گرفته و به آن‌ها متصل می‌شوند.

۳- دیوارهای شیشه‌ای که در آن‌ها از مواد سیلیکونی برای درزبندی شیشه در بازشو و همچنین انتقال بارها از شیشه به قاب پیرامونی استفاده می‌شود.

۹-۹-۳-۵-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

نماهای شیشه‌ای، حساس به شتاب و تغییرشکل، طبق بند (۹-۶-۳) محسوب می شوند. اگر این نماها معیارهای پذیرش بند (۹-۹-۳-۵-۳) را برآورده نسازند باید مطابق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۳-۵-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید بر اساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کار برده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: دیوارهای شیشه‌ای و قاب تکیه‌گاهی آنها باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بندهای (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند.

اجزایی از این سیستم که یکی از معیارهای زیر را برآورده سازند نیاز به بهسازی در این سطح عملکرد و پایین تر از آن را ندارند.

۱-۱- جزء شیشه‌ای باید از قاب دارای فاصله کافی جهت تحمل تغییر مکان نسبی لرزه‌ای، D_c، مطابق رابطه (۹-۱۳) باشد.

$$D_c \geq 1.25 D_P \qquad (۹-۱۳)$$

$$D_c = 2c_1\left(1+\frac{h_P c_2}{b_P c_1}\right)$$

که در آن:

h_p: ارتفاع شیشه مستطیلی

b_p: عرض شیشه مستطیلی

c_1: فاصله بین لبه‌های قائم شیشه و قاب

c_2: فاصله بین لبه‌های افقی شیشه و قاب

D_P: تغییرشکل لرزه‌ای نسبی که عضو باید با آن سازگاری داشته باشد. مقدار این پارامتر براساس رابطه (۹-۱۲) و ارتفاع جزء شیشه تعیین می شود.

۱-۲- جزء شیشه‌ای باید تغییرشکل نسبی حاصل از رابطه (۹-۱۴) را برآورده کند:

$$\Delta_f \geq \max(1.25 D_P, 13mm) \qquad (۹-۱۴)$$

Δ_f: تغییرمکان لرزه‌ای نسبی که باعث پرتاب شدن شیشه از قاب شود. این تغییر مکان باید با استفاده از روش تحلیلی معتبر تعیین گردد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: دیوارهای شیشه‌ای خارجی و قاب تکیه‌گاهی آنها باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشد.

اجزای این سیستم که یکی از معیارهای زیر را برآورده سازند نیاز به بهسازی در این سطح عملکرد ندارند.

۲-۱- جزء شیشه‌ای باید از قاب دارای فاصله کافی جهت تحمل تغییرمکان نسبی لرزه‌ای مطابق رابطه (۹-۱۳) باشد.

۲-۲- جزء شیشه‌ای که تغییر شکل نسبی حاصل از رابطه (۹-۱۵) را برآورده کند:

$$\Delta_f \geq \max(1.5 \times 1.25 D_P, 13mm) \qquad (۹-۱۵)$$

۹-۹-۳-۵-۴- ملزومات ارزیابی

دیوارهای شیشه‌ای برای تطابق با معیارهای بند (۹-۹-۳-۵-۳) باید بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شود.

۹-۹-۴- نازک کاری دیوارهای داخلی

۹-۹-۴-۱- گچ و خاک

گچ و خاک معمولاً به علت خاصیت چسبندگی بالا به سفت‌کاری دیوارهای داخلی متصل می‌شوند. لذا بررسی رفتار جزء و روش‌های بهسازی و همچنین معیارهای پذیرش مستقل نداشته و می‌توانند با سفت‌کاری دیوارهای داخلی تواماً بررسی شوند.

۹-۹-۴-۲- سنگ

۹-۹-۴-۲-۱- تعریف و محدوده کاربرد

نماهای موضوع این بند شامل آن دسته از نماهای داخلی هستند که بالاتر از ۱۲۰ سانتی‌متر نسبت به کف طبقه واقع شده‌اند.

۹-۹-۴-۲-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

نماهای داخلی، حساس به تغییرشکل، طبق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شوند. اگر این نماها معیارهای پذیرش بند (۹-۹-۴-۲-۳) را برآورد نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۴-۲-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید براساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: پشت‌بندی نما باید به طور مناسب متصل باشد تا در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بندهای (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۲ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: پشت‌بندی نما باید به طور مناسب متصل باشد تا در موارد لزوم جدول (۹-۱) قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) برابر با حداکثر ۰/۰۱ است.

۹-۹-۴-۲-۴- ملزومات ارزیابی

دیوارهای پشت‌بند یا دیگر نگهدارنده‌ها و ملحقات آن‌ها و نیز وضعیت خود نما باید به صورت عینی بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شود.

۹-۹-۴-۳- چوب

۹-۹-۴-۳-۱- تعریف و محدوده‌ی کاربرد

نماهای موضوع این بند شامل آن دسته از نماهای داخلی هستند که بالاتر از ۱۲۰ سانتی‌متری کف طبقه واقع شده‌اند.

۹-۹-۴-۳-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

نماهای چوبی دیوارهای داخلی، حساس به تغییرشکل، طبق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شود. در صورت عدم برقراری ضوابط بند (۹-۹-۴-۳-۳) این اجزاء باید مطابق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۴-۳-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید براساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: این نماها برای سطح عملکرد ایمنی جانی نیازی به کنترل برای بهسازی ندارند .

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: وسایل نگهدارنده نما در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر ۰/۰۱ می‌باشد.

۹-۹-۴-۳-۴- ملزومات ارزیابی

وسایل نگهدارنده نما و وضعیت خود نما باید به صورت عینی بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شود.

۹-۹-۴-۴- آینه

۹-۹-۴-۴-۱- تعریف و محدوده کاربرد

نماهای موضوع این بند شامل آن دسته از نماهای داخلی هستند که بالاتر از ۱۲۰ سانتی‌متری کف طبقه واقع شده‌اند.

۹-۹-۴-۴-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

نماهای دیوارهای داخلی آینه‌کاری‌شده، حساس به تغییرشکل، طبق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شود. در صورت عدم برقراری معیارهای پذیرش بند (۹-۹-۴-۴-۳) این اجزا باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۴-۴-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید براساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: پشت‌بندی نما باید به طور مناسب متصل باشد تا در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر ۰/۰۲ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: پشت‌بندی نما باید به طور مناسب متصل باشد تا قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۱ می‌باشد.

۹-۹-۴-۴-۴- ملزومات ارزیابی

وضعیت نما باید با مشاهدات عینی و تقه‌زنی برای احتمال لقی ارزیابی و در صورت لزوم اصلاح شود.

۹-۹-۴-۵- کاشی و سرامیک

۹-۹-۴-۵-۱- تعریف و محدوده کاربرد

بررسی رفتار جزء و روش‌های بهسازی و همچنین معیارهای پذیرش برای این نوع نما به صورت مستقل ضرورت نداشته و می‌تواند به همراه سفت‌کاری دیوارهای داخلی بررسی شود.

۹-۹-۴-۵-۲- ملزومات ارزیابی

وضعیت نما باید با مشاهدات عینی و تقه‌زنی برای احتمال لقی بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شود.

۹-۹-۵- سقف‌های کاذب

۹-۹-۵-۱- تعریف و محدوده کاربرد

سقف‌های کاذب شامل قسمت‌های افقی یا شیب‌دار می‌باشند که متصل به سازه و یا آویخته به آن هستند و یا توسط سازه مستقلی نگهداری می‌شوند. سقف‌های کاذب به صورت زیر دسته‌بندی می‌شوند.

الف: پوشش گچ و خاک و رابیتس؛

ب: پوشش با پانل‌های سبک؛

پ: پوشش با پانل‌های سنگین.

تبصره: استفاده از سقف‌های کاذب شیشه‌ای بدون تمهیدات خاص مجاز نمی‌باشد.

۹-۹-۵-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

سقف‌های کاذب، حساس به شتاب و تغییرشکل، طبق بند (۹-۶-۳) محسوب می‌شود. هرگاه اجزای سقف‌ها معیارهای پذیرش بند (۹-۹-۵-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۵-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید براساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کار برده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: اسکلت و پوشش سقف‌های کاذب در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند. همچنین سقف‌های کاذب باید قادر به تحمل تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) باشند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اسکلت و پوشش سقف‌های کاذب در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. همچنین سقف‌های کاذب باید قادر به تحمل تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) باشند.

۹-۹-۵-۴- ملزومات ارزیابی

شرایط مصالح سقف، اتصال آن به سیستم نگهدارنده، مهاربندها و سیستم نگهدارنده سقف به سازه اصلی و اثر بالقوه سایر سیستم‌های غیرسازه‌ای برسیستم سقف باید ارزیابی و در صورت لزوم اصلاح شوند.

۹-۹-۶- جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها و دیوارهای طره‌ای

۹-۹-۶-۱- تعریف و محدوده کاربرد

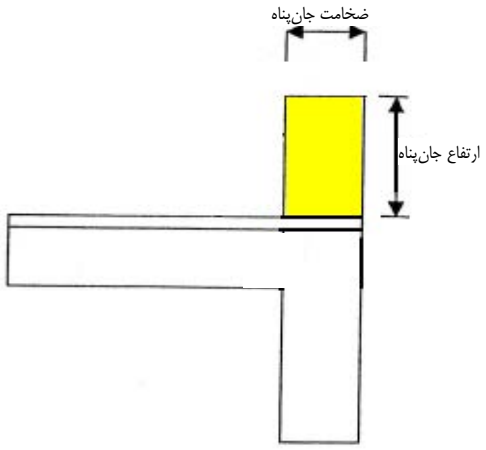
جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها قسمت‌هایی هستند که از بام ساختمان یا نمای آن بیرون زده‌اند. جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها فقط در موارد زیر نیاز به کنترل برای بهسازی دارند.

۱- جان‌پناه‌های بنایی غیرمسلح با نسبت ارتفاع به ضخامت بزرگ‌تر از ۱٫۵(شکل ۹-۱).

۲- جان‌پناه‌های بنایی مسلح با نسبت ارتفاع به ضخامت بزرگ‌تر از ۳٫۰ (شکل ۹-۱).

۳- سایه‌بان‌های ساخته‌شده از سنگ، یا آجر، مگر اینکه با یک سازه فولادی یا بتنی مسلح نگهداری‌شده باشند.

۴- سایه‌بان‌های دارای قاب بدون تمهیدات لازم جهت مقاومت دربرابر بار جانبی.



شکل۹-۱- نسبت ابعادی جان پناه

۹-۹-۶-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شوند. هرگاه این اجزا معیارهای پذیرش بند (۹-۹-۶-۳) را برآورده نسازند باید طبق بخش (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۶-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند.

۹-۹-۶-۴- ملزومات ارزیابی

وضعیت ملات و مصالح بنایی، اتصال به نگهدارنده‌ها، نوع و پایداری سازه نگهدارنده و پیوستگی افقی سرپوش جان‌پناه باید بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شود. در مورد سایه‌بان‌ها باید کمانش درمهارها، اتصال به تکیه‌گاه‌ها و وضعیت پایداری سازه نگهدارنده بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شود.

۹-۹-۷- دودکش‌های ساختمانی

۹-۹-۷-۱- تعریف و محدوده کاربرد

دودکش‌ها که به صورت طره‌ای بر بام ساختمان‌ها قرار می‌گیرند باید طبق ضوابط این بند برای بهسازی کنترل شوند.

دودکش‌های ساخته‌شده از ورق نازک گالوانیزه نیاز به کنترل برای بهسازی ندارند.

۹-۹-۷-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

دودکش‌ها، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شوند. در صورت عدم برقراری معیارهای پذیرش بند (۹-۹-۷-۳) این اجزاء باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۷-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: دودکش‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند. در مورد دودکش‌های ساختمان‌های مسکونی استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) مجاز می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: دودکش‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. در مورد دودکش‌های ساختمان‌های مسکونی استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) مجاز می‌باشد.

۹-۹-۷-۴- ملزومات ارزیابی

وضعیت ملات و مصالح بنایی، اتصال به سازه مجاور و نوع پی‌ها و وضعیت پایداری آن‌ها باید بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شود. بتن باید به لحاظ پوسته شدن و نمایان‌شدن میلگردها و فولاد باید برای خوردگی بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شود.

۹-۹-۸- راه‌پله‌ها

۹-۹-۸-۱- تعریف و محدوده کاربرد

راه‌پله‌ها شامل کلیه اجزای تشکیل دهنده راه عبور بین دو طبقه می‌باشند. دست اندازها، درها و پنجره‌ها و بخش‌های ضد آتش مربوطه نیز جزء راه‌پله‌ها محسوب می‌شوند.

۹-۹-۸-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

هریک از اجزای راه پله براساس رفتار حاکم آن ها حساس به شتاب یا تغییر شکل، طبق بندهای (۹-۶-۱) و (۹-۶-۲) محسوب می‌شوند. اجزایی که به کف های مجاور یا متوالی یا به قاب طبقه متصل هستند حساس به تغییرشکل محسوب می‌شوند. دیگر اجزای راه پله حساس به شتاب محسوب می‌شوند.

راه‌پله‌هایی که ضوابط بند (۹-۹-۸-۳) را برآورد نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۹-۸-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: راه‌پله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند. همچنین راه‌پله‌ها باید قادر به تحمل تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) باشند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اجزای راه‌پله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. همچنین راه‌پله‌ها باید قادر به تحمل تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) باشند.

۹-۹-۸-۴- ملزومات ارزیابی

مصالح و شرایط اجزای راه‌پله و اتصالات آن‌ها به تکیه‌گاه‌ها و وضعیت پایداری دیوارهای نگهدارنده و مجاور پله‌ها، پنجره‌ها و دیگر قسمت‌های راه‌پله باید بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شوند.

۹-۱۰- اجزای مکانیکی، برقی و تجهیزات داخلی: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش

در مورد کلیه اجزا ابتدا تعریف و محدوده کاربرد و سپس نوع رفتار و روش‌های بهسازی مشخص می‌شود. سپس معیارهای پذیرش براساس سطوح عملکرد مختلف داده شده است. دراین بخش جزء یا اتصال آن تحت اثر نیروهای لرزه‌ای کنترل می‌شود. علاوه برآن در اجزای حساس به تغییرشکل، کنترل سیستم سازه‌ای نگهدارنده جزء نیز برای تغییرشکل ضرورت دارد. در انتها ملزومات ارزیابی جزء و مهارهای آن و نیاز یا عدم نیاز به اصلاح آن ارائه می‌شود.

۹-۱۰-۱-تجهیزات مکانیکی

۹-۱۰-۱-۱- تعریف و محدوده‌ی کاربرد

ضوابط این بند قابل اعمال به تاسیسات سرمایش و گرمایش به‌جز مخازن مایعات، آبگرمکن‌ها و لوله‌ها (که در بندهای بعدی ارزیابی می‌شوند) می‌باشد. تاسیسات سرمایش و گرمایش مشمول این بند که یکی از معیارهای زیر را برآورده می‌سازند باید طبق ضوابط این بند برای بهسازی کنترل شوند.

۱- کلیه تجهیزاتی که وزن آن‌ها بیش از ۱۸۰ کیلوگرم باشد.

۲- تجهیزات مهارنشده با وزن بیش از ۴۵ کیلوگرم که ضریب اطمینان آن‌ها در برابر واژگونی تحت اثر بارهای طراحی، محاسبه‌شده، طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا(۹-۷-۲-۲) کم‌تر از ۱٫۵ باشد.

۳- تجهیزاتی که دارای وزن بیش از ۱۰ کیلوگرم باشند و به سقف، دیوار یا تکیه‌گاهی در ارتفاع بیش از ۱٫۲۰متر بالای کف طبقه متصل‌شده باشند.

۴- کلیه تجهیزات زیر:

۴-۱- برج خنک‌کننده؛

۴-۲- دستگاه‌های مرکزی مانند دیگ‌ها وکوره‌ها؛

۴-۳- سیستم تهویه مطبوع با جداساز ارتعاشی؛

۴-۴- سیستم تهویه مطبوع بدون جداساز ارتعاشی؛

۴-۵- سیستم تهویه مطبوع مستقر بر مسیر کانال‌کشی؛

۹-۱۰-۱-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

تجهیزات مکانیکی، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شود. در صورت عدم برقراری معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۱-۳) این اجزاء باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۱-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: اجزای مهاری تجهیزات در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اجزای مهاری تجهیزات در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشد.

۹-۱۰-۱-۴- ملزومات ارزیابی

تجهیزات باید برای تعیین نیروهای لرزه‌ای واردشده مورد تحلیل قرار گرفته و وضعیت تکیه‌گاه‌ها، کلاف‌ها و مهارها بازرسی شده و در صورت لزوم اصلاح شوند.

۹-۱۰-۲- مخازن مایعات و آبگرمکن‌ها

۹-۱۰-۲-۱- تعریف و محدوده کاربرد

آبگرمکن‌ها و مخازنی که محتوی مایعات هستند مشمول این بند می‌باشند و به دو دسته‌ی زیر تقسیم می‌شوند:

۱- مخازنی که کل محتوای آن‌ها توسط سازه نگهداری می‌شود و بدنه آن‌ها متکی بر پایه‌ها یا یک دیواره محیطی نگهدارنده می‌باشند.

۲- مخازن دارای کف مسطح که در آن‌ها وزن محتویات توسط کف، سقف، یا یک عرشه‌ی سازه‌ای نگهداری می‌شود.

۹-۱۰-۲-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

مخازن مایعات و آبگرمکن‌ها اعم از دسته ۱ یا ۲، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شوند. هرگاه این اجزا معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۲-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۲-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: این تجهیزات و سیستم تکیه‌گاهی آنها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند. آبگرمکن‌های ساختمان‌های مسکونی با ظرفیت کم‌تر از ۴۰۰ لیتر می‌توانند با روش تجویزی مطابق بند (۹-۷-۱) ارزیابی شوند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: این تجهیزات و سیستم تکیه‌گاهی آنها باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. آبگرمکن‌های ساختمان‌های مسکونی با ظرفیت کم‌تر از ۴۰۰ لیتر می‌توانند با روش تجویزی مطابق بند (۹-۷-۱) ارزیابی شوند.

۹-۱۰-۲-۴- ملزومات ارزیابی

تمام تجهیزات باید به لحاظ وضعیت کلاف‌ها، تکیه گاه‌ها و مهارها مورد ارزیابی قرار گیرند و در صورت لزوم اصلاح شوند.

۹-۱۰-۳- لوله‌ها

۹-۱۰-۳-۱- لوله‌های محتوی مواد خطرناک

۹-۱۰-۳-۱-۱- تعریف و محدوده کاربرد

در این بند لوله‌های محتوی مواد خطرناک و مایعات آتش‌گیر که به خاطر ویژگی ذاتی‌شان به محض تماس با افراد، ایمنی جانی را به خطر می‌اندازند مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۹-۱۰-۳-۱-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

لوله‌های محتوی مواد خطرناک، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شوند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند، حساس به تغییرشکل نیز طبق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شوند. چنانچه لوله معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۳-۱-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۳-۱-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندی این لوله‌ها باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیارهای فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۹-۷-۲-۳) را نیز تامین نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندهای این لوله‌ها باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشد. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیار فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۹-۷-۲-۳) را نیز تامین نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

۹-۱۰-۳-۱-۴- ملزومات ارزیابی

انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه‌ها و حفاظت لوله‌ها در محل درزهای لرزه‌ای باید بازرسی شود و در صورت لزوم، نقائص رفع شود.

۹-۱۰-۳-۲- لوله‌های تحت فشار

۹-۱۰-۳-۲-۱- تعریف و محدوده کاربرد

ملزومات این بخش باید برای لوله‌هایی که مایع حمل‌شونده توسط آن‌ها، در حالت بخار فشاری معادل با یک اتمسفر یا بیش‌تر را نشان دهد، به‌کار برده شود.

۹-۱۰-۳-۲-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

لوله‌های تحت فشار، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شوند. لوله‌های گذرنده از طبقات یا درزهای انقطاع نیز حساس به تغییرشکل طبق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شوند. چنانچه این لوله‌ها معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۳-۲-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۳-۲-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندهای این لوله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بندهای (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیارهای فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۹-۷-۲-۳) را نیز تامین نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندهای این لوله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیارهای فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۹-۷-۲-۳) را نیز تامین نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

۹-۱۰-۳-۲-۴- ملزومات ارزیابی

لوله‌های تحت فشار باید با یک روش تاییدشده آزمایش شوند و در صورت لزوم معایب رفع شود. کلیه خطوط لوله باید در شرایط هیدرواستاتیکی برای ۱/۵ برابر حداکثر فشار مورد انتظار در سیستم آزمایش شوند.

انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه‌ها و حفاظت لوله‌ها در محل درزهای لرزه‌ای باید مورد بازرسی عینی قرار گیرد و در صورت لزوم، نقائص رفع شود.

۹-۱۰-۳-۳- لوله‌کشی‌های بدون فشار

۹-۱۰-۳-۳-۱- تعریف و محدوده کاربرد

لوله‌هایی که مایعات را به صورت ثقلی یا تحت فشار جو انتقال می‌دهند، از جمله لوله‌های فاضلاب، لوله‌های تهویه، لوله‌های آب گرم و سرد سیستم گرمایش و سرمایش و سایر لوله‌های مشابه باید ملزومات این بند را برآورد سازند. این لوله‌ها محتوی موادی هستند که در صورت آسیب‌دیدن لوله‌ها تنها خسارات غیرجانی را به‌دنبال دارند.

۹-۱۰-۳-۳-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

لوله‌کشی مایعات بدون فشار، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شوند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند حساس به تغییرشکل نیز طبق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شوند. چنانچه لوله‌ها معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۳-۳-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۳-۳-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) بکاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: لوله‌هایی که تحت اثر مایعات بدون فشار می‌باشند لازم نیست برای سطح عملکرد ایمنی جانی برای بهسازی کنترل شوند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندی‌های این لوله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشد. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیار فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۹-۷-۲-۳) را نیز تامین نماید. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

۹-۱۰-۳-۳-۴- ملزومات ارزیابی

انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه‌ها و حفاظت لوله‌ها در محل درزهای لرزه‌ای باید مورد بازرسی عینی قرارگیرد و در صورت لزوم معایب رفع شود.

۹-۱۰-۳-۴- کانال کشی

۹-۱۰-۳-۴-۱- تعریف و محدوده کاربرد

کانال کشی شامل کانال‌های سیستم های تهویه مطبوع و تعویض هوا می‌باشد. برای کانال هایی که حامل مواد خطرناک نبوده و شرایط زیر را برآورده سازند ، بست های لرزه‌ای الزامی نمی‌باشد.

۱- کانال‌های تهویه مطبوعی که با آویزهای ۳۰ سانتیمتری یا کمتر از آن به تکیه‌گاه‌های سازه‌ای آویزان می‌باشند. آویزها باید به مرکز ثقل کانال و بدون خروج از مرکزیت نسبت به مرکز ثقل آن متصل باشند.

۲- کانال های تهویه مطبوعی که مساحت مقطع آنها کمتر از ۰/۵۵ مترمربع باشد.

۹-۱۰-۳-۴-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

کانال‌های تهویه مطبوع، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شوند. کانال‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند حساس به تغییرشکل نیز طبق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شوند. چنانچه کانال‌ها معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۳-۴-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۳-۴-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کار برده شوند.

در سطح عملکرد ایمنی جانی و قابلیت استفاده بی‌وقفه،کانال‌کشی باید الزامات روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) را تامین نماید.

۹-۱۰-۳-۴-۴- ملزومات ارزیابی

در کانال کشی، مساحت مقطع، طول و نوع اتصال باید بازرسی شده و در صورت لزوم معایب رفع شود.

۹-۱۰-۴- تجهیزات برقی و مخابراتی

۹-۱۰-۴-۱- تعریف و محدوده کاربرد

سیستم‌های نگهدارنده تمام تجهیزات برقی و مخابراتی، شامل پانل‌های کنترل و تابلوهای برق، باطری، تجهیزات مراکز کنترل، کلیدهای برق و دیگر اجزای ثابت واقع در اتاق‌های برق و موتورخانه‌ها در ساختمان که دارای شرایط زیر باشند باید برای بهسازی کنترل شوند.

۱- تمام تجهیزاتی که وزن آن‌ها بیش از ۱۸۰ کیلوگرم باشد.

۲- تجهیزات مهارنشده با وزن بیش از ۴۵ کیلوگرم که ضریب اطمینان آن‌ها در برابر واژگونی محاسبه‌شده با نیروهای طراحی لرزه‌ای بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) کمتر از ۱٫۵ باشد.

۳- تجهیزات دارای وزن بیش از۱۰ کیلوگرم که به سقف، دیوار، یا تکیه‌گاه در ارتفاع بیش از ۱٫۲۰ متر از کف متصل باشند.

۹-۱۰-۴-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

تجهیزات برقی، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شوند. اگر این تجهیزات معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۴-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۴-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: تجهیزات برقی در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بندهای (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) برای این تجهیزات مجاز می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: تجهیزات برقی در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) برای این تجهیزات مجاز می‌باشد.

۹-۱۰-۴-۴- ملزومات ارزیابی

تجهیزات باید به صورت عینی برای حصول اطمینان از وجود و وضعیت کلاف‌ها، تکیه‌گاه‌ها و مهاربندها بازرسی شوند و در صورت لزوم معایب رفع شود.

۹-۱۰-۵- سیم‌کشی‌ها و کابل‌کشی‌ها

۹-۱۰-۵-۱- تعریف و محدوده کاربرد

تمام تجهیزات انتقال، مجاری و کابل‌های برقی و مخابراتی و تکیه‌گاه‌های آن‌ها باید با ملزومات این بند سازگار باشند.

۹-۱۰-۵-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

تجهیزات انتقال برق، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شوند. سیم‌کشی‌ها و مجاری گذرنده از طبقات یا درزهای انقطاع، حساس به تغییرشکل نیز طبق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شوند. تجهیزاتی که معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۵-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۵-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: سیم‌کشی و کابل‌کشی‌ها باید ملزومات روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) را رعایت نمایند.

۲-سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: سیم‌کشی و کابل‌کشی‌ها باید ملزومات روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) را رعایت نمایند.

۹-۱۰-۵-۴- ملزومات ارزیابی

تجهیزات باید به صورت عینی برای حصول اطمینان از وجود تکیه‌گاه‌ها و مهاربندها بازرسی و در صورت نیاز تکیه‌گاه‌ها و مهاربندهای لازم تامین شوند.

۹-۱۰-۶- چراغ‌ها و اجزای روشنایی

۹-۱۰-۶-۱- تعریف و محدوده کاربرد

چراغ‌ها و اجزای روشنایی شامل انواع زیر می‌باشند:

۱- توکار و روکار

۲- لوسترها و چلچراغ‌ها

۳- سیستم‌های نورپردازی

۹-۱۰-۶-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

اگر اجزای تثبیت چراغ‌ها معیارهای بند (۹-۱۰-۶-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۶-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی:

نوع ۱: اتصال به سقف یا دیوار باید بدون هیچ نشانه‌ای از لق‌شدگی باشد.

نوع ۲: اجزایی که وزن آن‌ها بیش از ۱۰کیلوگرم باشد باید به صورت مناسبی به‌هم وصل شده باشند و اتصال آن‌ها به ساختمان باید شکل‌پذیر باشد. جزء باید برای تاب‌خوردن بدون برخورد به موانع اطراف آزاد باشد.

نوع ۳: مهاربندی سیستم و تکیه‌گاه‌های آن باید ضوابط روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) را رعایت نمایند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه:

نوع ۱: اتصال به سقف یا دیوار باید بدون هیچ نشانه‌ای از لق‌شدگی باشد.

نوع ۲: اجزایی که وزن آن‌ها بیش از ۱۰ کیلوگرم باشد باید به صورت مناسبی به‌هم وصل شده باشند و اتصال آن‌ها به ساختمان باید شکل پذیر باشد و جزء باید برای تاب خوردن بدون برخورد به موانع اطراف آزاد باشد.

نوع ۳: مهاربندی سیستم و تکیه‌گاه‌های آن باید ضوابط روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) را رعایت نمایند.

۹-۱۰-۶-۴- ملزومات ارزیابی

اجزای تثبیت چراغ‌ها باید برای تعیین نوع و مناسب‌بودن اتصال به صورت عینی ارزیابی و در صورت نیاز نقائص رفع شوند.

۹-۱۰-۷ – قفسه‌ها

۹-۱۰-۷-۱- تعریف و محدوده کاربرد

قفسه‌ها بسته به نوع مواد نگهداری شده در روی آن‌ها به چهار نوع تقسیم می‌شوند.

۱- قفسه مواد خطرناک؛

۲- قفسه تجهیزات مخابراتی و رایانه‌ای؛

۳- قفسه کتاب‌ها؛

۴- قفسه سایر مواد.

۹-۱۰-۷-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

قفسه‌ها، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شوند. چنانچه این قفسه‌ها معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۷-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۷-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: قفسه‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند. در مورد قفسه‌های نوع ۲ در صورت کاربرد روش تجویزی باید ملزومات این روش مطابق بند (۹-۷-۱) رعایت شود.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: قفسه‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. در مورد قفسه‌های نوع ۲ در صورت کاربرد روش تجویزی باید ملزومات این روش مطابق بند (۹-۷-۱) رعایت شود.

۹-۱۰-۷-۴- ملزومات ارزیابی

کمانش یا گسیختگی اجزای قفسه‌ها و اتصال آن‌ها به سازه نگهدارنده و وضعیت پایداری سازه نگهدارنده باید در ارزیابی درنظرگرفته شود. اثر گسیختگی قفسه بر تجهیزات نیز باید در ارزیابی آسیب‌پذیری درنظرگرفته شود و در صورت لزوم هرگونه نقصی رفع شود.

۹-۱۰-۸- کف‌های کاذب

۹-۱۰-۸-۱- تعریف و محدوده کاربرد

کف‌های کاذب پانل‌بندی‌شده که جهت دسترسی به سیم‌ها یا فیبرهای نوری و دیگر تجهیزات مربوط به رایانه و یا وسایل الکترونیکی طراحی شده‌اند مشمول این بند می‌باشند.

۹-۱۰-۸-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

کف‌های کاذب، حساس به شتاب و تغییرشکل، طبق بند (۹-۶-۳) محسوب می‌شوند. کف‌های کاذبی که معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۸-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۸-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: کف‌های کاذب در سطح عملکرد ایمنی جانی نیاز به کنترل برای بهسازی ندارند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: کف‌های کاذب در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای مطابق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) برای این اجزا مجاز می‌باشد.

۹-۱۰-۸-۴- ملزومات ارزیابی

کمانش و گسیختگی تکیه‌گاه‌های کف‌های کاذب که متصل به سازه است و همچنین تاثیر اجزای واقع‌شده در روی کف‌ها باید در ارزیابی عینی مدنظر قرار گیرد و در صورت لزوم نقائص رفع شود.

۹-۱۰-۹- آسانسورها

۹-۱۰-۹-۱- تعریف و محدوده کاربرد

آسانسور شامل اتاقک، شفت و تجهیزات برای بهره‌برداری آن از قبیل بالابر، وزنه‌های تعادل، کابل‌ها، کنترل‌کننده‌ها و اتاق تجهیزات می‌باشد.

۹-۱۰-۹-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

اجزای آسانسور، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شوند. شفت و ریل‌های بالابر که در طبقات متعدد ادامه می‌یابند، حساس به شتاب و تغییرشکل طبق بند (۹-۶-۳) محسوب می‌شوند. چنانچه این اجزاء معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۹-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۹-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: اجزای آسانسور در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشند. شفت و ریل‌های بالابر علاوه بر معیار فوق باید ضوابط بند (۹-۷-۲-۳) را نیز برآورده نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) برای این اجزا مجاز می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اجزای آسانسور باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. شفت و ریل‌های بالابر علاوه بر معیار فوق باید ضوابط بند (۹-۷-۲-۳) را نیز برآورده نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) برای این اجزاء مجاز می‌باشد.

۹-۱۰-۹-۴- ملزومات ارزیابی

وضعیت ساختمانی شفت آسانسور باید در ارزیابی عینی مورد توجه قرار گیرد و در صورت لزوم اصلاح شود.

۹-۱۰-۱۰-پله های برقی و نقاله‌ها

۹-۱۰-۱۰-۱- تعریف و محدوده کاربرد

پله‌های برقی و نقاله‌ها شامل انتقال‌دهنده‌های مواد و مصالح با تمام ماشین‌آلات و کنترل‌کننده‌های لازم برای بهره‌برداری از آنها می‌باشد.

۹-۱۰-۱۰-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

پله‌های برقی و نقاله‌ها، حساس به شتاب و تغییرشکل، طبق بند (۹-۶-۳) محسوب می‌شوند. چنانچه این اجزا معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۱۰-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

۹-۱۰-۱۰-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: برای این سطح عملکرد کنترل برای بهسازی نقاله‌ها ضروری نیست.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: نقاله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۹-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشند. همچنین این نقاله‌ها باید تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) را تحمل نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکرشده در بند (۹-۷-۱) برای این اجزا مجاز می‌باشد.

۹-۱۰-۱۰-۴- ملزومات ارزیابی

پایداری ماشین‌آلات نقاله‌ها باید در بازرسی عینی درنظرگرفته شوند و در صورت لزوم معایب رفع شوند.

جدول (۹-۱): ملزومات بهسازی اجزای معماری، دیوارهای غیرباربر و راه‌پله‌ها براساس سطوح خطر و سطوح عملکرد

نوع مولفه	مشخصات مولفه‌ها	لرزه‌خیزی کم			لرزه‌خیزی متوسط			لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد			رده‌بندی رفتاری	روش ارزیابی	ضریب بزرگنمایی پاسخ a_p ۶	ضریب اصلاح پاسخ R_p ۷
		ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه				
الف- اجزا معماری														
۱- سفت‌کاری دیوارهای خارجی (۹-۹-۱)	مصالح بنایی غیر مسلح	-	-	+	+[۱]	+	+	+[۱]	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۱/۵
	انواع دیگر	-	-	+	+[۱]	+	+	+[۱]	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۲/۵
۲- سفت‌کاری دیوارهای داخلی (۹-۹-۲)	سبک	-	-	-	-	-	+	+	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۲/۵
	سنگین	-	-	+	-	+	+	+[۱]	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۱/۵
۳- نمای خارجی (بند ۹-۹-۳)	چسبانده شده	-	-	-	-	+	+	+[۱]	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۱/۵
	دوخته شده	-	-	-	-	-	-	+[۱]	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۲/۵
	پانل‌های پیش‌ساخته	-	-	+	+[۱]	+	+	+[۱]	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۳[۳]
	آجر شیشه ای	-	-	+	+[۱]	+	+	+[۱]	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی - تجویزی	۱	۲/۵
	نمای شیشه ای	-	-	+	+[۱]	+	+	+[۱]	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۲/۵
	ادوات اتصال	-	-	+	+[۱]	+	+	+[۱]	+	+	ش	نیرویی- تغییرمکانی	۱/۲۵	۱/۰
۴- نازک‌کاری دیوارهای داخلی(۹-۹-۴)	گچ و خاک و رابیتس	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	نیرویی- تغییرمکانی - تجویزی	۱	۱/۵
	سنگ	-	-	-	-	-	+	+[۱]	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۱/۵
	چوب	-	-	-	-	-	-	-	-	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۱/۵
	آینه	-	-	+	+[۱]	+	+	+[۱]	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی - تجویزی	۱	۲
	کاشی و سرامیک	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	تجویزی	۱	۱/۵

ادامه جدول (۹-۱): ملزومات بهسازی اجزای معماری، دیوارهای غیربابر و راه‌پله‌ها براساس سطوح خطر و سطوح عملکرد

نوع مولفه	مشخصات مولفه‌ها	لرزه‌خیزی کم			لرزه‌خیزی متوسط			لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد			رده‌بندی رفتاری	روش ارزیابی	ضریب بزرگنمایی پاسخ a_p [۶]	ضریب اصلاح پاسخ R_p [۷]
		ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه				
۵- سقف‌های کاذب (۹-۹-۵)	شبکه‌های متصل به سازه اصلی	–	–	–	–	+	+	+[۱]	+	+	ش	نیرویی	۱	۱/۵
	گچ و خاک و رابیتس	–	–	–	–	–	–	–	–	–	ش	نیرویی	۱	۱/۵
	پانل‌های سبک	–	–	–	–	–[۲]	–	+[۱]	+	+	ش[۵]	نیرویی	۱	۲/۵
	سنگین	–	–	+	+[۱]	+	+	+[۱]	+	+	ش[۵]	نیرویی	۱	۱/۵
۶- جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها و دیوارهای طره ای (بند۹-۹-۶)	مهار از بالا	–	–	+	+[۱]	+	+	+[۱]	+	+	ش	نیرویی	۱	۲/۵[۸]
	مهار از پایین												۲/۵	
۷-دودکش‌های ساختمانی [۴] (بند ۹-۹-۷)	مهار از بالا	–	–	–	–	–	+	+[۱]	+	+	ش	نیرویی	۱	۲/۵[۸]
	مهار از پایین												۲/۵	
۸- راه‌پله‌ها (بند ۹-۹-۸)	دست‌اندازها	–	–	–	–	–	+	+[۱]	+	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۳
	دال پله طاق‌ضربی	–	–	+	+[۱]	+	+	+[۱]	+	+	ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۳
	سایر انواع دال پله	–	–	–	–	–	–	+[۱]	+	+	ت	نیرویی- تغییرمکانی	۱	۳

راهنمای جدول:

+ : کنترل برای بهسازی ضرورت دارد.

– : کنترل برای بهسازی ضرورت ندارد.

ت : جزء غیرسازه‌ای به تغییرشکل حساس می‌باشد.

ش : جزء غیرسازه‌ای به شتاب حساس می‌باشد.

۱- در صورتی‌که اجزای غیرسازه‌ای سنگین در محل‌های حضور یا خروج عمومی واقع باشند، باید برای این اجزا سطح عملکرد ایمنی جانی را برآورده نمود.

۲- در صورتی‌که وزن پانل‌ها بیش از ۱۰کیلوگرم بر مترمربع بوده و یا هدف بهسازی ویژه مدنظر باشد بهسازی در سطح عملکرد ایمنی جانی باید منظور شود.

۳- این مقدار در صورتی‌که جزء متصل شده با مصالح شکل‌پذیر طراحی و ساخته شده باشد به‌کار می‌رود وگرنه باید مقدار ۱/۵ به‌کار رود.

۴- آن قسمت از دودکش که بالاتر از تراز بام قرار بگیرد موردنظر می‌باشد. بخش داخلی دودکش مطابق با سفت‌کاری دیوارهای داخلی سنگین یا دیوارهای خارجی، بسته به مورد بررسی شود.

۵- در مواردی که بین سقف کاذب و دیوارها اتصال وجود دارد سقف کاذب حساس به تغییرشکل قلمداد می‌شود.

۶- مقدار کم‌تری برای a_p می‌تواند براساس تحلیل دینامیکی انتخاب شود. به هرحال مقدار آن نباید کم‌تر از ۱ باشد. وقتی که تکیه‌گاه جانبی برای دیوارها و تیغه‌های جداکننده به وسیله دیافراگم نرم تامین شده باشد مقدار a_p برای نیمه میانی دهانه برابر۲/۰ درنظرگرفته می‌شود. مقدار $a_p = 1$ عموما برای اجزایی است که فرض می‌شود صلب هستند و به صورت صلب نیز به سازه اصلی متصل شده‌اند. مقدار $a_p = 2.5$ برای اجزای انعطاف‌پذیر که به صورت انعطاف‌پذیر نیز متصل شده‌اند، می‌باشد.

۷- اگر مهار جزء توسط میل‌مهارهای بازشونده، یا مهارهای چسبی کوتاه، یا مهارهای درجا کارگذاشته‌شده کوتاه (غیرشکل‌پذیر) تامین شده باشد و یا اگر جزء از مصالح غیرشکل‌پذیر ساخته شده باشد باید مقادیر R_p بزرگتر از ۱/۵ برابر با ۱/۵ درنظرگرفته شود.

۸- مقادیر R_p برای اتصالات نباید از ۱/۵ بیشتر اختیار شود، مگر آنکه مولفه‌های مهاری از فولاد شکل پذیر باشد که در این صورت می‌توان مقدار آن را ۲/۵ اختیار کرد.

جدول (۹-۲): ملزومات بهسازی اجزای مکانیکی- برقی و تجهیزات داخلی براساس سطوح خطر و سطوح عملکرد

نوع مولفه	مشخصات مولفه‌ها	لرزه‌خیزی کم			لرزه‌خیزی متوسط			لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد			رده‌بندی رفتاری	روش ارزیابی	ضریب بزرگنمایی پاسخ a_p [۸]	ضریب اصلاح پاسخ R_p [۹]
		ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه				
الف- اجزای مکانیکی														
۱-تجهیزات مکانیکی (بند ۹-۱۰-۱)	برج خنک‌کن، مهار شده در تراز بالاتر از مرکز ثقل خود	-	+	+	+	+	+	+	+	+	ش	نیرویی	۱	۳
	برج خنک‌کن، مهار شده در تراز پایین‌تر از مرکز ثقل خود	-	+	+	+	+	+	+	+	+	ش	نیرویی	۲/۵	۳
	دستگاه‌های مرکزی مانند دیگ‌ها، کوره‌ها، پمپ‌ها، چیلرها و غیره	-	-	+	-[۱]	+	+	+	+	+	ش	نیرویی	۱	۳
	ملحقات مانند رادیاتورها، فن کویل‌ها و غیره	-	-	-	-[۱]	-	-	-	-	+	ش	نیرویی	۱	۳
	تجهیزات مکانیکی با جداساز ارتعاشی	-	-	+	-[۱]	+	+	+	+	+	ش	نیرویی	۲/۵	۲
۲- مخازن مایعات و آبگرمکن‌ها (بند۹-۱۰-۲)	تحت فشار و پایه‌دار	-	-	+	-[۱]	+	+	+	+	+	ش	نیرویی- تجویزی	۲/۵	۲/۵
	تحت فشار و بدون پایه	-	-	+	-[۱]	+	+	+	+	+	ش	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۱	۲/۵
	فشار اتمسفری	-	-	+	-[۱]	+	+	+	+	+	ش	نیرویی- تغییر مکانی- تجویزی	۱	۲/۵
۳- لوله‌ها (بند ۹-۱۰-۳)	محتوی مواد خطرناک	+[۲]	+	+	+[۲]	+	+	+[۲]	+	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۲/۵	۱
	تحت فشار	-	-	-	-	-	+	-	+	+	ش/ ت	تجویزی	۲/۵	۶
	بدون فشار	-	-	-	-	-	-	-	-	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی	۲/۵	۶
	کانال‌کشی	-	-	-	-	+	+	-	+	+	ش/ ت	تجویزی	۲/۵	۶
	فاضلاب	_	_	_	_	_	_	_	_	+	ش/ت	تجویزی	۱	۲/۵

ب- اجزای برقی و مخابراتی															
۱- تجهیزات برقی و مخابراتی (بند ۹-۱۰-۴)	از هر نوع	-	-	-	-	-	- [۳]	+	-	+	+	ش	نیرویی	۱	۳
۲- لوله وسیم کشی وکابل کشی وسینی کابل بند۹-۱۰-۵)	از هر نوع	-	-	-	-	-	- [۴]	+	-	+	+	ش/ ت	تجویزی	۱	۳
۳- چراغ‌ها و اجزای روشنایی (بند ۹-۱۰-۶)	توکار و روکار	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	ش	تجویزی	۱	۱٫۵
	لوسترها و چلچراغ‌ها	-	-	-	-	-	- [۵]	+	-	+	+	ش	نیرویی- تجویزی	۱	۱٫۵
	سیستم‌های نورپردازی	-	-	+	-	+	+	+	+	+	+	ش	تجویزی	۱	۱٫۵

ادامه جدول (۹-۲): ملزومات بهسازی اجزای مکانیکی- برقی و تجهیزات داخلی براساس سطوح خطر و سطوح عملکرد

نوع مولفه	مشخصات مولفه‌ها	لرزه‌خیزی کم			لرزه‌خیزی متوسط			لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد			رده‌بندی رفتاری	روش ارزیابی	ضریب بزرگنمایی پاسخ a_p [8]	ضریب اصلاح پاسخ R_p [9]
		ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه				
پ- تجهیزات داخلی														
۱- قفسه‌ها (بند ۹-۱۰-۷)	موارد خطرناک	-[2]	-[2]	-[2]	-[2]	-[2]	-[2]	+	+	+	ش	نیرویی تجویزی	۲/۵	۱
	تجهیزات مخابراتی و رایانه ای	-	-	+	-	-	-	+	-	+	ش	نیرویی- تجویزی	۲/۵	۶
	قفسه کتاب‌ها	-	-	-	-	-	-	+	+	+	ش	نیرویی	۱	۳
	سایر مواد	-	-	-	-	-	-	+	+[7]	+[6]	ش	نیرویی- تجویزی	۲/۵	۴
۲- کف‌های کاذب (بند ۹-۱۰-۸)	از هر نوع	-	-	-	-	-	-	+	-	+	ش/ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۱	۳
۳- آسانسورها (بند ۹-۱۰-۹)	از هر نوع	-	-	-	-	-	-	+	-	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۱	۳
۴- پله های برقی و نقاله‌ها (بند ۹-۱۰-۱۰)	از هر نوع	-	-	-	-	-	-	-	-	+	ش/ ت	نیرویی- تغییرمکانی- تجویزی	۲/۵	۳

راهنمای جدول:

+ : کنترل برای بهسازی ضرورت دارد.

- : کنترل برای بهسازی ضرورت ندارد.

ت : جزء غیرسازه‌ای به تغییرشکل حساس می‌باشد.

ش : جزء غیرسازه‌ای به شتاب حساس می‌باشد.

۱- در شرایط زیر تجهیزات نامبرده‌شده در مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد باید برای ایمنی جانی بهسازی شوند.

- تجهیزات دارای ارتفاع ۱/۸۰ متر یا بیشتر باشند.
- تجهیزات تشکیل‌دهنده بخشی از سیستم برق اضطراری باشند.
- تجهیزات از انواع گازسوز باشند.

۲- کنترل برای بهسازی در صورتی ضروری است که مواد در نزدیکی افراد قرار داشته باشد و نشت بتواند بلافاصله سلامت افراد را تهدید نماید.

۳- کنترل برای بهسازی در سطح عملکرد ایمنی جانی در موارد زیر ضروری است:

- ارتفاع تجهیزات ۱۸۰ سانتی‌متر یا بیش‌تر باشد.
- وزن تجهیزات بیش از ۱۰ کیلوگرم باشد.
- تجهیزات بخشی از سیستم برق یا مخابرات اضطراری باشند.

۴- کنترل برای بهسازی در سطح عملکرد ایمنی جانی در صورتی که تجهیزات بخشی از سیستم برق یا مخابرات اضطراری باشد ضروری است.

۵- کنترل برای بهسازی در سطح عملکرد ایمنی جانی در صورتی که وزن متصل به هر اتصال بیش از ۱۰ کیلوگرم باشد ضروری است.

۶- کنترل برای بهسازی در قفسه‌بندی‌های موجود در فضاهایی که به ندرت افراد در آن‌ها حضور دارند ضروری نیست.

۷- کنترل برای بهسازی در صورتی ضروری است که قفسه‌بندی در محل تجمع عمومی واقع باشد.

۸- مقدار کم‌تری برای a_p می‌تواند براساس تحلیل دینامیکی انتخاب شود. به هر حال مقدار آن نباید کم‌تر از ۱ باشد. وقتی که تکیه‌گاه جانبی برای دیوارها و تیغه‌های جداکننده به وسیله دیافراگم نرم تأمین شده باشد مقدار a_p برای نیمه میانی دهانه برابر ۲/۰ درنظرگرفته می‌شود. مقدار $a_p = 1$ عموما برای اجزایی است که فرض می‌شود صلب هستند و به صورت صلب نیز به سازه اصلی متصل شده‌اند. مقدار $a_p = 2.5$ برای اجزای انعطاف‌پذیر که به صورت انعطاف‌پذیر نیز متصل شده‌اند، می‌باشد.

۹- اگر مهار جزء توسط میل‌مهارهای بازشونده، یا مهارهای چسبی کوتاه، یا مهارهای درجا کار گذاشته شده کوتاه (غیرشکل‌پذیر) تامین شده باشد و یا اگر جزء از مصالح غیرشکل‌پذیر ساخته شده باشد باید مقادیر R_p بزرگتر از ۱/۵ برابر با ۱/۵ در نظر گرفته شود.

فصل ۱۰

سامانه‌های جداساز لرزه‌ای و اتلاف انرژی

۱۰-۱- محدوده‌ی کاربرد

این فصل به بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها با استفاده از سامانه جداساز لرزه‌ای و یا سامانه اتلاف انرژی اختصاص دارد. در این فصل روش‌های تحلیل و ضوابط طراحی سامانه جداساز لرزه‌ای و همچنین ضوابط تحلیل و طراحی سامانه اتلاف انرژی ارائه می‌شود. اجزا و اعضای ساختمان‌های با سامانه جداساز لرزه‌ای و سامانه اتلاف انرژی (به استثنای موارد ذکر شده در این فصل) باید ملزومات فصل‌های ۱ تا ۹ این دستورالعمل را برآورده نمایند.

۱۰-۲- سامانه جداساز لرزه‌ای

۱۰-۲-۱-کلیات

سامانه جداساز لرزه‌ای که به صورت بالشتک‌های الاستومر و لغزشی طبقه‌بندی می‌شوند، باید ضوابط این بخش را برآورده نمایند. تحلیل و طراحی سامانه جداساز لرزه‌ای در بند (۱۰-۲-۳) ارائه شده است. تحلیل به روش خطی و به روش غیرخطی بسته به مورد، آنگونه که در بند (۱۰-۲-۳) ذکر می‌شود، باید به ترتیب مطابق با بندهای (۱۰-۲-۴) و (۱۰-۲-۵) صورت پذیرد. اجزای غیرسازه‌ای در این‌گونه ساختمان‌ها باید مطابق با ضوابط بند (۱۰-۲-۶) بهسازی شوند. ضوابط اضافی در مورد سامانه جداساز لرزه‌ای باید به روشی که در بند (۱۰-۲-۷) بیان شده رعایت شود. کنترل طراحی سامانه جداساز لرزه‌ای و آزمایش‌های مربوط به آن‌ها باید مطابق با ضوابط بندهای (۱۰-۲-۸) و (۱۰-۲-۹) انجام شود.

سامانه جداساز لرزه‌ای در صورت نیاز، می‌تواند شامل اجزای مقاوم در برابر باد و واژگونی سازه و همچنین شامل میراگر برای اتلاف انرژی زلزله نیز باشد.

در مورد سازه‌های جداسازی‌شده ضرایب C_2, C_1, C_0 و J که در فصل ۳ تعریف شده‌اند باید برابر یک اختیار شوند.

۱۰-۲-۲- مشخصات مکانیکی و نحوه‌ی مدل‌سازی سامانه جداساز لرزه‌ای

۱۰-۲-۲-۱- کلیات

سامانه‌های جداساز لرزه‌ای به دو دسته‌ی الاستومری و لغزشی طبقه‌بندی می‌شوند. جداسازهای الاستومری به یکی از صورت‌های زیر می‌باشند.

- بالشتک‌های لاستیکی با میرایی زیاد[1]،
- بالشتک‌های لاستیکی با میرایی کم[2]،
- بالشتک‌های لاستیکی با میرایی کم و هسته‌ی سربی[3].

جداسازهای لغزشی شامل سطح صاف یا سطح منحنی، نظیر سامانه آونگ اصطکاکی[4] (FPS) می‌باشند. سامانه‌های غلتکی نیز نوعی از سامانه‌های جداساز لرزه‌ای هستند که زیر مجموعه‌ی سامانه‌های لغزشی می‌باشند. جداسازهای غلتکی باید با سطح صاف،

[1] HDR:High Damping Rubber
[2] RB:Rubber Bearing
[3] LRB:Low-damping Rubber Bearing

منحنی یا مخروطی باشند. جداسازهایی که نتوان آن‌ها را الاستومری یا لغزشی طبقه‌بندی نمود، مشمول ضوابط این دستورالعمل نمی‌باشند.

۱۰-۲-۲-۲- مشخصات مکانیکی جداسازهای لرزه‌ای

۱۰-۲-۲-۲-۱- جداسازهای الاستومری

منحنی نیرو- تغییرشکل جداسازهای الاستومری باید با درنظرگرفتن اندرکنش نیروی محوری و نیروی برشی، تغییرشکل در دو امتداد اصلی، تاریخچه‌ی بارگذاری شامل آثار حین ساخت جداسازهای الاستومری، حرارت و سایر بارهای محیطی، و آثار سن در طول عمر مفید جداسازها تعیین شود.

در مدل‌سازی تحلیلی جداسازهای الاستومری باید مشخصات جداسازها براساس تحلیل یا نتایج آزمایش مصالح آن تعیین شود. برای طراحی جداسازها، مشخصات نمونه‌هایی از جداسازهایی که برای بهسازی موردنظر می‌باشد باید با انجام آزمایش طبق بند (۱۰-۲-۹) به‌دست آید.

۱۰-۲-۲-۲-۲-جداسازهای لغزشی

منحنی نیرو- تغییرشکل جداسازهای لغزشی باید با درنظرگرفتن فشار تماسی، سرعت بارگذاری، تغییرشکل دوجهته، حرارت، سایر بارهای محیطی و آثار سن در طول عمر مفید جداسازها تعیین شود.

برای مدل‌سازی تحلیلی جداسازهای لغزشی باید مشخصات جداسازها براساس تحلیل یا نتایج آزمایش مصالح آن تعیین شود. برای طراحی جداسازها، مشخصات نمونه‌هایی از جداسازهایی که برای بهسازی مورد نظر می‌باشد باید با انجام آزمایش طبق بند (۱۰-۲-۹) به‌دست آید.

۱۰-۲-۲-۳- مدل‌سازی جداسازها

۱۰-۲-۲-۳-۱- کلیات

اگر مشخصات مکانیکی جداسازهای لرزه‌ای به پارامترهایی نظیر نیروی محوری (ناشی از ثقل، آثار واژگونی زلزله، ارتعاش قائم زلزله)، سرعت بارگذاری، تغییرشکل در دو امتداد اصلی، حرارت و آثار سن بستگی داشته باشد، برای تعیین میزان حساسیت پاسخ به پارامترهای فوق باید کرانه‌ی بالا و کرانه‌ی پایین مقادیر سختی و میرایی در تحلیل‌های جداگانه سازه درنظرگرفته شوند.

۱۰-۲-۲-۳-۲- مدل‌های خطی

نیروی بازگرداننده‌ی جداساز از حاصل ضرب سختی موثر جداساز K_{eff} در پاسخ تغییرمکان D مطابق رابطه (۱۰-۱) به‌دست می‌آید.

$$F = K_{eff} D \qquad (۱۰-۱)$$

[4] FPS: Friction Pendulum System

سختی موثر جداساز، K_{eff}، از نتایج آزمایش طبق رابطه‌ی (۱۰-۱۲) محاسبه می‌شود. برای محاسبه‌ی میرایی موثر β_{eff} از سطح محصورشده توسط چرخه نیرو- تغییرمکان جداساز طبق رابطه‌ی (۱۰-۱۳) استفاده می‌شود. هر دو پارامتر سختی موثر و میرایی موثر تابع دامنه بوده و باید به‌ازای مقادیر مختلف تغییرمکان جداساز تعیین شوند.

۱۰-۲-۲-۳-۳- مدل‌های غیرخطی

در روش‌های تحلیل غیرخطی، باید منحنی نیرو- تغییرشکل جداسازها مورد استفاده قرار گیرد. میرایی مورد استفاده در تحلیل غیرارتجاعی جداسازها باید فقط شامل میرایی چرخه‌ای باشد. استفاده از میرایی لزج در مدل غیرخطی مجاز نیست مگر اینکه با انجام آزمایش جداسازها و درنظرگرفتن سرعت بارگذاری وجود آن تایید شود.

۱۰-۲-۲-۴- مدل‌سازی سامانه جداساز و سازه‌ی فوقانی

۱۰-۲-۲-۴-۱- کلیات

مدل‌سازی تحلیلی ساختمان‌هایی که در آن‌ها از جداساز لرزه‌ای استفاده شده شامل: سامانه جداساز، سامانه لرزه‌بر جانبی، دیگر اجزا و اعضای سازه‌ای و اتصالات بین سامانه جداساز و سازه‌ی فوقانی و زیرین آن باید ضوابط فصل ۳ و همچنین بندهای (۱۰-۲-۲-۴-۲) و (۱۰-۲-۲-۴-۳) را تامین نماید.

۱۰-۲-۲-۴-۲- مدل‌سازی سامانه جداساز

سامانه جداساز باید با استفاده از مشخصه‌های تغییرشکل حاصل از نتایج آزمایش‌های بند (۱۰-۲-۹) و با رعایت نکات زیر مدل‌سازی شود.

الف- درنظرگرفتن نحوه‌ی توزیع جداسازها؛

ب- محاسبه‌ی حرکات جانبی و پیچشی سازه‌ی فوقانی با درنظرگرفتن بدترین وضعیت خروج از محوری جرم؛

پ- برآورد نیروهای واژگونی و برکنش هر یک از جداسازها؛

ت- درنظرگرفتن اثرات بار قائم، بار جانبی (در هر دو جهت) و سرعت بارگذاری، در صورتی‌که منحنی نیرو- تغییرشکل سامانه جداساز به عوامل مزبور بستگی داشته باشد؛

ث- برآورد نیروهای ناشی از آثار $P-\Delta$؛

ج- در نظرگرفتن اجزای غیرخطی. سامانه جداساز با اجزای غیرخطی شامل سامانه‌هایی هستند که ضوابط بند (۱۰-۲-۳-۳-۱) مورد ۲ را تامین نمی‌کنند.

۱۰-۲-۲-۴-۳- مدل‌سازی سازه‌ی فوقانی

حداکثر تغییرمکان طبقات و سامانه جداساز با استفاده از مدلی که منحنی نیرو- تغییرشکل اجزای غیرخطی را منظور می‌نماید باید محاسبه شود.

استفاده ازمدل‌های خطی برای محاسبه‌ی نیروها و تغییرمکان‌های طراحی اجزای اصلی سامانه باربر جانبی سازه‌ی فوقانی در صورتی مجاز است که هر دو ضابطه‌ی زیر تامین شوند.

الف- منحنی نیرو- تغییرمکان خطی معادل برای اجزای غیرخطی سامانه جداساز بر مبنای حداکثر سختی موثر این سامانه تعیین شود.

ب- سامانه باربر جانبی سازه در مقابل زلزله سطح خطر موردنظر در محدوده‌ی ارتجاعی خطی باقی بماند.

سامانه باربر جانبی در صورتی ارتجاعی خطی درنظرگرفته می‌شود که هر دو ضابطه زیر در مورد آن صادق باشد:

ب-۱- در مورد کلیه‌ی تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل رابطه‌ی (۳-۲۸) به ازای $m = 1$ برقرار باشد.

ب-۲- در مورد کلیه‌ی تلاش‌های نیروکنترل رابطه‌ی (۳-۲۹) برقرار باشد.

۱۰-۲-۳- ضوابط کلی برای طراحی سامانه جداساز

۱۰-۲-۳-۱- کلیات

تحلیل و طراحی سامانه جداساز براساس ضوابط این بند انجام می‌گیرد.

۱۰-۲-۳-۱-۱- پایداری سامانه جداساز

پایداری اعضای باربر قائم سامانه جداساز به کمک تحلیل و آزمایش باید ارزیابی شود. این ارزیابی برای تغییرمکان جانبی برابر حداکثر تغییرمکان کل محاسبه‌شده طبق بند (۱۰-۲-۴-۳-۵) یا (۱۰-۲-۵-۱-۲) و یا برای حداکثر تغییرمکان اجازه داده شده توسط وسایل محدودکننده‌ی تغییرمکان (در صورت وجود) انجام می‌شود.

۱۰-۲-۳-۱-۲- طبقه‌بندی ساختمان بر حسب شکل

طبقه‌بندی ساختمان جداسازی‌شده به صورت منظم یا نامنظم براساس طبقه‌بندی سازه‌ی فوقانی بر حسب شکل طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام می‌شود.

۱۰-۲-۳-۲- ضابطه‌ی حرکت زمین

ضابطه‌ی حرکت زمین برای زلزله‌ی طرح و زلزله‌ی حداکثر مطابق بند (۱-۷) و اصلاحات این قسمت انجام می‌گیرد. سطح خطر زلزله‌ی طرح توسط طراح تعیین می‌شود ولی می‌توان معادل سطح خطر۱ انتخاب نمود. برای زلزله‌ی حداکثر می‌توان زلزله‌ی سطح خطر ۲ را در نظر گرفت.

۱۰-۲-۳-۲-۱- زلزله‌ی طرح

برای زلزله‌ی طرح ضوابط حرکت زمین به شرح زیر می‌باشد.

الف- مقدار شتاب‌طیفی در زمان‌تناوب کوتاه (S_{xS}) و شتاب‌طیفی در زمان‌تناوب ۱/۰ ثانیه(S_{x1})مطابق بند (۱-۷).

ب– طیف پاسخ زلزله‌ی طرح برای ۵٪ میرایی، هنگامی‌که طیف پاسخ برای تحلیل طیفی مطابق بند (۱۰-۲-۳-۳-۲) یا برای تعریف شتاب‌نگاشت مورد نیاز باشد.

پ– حداقل سه شتاب‌نگاشت سازگار با طیف زلزله‌ی طرح، هنگامی‌که شتاب‌نگاشت‌ها برای تحلیل غیرخطی مطابق بند (۱۰-۲-۳-۳-۳) موردنیاز باشد.

۱۰-۲-۳-۲-۲- زلزله‌ی حداکثر

برای زلزله‌ی حداکثر ضوابط حرکت زمین به شرح زیر می‌باشد.

الف– مقدار شتاب‌طیفی در زمان‌تناوب کوتاه (S_{xS}) و شتاب‌طیفی در زمان‌تناوب ۱/۰ ثانیه(S_{x1})مطابق بند (۱-۷).

ب– طیف پاسخ زلزله‌ی حداکثر برای ۵٪ میرایی، هنگامی‌که طیف پاسخ برای تحلیل طیفی مطابق بند (۱۰-۲-۳-۳-۲) یا برای تعریف شتاب‌نگاشت موردنیاز باشد؛

پ – حداقل سه شتاب‌نگاشت سازگار با طیف زلزله‌ی حداکثر، هنگامی‌که شتاب‌نگاشت‌ها برای تحلیل غیرخطی مطابق بند (۱۰-۲-۳-۳-۳) مورد نیاز باشد.

۱۰-۲-۳-۳- انتخاب روش تحلیل

۱۰-۲-۳-۳-۱- روش‌های خطی

روش‌های خطی می‌تواند برای طراحی ساختمان‌های جداسازی شده به‌کار برده شود به شرطی که معیارهای زیر تامین شوند.

الف– ساختمان روی زمین نوع I یا II طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران قرار گرفته باشد؛

ب– سامانه جداساز دارای ضوابط زیر باشد:

ب–۱– سختی موثر سامانه جداساز در تغییرمکان طرح، بزرگ‌تر از $\frac{۱}{۳}$ سختی موثر آن در تغییرمکانی برابر با ۲۰٪ تغییرمکان طرح باشد؛

ب–۲– سامانه جداساز قابلیت ایجاد نیروی بازگرداننده مطابق بند (۱۰-۲-۷-۲-۴) را دارا باشد؛

ب–۳– منحنی نیرو- تغییرشکل سامانه جداساز مستقل از نرخ یا سرعت بارگذاری باشد؛

ب–۴– منحنی نیرو- تغییرشکل سامانه جداساز مستقل از بار قائم یا جهت بار جانبی در پلان باشد؛

ب–۵– سامانه جداساز، تغییرمکان در سطح خطر ۲ را به کم‌تر از حاصل‌ضرب تغییرمکان طراحی کل در نسبت شتاب طیفی ماکزیمم در زمان یک ثانیه، به شتاب طیفی طرح در همان زمان محدود نکند.

پ – سازه‌ی فوقانی سامانه جداساز تحت حرکات زلزله‌ی موردنظر ارتجاعی باقی بماند.

۱۰-۲-۳-۳-۲- تحلیل طیفی

تحلیل طیفی برای طراحی ساختمان‌های جداسازی‌شده برای هریک از شرایط زیر الزامی است.

الف – ارتفاع ساختمان بیش از ۲۰ متر باشد؛

ب – زمان تناوب موثر سازه در تغییرمکان حداکثر، T_M ، مطابق بند (۱۰-۲-۴-۳-۴) بزرگ‌تر از ۳ ثانیه باشد؛

پ – زمان تناوب موثر سازه در تغییرمکان طرح، T_D، مطابق بند (۱۰-۲-۴-۳-۲) کم‌تر یا مساوی سه برابر زمان تناوب سازه‌ی فوقانی با فرض پایه‌ی گیردار باشد؛

ت – سازه‌ی فوقانی سامانه جداساز، نامنظم باشد.

۱۰-۲-۳-۳-۳- روش‌های غیرخطی

استفاده از روش‌های غیرخطی برای طراحی ساختمان‌های جداسازی شده برای هریک از شرایط زیر الزامی‌است.

الف – سازه‌ی فوقانی برای زلزله‌ی موردنظر غیرخطی باشد؛

ب – سامانه جداساز تمام ضوابط مورد ب بند (۱۰-۲-۳-۳-۱) را برآورده نکند.

تحلیل دینامیکی غیرخطی برای طراحی ساختمان‌های جداسازی‌شده لرزه‌ای که شرایط الف و ب این بند را دارا هستند، الزامی است.

۱۰-۲-۴- روش‌های تحلیل خطی

۱۰-۲-۴-۱- کلیات

در صورت انتخاب روش تحلیل خطی مطابق بند (۱۰-۲-۳-۳)، ساختمان‌های جداسازی شده باید برای حداقل تغییرمکان‌ها و نیروهای لرزه‌ای معین‌شده در این قسمت طراحی شوند.

۱۰-۲-۴-۲- مشخصات تغییرشکل سامانه جداساز

مشخصات تغییرشکل سامانه جداساز براساس نتایج آزمایش نمونه مطابق بند (۱۰-۲-۹) تعیین می‌شود.

هر گاه در سامانه جداساز از اجزای مقاوم در برابر باد، واژگونی و وسایل اتلاف انرژی برای تامین ضوابط این دستورالعمل استفاده شود، منحنی نیرو- تغییرمکان سامانه جداساز باید آثار وجود این اجزا و وسایل را دربرداشته باشد.

۱۰-۲-۴-۳- حداقل تغییرمکان جانبی

۱۰-۲-۴-۳-۱- تغییرمکان طرح

سامانه جداساز برای تحمل حداقل تغییرمکان جانبی زلزله در دو امتداد اصلی سازه طبق رابطه‌ی (۱۰-۲) طراحی و ساخته می‌شود.

$$D_D = \left[\frac{g}{4\pi^2}\right]\frac{S_{x1}T_D}{B_1} \qquad (۱۰-۲)$$

که در آن S_{x1} مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای زلزله‌ی طرح می‌باشد و B_1 با توجه به جدول (۱۰-۱) برای β برابر β_D در رابطه‌ی (۱۰-۱۸) تعیین می‌شود.

جدول (۱۰-۱): ضرایب B_1 و B_S برحسب درصد میرایی موردنظر (β)

β (درصد)	B_S	B_1
≤۲	۰/۸	۰/۸
۵	۱/۰	۱/۰
۱۰	۱/۳	۱/۲
۲۰	۱/۸	۱/۵
۳۰	۲/۳	۱/۷
۴۰	۲/۷	۱/۹
≥۵۰	۳/۰	۲/۰

۱۰-۲-۴-۳-۲- زمان تناوب موثر در تغییرمکان طرح

زمان تناوب موثر ساختمان جداسازی شده در تغییرمکان طرح، T_D، با استفاده از مشخصات تغییرشکل سامانه جداساز طبق رابطه‌ی (۱۰-۳) محاسبه می‌شود.

$$T_D = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{D\min} g}} \qquad (۳-۱۰)$$

که در آن W وزن مرده‌ی سازه‌ی واقع در بالای سامانه جداساز، K_{Dmin} سختی موثر حداقل سامانه جداساز در تغییرمکان طراحی و در امتداد جانبی مورد نظر است.

۱۰-۲-۴-۳-۳- تغییر مکان حداکثر

تغییرمکان حداکثر سامانه جداساز، D_M، در بحرانی‌ترین امتداد پاسخ جانبی از رابطه‌ی (۱۰-۴) محاسبه می‌شود.

$$D_M = \left[\frac{g}{4\pi^2}\right]\frac{S_{x1} T_M}{B_1} \qquad (۴-۱۰)$$

که در آن S_{x1} مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای زلزله سطح خطر ۲ می‌باشد و B_1 با توجه به جدول (۱۰-۱) و برای β برابر β_M طبق رابطه (۱۰-۱۹) محاسبه می‌شود.

۱۰-۲-۴-۳-۴- زمان تناوب موثر در تغییرمکان حداکثر

زمان تناوب موثر ساختمان جداسازی شده در تغییرمکان حداکثر، T_M، از مشخصات تغییرشکل سامانه جداساز طبق رابطه‌ی (۱۰-۵) محاسبه می‌شود.

$$T_M = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{M\min} g}} \qquad (۵-۱۰)$$

که درآن K_{Mmin} سختی موثر حداقل سامانه جداساز در تغییرمکان حداکثر و در امتداد جانبی مورد نظر می‌باشد.

۱۰-۲-۴-۳-۵- تغییرمکان کل

کل تغییرمکان طراحی، D_{TD}، و کل تغییرمکان حداکثر، D_{TM}، در اجزای سامانه جداساز باید تغییرمکان اضافی ناشی از پیچش واقعی و اتفاقی را نیز شامل باشد. آثار پیچش با درنظر گرفتن توزیع مکانی سختی موثر سامانه جداساز در تغییرمکان طرح و بحرانی‌ترین حالت خروج از محوری جرم محاسبه می‌شود.

کل تغییرمکان طراحی، D_{TD}، و کل تغییرمکان حداکثر، D_{TM}، اجزای یک سامانه جداساز با توزیع یکنواخت مکانی سختی موثر در تغییرمکان طرح نباید کم‌تر از مقادیر به‌دست آمده از روابط (۱۰-۶) و (۱۰-۷) باشد.

$$D_{TD} = D_D\left[1 + y\frac{12e}{b^2 + d^2}\right] \qquad (۱۰-۶)$$

$$D_{TM} = D_M\left[1 + y\frac{12e}{b^2 + d^2}\right] \qquad (۱۰-۷)$$

که در روابط فوق b و d ابعاد پلان ساختمان، e بیان‌گر خروج از محوری واقعی یا اتفاقی مرکز جرم سازه‌ی فوقانی نسبت به مرکز سختی سامانه جداساز و y فاصله‌ی مرکز جرم جزء مورد نظر تا مرکز سختی سامانه جداساز، اندازه‌گیری شده در جهت عمود بر امتداد بارگذاری جانبی مورد نظر می‌باشد. کل تغییرمکان حداکثر، D_{TM}، می‌تواند کم‌تر از رابطه‌ی (۱۰-۷) باشد، اما نباید کم‌تر از ۱/۱ برابر D_M باشد، به شرطی که محاسبات نشان دهد سامانه جداساز پیچش مربوط را تحمل می‌کند.

۱۰-۲-۴-۴- حداقل نیروی جانبی

۱۰-۲-۴-۴-۱- سامانه جداساز و اجزای واقع در زیر آن

سامانه جداساز، و تمام اجزای سازه‌ای واقع در زیر سامانه جداساز، از جمله پی، باید برای تحمل حداقل نیروی جانبی لرزه‌ای(V_b) طبق رابطه‌ی (۱۰-۸) طراحی و اجرا شود.

$$V_b = K_{Dmax} D_D \qquad (۱۰-۸)$$

که در آن K_{Dmax} سختی موثر حداکثر سامانه جداساز در تغییرمکان طراحی و در جهت جانبی مورد نظر می‌باشد.

۱۰-۲-۴-۴-۲- اجزای سازه‌ای واقع در بالای سامانه جداساز

اجزای واقع در بالای سامانه جداساز باید برای تحمل حداقل نیروی جانبی لرزه‌ای V_s برابر با V_b حاصل از رابطه‌ی (۱۰-۸) طراحی و اجرا شوند.

۱۰-۲-۴-۴-۳- محدویت‌های حداقل نیروی جانبی لرزه‌ای، V_S

مقدار V_s نباید کم‌تر از مقادیر زیر درنظرگرفته شود.

الف- برش پایه‌ی مساوی با نیروی طراحی باد؛

ب- ۱/۵ برابر نیروی جانبی لرزه‌ای لازم برای فعال نمودن کامل سامانه جداساز.

۱۰-۲-۴-۴-۴- توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان

تمام نیروی V_s در ارتفاع سازه‌ی واقع در بالای سامانه جداساز طبق رابطه‌ی (۱۰-۹) توزیع می‌شود.

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_i h_i} V_s \qquad (۹-۱۰)$$

در هر طبقه‌ای نظیر i، نیروی F_i باید متناسب با وزن آن طبقه، W_i، در امتداد افق توزیع شود.

۱۰-۲-۴-۵- تحلیل طیفی

۱۰-۲-۴-۵-۱- زلزله‌ی مورد استفاده

طیف زلزله‌ی طرح باید مطابق بند (۱۰-۲-۳-۲-۱) برای محاسبه‌ی تغییرمکان طراحی کل سامانه جداساز، نیروها و تغییرمکان‌های جانبی سازه فوقانی به‌کار برده شود. طیف زلزله‌ی حداکثر سطح خطر ۲ نیز باید برای محاسبه‌ی تغییرمکان حداکثر کل سامانه جداساز به‌کار رود.

۱۰-۲-۴-۵-۲- میرایی مودی

تحلیل طیفی باید به ازای مقادیر میرایی مودهای ارتعاشی معادل با کم‌ترین دو مقدار: میرایی موثر سامانه جداسازی‌شده یا ۳۰٪ میرایی بحرانی انجام گیرد. میرایی درنظرگرفته شده برای مودهای بالاتر باید متناسب با نوع مصالح و تراز تنش سازه‌ی فوقانی باشد.

۱۰-۲-۴-۵-۳- ترکیب مولفه‌های زلزله

در تحلیل طیفی برای محاسبه‌ی تغییرمکان طراحی کل و تغییرمکان حداکثر کل باید آثار تحریک همزمان مدل به صورت ۱۰۰٪ حرکت زمین در امتداد بحرانی آن به علاوه‌ی حداقل ۳۰٪ در امتداد متعامد درنظرگرفته شود. تغییرمکان حداکثر سامانه جداساز از ترکیب برداری دو مولفه‌ی متعامد به‌دست می‌آید.

۱۰-۲-۴-۵-۴- مقیاس‌کردن نتایج

اگر تغییرمکان طراحی کل که از تحلیل طیفی به‌دست می‌آید، کم‌تر از D_{TD} مطابق رابطه (۱۰-۶) باشد و یا اگر تغییرمکان حداکثر کل که از تحلیل طیفی به‌دست می‌آید کم‌تر از D_{TM} مطابق رابطه (۱۰-۷) باشد، لازم است در فرآیند طراحی نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها نیز به همان نسبت افزایش یابند.

۱۰-۲-۴-۶- نیروها و تغییرشکل‌های طراحی

اجزای ساختمان باید برای نیروها و تغییرشکل‌هایی طراحی شوند که از روش‌های خطی و معیارهای پذیرش بند (۳-۶-۱-۲) حاصل شده‌اند، به استثنای اینکه برای طراحی اعضای تغییرشکل‌کنترل، ضریب m نباید بزرگ‌تر از ۱٫۵ درنظر گرفته شود.

۱۰-۲-۵- روش‌های تحلیل غیرخطی

ارزیابی سازه‌های جداسازی‌شده با استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی باید براساس مدل‌های سه بعدی انجام گیرد به طوری‌که مشخصات غیرخطی سامانه جداساز و سازه‌ی واقع در بالای آن، هر دو درنظر گرفته شوند.

۱۰-۲-۵-۱- روش استاتیکی غیرخطی

۱۰-۲-۵-۱-۱- کلیات

روش استاتیکی غیرخطی برای ساختمان‌های جداسازی‌شده باید براساس ضوابط بند (۳-۴-۳) انجام گیرد به استثنای اینکه تغییرمکان هدف و توزیع بار جانبی باید براساس ضوابط زیر به‌دست آید.

۱۰-۲-۵-۱-۲- تغییرمکان هدف

مدل‌سازی تحلیلی ساختمان باید به‌گونه‌ای انجام شود که در هر امتداد اصلی آن، اندازه‌ی معادل تغییرمکان هدف D'_D حاصل از طیف زلزله‌ی طرح و تغییرمکان هدف D'_M حاصل از طیف زلزله‌ی حداکثر سطح خطر ۲، که از روابط زیر محاسبه می‌شوند، در آن منظور شده باشد.

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1+\left[\frac{T_e}{T_D}\right]^2}} \qquad (۱۰-۱۰)$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1+\left[\frac{T_e}{T_M}\right]^2}} \qquad (۱۰-۱۱)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی موثر سازه‌ی فوقانی با فرض پای گیردار می‌باشد که از رابطه (۳-۱۶) به‌دست می‌آید. تغییرمکان‌های هدف D'_D و D'_M باید در مرکز جرم اولین کف واقع در روی سامانه جداساز تعیین شوند.

۱۰-۲-۵-۱-۳- الگوی بار جانبی

الگوی بار جانبی اعمال‌شده متناسب با توزیع جرم ساختمان و شکل مود جداسازی شده‌ی ساختمان (مود اول) در تغییرمکان هدف می‌باشد.

۱۰-۲-۵-۲- روش دینامیکی غیرخطی

۱۰-۲-۵-۲-۱- کلیات

روش دینامیکی غیرخطی در ساختمان‌های جداسازی شده باید براساس ضوابط بند (۳-۴-۴) صورت گیرد به استثنای اینکه در فرآیند طراحی لازم است نتایج مربوط براساس بند (۱۰-۲-۵-۲-۲) مقیاس شوند.

۱۰-۲-۵-۲-۲- مقیاس‌کردن نتایج

اگر تغییرمکان به‌دست آمده از مدل تحلیلی کم‌تر از D'_D مطابق رابطه‌ی (۱۰-۱۰) باشد، یا اگر تغییرمکان حداکثر حاصل از مدل تحلیلی کم‌تر از D'_M مطابق رابطه‌ی (۱۰-۱۱) باشد، لازم است در فرآیند طراحی نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها نیز به همان نسبت افزایش یابند تا مقادیر D'_D و D'_M تامین شوند.

۱۰-۲-۵-۳- نیروها و تغییرشکل‌های طراحی

اجزای ساختمان باید برای نیروها و تغییرشکل‌هایی طراحی شوند که از تحلیل غیرخطی و مطابق معیارهای پذیرش بند (۳-۶-۲-۱) و (۳-۶-۲-۲) حاصل شده‌اند.

۱۰-۲-۶- اجزای غیرسازه‌ای

۱۰-۲-۶-۱- کلیات

اجزای غیرسازه‌ای دائمی و ملحقات آن‌ها باید برای تحمل نیروها و تغییرمکان‌های لرزه‌ای داده شده در این قسمت و ملزومات مربوط در فصل ۹ طراحی شوند.

۱۰-۲-۶-۲- نیروها و تغییرمکان‌ها

۱۰-۲-۶-۲-۱- اجزای غیرسازه‌ای واقع در بالای سامانه جداساز

اجزای غیرسازه‌ای که در بالای سامانه جداساز قرار دارند باید برای تحمل نیروی جانبی زلزله برابر با حداکثر پاسخ دینامیکی عضو مورد نظر طراحی شوند.

طرح اجزای غیرسازه‌ای برای تحمل بار جانبی زلزله برابر با پاسخ ساختمان‌های معمولی با فرض پای گیردار نیز طبق ضوابط فصل ۹ مجاز می‌باشد.

۱۰-۲-۶-۲-۲- اجزای غیرسازه‌ای که از سامانه جداساز عبور می‌کنند

اجزای غیرسازه‌ای که از سامانه جداساز عبور می‌کنند را باید برای تحمل حداکثر تغییرمکان افقی و حداکثر تغییرمکان قائم سامانه جداساز طراحی نمود. این اعضا نباید قیدی برای تغییرمکان ساختمان جداسازی‌شده به‌وجود آورند یا محدودیتی در تامین هدف بهسازی ایجاد نمایند.

۱۰-۲-۶-۲-۳- اجزای غیرسازه‌ای واقع در زیر سامانه جداساز

اجزای غیرسازه‌ای ساختمان‌های جداسازی‌شده لرزه‌ای که در زیر سامانه جداساز قرار دارند، مطابق ضوابط فصل ۹ طراحی و اجرا می‌شوند.

۱۰-۲-۷- جزییات مورد نیاز سامانه

۱۰-۲-۷-۱- کلیات

سامانه جداساز و سامانه سازه‌ای لازم است ضوابط ارائه شده در بند (۱۰-۲-۷-۲) را به طور کامل تامین کنند.

۱۰-۲-۷-۲- سامانه جداساز

۱۰-۲-۷-۲-۱- شرایط محیطی

علاوه بر ضوابط بار قائم و بار جانبی ناشی از باد یا زلزله، سامانه جداساز باید برای شرایط محیطی دیگر مانند آثار گذشت زمان، خزش، خستگی، حرارت، رطوبت و مواد زیان‌آور طراحی شود.

۱۰-۲-۷-۲-۲- نیروهای باد

ساختمان‌های جداسازی شده باید نیروهای طراحی باد (طبق آیین‌نامه‌های مربوط) را در تمام طبقات بالای سامانه جداساز تحمل کنند. لازم است در محل سامانه جداساز یک سامانه مقاوم در مقابل باد برای محدود نمودن تغییرمکان جانبی سامانه جداساز در حد تغییرمکان بین طبقه‌ای در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۷-۲-۳- مقاومت در برابر آتش‌سوزی

مقاومت در برابر آتش‌سوزی برای سامانه جداساز مشابه سایر اعضای ساختمان که بارهای قائم و جانبی را تحمل می‌کنند باید درنظر گرفته شود.

۱۰-۲-۷-۲-۴- نیروی جانبی بازگرداننده

سامانه جداساز باید طوری طراحی شود که نیروی بازگرداننده مطابق موارد زیر در آن ایجاد شود.

الف- نیرویی برابر با کل نیروی جانبی ساختمان در کل تغییرمکان جانبی طراحی آن، که کل نیروی جانبی ساختمان در این‌حالت حداقل ۰/۰۲۵W از نیروی جانبی ساختمان در۵۰٪ کل تغییرمکان جانبی طراحی بیشتر باشد.

ب - نیرویی حداقل برابر ۰/۰۵W، هنگامی‌که کل تغییرمکان جانبی سامانه جداساز بیشتر از ۵۰٪ کل تغییرمکان جانبی طراحی می‌باشد.

در مواردی‌که سامانه جداساز در برابر کل بار قائم پایدار مانده و تغییرمکان حداکثری را برابر با بزرگ‌ترین دو مقدار: سه برابر تغییرمکان طراحی، یا ۹۰ S_{x1} (بر حسب سانتی‌متر) تامین نماید (S_{x1}برای زلزله سطح خطر ۲ محاسبه می‌شود)، رعایت ضوابط طراحی فوق برای سامانه جداساز ضروری نمی‌باشد.

۱۰-۲-۷-۲-۵- قید تغییر مکانی

پیکربندی سامانه جداساز که شامل یک قید تغییر مکانی برای محدود کردن تغییرمکان جانبی ناشی از زلزله سطح خطر ۲ به تغییر مکانی که از طریق ضرب کردن در کم‌تر از نسبت پارامتر شتاب پاسخ طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای زلزله‌ی سطح

خطر۲ به مقدار همان پارامتر برای زلزله‌ی طرح در کل تغییرمکان طراحی به‌دست می‌آید، به‌کار می‌رود تا ساختمان جداسازی شده مطابق با معیارهای زیر مشروط بر آنکه این معیارها محدودکننده‌تر از ضوابط بند (۱۰-۲-۳) باشند، طراحی شود.

الف – پاسخ ساختمان ناشی از زلزله‌ی سطح خطر ۲ مطابق با ضوابط روش تحلیل دینامیکی بند (۱۰-۲-۵) محاسبه شود و خصوصیات غیرخطی سامانه جداساز و سازه‌ی واقع در بالای آن نیز درنظر گرفته شود.

ب– ظرفیت نهایی سامانه جداساز و اجزای سازه‌ای واقع در زیر سامانه جداساز باید از نیروها و تغییرمکان‌های ناشی از زلزله سطح خطر ۲ بیشتر باشند.

پ– پایداری و شکل پذیری سازه‌ی واقع در بالای سامانه جداساز تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ کنترل شود.

ت– قید تغییرمکانی در تغییرمکان‌های کوچک‌تر از ۰/۷۵ کل تغییرمکان طراحی فعال نشود مگر اینکه با تحلیل نشان داده شود که فعال شدن زود هنگام منجر به عملکرد نامطلوب نمی‌شود.

۱۰-۲-۷-۲-۶- پایداری در برابر بارهای قائم

هر جزء از سامانه جداساز باید طوری طراحی شود که در برابر کل بار قائم حداکثر، $1.2Q_D + Q_L + |Q_E|$ و بار قائم حداقل، $0.8Q_D - |Q_E|$، به‌ازای تغییرمکان جانبی برابر با کل تغییر مکان حداکثر پایدار بماند. بار قائم ناشی از زلزله روی هر واحد جداساز در این محاسبه، Q_E، باید براساس حداکثر واکنش ساختمان ناشی از زلزله‌ی سطح خطر ۲ محاسبه شود.

۱۰-۲-۷-۲-۷- واژگونی

ضریب اطمینان در برابر واژگونی کلی سازه حول سطح تماس با سامانه جداساز نباید کم‌تر از یک باشد. کلیه‌ی شرایط محتمل برای بارهای ثقلی و زلزله باید درنظر گرفته شود. نیروهای زلزله در محاسبه‌ی واژگونی باید براساس زلزله‌ی سطح خطر ۲ محاسبه شود و نیروی مقاوم قائم باید با به‌کارگیری وزن ساختمان، واقع در بالای سامانه جداساز، W، به‌دست آید.

ایجاد نیروی برکنش موضعی در اجزا و اعضای سامانه به شرطی مجاز است که تغییرشکل‌های حاصل، منجر به بروز تنش‌های زیاد یا ناپایداری در واحدهای سامانه جداساز یا سایر اجزای سامانه نشود. استفاده از مهار برای محدودکردن برکنش موضعی در هر یک از اجزا و اعضای سامانه مجاز است به این شرط که ساختمان جداسازی شده طبق معیارهای زیر وقتی این معیارها محدودکننده‌تر از ضوابط بند (۱۰-۲-۳) باشند طراحی شود.

الف– واکنش ساختمان به زلزله‌ی سطح خطر۲ مطابق با ضوابط روش تحلیل دینامیکی بند (۱۰-۲-۵) محاسبه‌شده و در آن خصوصیات غیرخطی سامانه جداساز و سازه‌ی فوقانی نیز درنظرگرفته شود.

ب– ظرفیت نهایی مهار باید از نیروها و تغییرشکل‌های ناشی از زلزله‌ی سطح خطر ۲ بیش‌تر باشند.

پ– در طراحی سامانه جداساز که با نتایج آزمایش هم باید مورد تایید قرار گیرد، باید از پایداری سامانه مطابق بند (۱۰-۲-۹-۲-۴) در مقابل بارهای ناشی از زلزله‌ی سطح خطر ۲ و بار قائم اضافی ناشی از وجود مهار اطمینان حاصل نمود.

۱۰-۲-۷-۲-۸- بازرسی و جایگزینی

لازم است امکان دسترسی برای بازرسی و جایگزین‌کردن احتمالی هر یک از اجزای سامانه جداساز تامین شود.

۱۰-۲-۷-۲-۹- کنترل کیفیت تولید

لازم است برنامه‌ای برای آزمایش‌های مربوط به کنترل کیفیت تولید واحدهای سامانه جداساز توسط طراح ارائه شود.

۱۰-۲-۷-۳- سیستم سازه‌ای

۱۰-۲-۷-۳-۱- توزیع افقی نیرو

پیوستگی سازه در تراز روی سامانه جداساز باید به وسیله دیافراگم افقی یا اجزای سازه‌ای دیگر تامین شود. این دیافراگم یا اجزای سازه‌ای دیگر باید دارای مقاومت و شکل‌پذیری کافی برای انتقال نیروها (در اثر حرکت غیریکنواخت زمین) از یک بخش از ساختمان به بخش دیگر آن بوده و سختی کافی برای ایجاد رفتار لرزه‌ای به صورت دیافراگم صلب در تراز روی سامانه جداساز نیز داشته باشند.

۱۰-۲-۷-۳-۲- درزهای انقطاع

عرض درزهای انقطاع موجود بین ساختمان جداسازی شده و دیوارهای حائل اطراف آن یا سایر موانع ثابت دیگر نباید کم‌تر از کل تغییرمکان حداکثر باشد.

۱۰-۲-۸- بازبینی طرح

۱۰-۲-۸-۱-کلیات

لازم است بازبینی طرح سامانه جداساز و برنامه‌ی آزمایش‌های مربوط توسط یک تیم مهندسی مستقل صورت پذیرد. این تیم باید شامل افراد صاحب تجربه در روش‌ها و مبانی تئوری و تحلیل لرزه‌ای و کاربرد جداسازی لرزه‌ای باشد.

۱۰-۲-۸-۲ – سامانه جداساز

بازبینی طرح سامانه جداساز باید شامل مرور موارد زیر باشد.

الف – معیارهای لرزه‌ای ساختگاهی، شامل طیف و تاریخچه‌ی زمانی زلزله‌ی ویژه ساختگاه و کلیه‌ی معیارهای طراحی دیگری که به‌طور خاص برای پروژه‌ی موردنظر ملحوظ شده است؛

ب – طراحی اولیه، شامل تعیین کل تغییرمکان طراحی و کل تغییرمکان حداکثر سامانه جداساز و تراز نیروی جانبی؛

پ – آزمایش نمونه‌هایی از سامانه جداساز طبق بند (۱۰-۲-۹)؛

ت – طرح نهایی ساختمان جداسازی‌شده و مدارک تحلیلی مربوط؛

ث – آزمایش‌های کنترل کیفیت سامانه جداساز طبق بند (۱۰-۲-۷-۲-۹).

۱۰-۲-۹- مشخصات لازم برای طراحی و آزمایش سامانه جداساز

۱۰-۲-۹-۱- کلیات

خصوصیات تغییرشکلی و مقادیر میرایی سامانه جداساز که در تحلیل و طراحی سازه‌های جداسازی شده به‌کار می‌رود باید براساس انجام آزمایش‌های زیر روی نمونه‌های منتخبی از اجزا، پیش از عملیات ساختمانی باشد.

اجزایی از سامانه جداساز که تحت آزمایش قرار می‌گیرند باید جداسازها، اجزای سامانه مقاوم در برابر باد و وسایل اتلاف انرژی تکمیلی (نظیر میراگرها) اگر در طرح موجود باشند را شامل شود.

با انجام آزمایش‌های مشخص‌شده در این بند تنها مشخصات سامانه جداساز برای طراحی تعیین می‌شود و نباید آن‌ها را جایگزین آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید تصریح‌شده در بند (۱۰-۲-۷-۲-۹) دانست.

۱۰-۲-۹-۲- آزمایش‌های نمونه اصلی[5]

۱۰-۲-۹-۲-۱- کلیات

آزمایش‌های نمونه اصلی باید به طور جداگانه روی دو نمونه با مقیاس واقعی برای هر نوع و اندازه از جداساز در سامانه انجام گیرد. در صورتی‌که از وسایل سامانه مقاوم در برابر باد استفاده شده باشد، این وسایل نیز علاوه بر جداسازها در نمونه‌های آزمایشی باید منظور شوند. وسایل اتلاف انرژی تکمیلی (میراگرها) باید طبق بند (۱۰-۳-۸) آزمایش شوند. نمونه‌های اصلی آزمایش‌شده را نباید در ساختمان موردنظر به‌کار برد مگر اینکه کاربرد آن‌ها توسط طراح اجازه داده شود.

۱۰-۲-۹-۲-۲- ثبت نتایج

در هر چرخه‌ی بارگذاری، منحنی نیرو- تغییرشکل و رفتار چرخه‌ای نمونه‌ی مورد آزمایش باید ثبت شود.

۱۰-۲-۹-۲-۳- ترتیب مراحل و چرخه‌های بارگذاری

مراحل زیر باید به ترتیب در آزمایش جداسازها انجام شود و در هر مرحله تعداد مشخص شده از چرخه‌های بارگذاری جانبی تحت بار قائمی برابر با میانگین $Q_D + 0.5Q_L$ وارد بر جداسازهایی از یک نوع و اندازه صورت پذیرد.

الف- بیست چرخه‌ی کامل رفت و برگشتی تحت بار جانبی مساوی با نیروی طراحی باد.

ب- سه چرخه‌ی کامل رفت و برگشتی بارگذاری برای هریک از تغییرمکان‌های: D_D، $0.5D_D$، $0.25D_D$ و D_M.

پ- سه چرخه کامل رفت و برگشتی تا کل تغییرمکان حداکثر، D_{TM}.

ت- تعداد $\frac{30S_{x1}}{S_{xs}B_1}$ چرخه ولی نه کم‌تر از ۱۰ چرخه‌ی کامل رفت و برگشتی بارگذاری تا تغییرمکان طراحی D_D. مقادیر S_{x1} و S_{xs} باید مربوط به زلزله‌ی طرح باشند.

[5] Prototype

۱۰-۲-۹-۲-۴- جداسازهای تحمل‌کننده‌ی بار قائم

اگر یک جداساز لرزه‌ای وظیفه تحمل بارهای قائم را نیز به عهده داشته باشد، آنگاه مورد ب مراحل بارگذاری چرخه‌ای ذکرشده در بند (۱۰-۲-۹-۲-۳) باید برای دو حالت اضافی دیگر از ترکیبات بار قائم نیز انجام شود که عبارت‌اند از:

ب-۱- $1.2Q_D + 0.5Q_L + |Q_E|$

ب-۲- $0.8Q_D - |Q_E|$

بار قائم وارد بر جداساز باید شامل اضافه بار قائم ناشی از بار واژگونی تحت بار زلزله Q_E باشد. مقدار این بار باید برابر یا بزرگتر از حداکثر نیروی زلزله قائم متناظر با تغییرمکان آزمایش باشد.

در این آزمایش‌ها، بار قائم حاصل از ترکیبات بار باید برابر با میانگین نیروی رو به پایین وارد بر جداسازهای از یک نوع و اندازه باشد.

۱۰-۲-۹-۲-۵- جداسازهای با خصوصیات وابسته به نرخ بارگذاری

اگر خصوصیات منحنی نیرو- تغییرمکان جداسازها وابسته به نرخ بارگذاری باشند، آنگاه هر سری از آزمایش‌های مشخص شده در بندهای (۱۰-۲-۹-۲-۳) و (۱۰-۲-۹-۲-۴) باید به طور دینامیکی در فرکانسی برابر معکوس زمان تناوب موثر T_D سازه‌ی جداسازی‌شده انجام گیرد.

اگر از نمونه‌هایی با مقیاس کاهش یافته یعنی کوچک‌تر از نمونه واقعی برای اندازه گیری خصوصیات وابسته به نرخ بارگذاری جداسازها استفاده شود، این نمونه‌های با مقیاس کاهش یافته باید از نوع، مصالح و ساخته‌شده تحت روند و کیفیتی مشابه با نمونه‌های واقعی بوده و باید در فرکانسی آزمایش شوند که نشان‌دهنده‌ی نرخ بارگذاری نمونه‌ی واقعی باشد.

در صورتی‌که در دو حالت زیر اگر بیش از ۱۰٪ ± در سختی موثر یک جداساز (در تغییرمکان طراحی) اختلاف باشد، خصوصیات منحنی نیرو- تغییرمکان یک جداساز باید وابسته به نرخ بارگذاری در نظرگرفته شود.

الف- وقتی جداساز در فرکانسی برابر معکوس زمان تناوب سازه‌ی جداسازی شده آزمایش شود؛

ب- وقتی جداساز در هر فرکانسی بین ۰/۱ تا ۲ برابر معکوس زمان تناوب موثر سازه‌ی جداسازی شده آزمایش شود.

۱۰-۲-۹-۲-۶- جداسازهای با خصوصیات وابسته به بارگذاری در دو امتداد

اگر خصوصیات منحنی نیرو- تغییرمکان جداسازها وابسته به بارگذاری در دو امتداد باشد، آنگاه مقدار آزمایش‌های ذکرشده در بندهای (۱۰-۲-۹-۲-۳) و (۱۰-۲-۹-۲-۵) باید به نحو زیر افزایش داده شود. از یک امتداد بارگذاری متناظر با کل تغییرمکان طراحی همان امتداد و از امتداد دیگر بارهایی متناظر با ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ برابر کل تغییرمکان طراحی امتداد دیگر در چهار حالت مختلف اعمال شود.

اگر از نمونه‌هایی با مقیاس کاهش یافته برای اندازه‌گیری خصوصیات وابسته به بارگذاری در دو امتداد استفاده شود، آنگاه این نمونه‌های مقیاس شده باید از نوع، مصالح و ساخته شده تحت روند و کیفیتی مشابه با نمونه‌های واقعی باشند.

هرگاه با بررسی منحنی نیرو- تغییرمکان در دو امتداد و در یک امتداد، بیش از ۰/۱۵± اختلاف در سختی موثر نظیر تغییرمکان طراحی بین این دو حالت مشاهده شود، خصوصیات منحنی نیرو- تغییرمکان جداساز باید وابسته به بارگذاری در دو امتداد منظور شود.

۱۰-۲-۹-۲-۷- حداکثر و حداقل بار قائم

جداسازهایی که بار قائم را تحمل می‌کنند باید به طور استاتیکی تحت حداکثر و حداقل بار قائم در تراز کل تغییرمکان حداکثر آزمایش شوند. در این آزمایش‌ها، ترکیب بار قائم $1.2Q_D + Q_L + |Q_E|$ باید به عنوان حداکثر بار قائم و ترکیب بار قائم $0.8Q_D - |Q_E|$ باید به عنوان حداقل بار قائم روی هر جداساز از یک نوع و اندازه در نظرگرفته شود. بار قائم زلزله روی یک جداساز مشخص، Q_E، باید براساس حداکثر واکنش ساختمان ناشی از زلزله سطح خطر ۲ محاسبه شود.

۱۰-۲-۹-۲-۸- سامانه‌های فیوزی در برابر باد

اگر یک سامانه فیوزی در برابر باد در سامانه جداساز موجود باشد، ظرفیت نهایی باید با انجام آزمایش طبق ضوابط این بند تعیین شود.

۱۰-۲-۹-۲-۹- آزمایش روی واحدهای مشابه

آزمایش یک نمونه‌ی جداساز در حالتی که این نمونه در مقایسه با نمونه‌ی آزمایش شده‌ی دیگری شرایط زیر را دارا باشد لازم نیست.

الف- دارای ابعاد مشابهی باشد؛

ب- از همان نوع و مصالح باشد؛

پ- به همان روش ساخته شده و کنترل کیفیت شده باشد.

معافیت از آزمایش باید توسط تیم بازبینی‌کننده طبق بند (۱۰-۲-۸) تایید شود.

۱۰-۲-۹-۳- تعیین خصوصیات منحنی نیرو- تغییرمکان

خصوصیات منحنی نیرو- تغییرمکان سامانه جداساز باید براساس آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌های جداساز مشخص شده در بند (۱۰-۲-۹-۲-۳) صورت گیرد.

سختی موثر هر واحد جداساز، K_{eff}، در هر چرخه‌ی تغییرشکلی باید توسط معادله‌ی (۱۰-۱۲) محاسبه شود.

$$K_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \qquad (۱۰-۱۲)$$

در رابطه‌ی فوق F^+ و F^-، نیرو در سامانه جداساز در تغییرمکان‌های نظیر Δ^+ و Δ^- می‌باشد.

میرایی موثر هر واحد جداساز، β_{eff} باید برای هر چرخه تغییرشکلی از معادله (۱۰-۱۳) محاسبه شود.

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi}\left[\frac{E_{loop}}{K_{eff}\left[|\Delta^+| + |\Delta^-|\right]^2}\right] \qquad (۱۰-۱۳)$$

در رابطه فوق E_{loop} عبارت است از انرژی تلف شده در هر چرخه و K_{eff} منحنی موثر می‌باشد. این مقادیر هنگامی که تغییرمکان‌ها در آزمایش برابر Δ^+ و Δ^- هستند محاسبه می‌شوند.

۱۰-۲-۹-۴- کفایت سامانه

عملکرد نمونه‌های آزمایشی در صورت برآورده شدن شرایط زیر کافی تلقی می‌گردد.

الف- منحنی نیرو- تغییرمکان در تمامی آزمایش‌های مشخص شده در بند (۱۰-۲-۹-۲) نشان دهنده نمو غیر منفی در ظرفیت باربری باشد.

ب- در هر نمو تغییرمکان در آزمایش مشخص شده در بند (۱۰-۲-۹-۲-۳)، ردیف ب و به‌ازای هر حالت ترکیب بار قائم ذکر شده در بند (۱۰-۲-۹-۲-۳)، معیارهای زیر برآورده شود.

ب-۱- اختلافی بیش از ۱۵٪ ± بین سختی‌های موثر در هر یک از سه چرخه آزمایش در مقدار متوسط سختی موثر هر نمونه آزمایشی موجود نباشد.

ب-۲- اختلافی بیش از ۱۵٪ ± در میانگین سختی موثر در دو نمونه آزمایشی یک واحد جداساز از یک نوع و اندازه در سه چرخه لازم آزمایش موجود نباشد.

پ- در سختی موثر اولیه هر نمونه آزمایشی در تعداد چرخه‌ای برابر با $\frac{30S_{x1}}{S_{xs}B_1}$ (حداقل ۱۰ چرخه) در آزمایش مشخص شده در ردیف پ از بند (۱۰-۲-۹-۲-۳) بیش از ۲۰٪ ± تغییر نباشد. S_{x1} و S_{xs} باید مربوط به زلزله طرح باشند.

ت- در میرایی موثر اولیه نمونه در تعداد چرخه‌ای برابر با $\frac{30S_{x1}}{S_{xs}B_1}$ (حداقل ۱۰ چرخه) در آزمایش مشخص شده در ردیف ت از بند (۱۰-۲-۹-۲-۳) بیش‌تر از ۲۰٪ کاهش نباشد. S_{x1} و S_{xs} باید مربوط به زلزله‌ی طرح باشند.

ث- کلیه نمونه‌های مربوط به اجزای باربر قائم سامانه جداساز به ازای کل تغییرمکان حداکثر تحت بار استاتیکی ذکرشده در بند (۱۰-۲-۹-۲-۶) پایدار بمانند.

ج- سختی موثر و میرایی موثر نمونه‌های آزمایشی، در محدوده‌ی مشخص شده توسط طراح، قرار گیرند.

۱۰-۲-۹-۵- مشخصات طراحی سامانه جداساز

۱۰-۲-۹-۵-۱- حداکثر و حداقل سختی موثر

حداکثر و حداقل سختی موثر سامانه جداساز به‌ازای تغییرمکان طرح، K_{Dmax} و K_{Dmin} باید براساس آزمایش‌های چرخه‌ای مذکور در بند (۱۰-۲-۹-۲) و طبق روابط (۱۰-۱۴) و (۱۰-۱۵) محاسبه شود.

$$K_{Dmax}=\frac{\sum\left|F_D^+\right|_{max}+\sum\left|F_D^-\right|_{max}}{2D_D} \qquad (۱۰-۱۴)$$

$$K_{Dmin}=\frac{\sum\left|F_D^+\right|_{min}+\sum\left|F_D^-\right|_{min}}{2D_D} \qquad (۱۰-۱۵)$$

در تراز تغییرمکان حداکثر، بیش‌ترین و کم‌ترین سختی موثر سامانه جداساز باید براساس آزمایش‌های چرخه‌ای بند (۱۰-۲-۹-۲) و روابط (۱۰-۱۶) و (۱۰-۱۷) محاسبه شود.

$$K_{M\max} = \frac{\sum\left|F_M^{+}\right|_{\max} + \sum\left|F_M^{-}\right|_{\max}}{2D_M} \qquad (۱۰-۱۶)$$

$$K_{M\min} = \frac{\sum\left|F_M^{+}\right|_{\min} + \sum\left|F_M^{-}\right|_{\min}}{2D_M} \qquad (۱۰-۱۷)$$

۱۰-۲-۹-۵-۲- میرایی موثر

میرایی موثر سامانه جداساز در تراز تغییرمکان طرح، β_D باید براساس آزمایش‌های چرخه‌ای بند (۱۰-۲-۹-۲) و با استفاده از رابطه (۱۰-۱۸) محاسبه شود.

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{\sum E_D}{K_{D\max} D_D^2}\right] \qquad (۱۰-۱۸)$$

در رابطه (۱۰-۱۸) کل انرژی تلف شده در سامانه جداساز در هر چرخه‌ی تغییر مکانی، $\sum E_D$، باید برابر مجموع انرژی تلف شده در تمامی جداسازها در هر چرخه از آزمایشی که در آن Δ^+ و Δ^- برابر با تغییرمکان طرح D_D گرفته شده‌است به‌دست آید.

میرایی موثر سامانه جداساز در تغییر مکانی برابر تغییرمکان حداکثر، β_M باید براساس آزمایش‌های چرخه‌ای بند (۱۰-۲-۹-۲) و طبق رابطه (۱۰-۱۹) محاسبه شود.

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{\sum E_M}{K_{M\max} D_M^2}\right] \qquad (۱۰-۱۹)$$

در رابطه (۱۰-۱۹) کل انرژی تلف شده در سامانه جداساز در هر چرخه تغییر مکانی، $\sum E_M$، باید برابر با مجموع انرژی تلف شده در کلیه‌ی جداسازها در هر چرخه از آزمایشی که در آن Δ^+ و Δ^- برابر با تغییرمکان حداکثر D_M گرفته شده است، به‌دست آید.

۱۰-۳- سامانه‌های اتلاف انرژی

۱۰-۳-۱- ضوابط کلی

سامانه های اتلاف انرژی که به صورت وابسته به تغییر مکان، وابسته به سرعت یا صورت‌های دیگر طبق بند (۱۰-۳-۳) دسته‌بندی می‌شوند، باید با ضوابط این بخش سازگار باشند. تحلیل به روش خطی و غیرخطی هرجا لازم باشد باید به‌ترتیب طبق بند (۱۰-۳-۴) و (۱۰-۳-۵) انجام شود. ضوابط تکمیلی مربوط به سامانه‌های اتلاف انرژی که در بند (۱۰-۳-۶) تعریف‌شده نیز باید برآورده شود. سامانه‌های اتلاف انرژی باید طبق بندهای (۱۰-۳-۷) و (۱۰-۳-۸) به ترتیب بازبینی و آزمایش شوند.

وسایل اتلاف انرژی باید با درنظرگرفتن شرایط محیطی شامل باد، آثار گذشت زمان (سن)، خزش، خستگی، دمای محیط، دمای حین بهره‌برداری و مجاورت با رطوبت یا مواد مضر طراحی شوند.

در مدل ریاضی ساختمان بهسازی‌شده باید توزیع وسایل اتلاف انرژی در پلان و در ارتفاع ساختمان در نظر گرفته شود. در تحلیل باید وابستگی این وسایل به فرکانس ارتعاش، دمای محیطی و بهره برداری، سرعت، بارهای وارده و در دو امتداد بودن بارها به حساب آورده شود. با انجام چندین تحلیل روی ساختمان باید حدود آثار تغییر هریک از مشخصات مکانیکی این وسایل تعیین شود.

وسایل اتلاف انرژی باید قادر به تحمل تغییرمکان‌های بزرگ‌تر (برای وسایل وابسته به تغییر مکان) و سرعت‌های بزرگ‌تر (برای وسایل وابسته به سرعت) از حداکثر نظیر، محاسبه‌شده تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ طبق معیارهای زیر باشند.

الف- اگر تعداد وسایل اتلاف انرژی در یک طبقه‌ی مفروض و در یک جهت اصلی ساختمان چهار یا بیش‌تر بوده و حداقل دو وسیله در هر سمت مرکز صلبیت طبقه در جهت موردنظر قرار داشته باشد، کلیه‌ی وسایل اتلاف انرژی باید قادر به تحمل تغییرمکان‌هایی برابر با ۱۳۰٪ حداکثر تغییرمکان محاسبه‌شده برای آن وسیله تحت زلزله سطح خطر ۲ باشند. هر وسیله‌ی وابسته به سرعت که در بند (۱۰-۳-۳) تعریف شده نیز باید قادر به تحمل نیروی متناظر با سرعتی برابر با ۱۳۰٪ حداکثر سرعت محاسبه‌شده برای این وسیله تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ باشد.

ب- اگر کم‌تر از چهار عدد وسیله‌ی اتلاف انرژی در یک طبقه‌ی مفروض و در یک جهت اصلی ساختمان موجود بوده، یا کم‌تر از دو وسیله در هر سمت مرکز صلبیت طبقه در امتداد مورد بررسی واقع باشد، کلیه‌ی وسایل اتلاف انرژی باید قادر به تحمل تغییرمکان‌هایی برابر با ۲۰۰٪ حداکثر تغییرمکان محاسبه‌شده در آن وسیله تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ باشند. اگر وسیله وابسته به سرعت باشد نیز باید قادر به تحمل نیروی متناظر با سرعتی برابر با ۲۰۰٪ حداکثر سرعت محاسبه شده برای این وسیله تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ باشد.

اجزا و اتصالاتی که نیروها را بین وسایل اتلاف انرژی انتقال می‌دهند باید طوری طراحی شوند که به ازای نیروهای توصیف شده در ردیف‌های الف و ب بالا در محدوده ارتجاعی خطی باقی بمانند.

۱۰-۳-۲- به‌کارگیری وسایل اتلاف انرژی

وسایل اتلاف انرژی باید طبق ضوابط فصل‌های ۱ تا ۳ با در نظر گرفتن اصلاحات ذکرشده در بخش‌های بعدی این فصل به‌کار گرفته شوند.

۱۰-۳-۳- مدل‌سازی وسایل اتلاف انرژی

وسایل وابسته به تغییرمکان مشتمل بر وسایلی هستند که رفتار چرخه‌ای صلب- خمیری (وسایل اصطکاکی)، دوخطی (وسایل فلزی جاری شونده)، یا سه‌خطی از خود نشان دهند. پاسخ وسایل وابسته به تغییرمکان باید مستقل از سرعت و فرکانس ارتعاش باشد. وسایل وابسته به سرعت مشتمل بر وسایل لزج-ارتجاعی جامد، لزج-ارتجاعی مایع و وسایل لزج مایع می‌شوند. وسایلی که نه در رده‌ی وسایل وابسته به تغییرمکان و نه در رده‌ی وسایل وابسته به سرعت قرار می‌گیرند، در رده‌ی «سایر وسایل» خواهند بود.

در مدل‌های سامانه اتلاف انرژی باید سختی اجزای سازه‌ای که بخشی از مسیر انتقال بار بین وسایل اتلاف انرژی و زمین هستند و انعطاف‌پذیری آن‌ها بر عملکرد سامانه اتلاف انرژی تاثیر می‌گذارد، شامل اجزای پی، مهاربندهایی که با وسایل اتلاف انرژی به صورت سری کار می‌کنند و اتصالات بین مهاربندها و وسایل اتلاف انرژی، درنظرگرفته شود.

وسایل اتلاف انرژی باید به صورتی‌که در بندهای بعدی ذکر می‌شود مدل شوند، مگر اینکه از روش‌های تاییدشده‌ی دیگری استفاده شود.

۱۰-۳-۳-۱- وسایل وابسته به تغییر مکان

یک وسیله‌ی وابسته به تغییرمکان باید رابطه‌ی نیرو- تغییرمکانی از خود نشان بدهد که تابعی از تغییرمکان نسبی بین دو انتهای وسیله باشد. پاسخ یک وسیله‌ی وابسته به تغییرمکان باید مستقل از سرعت نسبی بین دو انتهای وسیله و فرکانس ارتعاش باشد.

وسایل وابسته به تغییرمکان باید با جزییات کافی مدل‌سازی شوند به طوری‌که منحنی نیرو- تغییرمکان آن‌ها به طور کامل درنظرگرفته شود و نیز در صورت وجود اندرکنش نیروی محوری با برش و خمش یا وجود تغییرشکل دوطرفه این موارد نیز به حساب آید.

برای ارزیابی واکنش یک وسیله‌ی وابسته به تغییرمکان براساس اطلاعات آزمایشگاهی، نیروی موجود در آن باید از رابطه‌ی (۱۰-۲۰) محاسبه شود.

$$F = K_{eff} D \qquad (۱۰-۲۰)$$

که در آن سختی موثر وسیله، K_{eff}، توسط رابطه‌ی (۱۰-۲۱) به‌دست می‌آید.

$$K_{eff} = \frac{\left|F^{+}\right| + \left|F^{-}\right|}{\left|D^{+}\right| + \left|D^{-}\right|} \qquad (۱۰-۲۱)$$

نیروهای موجود در وسیله که F^{+} و F^{-} می‌باشند، باید به‌ترتیب به‌ازای تغییرمکان‌های D^{+} و D^{-} محاسبه شده باشند.

۱۰-۳-۳-۲- وسایل وابسته به سرعت

۱۰-۳-۳-۲-۱- وسایل لزج- ارتجاعی جامد

وسایل لزج- ارتجاعی جامد باید با استفاده از یک فنر و میراگر موازی (مدل کلوین) مدل‌سازی شوند. وابستگی ثابت‌های فنر و میرایی وسیله به فرکانس و دما باید با درنظرگرفتن فرکانس اصلی ساختمان بهسازی‌شده (f_1) و حدود دمای کاری وسیله، محاسبه شود. اگر واکنش چرخه‌ای یک وسیله‌ی لزج- ارتجاعی جامد را نتوان با تخمین منحصر به فردی از ثابت‌های فنر و میراگر به‌دست آورد، پاسخ ساختمان بهسازی‌شده را باید با چند بار تحلیل قاب ساختمان با استفاده از مقادیر حدی بالا دست و پایین‌دست ثابت‌های فنر و میراگر تخمین زد.

نیروی یک وسیله‌ی لزج- ارتجاعی باید از رابطه‌ی (۱۰-۲۲) محاسبه شود.

$$F = K_{eff} D + C\dot{D} \qquad (۱۰-۲۲)$$

که در آن C ضریب میرایی وسیله‌ی لزج- ارتجاعی، D تغییر مکان نسبی بین دو انتهای وسیله، $\dot{D}$ سرعت نسبی بین دو انتهای وسیله و K_{eff} سختی موثر وسیله است که از رابطه‌ی (۱۰-۲۳) به‌دست می‌آید.

$$K_{eff} = \frac{\left|F^{+}\right| + \left|F^{-}\right|}{\left|D^{+}\right| + \left|D^{-}\right|} = K' \qquad (۱۰-۲۳)$$

که در آن K' سختی ذخیره شده نامیده می‌شود.

ضرایب میرایی وسیله باید از رابطه‌ی (۱۰-۲۴) به‌دست آید.

$$C = \frac{W_D}{\pi \omega_1 D_{ave}^2} = \frac{K''}{\omega_1} \qquad (۱۰-۲۴)$$

که در آن K'' سختی تلف شده، ω_1 فرکانس زاویه‌ای برابر با $2\pi f_1$، D_{ave} میانگین مقادیر مطلق تغییرمکان‌های D^+ و D^-، W_D سطح محصورشده توسط یک چرخه‌ی کامل منحنی نیرو- تغییرمکان وسیله می‌باشد.

۱۰-۳-۳-۲-۲- وسایل لزج – ارتجاعی مایع

وسایل لزج- ارتجاعی مایع باید با استفاده از یک فنر و میراگر سری (مدل ماکسول) مدل‌سازی شوند. وابستگی ثابت‌های فنر و میرایی وسیله به فرکانس و دما باید با در نظر گرفتن فرکانس اصلی ساختمان بهسازی شده (f_1) وحدود دمای کاری وسیله، محاسبه شود. اگر واکنش چرخه‌ای یک وسیله‌ی لزج- ارتجاعی مایع را نتوان با تخمین منحصر به فردی از ثابت های فنر و میراگر به‌دست آورد، پاسخ ساختمان بهسازی‌شده را باید با چند بار تحلیل قاب ساختمان با استفاده از مقادیر حدی بالادست و پایین‌دست ثابت فنر و میراگر تخمین زد.

۱۰-۳-۳-۲-۳- وسایل لزج مایع

میراگرهای خطی لزج مایع که در محدوده‌ی فرکانسی $0.5f_1$ تا $2f_1$ سختی از خود نشان می‌دهند، باید وسیله‌ی لزج مایع به حساب آیند. اگر این وسایل در محدوده‌ی فرکانسی $0.5f_1$ تا $2f_1$ فاقد سختی باشند به صورت لزج مایع رفتار کرده و نیروی آن‌ها را باید از رابطه‌ی (۱۰-۲۵) به دست آورد.

$$F = C_0 \left|\dot{D}\right|^{\alpha} \operatorname{sgn}\left[\dot{D}\right] \qquad (۱۰-۲۵)$$

که در آن C_0 ضریب میرایی وسیله، α توان عددی سرعت وسیله، $\dot{D}$ سرعت نسبی بین دو انتهای وسیله، وsgn تابع علامت است که در اینجا علامت جمله‌ی سرعت نسبی را نشان می‌دهد.

۱۰-۳-۳-۳- سایر انواع وسایل

وسایل اتلاف انرژی که نه در رده‌ی وسایل وابسته به تغییرمکان و نه در رده‌ی وسایل وابسته به سرعت قرار گیرند را باید با استفاده از روش‌های مورد تایید مدل‌سازی نمود. در چنین مدل‌هایی باید منحنی‌های نیرو- سرعت- تغییرمکان وسیله در اثر تمامی عوامل بارگذاری شامل آثار ثقلی، لرزه‌ای و حرارتی به دقت تعریف شود.

۱۰-۳-۴- روش‌های خطی

استفاده از روش‌های خطی تنها در صورت برآورده شدن معیارهای زیر مجاز است.

الف- کل سامانه قاب‌بندی ساختمان به جز وسایل اتلاف انرژی تحت سطح خطر انتخابی زلزله با به حساب‌آوردن آثار میرایی اضافه‌شده، به صورت ارتجاعی خطی باقی بماند.

ب- میرایی موثر تامین‌شده توسط عمل اتلاف انرژی در مود اصلی از ۳۰٪ مقدار بحرانی تجاوز ننماید.

پ– سختی هر وسیله‌ی اتلاف انرژی در مدل تحلیلی ساختمان بهسازی‌شده، برابر سختی سکانت در تغییرمکان حداکثر وسیله منظور شود.

ت– در هنگام ارزیابی وضعیت ساختمان از نظر منظم‌بودن، وسایل اتلاف انرژی نیز در مدل تحلیلی در نظر گرفته شده باشند.

ث– مودهای بالاتر تاثیر قابل توجهی بر رفتار سازه نداشته باشند.

۱۰-۳-۴-۱- روش استاتیکی خطی

۱۰-۳-۴-۱-۱- وسایل وابسته به تغییر مکان

استفاده از روش استاتیکی خطی برای تحلیل وسایل اتلاف انرژی وابسته به تغییرمکان به شرطی مجاز است که علاوه بر ضوابط بند (۱۰-۳-۴)، ضوابط زیر نیز برآورده شوند.

الف– نسبت حداکثر مقاومت در هر طبقه و در جهت مورد بررسی، به برش طبقه‌ای که بر مبنای رابطه‌ی (۳-۱۱) قابل محاسبه می‌باشد، باید بین ۸۰٪ و ۱۲۰٪ مقدار میانگین همین نسبت برای تمامی طبقات باشد. در محاسبه‌ی حداکثر مقاومت طبقه باید مشارکت کلیه‌ی اجزا از جمله وسایل اتلاف انرژی درنظرگرفته شود.

ب– حداکثر مقاومت تمامی وسایل اتلاف انرژی در یک طبقه و در جهت مورد بررسی، نباید از ۵۰٪ مقاومت بقیه‌ی قاب (بدون این وسایل) در طبقه بیش‌تر باشد. این مقاومت باید به ازای تغییرمکان‌های مورد انتظار تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ محاسبه شود. آثار سن و محیط باید در محاسبه‌ی حداکثر مقاومت وسایل اتلاف انرژی محسوب شود.

بار جانبی استاتیکی معادل حاصل از رابطه (۳-۵) باید توسط ضرایب اصلاح برای میرایی موجود در جدول (۱۰-۱) کاهش داده شود تا اتلاف انرژی (میرایی) تامین‌شده توسط وسایل اتلاف انرژی به حساب آید. اثر میرایی باید توسط رابطه‌ی (۱۰-۲۶) محاسبه شود.

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K} \qquad (۱۰-۲۶)$$

که در آن β عبارت است از میرایی سیستم قاب‌بندی ساختمان که باید مساوی ۵٪ فرض شود مگر اینکه میرایی دیگری مورد نظر باشد، W_j عبارت است از کار انجام شده توسط وسیله‌ی j –اُم در یک چرخه کامل تحت تغییرمکان‌های δ_i کف‌های طبقات، عمل جمع‌زدن روی کلیه‌ی وسایل j انجام می‌گیرد، و W_K حداکثر انرژی کرنشی قاب است که از رابطه‌ی (۱۰-۲۷) به‌دست می‌آید.

$$W_K = \frac{1}{2}\sum_i F_i \delta_i \qquad (۱۰-۲۷)$$

که در آن F_i نیروی اینرسی در کف طبقه‌ی i اُم بوده و عمل جمع روی کلیه‌ی کف‌های i انجام می‌گیرد.

۱۰-۳-۴-۱-۲- وسایل وابسته به سرعت

استفاده از روش استاتیکی خطی برای تحلیل وسایل اتلاف انرژی وابسته به سرعت مجاز است به شرط اینکه علاوه بر ضوابط بند (۱۰-۳-۴)، ضوابط زیر نیز برآورد شوند.

الف- حداکثر مقاومت تمامی وسایل اتلاف انرژی در یک طبقه و در جهت مورد بررسی نباید از ۵۰٪ مقاومت بقیه‌ی قاب بیشتر باشد. این مقاومت باید به‌ازای تغییر مکان‌های مورد انتظار تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ محاسبه شود. آثار سن و محیط باید در محاسبه‌ی حداکثر مقاومت وسایل اتلاف انرژی درنظرگرفته شود.

ب- بار جانبی استاتیکی معادل حاصل از رابطه‌ی (۳-۵) باید توسط ضرایب اصلاح برای میرایی حاصل از جدول (۱۰-۱) کاهش داده شود تا اتلاف انرژی (میرایی) تامین‌شده توسط وسایل اتلاف انرژی به حساب آید. اثر میرایی باید از رابطه‌ی (۱۰-۲۸) محاسبه شود.

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K} \qquad (۱۰-۲۸)$$

که در آن β عبارت است از میرایی قاب سازه‌ای که باید مساوی ۵٪ فرض شود مگر آنکه میرایی دیگری موردنظر باشد، W_j کار انجام‌شده توسط وسیله j -اُم در یک چرخه‌ی کامل به‌ازای تغییرمکان‌های δ_i کف‌های ساختمان است، عمل جمع روی تمامی وسایل انجام می‌گیرد و W_K حداکثر انرژی کرنشی قاب می‌باشد که از رابطه‌ی (۱۰-۲۷) به‌دست می‌آید.

کار انجام شده توسط وسیله‌ی خطی لزج j -اُم در یک چرخه‌ی کامل بارگذاری را باید توسط معادله (۱۰-۲۹) محاسبه کرد.

$$W_j = \frac{2\pi^2}{T} C_j \delta_{rj}^2 \qquad (۱۰-۲۹)$$

که در آن T زمان تناوب اصلی ساختمان بهسازی شده است که در محاسبه‌ی آن سختی وسایل وابسته به سرعت نیز محسوب شده است، C_j ثابت میرایی وسیله‌ی j اُم و δ_{rj} تغییرمکان نسبی بین دو انتهای وسیله‌ی j اُم در امتداد محور این وسیله می‌باشد.

محاسبه میرایی موثر با استفاده از رابطه (۱۰-۳۰) به جای رابطه (۱۰-۲۸) برای وسایل خطی لزج مجاز می‌باشد.

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{T\sum_j C_j \cos^2\theta_j \phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i \left[\frac{W_i}{g}\right] \phi_i^2} \qquad (۱۰-۳۰)$$

که در آن θ_j زاویه‌ی شیب وسیله‌ی j اُم با افق، ϕ_{rj} تغییرمکان نسبی بین دو انتهای وسیله‌ی j اُم در مود اول درجهت افقی، W_i وزن (موجود) طبقه‌ی i اُم، ϕ_i تغییرمکان طبقه‌ی i اُم در مود اول بوده و سایر نمادها قبلاً تعریف شده‌اند.

۱۰-۳-۴-۱-۳- نیروهای داخلی طرح

نیروهای داخلی برای طراحی ساختمان بهسازی‌شده باید در سه مرحله‌ی مجزای تغییرشکلی، به ترتیب زیر محاسبه شوند. از بین این مقادیر، حداکثر را باید برای طراحی به‌کار برد.

الف- در مرحله‌ی حداکثر تغییرمکان نسبی (رانش): نیروهای جانبی در هر تراز از ساختمان باید با استفاده از رابطه‌ی (۳-۱۱) محاسبه شوند که درآن V برش پایه اصلاح‌شده‌ی معادل می‌باشد.

ب- در مرحله‌ی سرعت حداکثر و تغییرمکان نسبی صفر: مؤلفه‌ی لزجی نیرو در هر وسیله‌ی اتلاف انرژی باید با استفاده از روابط (۱۰-۲۲) یا (۱۰-۲۵) محاسبه شود که در آن سرعت نسبی $\dot{D}$ برابر $2\pi f_1 D$ و D تغییرمکان نسبی بین دو انتهای وسیله می‌باشد که در هر مرحله حداکثر تغییرمکان نسبی محاسبه شده است. نیروهای لزجی محاسبه شده باید به مدل تحلیلی ساختمان در نقاط

اتصال وسایل و در جهات سازگار با فرم تغییرشکل یافته‌ی ساختمان در هنگام حداکثر تغییرمکان نسبی اعمال شود. نیروهای افقی اینرسی در تراز هر کف ساختمان باید هم‌زمان با نیروهای لزجی اعمال شوند به طوری‌که تغییرمکان افقی هر یک از کف‌ها برابر صفر شود.

پ- در مرحله‌ی ایجاد حداکثر شتاب در کف طبقه: نیروهای داخلی طراحی اجزای ساختمان بهسازی‌شده باید با جمع‌زدن نیروهای داخلی محاسبه شده در مرحله‌ی حداکثر تغییرمکان نسبی ضرب‌در CF_1 رابطه (۱۰-۳۱) و نیروهای داخلی محاسبه شده در مرحله‌ی حداکثر سرعت ضرب‌در CF_2 رابطه (۱۰-۳۲) به‌دست آیند.

$$CF_1 = \cos\left[\tan^{-1}(2\beta_{eff})\right] \qquad (۱۰-۳۱)$$

$$CF_2 = \sin\left[\tan^{-1}(2\beta_{eff})\right] \qquad (۱۰-۳۲)$$

که در آن β_{eff} توسط رابطه (۱۰-۲۸) یا (۱۰-۳۰) تعریف می‌شود.

۱۰-۳-۴-۲- روش دینامیکی خطی

اگر روش دینامیکی خطی براساس ضوابط بند (۱۰-۲-۳-۳) و بخش (۳-۲-۱) انتخاب شود، از روش دینامیکی خطی ذکرشده در بند (۳-۳-۴) به جز موارد اصلاح‌شده دراین بخش باید استفاده شود.

استفاده از روش طیف پاسخ هنگامی‌که میرایی موثر در مود اصلی ساختمان بهسازی شده در هر جهت اصلی از ۳۰٪ مقدار بحرانی تجاوز نمی‌کند، مجاز می‌باشد.

۱۰-۳-۴-۲-۱- وسایل وابسته به تغییرمکان

اعمال روش دینامیکی خطی برای تحلیل ساختمان‌های بهسازی‌شده دارای وسایل وابسته به تغییرمکان باید با محدودیت‌های ذکرشده در بند (۱۰-۳-۴-۱-۱) سازگار باشد.

برای تحلیل به روش طیف پاسخ، اصلاح طیف پاسخ با ۵٪ میرایی برای احتساب میرایی تامین‌شده توسط وسایل اتلاف انرژی وابسته به تغییرمکان مجاز می‌باشد. مقادیر طیف شتاب با ۵٪ میرایی باید توسط ضریب اصلاح برای میرایی مودی B مساوی B_s یا B_1 برای زمان تناوب‌های واقع در محدوده‌ی مود مورد بررسی کاهش داده شود که مقدار B در هر مود ارتعاشی متفاوت خواهد بود. ضریب اصلاح برای میرایی در هر مود مهم باید با استفاده از جدول (۱۰-۱) و میرایی موثر محاسبه شده در آن مود تعیین شود. میرایی موثر باید با استفاده از روشی مشابه با آنچه که در بند (۱۰-۳-۴-۱-۱) ذکر شده محاسبه شود.

اگر حداکثر نیروی برش پایه محاسبه شده توسط تحلیل دینامیکی کم‌تر از ۸۰٪ برش پایه اصلاح شده معادل ذکر شده در بند (۱۰-۳-۴-۱) باشد، نیروهای داخلی و تغییرشکل‌های اعضا باید همگی به یک نسبت افزایش داده شود تا برش پایه‌ی حاصل برابر ۸۰٪ برش پایه اصلاح شده‌ی معادل شود.

۱۰-۳-۴-۲-۲- وسایل وابسته به سرعت

برای تحلیل به روش طیف پاسخ، اصلاح طیف پاسخ با ۵٪ میرایی به منظور احتساب میرایی تامین‌شده توسط وسایل اتلاف انرژی وابسته به سرعت مجاز می‌باشد. مقادیر طیف شتاب با ۵٪ میرایی باید توسط ضریب اصلاح برای میرایی مودی B برابر با B_s

یا B_1 برای زمان تناوب‌های محدوده‌ی مود مورد بررسی کاهش داده شود که مقدار B برای هر مود ارتعاشی متفاوت خواهد بود. در این مورد مقدار B برابر B_s منظور می‌گردد هرگاه زمان‌تناوب مود مورد نظر کمتر از T_s باشد و برابر B_1 خواهد بود اگر زمان‌تناوب مورد نظر از T_s بزرگتر باشد. مقدار T_s از بخش (۱-۷) محاسبه می‌شود و مقادیر B_s و B_1 برای میرایی در هر مود مهم باید با استفاده‌از جدول (۱۰-۱) و بر اساس میرایی موثر محاسبه شده در آن مود تعیین شود. میرایی موثر در مود m -اُم ارتعاش (β_{eff-m}) باید طبق رابطه (۱۰-۳۳) تعیین شود.

$$\beta_{eff-m} = \beta_m + \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_{mk}} \qquad (۱۰-۳۳)$$

که در آن β_m عبارت است از میرایی مود m -اُم در قاب ساختمان، W_{mj} کار انجام شده توسط وسیله‌ی j در یک چرخه‌ی کامل تحت تغییرمکان‌های مودال طبقات δ_{mi}، W_{mk} حداکثر انرژی کرنشی قاب در مود m -اُم است که توسط رابطه‌ی (۱۰-۳۴) تعیین می‌شود.

$$W_{mk} = \frac{1}{2}\sum_i F_{mi}\delta_{mi} \qquad (۱۰-۳۴)$$

که در آن F_{mi} و δ_{mi} به ترتیب نیروی اینرسی افقی و تغییرمکان افقی مود m -اُم در تراز کف i -اُم می‌باشد. کار انجام‌شده توسط وسیله‌ی لزج خطی j در یک چرخه‌ی کامل بارگذاری در مود m -اُم را می‌توان از رابطه‌ی (۱۰-۳۵) محاسبه نمود.

$$W_{mj} = \frac{2\pi^2}{T_m} C_j \delta_{mrj}{}^2 \qquad (۱۰-۳۵)$$

که در آن T_m زمان تناوب مود m -اُم ساختمان بهسازی‌شده است که در محاسبه‌ی آن سختی وسایل وابسته به سرعت نیز منظور گردیده است. C_j ثابت میرایی وسیله‌ی j -اُم و δ_{mrj} تغییرمکان نسبی مود m -اُم بین دو انتهای وسیله‌ی j در امتداد محور وسیله‌ی j -اُم می‌باشد.

علاوه بر اعمال مستقیم روش طیف پاسخ مطابق با این بخش برای دستیابی به نیروهای داخلی اعضا در حداکثر تغییرمکان نسبی، نیروهای داخلی اعضا در حداکثر سرعت و حداکثر شتاب در هر مود مهم باید با استفاده از روش ذکرشده در بند (۱۰-۳-۴-۱-۲) تعیین شود. ضرایب ترکیب CF_1 و CF_2 باید براساس روابط (۱۰-۳۱) و (۱۰-۳۲) با استفاده از β_{eff-m} برای مود m -اُم محاسبه شود.

اگر حداکثر نیروی برش پایه‌ی محاسبه‌شده توسط تحلیل دینامیکی کم‌تر از ۸۰٪ برش پایه‌ی اصلاح شده‌ی معادل طبق بند (۱۰-۳-۴-۱) باشد، نیروهای داخلی و تغییرشکل‌های اعضا باید همگی به یک نسبت افزایش داده شوند به طوری که برش پایه‌ی حاصل به ۸۰٪ برش پایه‌ی اصلاح شده‌ی معادل برسد.

۱۰-۳-۵- روش‌های غیرخطی

۱۰-۳-۵-۱- روش استاتیکی غیرخطی

اگر روش استاتیکی غیرخطی طبق ضوابط بند (۱۰-۲-۳- ۳) و بخش (۳-۲-۱) انتخاب شود، روش استاتیکی غیرخطی بند (۳-۴-۳) به‌جز موارد اصلاح شده در این بند باید دنبال شود. مدل تحلیلی غیرخطی ساختمان بهسازی شده باید به طور صریح

دربرگیرنده‌ی مشخصات منحنی‌های غیرخطی نیرو– سرعت– تغییرمکان وسایل اتلاف انرژی و مشخصات مکانیکی اجزای تکیه‌گاهی این وسایل باشد. مشخصات سختی مربوط باید سازگار با تغییرشکل‌های موجود در تغییرمکان هدف و فرکانسی برابر با معکوس زمان تناوب T_e که در بند (۳–۴–۳–۱) تعریف شده باشد.

مدل تحلیلی غیرخطی ساختمان بهسازی شده باید دربرگیرنده‌ی مشخصات منحنی‌های غیرخطی نیرو– سرعت– تغییرمکان وسایل اتلاف انرژی و مشخصات مکانیکی اجزای تکیه‌گاهی این وسایل باشد. وسایل اتلاف انرژی با سختی و میرایی وابسته به فرکانس ارتعاش و درجه حرارت باید با مشخصاتی مدل شود که آن مشخصات با شرایط زیر سازگار باشد.

الف– تغییرشکل‌های مورد انتظار در تغییرمکان هدف؛

ب– فرکانس برابر با عکس زمان تناوب موثر.

برای محاسبه‌ی تغییرمکان هدف باید از رابطه‌ی (۳–۱۷) استفاده شود.

۱۰–۳–۵–۱–۱– وسایل وابسته به تغییرمکان

مشخصات سختی وسایل اتلاف انرژی باید در مدل تحلیلی درنظرگرفته شود.

۱۰–۳–۵–۱–۲– وسایل وابسته به سرعت

تغییرمکان هدف و شتاب طیفی در رابطه‌ی (۳–۱۷) باید به منظور احتساب میرایی اضافه‌شده توسط وسایل اتلاف انرژی وابسته به سرعت کاهش داده شود. میرایی موثر باید طبق رابطه‌ی (۱۰–۳۶) محاسبه شود.

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K} \qquad (۳۶–۸۱۰)$$

که در آن β میرایی قاب ساختمان است که باید مساوی ۵٪ فرض شود. مگر آنکه میرایی دیگری موردنظر باشد، W_j کار انجام شده توسط وسیله‌ی j –اُم در یک چرخه کامل به‌ازای تغییرمکان‌های δ_i طبقات ساختمان است، عمل جمع روی کل وسایل j صورت می‌گیرد، W_k حداکثر انرژی کرنشی قاب است که طبق معادله‌ی (۱۰–۲۷) محاسبه می‌شود.

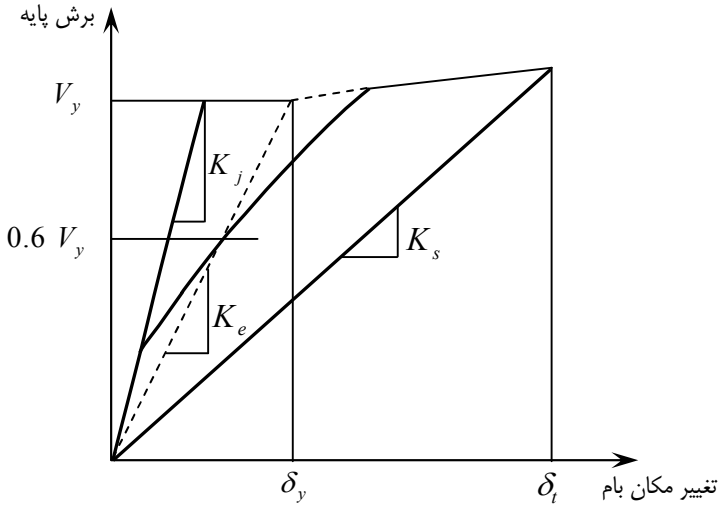
کار انجام‌شده توسط وسیله‌ی j –اُم در یک چرخه‌ی کامل بارگذاری باید براساس رابطه‌ی (۱۰–۳۷) محاسبه شود.

$$W_j = \frac{2\pi^2}{T_s} C_j \delta_{rj}^2 \qquad (۳۷–۱۰)$$

که در آن T_s، زمان تناوب اصلی سکانت ساختمان بهسازی شده است که در محاسبه‌ی آن سختی وسایل وابسته به سرعت (اگر موجود باشند) باید منظور شود. این زمان تناوب با استفاده از رابطه‌ی (۳–۱۶) محاسبه می‌شود که در آن سختی موثر، K_e، با سختی سکانت، K_s، در تغییرمکان هدف جایگزین می‌شود. مقادیر اخیر در شکل (۱۰–۱) نشان داده شده است. C_j، ثابت میرایی وسیله‌ی j –اُم بوده و δ_{rj}، تغییرمکان نسبی بین دو انتهای وسیله‌ی j –اُم در امتداد محور وسیله‌ی j –اُم به‌ازای تغییرمکان بام در تغییرمکان هدف می‌باشد.

معیارهای پذیرش بند (۳–۶–۲) در مورد ساختمان‌هایی که دارای وسایل اتلاف انرژی هستند نیز صادق است. در کنترل نیروهای داخلی که به‌ازای آن‌ها رفتار عضو تغییرمکان‌کنترل است باید از تغییرشکل‌های ایجادشده به ازای تغییرمکان هدف استفاده کرد. در

کنترل نیروهای داخلی که به ازای آن‌ها رفتار عضو نیروکنترل است باید نیروهای داخلی به‌دست آمده در سه حالت حدی زیر را مورد استفاده قرار داد: حداکثر تغییرمکان نسبی، حداکثر سرعت و حداکثر شتاب. حداکثر نیروهای به‌دست آمده را باید در طراحی مورد استفاده قرار داد. آثار مودهای بالاتر باید به‌دقت ارزیابی شود.



شکل (۱۰-۱) : محاسبه‌ی سختی سکانت، K_s

۱۰-۳-۵-۲-روش دینامیکی غیرخطی

اگر روش دینامیکی غیرخطی طبق ضوابط بند (۱۰-۲-۳-۳) و بخش (۳-۲-۱) انتخاب شود، باید از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی آن‌گونه که در بند (۳-۴-۴) بیان شده است، استفاده کرد به جز مواردی که در این بند اصلاح می‌شود.

الف- در مدل تحلیلی باید توزیع وسایل اتلاف انرژی هم در پلان و هم در ارتفاع ساختمان بهسازی شده در نظر گرفته شود. اگر مشخصات وسایل اتلاف انرژی به فرکانس ارتعاش، دمای کاری (شامل افزایش حرارت ناشی از ارتعاش)، تغییرشکل (یا کرنش)، سرعت، بارهای وارده و در دو امتداد بودن بارها بستگی داشته باشد، این وابستگی باید با فرض مقادیر حدی بالادست و پایین‌دست مشخصات مربوط برای یافتن حدود نتایج در تحلیل در نظرگرفته شود.

ب- نیروهای لزجی در وسایل اتلاف انرژی وابسته به سرعت باید در محاسبه‌ی نیروهای داخلی و تغییرشکل‌های طراحی درنظر گرفته شود. جایگزینی آثار لزجی در وسایل اتلاف انرژی با میرایی کلی سازه در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی مجاز نمی‌باشد.

۱۰-۳-۶- ضوابط تفصیلی سامانه‌ها

۱۰-۳-۶-۱- کلیات

سامانه اتلاف انرژی و بقیه‌ی سامانه باربر جانبی باید با ضوابط تکمیلی داده‌شده در این بند سازگار باشند.

۱۰-۳-۶-۲- دمای کاری

در تحلیل یک ساختمان بهسازی شده باید تغییرات منحنی نیرو- تغییرمکان وسایل اتلاف انرژی ناشی از تغییر دمای محیط و افزایش دمای حاصل از ارتعاشات چرخه‌ای در زلزله درنظرگرفته شود. عمل تحلیل باید چند بار انجام شود تا حدود بالا و پایین مقادیر پاسخ ساختمان در طی زلزله‌ی طرح مشخص شده و نیز حدود پاسخ قابل قبول وسایل و نمونه‌های آزمایشی آن‌ها تعریف شود.

۱۰-۳-۶-۳- شرایط محیطی

علاوه بر درنظرگرفتن ضوابط مربوط به بارهای قائم و جانبی ناشی از باد و زلزله در طراحی وسایل اتلاف انرژی، باید سایر شرایط محیطی شامل اثرات سن، خزش، خستگی، دمای محیطی و قرارگرفتن در معرض رطوبت و مواد زیان آور را نیز در نظر داشت.

۱۰-۳-۶-۴- نیروی باد

عمر خستگی وسایل اتلاف انرژی و اجزای آن‌ها شامل آب‌بندها در یک وسیله‌ی لزج مایع، باید بررسی‌شده و نشان داده شود که حداقل به میزان عمر مفید طراحی وسایل می‌باشد. وسایلی که در معرض خرابی در اثر خستگی دامنه‌ی کم هستند باید نیروهای باد را با رفتار ارتجاعی خطی تحمل نمایند.

۱۰-۳-۶-۵- بازرسی و جایگزینی

لازم است امکان دسترسی برای بازرسی و جایگزینی وسایل اتلاف انرژی فراهم شود.

۱۰-۳-۶-۶-کنترل کیفیت ساخت

برنامه‌ای برای کنترل کیفیت تولید وسایل اتلاف انرژی باید توسط طراح تهیه شود. این برنامه باید شامل توصیف روند ساخت وسایل، روش بازرسی و آزمایش‌های لازم برای تضمین کیفیت وسایل تولیدی باشد.

۱۰-۳-۶-۷- نگهداری

طراح باید برنامه‌ی زمان‌بندی بازبینی و آزمایش وسایل اتلاف انرژی را برای تضمین قابلیت اعتماد واکنش وسایل در طول دوره‌ی عمر مفید طراحی آن‌ها تهیه نماید. میزان بازبینی و آزمایش‌های مربوط باید متناسب با مدت زمان طی شده از شروع به‌کارگیری وسایل باشد.

۱۰-۳-۷- بازبینی طرح

۱۰-۳-۷-۱- کلیات

بازبینی طراحی کلیه‌ی ساختمان‌های بهسازی شده‌ای که دارای وسایل اتلاف انرژی هستند باید مطابق با ضوابط بخش‌های (۳-۲) و (۳-۷) صورت پذیرد، به‌جز مواردی که توسط ضوابط این بند اصلاح شده است. بازبینی طراحی سامانه اتلاف انرژی و برنامه‌های آزمایش‌های مربوط باید توسط یک گروه مهندسی مستقل صورت گیرد. این گروه باید متشکل از افراد دارای تجربه در زمینه‌ی تحلیل لرزه‌ای و نظریه و کاربرد روش‌های اتلاف انرژی باشد. موارد زیر باید در بازبینی طرح کنترل شود.

الف- طرح اولیه شامل تعیین ابعاد وسایل؛

ب- آزمایش نمونه‌ها که طبق بند (۱۰-۳-۸-۲) انجام شده است؛

پ- طرح نهایی ساختمان بهسازی‌شده و تحلیل‌های مربوط؛

ت- برنامه‌ی کنترل کیفیت تولید وسایل اتلاف انرژی.

۱۰-۳-۸- آزمایش‌های لازم برای وسایل اتلاف انرژی

۱۰-۳-۸-۱- کلیات

روابط نیرو- تغییرمکان و مقادیر میرایی فرض شده در طراحی سامانه اتلاف انرژی باید توسط آزمایش‌های تشریح شده در این بند قبل از تولید وسایل به منظور نصب در ساختمان تایید شود. اگر آزمایش‌های تجویز شده در این بند قبل از مرحله طراحی پروژه انجام گیرند، باید نتایج آن را در طراحی به‌کار برد.

آزمایش‌های مشخص شده در این بند باید به‌این منظور انجام شود که:

الف- منحنی نیرو- تغییرمکان فرض شده برای وسایل اتلاف انرژی در طراحی را تایید نماید؛

ب- توانایی هر یک از وسایل را در تحمل ارتعاشات شدید ناشی از زلزله نشان دهد.

این آزمایش‌ها را نباید جایگزین برنامه کنترل کیفیت تولید وسایل طبق بند (۱۰-۳-۶-۶) نمود.

طراح باید معیارهای پذیرش مشخصی را برای مقادیر سختی و میرایی موثر نتیجه شده از آزمایش نمونه‌های اصلی تهیه نماید. این معیارها باید منعکس‌کننده‌ی مقادیر مفروض در طراحی بوده و تغییرات احتمالی در خواص مصالح را ملحوظ نماید و مقادیر حدی واکنش را که در ورای آن‌ها وسایل مربوط مردود اعلام می‌شوند مشخص کنند.

طراح باید معیارهای پذیرش مشخصی را برای مقادیر سختی و میرایی موثر نتیجه‌شده از آزمایش نمونه‌های تولید طبق بند (۱۰-۳-۶-۶) تهیه نماید. نتایج آزمایش نمونه‌های اصلی باید مبنای معیارهای پذیرش مربوط به آزمایش نمونه‌های تولیدی قرار گیرد مگر اینکه مبنای جایگزینی توسط طراح در مشخصات فنی طرح قید شود. در این معیارهای پذیرش باید تاثیر تاریخچه‌ی بارگذاری روی واکنش هریک از وسایل با مقررداشتن انجام آزمایش روی وسایل تولید قبل از آزمایش نمونه‌های اصلی در نظر گرفته شود.

روش‌های ساخت و کنترل کیفیت به‌کار گرفته شده برای کلیه نمونه‌های اصلی و تولیدی باید یکسان باشد. این روش‌ها باید توسط طراح پیش از ساخت نمونه‌های اصلی تصویب شود.

۱۰-۳-۸-۲- آزمایش نمونه‌های اصلی

۱۰-۳-۸-۲-۱- کلیات

آزمایش‌های زیر روی نمونه‌ها باید به طور جداگانه روی دو وسیله در ابعاد واقعی از هر نوع و اندازه‌ای که در طرح به‌کار رفته انجام گیرد. به شرط تایید طراح، برگزیدن نمونه‌هایی با ابعاد و اندازه‌هایی که نماینده ابعاد و اندازه هر نوع از وسایل است برای انجام آزمایش روی نمونه‌ها مجاز می‌باشد. این کار می‌تواند جایگزین انجام آزمایش روی وسایلی از هر نوع و اندازه شود به این شرط که روش‌های ساخت و کنترل کیفیت برای وسایلی از هر نوع و اندازه که در ساختمان بهسازی‌شده به‌کار رفته یکسان باشد.

نمونه‌های آزمایش‌شده را نباید در ساختمان به‌کار برد مگر اینکه توسط طراح به طور کتبی تایید شود.

۱۰-۳-۸-۲-۲- ثبت داده‌ها

رابطه‌ی نیرو- تغییرمکان در هر چرخه از هر آزمایش باید به صورت الکترونیکی ثبت شود.

۱۰-۳-۸-۲-۳- ترتیب و دوره‌های آزمایش

آزمایش‌های ذکرشده در زیر حداقل تعداد لازم بوده که در آن‌ها هر وسیله‌ی اتلاف انرژی باید به منظور شبیه سازی بارهای ثقلی وارد بر وسیله هنگامی که در ساختمان نصب شده است و حداکثر درجه حرارت محیطی مورد انتظار بارگذاری شود.

الف- هر یک از وسایل باید به تعداد چرخه‌ای بارگذاری شود که در هنگام وقوع بار ناشی از توفان طرح مورد انتظار است، اما نه کم‌تر از ۲۰۰۰ چرخه معکوس کامل بار (در مورد وسایل وابسته به تغییرمکان و لزج- ارتجاعی) یا تغییرمکان (در مورد وسایل لزج) تحت دامنه مورد انتظار در توفان طرح و با فرکانسی برابر با عکس زمان تناوب اصلی ساختمان بهسازی شده.

چنانچه وسایل در معرض نیروها یا تغییرمکان‌های ناشی از باد نباشند، نیازی به انجام آزمایش‌های ذکر شده نمی‌باشد.

ب- هر وسیله باید تحت ۲۰ چرخه معکوس کامل تغییر مکانی برابر با تغییرمکان وسیله اتلاف انرژی در زلزله سطح خطر۲ و فرکانسی برابر با عکس زمان تناوب اصلی ساختمان بهسازی شده قرار داده شود.

انجام آزمایش روی وسایل اتلاف انرژی به روش‌هایی به‌جز آنچه در بالا ذکر شده با حفظ شرایط زیر مجاز می‌باشد.

الف- معادل بودن روش پیشنهادی با روش آزمایش چرخه‌ای نشان داده شود؛

ب- روش پیشنهادی وابستگی واکنش وسیله اتلاف انرژی به دمای محیط، فرکانس بارگذاری و افزایش درجه حرارت در حین آزمایش را دربرگیرد؛

پ- روش پیشنهادی توسط طراح تایید شود.

۱۰-۳-۸-۲-۴- وسایل وابسته به سرعت و یا فرکانس ارتعاش

اگر مشخصات نیرو- تغییرشکل وسایل اتلاف انرژی در هر تغییر مکانی کوچک‌تر یا مساوی تغییرمکان کل طرح با تغییر در فرکانس آزمایش از $۰/۵\,f_1$ تا $۲\,f_1$ بیش از ۱۵٪ تغییر نماید، آزمایش‌های متوالی باید به‌ازای فرکانس هایی برابر با $۰/۵\,f_1$، f_1 و $۲\,f_1$ صورت پذیرد.

اگر نمونه‌هایی از مقیاس کاهش یافته برای تعیین کمیت خواص وابسته به نرخ بارگذاری وسایل اتلاف انرژی استفاده شود، نمونه‌های با مقیاس کاهش یافته باید از همان نوع و مصالح و تولیدشده با همان روند تولید و روش کنترل کیفیتی باشند که در مورد نمونه‌های با مقیاس واقعی به‌کاررفته و باید تحت فرکانس مقیاس‌شده‌ای آزمایش شوند که نماینده نرخ بارگذاری نمونه با اندازه واقعی باشد.

۱۰-۳-۸-۲-۵- وسایل وابسته به تغییرمکان در دو امتداد

اگر وسایل اتلاف انرژی تحت تغییرشکل در دو امتداد قرار داشته باشد، آزمایش‌های متوالی باید هم در تغییرمکان دو امتداد صفر و هم در تغییرمکان جانبی حداکثری تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ انجام گیرد.

اگر نمونه‌های با مقیاس کاهش‌یافته برای تعیین کمیت خواص وسایل اتلاف انرژی در تغییرمکان دو امتداد به کار گرفته شوند، این نمونه‌ها باید از همان نوع و مصالح و تولید شده با همان روند تولید و روش کنترل کیفیتی باشند که در مورد نمونه‌های با مقیاس واقعی به‌کار رفته و تحت تغییرمکان‌های مقیاس‌شده‌ای آزمایش شوند که نماینده تغییرمکان‌های در مقیاس واقعی باشند.

۱۰-۳-۸-۲-۶- آزمایش وسایل مشابه

وسایل اتلاف انرژی که اولاً با اندازه‌ی مشابه و از مصالح، ساختار داخلی و فشارهای داخلی استاتیکی و دینامیکی (در صورت وجود) یکسان بوده و دوماً تحت روند تولید و روش کنترل کیفیت یکسانی ساخته شده و قبلا توسط آزمایشگاه مستقلی تحت سلسله مراتب ذکر شده در بالا آزمایش شده باشند، نیازی به آزمایش ندارند به‌شرطی که:

۱- تمامی اطلاعات آزمایش‌های مربوط در دسترس طراح قرار داده‌شده و توسط طراح تایید شوند؛

۲- سازنده بتواند مشابهت وسایل آزمایش‌شده قبلی را با وسایل مورد نظر فعلی برای طراح اثبات نماید؛

۳- استفاده از اطلاعات مربوط به آزمایش‌های قبلی به صورت کتبی توسط طراح تایید شود.

۱۰-۳-۸-۳- تعیین مشخصات منحنی نیرو- تغییرمکان

مشخصات منحنی نیرو- تغییرمکان یک وسیله‌ی اتلاف انرژی باید براساس آزمایش‌های چرخه‌ای بار و تغییرمکان وسایل نمونه‌ی اصلی ذکرشده در بند (۱۰-۳-۸-۲) باشد.

هر جا لازم باشد، سختی موثر (K_{eff}) یک وسیله‌ی اتلاف انرژی دارای سختی، باید در هر چرخه از تغییرشکل طبق رابطه‌ی (۱۰-۳۸) محاسبه شود.

$$K_{eff} = \frac{\left|F^-\right| + \left|F^+\right|}{\left|\Delta^-\right| + \left|\Delta^+\right|} \qquad (۱۰-۳۸)$$

که در آن نیروهای F^+ و F^- باید به ترتیب در تغییرمکان‌های Δ^+ و Δ^- محاسبه شوند. سختی موثر یک وسیله اتلاف انرژی باید به ازای تغییرمکان‌هایی در آزمایش تعیین شود که در بند (۱۰-۳-۸-۲-۳) داده شده است .

میرایی لزج معادل برای یک وسیله اتلاف انرژی (β_{eff}) دارای سختی، باید برای هر چرخه از تغییرشکل طبق رابطه (۱۰-۳۹) محاسبه شود.

$$\beta_{eff} = \frac{1}{2\pi}\frac{W_D}{K_{eff}\Delta_{ave}^2} \qquad (۱۰-۳۹)$$

که در آن K_{eff} باید طبق رابطه‌ی (۱۰-۳۸) تعیین‌شده و W_D سطح محصورشده توسط یک چرخه‌ی کامل منحنی نیرو- تغییرمکان در یک وسیله‌ی اتلاف انرژی به‌ازای تغییرمکان نمونه اصلی در آزمایش به میزان Δ_{ave} برابر با میانگین مقادیر مطلق تغییرمکان‌های Δ^+ و Δ^- می‌باشد.

۱۰-۳-۸-۴- کفایت سامانه

اگر تمامی شرایط زیر برآورد شوند، عملکرد یک نمونه اصلی را می‌توان مناسب دانست.

الف- منحنی‌های نیرو- تغییرمکان در آزمایش‌های بند (۱۰-۳-۸-۲-۳) دارای ظرفیت حمل بار، با نمو غیر منفی باشند.

وسایل اتلاف انرژی که رفتاری وابسته به سرعت را به نمایش می‌گذارند لازم نیست از ضابطه‌ی بالا پیروی نمایند.

ب– در هر آزمایش از آزمایش‌های بند (۱۰–۳–۸–۲–۳)، سختی موثر، K_{eff}، یک وسیله‌ی اتلاف انرژی نمونه اصلی در هر چرخه به میزانی بیش از ۱۵٪ $\pm$ نسبت به سختی موثر میانگین محاسبه‌شده از کلیه‌ی چرخه‌های آن آزمایش تفاوت ننماید.

ب–۱– حد ۱۵٪ توسط طراح در مشخصات فنی طرح قابل افزایش است، به این شرط که در تحلیل نشان داده شود که این حد افزایش یافته اثر نامطلوب روی واکنش ساختمان بهسازی‌شده ندارد.

ب–۲– وسایل اتلاف انرژی لزج مایع و سایر وسایلی که دارای سختی موثری نیستند، لازم نیست که از این ضابطه پیروی نمایند.

پ– در هر یک از آزمایش‌های بند (۱۰–۳–۸–۲–۳)، حداکثر نیرو و حداقل نیرو در تغییرمکان صفر در یک نمونه اصلی در هر چرخه به میزانی بیش از ۱۵٪ $\pm$ نسبت به نیروهای میانگین حداکثر و حداقلی که از کلیه‌ی چرخه‌های آن آزمایش محاسبه شده تفاوت ننماید.

حد ۱۵٪ توسط طراح در مشخصات فنی طرح قابل افزایش است، به این شرط که توسط تحلیل نشان داده شود که این حد افزایش‌یافته اثر نامطلوب روی واکنش ساختمان بهسازی شده ندارد.

ت– در هر یک از آزمایش‌های بند (۱۰–۳–۸–۲–۳)، سطح چرخه (W_D) یک وسیله‌ی اتلاف انرژی نمونه در هر چرخه به میزانی بیش از ۱۵٪ $\pm$ نسبت به میانگین مساحت زیر منحنی چرخه‌ی محاسبه‌شده از کلیه‌ی چرخه‌های آن آزمایش تفاوت ننماید.

حد ۱۵٪ توسط طراح در مشخصات فنی طرح قابل افزایش است، به این شرط که توسط تحلیل نشان داده شود که این حد افزایش یافته اثر نامطلوب روی واکنش ساختمان بهسازی شده ندارد.

ث– در مورد وسایل وابسته به تغییرمکان، سختی موثر میانگین، میانگین حداکثر و حداقل نیرو در تغییرمکان صفر، میانگین سطح چرخه (W_D) که برای هریک از سلسله آزمایش‌های توصیف‌شده در بند (۱۰–۳–۸–۲–۳) محاسبه شده، باید بین حدود تعیین‌شده توسط طراح در مشخصات فنی طرح قرار گیرد. سطح چرخه در انتهای آزمایش چرخه‌ای نباید به میزانی بیش از ۱۵٪ $\pm$ نسبت به سطح میانگین ۲۰ چرخه آزمایش تفاوت داشته باشد.

ج– در مورد وسایل وابسته به سرعت، نیروی میانگین حداکثر و حداقل در تغییرمکان صفر، سختی موثر (فقط در مورد وسایل لزج – ارتجاعی) و میانگین چرخه (W_D) که برای هریک از سلسله آزمایش‌های ذکرشده در بند (۱۰–۳–۸–۲–۳) محاسبه شده باید بین حدود تعیین شده توسط طراح در مشخصات فنی طرح قرار گیرد.

۱۰–۴– سایر سامانه های کنترل پاسخ

تحلیل و طراحی سایر سامانه‌های کنترل پاسخ باید توسط یک گروه مهندسی مستقل طبق ضوابط بند (۱۰–۳–۷) مورد بازبینی قرار گیرد. این گروه بازبین باید توسط کارفرما پیش از انجام طرح اولیه انتخاب شود.

فصل ۱۱

بهسازی ساده

۱۱-۱- محدوده کاربرد

مطالب این فصل به منظور ساده‌سازی مطالعات ارزیابی و تهیه طرح بهسازی ساختمان‌ها با هدف بهسازی مبنا و پایین‌تر با محدودیت‌های مندرج در بند (۱۱-۳-۱) تنظیم شده است.

در بند (۱۱-۲) ضوابط تعیین مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان و در بند (۱۱-۳) ضوابط کلی روش‌های بهسازی ساده شامل محدودیت‌ها و مراحل انجام بهسازی ساده مشخص گردیده است. برای ساختمان های فولادی و بتنی در بندهای (۱۱-۴) و (۱۱-۵) ضوابط ارزیابی مرحله ۱ و مرحله ۲ و در بند (۱۱-۶) ضوابط ارزیابی ساختمان‌های بنایی غیرمسلح ارائه شده است. ضوابط ارزیابی اجزای غیر سازه‌ای در بند (۱۱-۴-۶-۳) ارایه شده است.

۱۱-۲- مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان

اطلاعات لازم برای تعیین نوع ساختمان و وضعیت موجود پیکربندی و مشخصات مصالح باید طی بازرسی و درصورت لزوم با انجام آزمایش جمع‌آوری گردد.

۱۱-۲-۱-مشخصات مصالح

۱- اگر مستندات و مدارک ساختمان در دسترس باشد، از آن مشخصات می توان برای تعیین مقاومت استفاده کرد.

۲- اگر مستندات و مدارک ساختمان در دسترس نباشد، می‌توان به یکی از دو حالت زیر زیر عمل کرد :

الف- مشخصات مصالح به صورت پیش فرض به شرح زیر درنظر گرفته شود :

برای فولاد سازه‌ای $F_y = 240\ Mpa$

برای میلگرد ساده $f_y = 240\ Mpa$

برای میلگرد آجدار $f_y = 300\ Mpa$

برای تعیین مشخصات مصالحی که در این قسمت به صورت پیش فرض ارائه نشده است، باید مطابق قسمت ب این بند عمل گردد.

ب- مشخصات مصالح مطابق ضوابط فصل ۲ برای سطح اطلاعات حداقل جمع آوری گردد.

۱۱-۲-۲- بازرسی وضعیت موجود ساختمان

بازرسی وضعیت موجود ساختمان و شرایط ساختگاه باید مطابق ضوابط فصل ۲، برای سطح اطلاعات حداقل بسته به وجود مستندات و مدارک ساختمان یا عدم وجود آن، انجام گیرد.

۱۱-۳- ضوابط کلی

۱۱-۳-۱- محدودیت‌های روش بهسازی ساده

در این بند محدودیت‌های استفاده از روش بهسازی ساده بر اساس نوع دیافراگم، سیستم‌سازه‌ای مجاز و تعداد طبقات مطابق بندهای (۱۱-۳-۱-۱) تا (۱۱-۳-۱-۳) ارائه می شود.

۱۱-۳-۱-۱- دیافراگم

ساختمان موردارزیابی با روش بهسازی ساده نباید دارای ترکیبی از دو نوع دیافراگم صلب و نرم در طبقات مختلف باشد.

ساختمان‌های چند طبقه با دیافراگم صلب در همه ترازها به استثنای بام‌های با وزن طبقه بام کمتر از ۳۰ درصد وزن طبقه زیر آن، ساختمان با دیافراگم صلب درنظر گرفته می شوند. دیافراگم‌های ساخته شده از بتن مسلح درجا، ورق‌های موجدار یا قطعات پیش‌ساخته همراه با بتن رویه می‌توانند به شرط رعایت ضوابط صلبیت استاندارد ۲۸۰۰ جزء دیافراگم‌های صلب محسوب گردند.

۱۱-۳-۱-۲-سیستم سازه‌ای

ساختمان موردارزیابی با روش بهسازی ساده باید دارای یکی از مشخصات ارائه شده در بندهای (۱۱-۳-۱-۲-۱) تا (۱۱-۳-۱-۲-۳) در رابطه با نوع سیستم سازه‌ای باشد.

۱۱-۳-۱-۲-۱-ساختمان‌های فولادی

الف- قاب خمشی فولادی: این ساختمان‌ها از قاب‌های متشکل از تیر و ستون فولادی ساخته شده اند. نیروی جانبی توسط قاب خمشی فولادی با اتصالات صلب تحمل می‌شود. در صورتیکه بخشی از اتصالات صلب باشند، تنها قاب‌های با اتصالات صلب، مقاوم در برابر بار جانبی منظور خواهند شد.

ب- قاب مهاربندی شده فولادی: این ساختمان‌ها متشکل از قاب‌هایی است که از تیر، ستون و مهاربندهای فولادی مطابق موارد ارائه شده در جدول (۱۱-۵ ساخته شده است.

پ- قاب فولادی با میانقاب مصالح بنایی: این ساختمان‌ها شامل قاب‌های فولادی ساده یا خمشی و میانقاب های ساخته شده از مصالح بنایی می‌باشد.

میانقاب ها باید دارای مشخصات زیر باشند:

۱- از آجر یا آجر سوراخدار (غیر سفالی) ساخته‌شده باشند؛

۲- بطور کامل در تماس با اعضای قاب باشند؛

۳- صفحه میانقاب مستوی بوده و دارای انحنا نباشد.

۱۱-۳-۱-۲-۲-ساختمان‌های بتن مسلح

الف- قاب خمشی بتنی: این ساختمان‌ها از قاب‌های متشکل از تیر و ستون بتنی که دارای اتصالات یکپارچه می‌باشند ساخته شده اند. نیروهای جانبی توسط قاب خمشی بتنی تحمل می‌شود.

ب-ساختمان با دیوار برشی بتنی: در این ساختمان‌ها نیروی جانبی توسط دیوارهای برشی بتنی درجا تحمل می‌شود.

پ-قاب بتنی با میانقاب مصالح بنایی: این ساختمان ها علاوه بر قاب بتنی میانقاب هایی نیز دارند.

میانقاب ها باید دارای مشخصات زیر باشند:

۱- از آجر یا آجر سوراخدار (غیرسفالی) ساخته‌شده باشند؛

۲- بطور کامل در تماس با اعضای قاب باشند؛

۳- صفحه میانقاب مستوی بوده و دارای انحنا نباشد.

۱۱-۳-۱-۲-۳-ساختمان‌های بنایی غیرمسلح

ساختمان‌های مصالح بنایی بدون‌کلاف و ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار، که در آنها تمام بارهای جانبی و تمام یا قسمت عمده بارهای قائم توسط دیوارهای بنایی تحمل می‌شود، جزء این ساختمان‌ها می‌باشند.

الف–ساختمان‌های مصالح بنایی بدون‌کلاف: این ساختمان‌ها از دیوارهای مصالح بنایی آجری، بلوک سیمان یا سنگی ساخته می‌شوند. ملات مورد استفاده در این دیوارها از نوع ملات ماسه سیمان یا ملات باتارد می‌باشد.

ب–ساختمان‌های مصالح‌بنایی کلاف‌دار: این ساختمان‌ها با استفاده از دیوار مصالح‌بنایی و کلاف ساخته می‌شوند. دیوارها از نوع آجر، بلوک سیمانی یا سنگ با ملات ماسه سیمان یا باتارد می‌باشند. در اجرای این نوع ساختمان‌ها از کلاف فولادی یا بتنی استفاده می‌گردد.

۱۱-۳-۱-۳-حداکثر تعداد طبقات

در جدول (۱۱-۱)، محدودیت‌های ساختمان بر اساس حداکثر تعداد طبقات روی فونداسیون برای استفاده از روش بهسازی ساده در پهنه های مختلف خطر لرزه ای ارائه شده است.

جدول(۱۱-۱): محدودیت استفاده از روش بهسازی ساده

نوع ساختمان	حداکثر تعداد طبقات روی فونداسیون بر حسب منطقه خطر نسبی[۱] برای بهسازی ساده			
	پهنه با خطر نسبی کم	پهنه با خطر نسبی متوسط	پهنه با خطر نسبی زیاد	پهنه با خطر نسبی بسیار زیاد
قاب خمشی فولادی				
دیافراگم صلب	۴	۴	۳	۳
دیافراگم نرم	۳	۳	۲	۲
قاب مهاربندی شده فولادی				
دیافراگم صلب	۵	۵	۴	۴
دیافراگم نرم	۳	۳	۳	۳
قاب فولادی با میانقاب بنایی				
دیافراگم صلب	۳	۳	۲	۲
دیافراگم نرم	۳	۳	۲	۲
قاب خمشی بتنی	۳	۳	۲	۲
قاب بتنی با دیوار برشی بتنی				
دیافراگم صلب	۵	۵	۴	۴
دیافراگم نرم	۳	۳	۲	۲
قاب بتنی با میانقاب بنایی				
دیافراگم صلب	۳	۳	۲	۲
دیافراگم نرم	۳	۳	۲	۲
ساختمان بنایی غیرمسلح (کلاف دار و بدون کلاف)	۳	۳	۳	۳

۱- منطقه خطر نسبی با توجه به بند(۱-۷) تعیین گردد.

۱۱-۳-۲-مراحل انجام مطالعات بهسازی ساده

مراحل انجام مطالعات بهسازی ساده ساختمان ها مطابق نمودار شکل (۱۱-۱) به شرح زیر است :

۱-کنترل محدودیت های استفاده از روش بهسازی ساده طبق ضوابط بند (۱۱-۳-۱).

۲-انجام ارزیابی:

الف- برای ساختمان های فولادی و بتنی، ارزیابی در دو مرحله قابل انجام است :

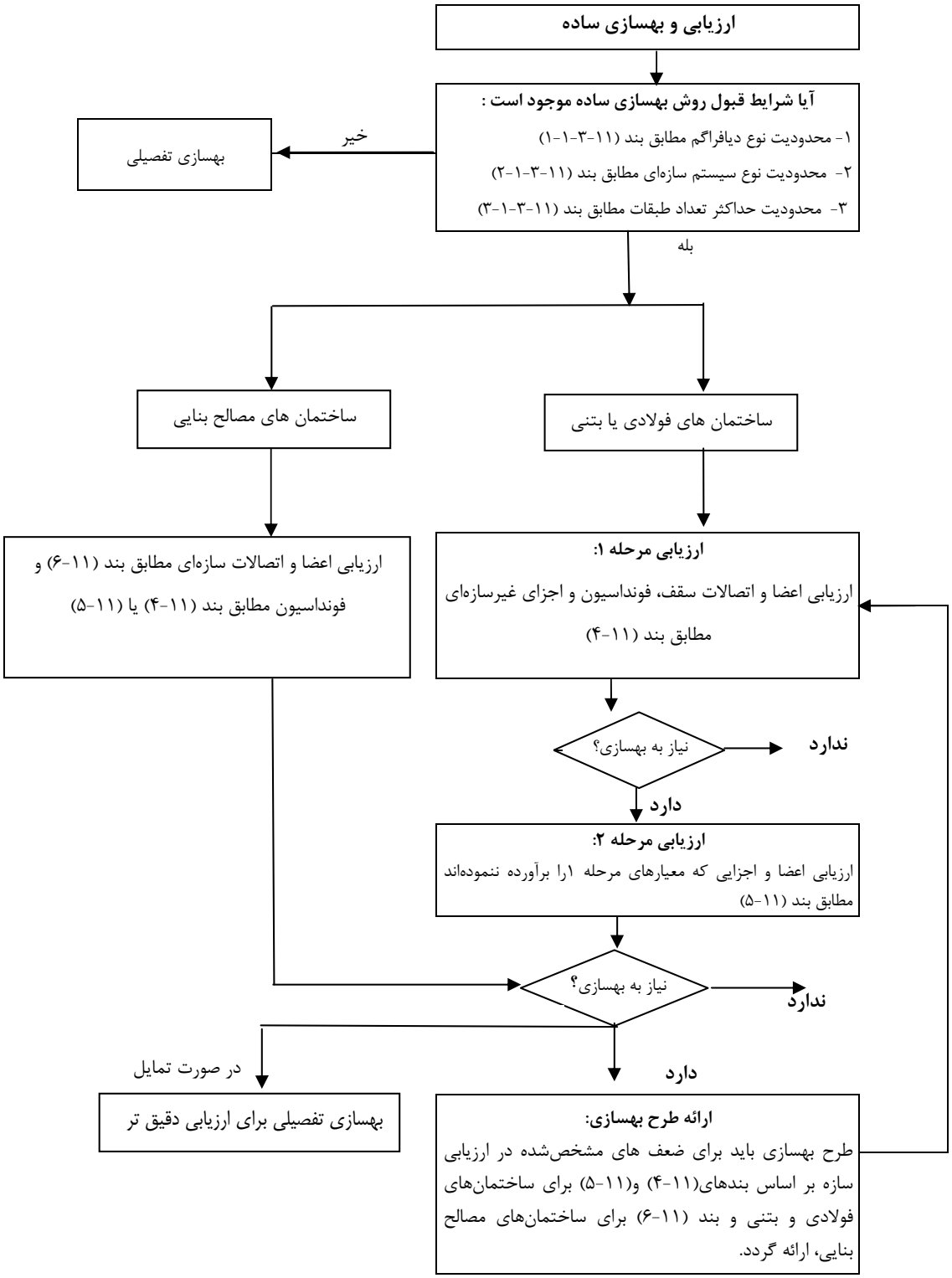
مرحله۱ : ارزیابی این مرحله مطابق ضوابط بند (۱۱-۴) انجام می‌گردد.

مرحله۲ : برای اعضایی که ضوابط مرحله ۱ را برآورده نکرده اند، ارزیابی مرحله ۲ طبق ضوابط بند (۱۱-۵) انجام می‌گردد.

ب- برای ساختمان های مصالح بنایی ارزیابی مطابق ضوابط بند (۱۱-۶) انجام می‌گردد.

۳-ارائه طرح بهسازی :

در صورت عدم کفایت اعضا در مرحله ارزیابی، یا باید برای ساختمان بر اساس ضوابط این فصل طرح بهسازی ساده شده ارائه گردد یا ساختمان مطابق ضوابط فصول دیگر این دستورالعمل ، ارزیابی تفصیلی گردد.



شکل (۱۱- ۱)-نمودار جریان ارزیابی و بهسازی ساده ساختمان

۱۱-۴- ارزیابی مرحله ۱

ضوابط ارزیابی مرحله ۱ برای ساختمان‌های بتنی و فولادی به شرح زیر است :

۱- ساختمان با توجه به نوع سیستم سازه‌ای مطابق ضوابط بندهای (۱۱-۴-۱) تا (۱۱-۴-۶) ارزیابی گردد.

۲- در صورت عدم برقراری هر یک از ضوابط ارزیابی مرحله ۱، مورد برای عضو یا اعضایی که ضوابط مرحله ۱ را برآورده نکرده‌اند، مطابق ضوابط نظیر در مرحله۲ بند (۱۱-۵) کنترل گردد.

در صورتی‌که نیاز به تعیین مقاومت در این مرحله باشد، مقاومت‌ها را می‌توان با استفاده از مقاومت‌های اسمی مطابق بند (۱۱-۵-۲-۲) محاسبه نمود.

۱۱-۴-۱-شرایط استفاده از ارزیابی مرحله ۱

۱۱-۴-۱-۱- نظم هندسی در ارتفاع

تغییرات در بعد افقی سیستم باربر جانبی هر طبقه (به‌استثنای خرپشته) نسبت به طبقات مجاور نباید از ۳۰٪ بیشتر باشد.

۱۱-۴-۱-۲- نظم در پلان

الف- نامنظمی پیچشی: فاصله بین مرکز سختی و مرکز جرم هر طبقه در هر یک از دو امتداد اصلی باید کمتر از ۲۰٪ بعد ساختمان در آن امتداد باشد.

ب- پلان ساختمان متقارن و یا تقریباً متقارن باشد. همچنین در صورت وجود فرورفتگی یا پیش‌آمدگی در پلان، اندازه آن در هر امتداد از ۲۵٪ بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.

۱۱-۴-۱-۳- نظم در جرم

جرم موثر لرزه‌ای یک طبقه به‌استثنای بام، خرپشته و نیم‌طبقه، نسبت به جرم موثر لرزه‌ای طبقات مجاور نباید بیش از ۵۰٪ تغییر داشته باشد.

۱۱-۴-۱-۴- طبقه نرم

سختی جانبی در هیچ طبقه‌ای نباید کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰٪ متوسط سختی سه طبقه روی خود باشد.

۱۱-۴-۱-۵- تغییرمکان جانبی نسبی طبقه

تغییرمکان جانبی نسبی هر طبقه در قاب‌های خمشی مطابق رابطه(۱۱-۱) باید کمتر از ۰/۰۲۵h باشد.

$$\Delta_r = \left(\frac{k_b + k_c}{k_b k_c}\right)\left(\frac{h}{12E}\right)V_c \qquad (۱-۱۱)$$

Δ_r: تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برای قاب‌های خمشی منظم با ستون‌های پیوسته در بالا و پایین طبقه موردنظر؛ در صورت مفصل‌بودن پای ستون در محل اتصال به پی، باید این مقدار دو برابر گردد.

k_c و k_b: برابر نسبت $\frac{I}{L}$ به‌ترتیب برای ستون و تیر نماینده در طبقه مورد نظر

I: ممان اینرسی تیر یا ستون

L: طول آزاد تیر یا ارتفاع آزاد ستون

h: ارتفاع طبقه

V_c: برش ستون

نیروی برشی ستون بر اساس نیروی برشی طبقه مطابق بندهای (۱۱-۵-۲-۱-۱) و (۱۱-۵-۲-۱-۲) با استفاده از یکی از روش‌های تقریبی محاسبه گردد.

در صورت زیادتر بودن تغییر مکان جانبی نسبی طبقه از مقدار داده شده، در ارزیابی مرحله ۲، کفایت تیرها و ستون‌ها با درنظر گرفتن اثرات $P-\Delta$ با استفاده از ضرایب m جداول (۱۱-۵) یا (۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۲-سیستم سازه‌ای

برای کفایت ارزیابی آسیب‌پذیری در مرحله۱، سیستم سازه‌ای ساختمان باید حائز شرایط زیر باشد:

۱۱-۴-۲-۱-مسیر بار

در هر راستا باید حداقل یک سیستم کامل مقاوم در برابر نیروی جانبی که بتواند نیروی ناشی از زلزله را از طبقات به پی منتقل کند، بین دیافراگم‌های طبقات و پی وجود داشته باشد. در غیر اینصورت، آسیب پذیری فوق در طرح بهسازی رفع گردد.

۱۱-۴-۲-۲- فاصله از ساختمان مجاور

ساختمان باید حائز یکی از شرایط زیر باشد:

الف–حداقل فاصله آزاد بین ساختمان‌ها بیش از ۱٪ ارتفاع ساختمان کوتاهتر باشد.

ب– در صورتی‌که تراز دیافراگم‌های ساختمان موردنظر با ساختمان مجاور یکی باشد و تفاوت ارتفاع کل دو ساختمان کم‌تر از ۵۰٪ ارتفاع ساختمان کوتاه‌تر باشد، نیازی به رعایت ضوابط حداقل فاصله آزاد نمی‌باشد.

در غیر اینصورت در ارزیابی مرحله ۲، فاصله ساختمان های مجاور با توجه به تغییر مکان جانبی ساختمان‌های مجاور کنترل گردد.

۱۱-۴-۲-۳- نظم در ارتفاع

ضوابط بررسی انواع نامنظمی در ارتفاع شامل طبقه ضعیف، عدم پیوستگی قائم و وجود نیم طبقه مطابق تعاریف این بند می‌باشد.

۱۱-۴-۲-۳-۱- طبقه ضعیف

مقاومت برشی هیچ طبقه‌ای نباید از ۸۰٪ مقاومت برشی طبقه فوقانی آن کمتر باشد. منظور از مقاومت برشی طبقه، مقاومت کل اعضای سهیم در باربری لرزه‌ای آن طبقه می‌باشد. در غیر اینصورت باید در ارزیابی مرحله ۲، کفایت اعضای مقاوم در برابر زلزله در طبقاتی که شرایط فوق را برآورده نمی‌نمایند، برای مقاومت در برابر نصف برش جانبی استاتیکی کنترل گردد.

۱۱-۴-۲-۳-۲- عدم پیوستگی سیستم باربر جانبی در صفحه (امتداد قائم)

کلیه عناصر مقاوم در برابر نیروی جانبی باید تا پی پیوسته باشند.

۱۱-۴-۲-۳-۳- نیم طبقه

در ساختمان نباید نیم‌طبقه وجود داشته باشد. درغیر اینصورت در ارزیابی مرحله ۲ نشان داده شود که نیم طبقه موجود در ساختمان بصورت مستقل از سازه اصلی، سیستم باربری جانبی داشته و یا به اعضای لرزه‌بر سازه اصلی مهار شده است.

۱۱-۴-۳- ساختمان‌های فولادی

۱۱-۴-۳-۱- کیفیت مصالح فولادی

اعضا و اتصالات در سیستم باربر جانبی یا قائم باید فاقد خوردگی، زنگ‌زدگی یا دیگر موارد زوال مشهود باشد. در غیراینصورت مصالح به لحاظ کیفیت نامناسب می‌باشد و در ارزیابی مرحله ۲ باید تاثیرات این موارد زوال بر سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شود.

۱۱-۴-۳-۲- قاب خمشی فولادی

۱۱-۴-۳-۲-۱- دیوارهای محاط در قاب

کلیه دیوارهای محاط در قاب باید از سیستم باربر لرزه‌ای جدا باشند تا میانقاب محسوب نگردند. در غیراینصورت با داشتن شرایط بند (۱۱-۴-۳-۴-۵) باید در ارزیابی مرحله ۲، میانقاب‌ها مدل شده و بر اساس نیروهای بدست‌آمده کفایت دیوارها و قاب ارزیابی گردد یا به صورت قاب با میانقاب طبق بند (۱۱-۴-۳-۴) بررسی گردد.

۱۱-۴-۳-۲-۲- تنش محوری فشاری در ستون‌ها

برای ستون‌های باربر جانبی، تنش محوری ستون‌های کناری ناشی از بار ثقلی باید کمتر از ۱۰٪ تنش تسلیم باشد و تنش محوری آن ستون‌ها فقط ناشی از نیروهای جانبی مطابق رابطه (۱۱-۲) باید کمتر از۳۰٪ تنش تسلیم باشد.

$$p_{ot} = \frac{1}{3}\left(\frac{Vh_n}{Ln_f}\right)\left(\frac{1}{A_{col}}\right) \qquad (۱۱-۲)$$

n_f: تعداد قاب‌ها در راستای موردنظر

A_{col}: سطح مقطع ستون انتهایی قاب

h_n: ارتفاع ساختمان از تراز پایه

V: نیروی جانبی ناشی از زلزله مطابق بند (۱۱-۵-۲-۱-۱)

L: طول کل قاب

در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، بارهای ثقلی و لرزه‌ای برای ستون‌هایی که کنترل تنش محوری فوق را برآورده نکرده، محاسبه گردیده و کفایت این ستون‌ها برای مقاومت در برابر این نیروها با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۲-۳- اتصالات خمشی

کلیه اتصالات باید دارای مقاومتی بیشتر از کمترین مقدار مقاومت اعضای مجاور یا چشمه اتصال باشد. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، کفایت اعضا و اتصالات با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۲-۴- چشمه اتصال

چشمه اتصال باید دارای ظرفیت برشی لازم برای مقاومت در برابر نیاز برشی متناظر با ۸۰٪ مجموع مقاومت خمشی تیر یا تیرهای طرفین اتصال باشد. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، برای چشمه اتصالاتی که کنترل فوق را برآورده نکرده، کفایت چشمه اتصال برای برش وارده به جان با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

مقاومت برشی چشمه اتصال باید مطابق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی تعیین گردد.

۱۱-۴-۳-۲-۵- وصله ستون

بال‌ها و جان‌ها با جزئیات و کیفیت مناسبی بصورت مستقیم و یا باواسطه به یکدیگر در دو ستون بالا و پایین متصل شده باشند.

در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، تقاضای ثقلی و لرزه‌ای وصله‌ها محاسبه و کفایت آنها ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۲-۶-تیر ضعیف-ستون قوی

درصد گره‌های اقناع‌کننده شرط تیر ضعیف- ستون قوی در هرطبقه از قاب خمشی باید از ۲۰٪ بیشتر باشد. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، کفایت ستون‌ها برای مقاومت در برابر نیاز لرزه‌ای با استفاده از ضرایب m برابر ۲/۵ ارزیابی می‌گردد. مقاومت طبقه باید برای ظرفیتی برابر نصف نیروی جانبی کلی محاسبه و ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۲-۷-اعضای فشرده لرزه‌ای

همه اعضای قاب باید ضوابط مربوط به فشردگی لرزه‌ای مطابق مبحث دهم مقررات ملی را رعایت کنند. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، تیرها و ستون‌هایی که کنترل فوق را برآورده نکرده با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۲-۸- اتصال ستون‌ها به سازه پی

ستون‌های باربر جانبی باید به نحو مناسب به سازه پی ساختمان مهار شده باشند.

۱۱-۴-۳-۳-قاب ساده با مهاربند فولادی

۱۱-۴-۳-۳-۱- بار محوری در ستون‌ها

تنش محوری در ستون‌های فولادی باید مطابق بند (۱۱-۴-۳-۲-۲) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۳-۲- تنش محوری در اعضای مهاربند

تنش متوسط محوری مطابق رابطه (۱۱-۳) در اعضای مهاربند باید کمتر از ۵۰٪ تنش تسلیم باشد.

$$f_j^{avg} = \frac{1}{m}\left(\frac{V_j}{sN_{br}}\right)\left(\frac{L_{br}}{A_{br}}\right) \qquad (۱۱-۳)$$

s: متوسط طول دهانه‌های مهاربندی شده

A_{br}: سطح مقطع متوسط مهاربندها

m: ضریب اصلاح اعضای مهاربند با توجه به جدول (۱۱-۲)

N_{br}: تعداد مهاربندها در کشش و فشار، در صورتی‌که مهاربندها برای کشش طراحی شده‌اند، تنها تعداد مهاربندهای کششی ملحوظ گردد.

V_j: برش طبقه در تراز موردنظرطبق بندهای (۱۱-۵-۲-۱-۱) و (۱۱-۵-۲-۱-۲)

L_{br}: متوسط طول مهاربندها

در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، کفایت مهاربندها با استفاده از ضرایب m جدول(۱۱-۵) ارزیابی گردد.

جدول(۱۱-۲):ضرایب m برای اعضای اصلی مهاربندی

شرایط اعضا	d/t	m اعضای اصلی
قوطی	$\leq 0.5\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۶
قوطی	$> \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۳
لوله	$\leq 0.05\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۶
لوله	$> 0.2\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۳
مهاربند طراحی شده در کشش		۳
سایر موارد		۶

۱- d/t برابر نسبت بعد به ضخامت می‌باشد.

۲- F_{ye} تنش تسلیم موردانتظار که برابر $1.25F_y$ در نظر گرفته می‌شود.

۳- شامل میلگرد، کابل و مهاربندهایی که فقط برای کشش طراحی شده‌اند.

۱۱-۴-۳-۳-۳-اعضای فشرده لرزه‌ای

شرایط فشردگی تیرها و ستون‌ها باید مطابق بند (۱۱-۴-۳-۲-۷) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۳-۴-لاغری اعضای مهاربند

لاغری اعضای مهاربند باید برای اعضای فشاری کمتر از ۱۲۰ باشد. در غیراینصورت نیاز فشاری مهاربندهایی که شرایط فوق را برآورده نکرده در ارزیابی مرحله ۲، محاسبه و کفایت آنها با استفاده از ضرایب m جدول(۱۱-۵) برای کمانش ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۳-۵- اتصالات مهاربندی

مقاومت اتصالات مهاربندها باید بیشتر از نیروی متناظر با مقاومت تسلیم اعضای مهاربند در کشش باشد. در غیراینصورت نیاز اتصالاتی که شرط فوق را برآورده نکرده در ارزیابی مرحله ۲، محاسبه و کفایت آنها ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۳-۶-مهاربند K شکل

در ساختمان نباید از مهاربند K شکل استفاده شده باشد. در غیراینصورت مطابق ضوابط ارزیابی مرحله ۲، کفایت آنها ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۳-۷- اتصال ستون‌ها به سازه پی

ستون‌های مجاور دهانه‌های مهاربندی باید به نحو مناسب به سازه پی ساختمان مهار شده باشند. در غیراینصورت نیاز ستون شامل بار محوری ناشی از واژگونی با توجه به ارزیابی مرحله ۲، تعیین و کفایت اتصالات برای انتقال بار به سازه پی ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۴- قاب ساده فولادی با میانقاب بنایی

۱۱-۴-۳-۴-۱- واحدهای بنایی میانقاب

واحدهای بنایی باید سالم، بدون‌شکستگی و فاقد ترک‌خوردگی باشند و از نظر ظاهری از کیفیت مطلوبی برخوردار باشند. در غیراینصورت مصالح به لحاظ کیفیت نامناسب می‌باشد و در ارزیابی مرحله ۲ تاثیرات این موارد زوال بر سیستم باربر جانبی باید در نظر گرفته شود.

۱۱-۴-۳-۴-۲-ملات میانقاب

ملات نباید به آسانی خراشیده شده و مصالح آن فرسوده باشد. ملات دیوارها باید دارای مقاومت برشی بیش از ۰/۱ مگاپاسکال باشد. در ارزیابی کفایت سیستم باربر جانبی، میانقاب‌های با ملات ضعیف باید از ارزیابی حذف گردد.

۱۱-۴-۳-۴-۳-ترک میانقاب‌ها

میانقاب‌ها باید فاقد ترک‌های قطری سرتاسری با عرض ترک بیشتر از ۳ میلی‌متر باشد. در غیراینصورت مصالح به لحاظ کیفیت نامناسب می‌باشد و در ارزیابی مرحله ۲ تاثیرات این موارد زوال بر سیستم باربر جانبی باید در نظر گرفته شود.

۱۱-۴-۳-۴-۴-تنش برشی در میانقاب

تنش برشی میانقاب که مطابق رابطه(۱۱-۴) محاسبه می شود باید کمتر از ۰/۲ مگاپاسکال باشد.

$$v_j^{avg} = \frac{2}{3}\left(\frac{V_j}{A_w}\right) \qquad (۴-۱۱)$$

A_w: مجموع سطح مقطع میانقاب ها در راستای بار؛

V_j: برش طبقه در تراز موردنظر.

در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، باید کفایت میانقاب‌ها با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۴-۵-اتصالات میانقاب در جهت خارج از صفحه

میانقاب باید شرایط زیر را برآورده نماید:

۱- میانقاب باید در تماس کامل و مهارکامل با قاب باشد؛

۲- با جزئیات مناسب از پرتاب خارج از صفحه میانقاب جلوگیری شده باشد؛

۳- درز قائم با ملات پر شده باشد؛

۴- رج آخر میانقاب ها به تیر قاب مهر شده باشد؛

۵- میانقاب باید از جنس واحدهای بنایی آجر باربر باشد.

در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، موارد زیر باید انجام گردد:

۱-کفایت اتصال به قاب در جهت خارج از صفحه ارزیابی گردد.

۲- نیاز برشی متناظر با ظرفیت خمشی ستون در ارتفاع آزاد بالای میانقاب محاسبه و کفایت ستون برای تحمل آن ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۴-۶-نسبت ارتفاع به ضخامت میانقاب

نسبت ارتفاع به ضخامت باید کمتر از ۱۲ باشد.

۱۱-۴-۳-۴-۷-دیوار چندلایه

در صورتیکه دیوارهای میانقاب دارای فضای خالی باشند، در ارزیابی مرحله ۲، برای ارزیابی میانقاب در جهت داخل صفحه سطح مقطع خالص دیوار(با کاهش فضای خالی) برای مقاومت در برابر نیروها مورد نظر قرار گیرد و برای جهت خارج از صفحه هر لایه بصورت مستقل ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۴-۸- اتصال ستون‌ها به سازه پی

ستون‌های مجاور میانقاب باید به سازه پی ساختمان مهار شده باشند. در غیراینصورت نیاز ستون شامل بار محوری ناشی از واژگونی با توجه به ارزیابی مرحله ۲، تعیین و کفایت اتصالات برای انتقال بار به سازه پی ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۳-۴-۹- بار محوری در ستون‌ها

تنش محوری در ستون‌های اطراف میانقاب باید مطابق بند (۱۱-۴-۳-۲-۲) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-ساختمان‌های بتنی

۱۱-۴-۴-۱-کیفیت مصالح بتنی

بتن و آرماتورها در اعضای سیستم باربر جانبی یا ثقلی باید فاقد خرابی مشهود باشد. در غیراینصورت مصالح به لحاظ کیفیت نامناسب می‌باشد و در ارزیابی مرحله ۲ تاثیرات این موارد زوال بر سیستم باربر جانبی باید در نظر گرفته شود.

۱۱-۴-۴-۲-قاب خمشی بتنی

۱۱-۴-۴-۲-۱-میانقاب ها

کلیه میانقاب‌ها باید از سیستم باربر لرزه‌ای جدا باشند. در غیر اینصورت باید در ارزیابی مرحله ۲، نیروهای وارده به دیوارهای جدانشده و قاب مشخص و کفایت میانقاب‌ها و قاب ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۲-۲-تنش برشی ستون‌ها

تنش برشی متوسط در ستون‌های هر طبقه مطابق رابطه(۱۱-۵) باید کمتر از ۰/۷ مگاپاسکال یا $0.17\sqrt{f'_c}$ (هر کدام که کوچکترند) باشد.

$$v_j^{avg} = \frac{1}{2}\left(\frac{n_c}{n_c - n_f}\right)\left(\frac{V_j}{A_c}\right) \qquad (۱۱-۵)$$

در این رابطه :

n_f: تعداد کل قاب‌ها در راستای بار جانبی

n_c: تعداد ستون‌ها در طبقه j ام

A_c: مجموع سطح مقطع ستون‌ها در طبقه j ام

V_j: برش در طبقه j ام

در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، باید کفایت اعضای قاب‌ها با استفاده از ضرایب m جدول(۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۲-۳- بار محوری در ستون ها

تنش محوری ناشی از بار ثقلی در ستون‌های باربر جانبی باید کمتر از ۱۰٪ مقاومت فشاری بتن باشد و تنش محوری ستون‌ها ناشی از نیروهای جانبی مطابق رابطه (۱۱-۲) باید کمتر از ۳۰٪ مقاومت فشاری بتن باشد.

در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، بارهای ثقلی و جانبی برای ستون‌هایی که کنترل تنش محوری فوق را برآورده نکرده، محاسبه گردیده و کفایت این ستون‌ها برای مقاومت در برابر نیروهای فوق با استفاده از ضرایب m جدول(۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۲-۴-ستون‌های کوتاه[1]

ستون‌هایی هستند که به عللی از قبیل وجود رامپ یا دیوارهای بنایی، قسمتی از ارتفاع آنها درگیر و در مقابل تغییرشکل جانبی در داخل صفحه قاب مقید شده است.

نسبت ارتفاع آزاد به بعد مقطع در راستای قاب هر یک از این ستون‌ها در یک تراز نباید کمتر از ۵۰٪ نسبت ارتفاع اسمی به بعد مقطع در راستای قاب ستون‌های تیپ در آن تراز باشد.

در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲ کفایت ستون‌ها برای نیروی برشی مورد نیاز برای رسیدن به ظرفیت خمشی در بالا و پایین ارتفاع آزاد ستون ارزیابی گردد. ستون باید بعنوان عضو نیروکنترل در نظر گرفته شود.

۱۱-۴-۴-۲-۵-شکست برشی

مقاومت برشی اعضای قاب باربر جانبی باید برابر یا بزرگتر از برش نظیر مقاومت خمشی دو انتهای عضو باشد.

در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز برشی اعضایی که شرط فوق را برآورده نکرده، محاسبه و کفایت آن ارزیابی گردد.

---

[1] - Captive Columns

۱۱-۴-۴-۲-۶-تیر ضعیف-ستون قوی

در گره‌های قاب های باربرجانبی، نسبت مجموع مقاومت خمشی ستون‌ها به مجموع مقاومت خمشی تیرها باید بزرگتر یا مساوی ۱/۲ باشد.

میزان گره‌های تامین کننده شرط تیر ضعیف- ستون قوی هرطبقه از قاب خمشی باید بیش از ۲۰٪ باشد. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، کفایت ستون‌ها برای مقاومت در برابر نیاز لرزه‌ای با استفاده از ضرایب m برابر ۲/۰ ارزیابی گردد. مقاومت طبقه باید برای ظرفیتی برابر نصف نیروی جانبی کلی محاسبه و ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۲-۷-میلگردهای تیر

تیر قاب باید دارای حداقل دو ردیف آرماتور طولی در بالا و پایین بصورت پیوسته در طول تیر باشد. حداقل باید ۲۵٪ میلگردهای طولی در گره‌ها برای لنگر خمشی منفی و مثبت در سرتاسر طول عضو پیوسته باشند. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز خمشی اعضایی که شرط فوق را برآورده نکرده، در انتها و وسط محاسبه و کفایت آن با استفاده از ضرایب m برابر ۱/۰ ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۲-۸-وصله میلگردهای ستون

طول وصله‌های پوششی ستون باید بیشتر از ۳۵ برابر قطر میلگرد طولی کوچکتر باشد و فواصل خاموت‌ها در محل وصله باید کمتر از ۸ برابر قطر میلگردهای طولی باشد. به روش دیگر، میلگرد ستون‌ها می‌توانند با ادوات مکانیکی با ظرفیت حداقل ۱/۵ برابر مقاومت تسلیم میلگرد وصله شده باشد. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز خمشی وصله ستون که شرط فوق را برآورده نکرده، محاسبه و کفایت آن با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۲-۹-وصله میلگرد تیرها

وصله‌های پوششی یا وصله مکانیکی برای میلگردهای طولی نباید در یک چهارم طول تیر از تکیه‌گاه و در مجاورت مفاصل پلاستیک واقع شده باشد. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز خمشی وصله تیر که شرط فوق را برآورده نکرده، محاسبه و کفایت آن با استفاده از ضرایب m جدول(۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۲-۱۰-فاصله خاموت ستون

فاصله خاموت‌ها در ستون‌ها باید کمتر از یک چهارم ارتفاع موثر کوچکتر مقطع ستون یا ۸ برابر قطر میلگردهای طولی باشد. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز خمشی ستون که شرط فوق را برآورده نکرده، محاسبه و کفایت آن با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۲-۱۱-فواصل خاموت تیر

کلیه تیرها باید دارای خاموت‌هایی با فاصله کمتر از نصف عمق موثر تیر در سرتاسر تیر باشند. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز خمشی تیرهایی که شرط فوق را ارضا نکرده، محاسبه و کفایت آن با استفاده از ضرایب m جدول(۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۲-۱۲-تسلیح گره

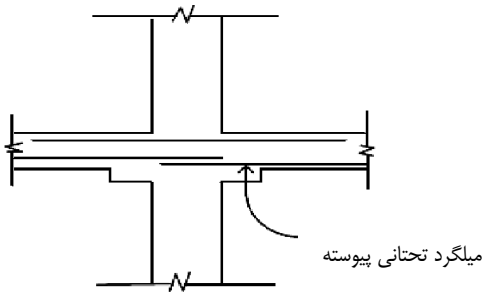
فاصله خاموت های ستون در محل گره تیر–ستون از ۸ برابر قطر میلگردهای طولی ستون بیشتر نشود. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز برشی گره محاسبه و کفایت آن برای رسیدن به نیروهای اعضای مجاور ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۲-۱۳-سازگاری تغییرشکل‌ها

اعضای غیراصلی باید دارای ظرفیت برشی متناظر با مقاومت خمشی عضو باشد. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز خمشی و برشی در تغییرمکان جانبی نسبی برای اعضایی که شرط فوق را برآورده نکرده، محاسبه و کفایت ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۲-۱۴-دال تخت

دال‌های تختی که جزئی از سیستم باربر جانبی نمی‌باشند، باید دارای فولادهای تحتانی پیوسته در عرض ستون در محل اتصال ستون باشد. درصورتی‌که در محل اتصال، میلگردها از طول وصله پوششی، اتصال‌دهنده‌های مکانیکی یا طول مهاری کافی برخوردار باشند، می‌توانند پیوسته درنظر گرفته شوند. . در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، برش سوراخ‌کننده ناشی از بارهای لرزه‌ای و ثقلی و برش انتقالی ناشی از خمش لرزه‌ای ارزیابی گردد.



شکل(۱۱-۲): فولاد تحتانی پیوسته

۱۱-۴-۴-۲-۱۵- اتصال ستون‌ها به سازه پی

ستون‌های باربر جانبی باید به سازه پی ساختمان مطابق ضوابط آبا یا مبحث نهم مهار شده باشند. در غیراینصورت نیاز ستون شامل بار محوری ناشی از واژگونی با توجه به ارزیابی مرحله ۲، تعیین و کفایت اتصالات برای انتقال بار به سازه پی ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۳-دیوار برشی

۱۱-۴-۴-۳-۱- وضعیت دیوارهای بتنی

ترک‌های قطری موجود در دیوارها باید با عرض ترک کمتر از ۳ میلی‌متر باشد و نباید در یک محل متمرکز یا با شکل ضربدری باشند. در غیراینصورت مصالح به لحاظ کیفیت نامناسب می‌باشد و در ارزیابی مرحله ۲ تاثیرات این موارد زوال بر سیستم باربر جـانبی باید در نظر گرفته شود.

۱۱-۴-۴-۳-۲-قاب کامل

قاب‌های بتنی و فولادی که جزیی از سیستم باربر جانبی نمی باشند، باید سیستم باربری ثقلی را تشکیل دهند. قابی کامل است که در آن دیوار برشی دارای عناصر مرزی تیر و ستون باشد، در غیراینصورت قاب ناکامل بوده و دیوار برشی در باربری قائم مشارکت می‌کند.

در این حالت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز لرزه‌ای و ثقلی دیوار برشی محاسبه و کفایت آن ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۳-۳-تنش برشی دیوارها

تنش برشی در دیوارها که با استفاده از رابطه (۱۱-۴) محاسبه می‌شود، باید کمتر از ۰/۷ مگاپاسکال یا $0.17\sqrt{f_c'}$ باشد.

در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، کفایت دیوار برشی با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۳-۴-میلگرد مقطع دیوار

آرماتورهای دیوار باید محدودیت‌های زیر را برآورده نمایند:

۱- نسبت سطح مقطع آرماتورهای افقی به سطح مقطع کل بتن در امتداد عمود بر محور آرماتورها، نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ باشد.

۲- نسبت سطح مقطع آرماتورهای قائم به سطح مقطع کل بتن در امتداد عمود بر محور آرماتورها، نباید کمتر از ۰/۰۰۱۵ باشد.

۳- فاصله آرماتورهای افقی و قائم نباید بیشتر از ۴۵۰ میلیمتر باشد.

در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، کفایت اجزای دیوار برشی با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۳-۵-سازگاری تغییرشکل‌ها

اعضای غیراصلی باید دارای ظرفیت برشی متناظر با مقاومت خمشی عضو باشند. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز خمشی و برشی در حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برای اعضایی که شرط فوق را برآورده نکرده، محاسبه و کفایت آن ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۳-۶-دال تخت

دال‌های تختی که بعنوان قسمتی از سیستم باربر جانبی نمی‌باشد، باید شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۱۴) را برآورده نمایند.

۱۱-۴-۴-۳-۷-تیرهای همبند

خاموت‌ها در تیرهای همبند باید دارای حداکثر فاصله برابر نصف عمق موثر باشند. این خاموت‌ها باید به درون هسته‌ی محصور-شده با قلاب ۱۳۵ درجه یا بیشتر مهار شده باشند. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز خمشی و برشی برای تیرهایی که شرط فوق را برآورده نکرده، محاسبه و کفایت آن ارزیابی گردد. اگر تیرهای همبند از کفایت لازم برخوردار نباشند، باید دیوارهای طرفین با فرض رفتار مستقل ارزیابی گردند.

۱۱-۴-۴-۳-۸-مهار برای نیروهای خارج از صفحه

دیوارهای بتنی که دیافراگم به عنوان تکیه‌گاه جانبی آنها می‌باشد، باید برای مقاومت در برابر نیروهای خارج از صفحه به دیافراگم مطابق ضوابط آبا یا مبحث نهم مهار گردد، در غیراینصورت کفایت اتصالات موجود دیوار در دهانه مهارنشده باید با استفاده از ارزیابی مرحله ۲، ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۳-۹- اتصال دیوار برشی به سازه پی

آرماتورهای دیوار باید در سازه پی مطابق ضوابط آبا یا مبحث نهم مهار شده باشند، در غیراینصورت نیاز دیوار با توجه به ارزیابی مرحله ۲، تعیین و کفایت اتصالات برای انتقال نیاز دیوار به سازه پی ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۳-۱۰- ستون‌های مرزی دیوار برشی

ستون‌های مرزی دیوار برشی باید به سازه پی مطابق ضوابط آبا یا مبحث نهم مهار شده باشند، در غیراینصورت با توجه به ارزیابی مرحله ۲، مقاومت واژگونی دیوار برشی با درنظر گرفتن بار مرده روی پی و قسمتی از بار مرده سازه پی که می‌تواند به‌وسیله اتصال ستون مرزی دیوار منتقل شود، ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۴-قاب بتنی با میانقاب

۱۱-۴-۴-۴-۱-ارزیابی میانقاب

میانقاب ها باید شرایط بندهای (۱۱-۴-۳-۴-۱) تا (۱۱-۴-۳-۴-۷) را برآورده نمایند.

۱۱-۴-۴-۴-۲-ترک ستون‌های مرزی

ترک‌های قطری موجود در ستون‌های قاب محصور کننده میانقاب بنایی باید با عرض ترک کمتر از ۳ میلی‌متر باشد. در غیراینصورت مصالح به لحاظ کیفیت نامناسب می‌باشد و در ارزیابی مرحله ۲ تاثیرات این موارد زوال بر سیستم باربر جانبی باید در نظر گرفته شود.

۱۱-۴-۴-۴-۳-دال تخت

دال‌های تختی که بعنوان قسمتی از سیستم باربر جانبی نمی‌باشد، باید شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۱۴) را برآورده نمایند.

۱۱-۴-۴-۴-۴-سازگاری تغییرشکل‌ها

اعضای غیراصلی باید دارای ظرفیت برشی متناظر با مقاومت خمشی آن عضو باشند. در غیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز خمشی و برشی در حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برای اعضایی که شرط فوق را برآورده نکرده، محاسبه و کفایت‌آن‌ها ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۴-۵-اتصال ستون‌ها به سازه پی

اتصال ستون ها به سازه پی باید مطابق بند (۱۱-۴-۴-۲-۱۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۴-۶- بار محوری در ستون‌ها

تنش محوری در ستون‌های اطراف میانقاب باید مطابق بند (۱۱-۴-۴-۲-۳) ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۵-مخاطرات ساختگاهی

۱۱-۴-۵-۱-روانگرایی

خاک‌های مستعد روانگرایی، اشباع و دانه‌ای سست که می‌توانند سطح عملکرد لرزه‌ای ساختمان را به‌خطر بیاندازند، نباید تا عمق ۱۵ متری وجود داشته باشد. در غیر اینصورت باید مقدار نشست ناشی از روانگرایی تعیین گردد و کفایت سازه در ارزیابی مرحله ۲، برای نیروهای ثقلی و لرزه‌ای در ترکیب با نیروهای ناشی از نشست پی ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۵-۲-لغزش شیب‌ها

ساختمان باید از مواردی نظیر لغزش یا ریزش سنگ به حد کافی دور باشد. در غیر اینصورت باید پتانسیل نشست تعیین و کفایت سازه در ارزیابی مرحله ۲، برای نیروهای ثقلی و لرزه‌ای در ترکیب با نیروهای ناشی از نشست پی ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۵-۳-گسلش

شکست گسل و تغییرمکان سطحی در سایت ساختمان نباید وجود داشته باشد. در غیر اینصورت باید گسل‌های فعال شناسایی گردد و پتانسیل شکست سطح این گسل‌ها و مقدار شکست تعیین گردد. کفایت سازه در ارزیابی مرحله ۲، باید برای نیروهای ثقلی و لرزه‌ای در ترکیب با نیروهای ناشی از نشست پی ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۶- اجزای مشترک انواع ساختمان‌ها

۱۱-۴-۶-۱- دیافراگم

در ارزیابی دیافراگم ضوابط این بند به شرح زیر باید کنترل شود:

۱۱-۴-۶-۱-۱-بازشو دیافراگم

طول بازشوی دیافراگم در مجاورت با قاب‌های مهاربندی‌شده، دیوار برشی بتنی و میانقاب باید کمتر از ۲۵ درصد طول عضو لرزه‌بر باشد. درغیراینصورت در ارزیابی مرحله ۲، نیاز برشی برای قاب های مهار بندی شده یا دیوار برشی بتنی یا میانقاب اطراف بازشو که شرط فوق را برآورده نکرده، محاسبه و کفایت دیافراگم برای انتقال بار به دیوار یا قاب با درنظر گرفتن طول در دسترس و مهارها ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۶-۱-۲-پیوستگی دیافراگم

دیافراگم نباید دارای اختلاف سطح یا درز انبساط باشد. درغیراینصورت مسیر بار در قسمت ناپیوستگی مشخص و دیافراگم با توجه به ارزیابی مرحله ۲، تحلیل و کفایت اعضا در مسیر بار ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۶-۱-۳-انتقال برش

دیافراگم باید از اتصال مناسب جهت انتقال بار به قاب فولادی مهاربندی شده یا قاب‌های فولادی با میانقاب و ساختمان‌های بتنی با میانقاب یا دیوار برشی برخوردار باشد، در غیر اینصورت نیاز دیوار ، قاب فولادی یا بتنی و دیافراگم با توجه به ارزیابی مرحله ۲، تعیین و کفایت اتصالات موجود برای انتقال برش به دیوار یا قاب ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۶-۲- پی

۱۱-۴-۶-۲-۱-بررسی وضعیت پی

الف– شواهدی مبنی بر خوردگی یا سولفاته شدن یا شکست مصالح سازه پی یا هر مورد دیگری که بر یکپارچگی یا مقاومت سازه تاثیر بگذارد، نباید وجود داشته باشد. در غیر اینصورت در ارزیابی مرحله ۲، دلیل و وسعت خرابی و تاثیر این خرابی بر سیستم باربر جانبی باید مشخص گردد و کفایت اعضای باربر جانبی خسارت‌دیده با درنظر گرفتن وسعت خرابی روی ظرفیت آن عضو ارزیابی گردد.

ب– شواهدی مربوط به نشست یا جابجایی زیاد پی که بر یکپارچگی یا مقاومت سازه تاثیر بگذارد وجود نداشته باشد. در غیر اینصورت باید مقدار نشست تعیین شود و کفایت سازه در ارزیابی مرحله ۲، برای نیروهای ثقلی و لرزه‌ای در ترکیب با نیروهای ناشی از نشست پی ارزیابی گردد.

۱۱-۴-۶-۲-۲-ظرفیت باربری پی

الف– واژگونی: نسبت بعد افقی سیستم باربر جانبی در تراز پی به ارتفاع ساختمان باید از ۰/۶ برابر شتاب طیفی بیشتر باشد.

ب– کلاف‌های بین اعضای سازه پی: در موارد زیر باید کلاف‌هایی برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی وجود داشته باشد:

– جابجایی‌های بین پی‌های نواری یا منفرد یا شمع‌ها و پایه‌ها به‌وسیله تیر یا دال محدود نشده باشد؛

– سازه روی زمین نوع ۱ ، ۲ یا باشد.

درغیر اینصورت باید مقدار جابجایی‌های متفاوت در پی مشخص و کفایت سازه در ارزیابی مرحله ۲، برای نیروهای ثقلی و لرزه‌ای در ترکیب با نیروهای ناشی از جابجایی متفاوت پی ارزیابی گردد.

پ– سازه پی مصالح بنایی: در صورتی که پی دیوارهای باربر، از بتن غیرمسلح و یا شفته و لاشه سنگ ساخته شده باشد، عمق و عرض پی باید هرکدام حداقل دو برابر ضخامت دیوار باشد. همچنین پی باید به صورت یک شبکه پیوسته در زیر دیوارهای باربر قرار داشته باشد. در غیراینصورت ساختمان به لحاظ نامناسب بودن پی آسیب‌پذیر است.

۱۱-۴-۶-۳-اجزای غیرسازه‌ای

در ارزیابی آسیب‌پذیری اجزای غیرسازه‌ای لازم است موارد این بند به شرح زیرکنترل شود. چنانچه در جزء غیرسازه‌ای ضوابط مربوطه رعایت نشده باشد، آن جزء غیرسازه‌ای آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

۱۱-۴-۶-۳-۱- اتصال تیغه‌ها

تیغه‌ها با آجر سفال سوراخدار یا بنایی غیرمسلح باید در فواصل طولی کمتر از ۳ متر مهار شده باشد. همچنین تیغه‌ها باید ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ را برآورده نمایند.

در ساختمان‌های بنایی در صورتی که دیوار و تیغه‌ی متکی به آن به طور همزمان و یا به صورت لاریز و یا به صورت هشت‌گیر چیده شده باشد، اتصال تیغه به دیوار باربر کافی تلقی می‌شود. ولی چنانچه تیغه بعد از احداث دیوار و بدون رعایت ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ساخته شده باشد، اتصال تیغه و دیوار آسیب‌پذیر می‌باشد.

۱۱-۴-۶-۳-۲-سیستم سقف کاذب

سقف‌های کاذب باید شرایط زیر را برآورده نمایند، در غیراین صورت آسیب‌پذیر تلقی می‌شوند.

۱- سیستم سقف کاذب نباید به عنوان تکیه‌گاه فوقانی دیوارهای جداکننده بنایی، سفالی یا گچی باشد.

۲- پانل سقف در محل خروجی‌ها یا راهروهای ساختمان باید با نبشی نگهداشته شوند.

۳- سقف‌های کاذب در محل خروجی‌ها یا راهروهای ساختمان یا سقف‌های کاذب با وزن بیشتر از ۱۰ کیلوگرم بر مترمربع باید با استفاده از حداقل ۴ سیم قطری یا عضو صلب به سازه بالایی به منظور انتقال بارجانبی مهار گردند. فاصله این مهارها نباید از ۱ متر بیشتر باشد.

۴- سقف‌های کاذب با نبشی و اندود گچی باید در حداقل مساحتی برابر ۱ مترمربع به سیستم باربر لرزه‌ای مهار گردند.

۵- سقف کاذب از شیشه و یا اجزای ترد ساخته نشده باشد.

۱۱-۴-۶-۳-۳-تجهیزات روشنایی

برای جلوگیری از سقوط تجهیزات روشنایی اضطراری در طی زلزله، این اجزا باید به اعضای سازه‌ای مجاور مهار شده باشند. این تجهیزات در سقف‌های کاذب باید بصورت مستقل از سقف کاذب با حداقل ۲ سیم قطری متصل به دو انتهای تجهیزات نگهداشته شود.

۱۱-۴-۶-۳-۴-نما

شواهدی مبنی بر خسارت، خرابی یا فرسایش اتصالات نما نباید وجود داشته باشد، علاوه‌بر این، نماها باید ضوابط زیر را برآورده نمایند:

۱- نمای ورقه‌ای فلزی و قطعات بتنی

الف- تعداد اتصالات نما باید حداقل ۲ مورد برای هر قطعه باشد.

ب- نمای فلزی با وزن بیش از ۵۰۰ نیوتن بر مترمربع باید با استفاده از ادوات مکانیکی با حداکثر فاصله ۱/۲ متر به قاب خارجی مهار گردند.

پ- در مواردی‌که از این وسایل مکانیکی برای اتصالات بتنی استفاده شده است، این ادوات باید به میلگردها مهار گردند.

ت- جزئیات اتصالات این پانل‌ها در ساختمان‌های قاب خمشی بتنی و فولادی باید برای تغییرمکان نسبی طبقه برابر ۰/۰۲ مناسب باشد.

۲- نمای شیشه‌ای

الف– در نماهای شیشه‌ای با مساحت بیش از ۱/۵ مترمربع و در ارتفاع بیش از ۳ متر باید از محافظ برای شیشه یا از شیشه‌ی با جنس مناسب که بعد از ترک نیز در قاب باقی بماند، استفاده گردد.

ب– تعداد اتصالات نما باید حداقل ۲ مورد برای هر قطعه باشد.

۳- نمای بنایی

نماهای بنایی باید ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ را برآورده نماید.

۱۱-۴-۶-۳-۵-جان‌پناه و دودکش

۱- جان‌پناه بنایی: درصورتیکه ضخامت دیوار جان پناه ۱۰ یا ۲۰ سانتی‌متر باشد، حداکثر ارتفاع آن به ترتیب ۵۰ و ۷۰ سانتی‌متر است.

۲- جان‌پناه بتنی: جان‌پناه با نسبت ارتفاع به ضخامت بیش از ۲/۵، باید دارای میلگرد قائم باشد.

۳- دودکش بنایی: حداکثر نسبت ارتفاع به حداقل بعد دودکش نباید از ۲ بیشتر باشد.

۱۱-۴-۶-۳-۶-سایه‌بان

در صورت وجود سایه‌بان، حداکثر فواصل مهار به قاب سازه‌ای نباید بیش از ۲ متر باشد.

۱۱-۴-۶-۳-۷-پله

راه پله از لحاظ سازه‌ای باید به ساختمان متصل بوده یا سیستم باربر جانبی مستقل داشته باشد.

۱- دیوارهای بنایی: دیوارهای بنایی اطراف پله نباید از آجر سفال توخالی یا بنایی غیرمسلح با نسبت ارتفاع به ضخامت بیشتر از ۱۲ باشد.

۲- اجزای پله: اتصالات بین پله و سازه باید بر مهارهای با طول پوششی کافی متکی باشند. همچنین اجزای پله باید توانایی مقاومت در تغییرمکان محاسبه شده طبق رابطه (۱۱–۱) بدون درنظر گرفتن کشش در مهارها را دارا باشند.

۱۱-۴-۶-۳-۸-وسایل داخل ساختمان

وسایل داخل ساختمان در ارتفاع بیشتر از ۱/۲ متر و با نسبت ارتفاع به عمق یا ارتفاع به عرض بیشتر از ۳ باید به اعضای سازه‌ای مجاور مهار شده باشند.

۱۱-۴-۶-۳-۹-تجهیزات مکانیکی و برقی

۱- خرابی: شواهدی مبنی بر خسارت، خرابی یا فرسایش اتصال یا مهار این تجهیزات نباید وجود داشته باشد.

۲- تجهیزات اضطراری: این تجهیزات برای عملکرد پیوسته بعد از زلزله باید بصورت مناسب نصب گردند.

۳- تثبیت تجهیزات: تجهیزات با وزن بیشتر از ۱۰۰ نیوتن(۱۰کیلوگرم)، در صورت اتصال به سقف، دیوار یا دیگر تکیه‌گاه‌ها در ارتفاع ۱/۲ متر بالای تراز طبقه، باید مهار گردد.

۱۱-۴-۶-۳-۱۰-تجهیزات توزیع و انبار مواد خطرناک

برای جلوگیری از سقوط مواد سمی و خطرناک انبارشده در مخازن، این مخازن باید با استفاده از روش مناسب مهار گردند.

۱۱-۵-ارزیابی مرحله ۲

۱۱-۵-۱-کلیات

درصورتی که مطابق ضوابط بند (۱۱-۴)، نیاز به ارزیابی اعضا در ساختمان‌های بتنی یا فولادی با استفاده از ضوابط ارزیابی مرحله ۲ باشد، ارزیابی مرحله ۲ مطابق این بند انجام می‌گردد. ارزیابی مرحله دوم می‌تواند به طورکامل برای تمام سازه و یا تنها برای نواقص مشخص‌شده در ارزیابی مرحله ۱ انجام گردد.

لازم به ذکر است بعضی از ضوابط ارزیابی ارائه شده در مرحله ۱ فاقد ضابطه ارزیابی متناظر در مرحله ۲ می‌باشد، در این موارد ساختمان تنها براساس ضابطه مرحله ۱ ارزیابی شده و در صورت عدم کفایت آسیب‌پذیر تلقی می‌گردد.

برای ارزیابی ساختمان‌ها در مرحله ۲ باید از روش استاتیکی خطی مطابق بند (۱۱-۵-۲) استفاده گردد. مقاومت و معیارهای - پذیرش برای روش تحلیل استاتیکی خطی در بندهای (۱۱-۵-۲-۲) و (۱۱-۵-۲-۳) ارائه شده است.

۱۱-۵-۲- تحلیل ساختمان‌های فولادی یا بتنی(روش استاتیکی خطی)

۱۱-۵-۲-۱-مدل‌سازی

ضوابط کلی تحلیل شامل پیچش مطابق بند (۳-۲-۳)، اعضای اصلی و غیراصلی مطابق بند (۳-۲-۲-۲)و اثر همزمان مولفه‌های زلزله طبق بند (۳-۲-۷) باید در مدل‌سازی منظور گردد.

۱۱-۵-۲-۱-۱-تعیین نیروی جانبی

نیروی جانبی ناشی از زلزله، V، به صورت ضریبی از وزن کل ساختمان، W، با توجه به روابط (۱۱-۶) و (۱۱-۷) قابل محاسبه می‌باشد.

$$V = CS_a W \qquad (۱۱-۶)$$

که در آن:

W: وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سربار زنده براساس استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد؛

S_a: شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی T (مساوی حاصلضرب AB طبق استاندارد ۲۸۰۰)؛

C: ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان‌های غیرارتجاعی سیستم است که در جدول (۱۱-۴) ارائه شده است؛

جدول(۱۱- ۴): مقادیر ضریب C

نوع ساختمان	تعداد طبقات			
	۱	۲	۳	۴ یا ۵
قاب خمشی	۱/۳	۱/۱	۱	۱
قاب مهاربندی شده یا ساختمان‌های با دیوار برشی	۱/۴	۱/۲	۱/۱	۱

برای ساختمان‌های کوتاه (تا ۲ طبقه) واقع در مناطق با خطر نسبی زیاد یا بسیار زیاد، با فونداسیون سطحی و بدون زیرزمین می‌توان از رابطه (۱۱–۷) استفاده کرد:

$$V = 0.75W \qquad (۷–۱۱)$$

در صورت استفاده از رابطه (۱۱–۷)، برای تعیین معیارهای پذیرش در بند (۱۱–۵–۲–۳)، ضریب m باید یک در نظر گرفته شود.

۱۱–۵–۲–۱–۲–توزیع نیروی جانبی

برای ساختمان‌های با دیافراگم انعطاف‌پذیر، نیروهای طبقات باید برای هر قاب بصورت جداگانه برحسب سطح بارگیر قاب محاسبه گردد.

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^{n} w_j h_j^k} \qquad (۸–۱۱)$$

F_i: نیروی جانبی وارد به طبقه

w_i: وزن موثر طبقه i–ام

h_i: ارتفاع طبقه i–ام از تراز پایه طبق استاندارد ۲۸۰۰

k: برای زمان تناوب اصلی کوچکتر از ۰/۵ ثانیه برابر ۱ و برای زمان تناوب ۲/۵ ثانیه برابر ۲ می‌باشد. برای مقادیر دیگر زمان تناوب از درون‌یابی خطی استفاده گردد.

نیروی وارد به سازه باید با استفاده از رابطه (۱۱–۸) محاسبه شود.

۱۱–۵–۲–۱–۳–تلاش اعضا

تلاش اعضا باید با توجه به ظرفیت شکل پذیری اعضا بصورت تغییرشکل‌کنترل یا نیرو کنترل تقسیم‌بندی گردد.

۱۱–۵–۲–۱–۳–۱– تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل

تلاش‌های طراحی در اعضایی که رفتار آنها تغییرشکل‌کنترل است (Q_{UD})، با ترکیب زیر محاسبه می‌شوند:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \qquad (۹–۱۱)$$

که در آن:

Q_G: تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی که حد بالا و پایین آن باید از روابط زیر محاسبه شود.

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L]$$
$$Q_G = 0.9\,Q_D \qquad (۱۰-۱۱)$$

Q_D: بار مرده

Q_L: بار زنده

Q_E: تلاش‌های ناشی از نیروی زلزله که براساس بند (۱۱-۵-۲-۱-۱) محاسبه می‌شوند.

۱۱-۵-۲-۱-۳-۲-تلاش‌های نیروکنترل

تلاش‌های طراحی در اعضایی که رفتار آنها نیروکنترل است، Q_{UF}، باید به یکی از دو روش زیر تعیین شود:

۱- تلاش ناشی از بار ثقلی و حداکثر نیرویی که از اعضای تغییرشکل‌کنترل می‌تواند به عضو وارد شود.

۲- تلاش‌های حاصل از ترکیب تلاش‌های Q_G و Q_E مطابق رابطه (۱۱-۱۱)

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{CJ} \qquad (۱۱-۱۱)$$

C: ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان‌های غیرارتجاعی سیستم است که در جدول (۱۱-۴) ارائه شده است.

J: ضریب کاهش انتقال نیرو است که از رابطه (۱۱-۱۲) تعیین و حداکثر مقدار آن برابر ۲/۵ می‌باشد.

$$J = 1.5 + AB_m \qquad (۱۲-۱۱)$$

که در آن:

A : شتاب مبنای طرح مطابق استاندارد ۲۸۰۰؛

B_m: مقدار ضریب بازتاب در ناحیه شتاب ثابت مطابق استاندارد ۲۸۰۰.

تبصره: در صورت استفاده از رابطه (۱۱-۷)، در رابطه (۱۱-۱۱) باید C برابر ۱ درنظر گرفته شود.

۱۱-۵-۲-۲-مقاومت اعضا

مقاومت اعضا برای کلیه تلاش‌ها، Q_C، مطابق این بند درنظرگرفته می‌شود. جهت تعیین این مقاومت باید از مقاومت‌های اسمی، Q_n، به‌دست‌آمده از آیین‌نامه‌های طراحی(مبحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان یا آبا) استفاده گردد.

مقاومت Q_C بدون توجه به نوع مصالح را می‌توان ۱/۱ برابر مقاومت اسمی، Q_n، درنظرگرفته شود. برای تعیین مقاومت اسمی با استفاده از آیین‌نامه‌های طراحی، ضرایب ایمنی جزئی مقاومت برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

۱۱-۵-۲-۳-معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی

۱۱-۵-۲-۳-۱-تلاش‌های تغییرشکل کنترل

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که تغییرشکل‌کنترل هستند، باید رابطه (۱۱-۱۳) را برآورده نمایند:

$$Q_C \geq \frac{Q_{UD}}{m} \qquad (۱۳-۱۱)$$

در این رابطه:

m: ضریب اصلاح برمبنای رفتار غیرخطی عضو مطابق جدول (۱۱-۵) برای اعضای سازه‌های فولادی و جدول (۱۱-۶) برای

اعضای سازه های بتن مسلح؛

Q_{UD}: تلاش‌های طراحی در اعضای تغییرشکل‌کنترل مطابق بند (۱۱-۵-۲-۱-۳-۱)؛

Q_c: مقاومت عضو مطابق بند (۱۱-۵-۲-۲)؛

۱۱-۵-۲-۳-۲-تلاش‌های نیروکنترل

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که نیروکنترل هستند، باید رابطه (۱۱-۱۴) را برآورده نمایند.

$$Q_C \geq Q_{UF} \qquad (۱۱-۱۴)$$

که در آن Q_{UF} با توجه به بند (۱۱-۵-۲-۱-۳-۲) محاسبه می‌شود.

جدول(۱۱-۵):ضرایب m برای اعضای فولادی

شرایط اعضا	اعضای اصلی	اعضای غیراصلی
تیرها		
۱- $L_b < L_P$		
الف- $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۸	۱۲
ب- $\frac{b_f}{2t_f} > 0.55\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۳	۴
پ- برای مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل	
۲- $L_b > L_r$ یا مقاطع غیرفشرده	نیروکنترل	
ستون‌ها در خمش[۲و۳]		
برای $P_{UF} / P_{CL} \le 0.2$		
الف- $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۸	۱۲
ب- $\frac{b_f}{2t_f} > 0.55\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۲	۳
پ- برای مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل	
برای $0.2 \le P_{UF} / P_{CL} \le 0.5$		
الف- $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$12(1-1.7\,P_{UF}/P_{CL})$	$20(1-1.7\,P_{UF}/P_{CL})$
ب- $\frac{b_f}{2t_f} > 0.55\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۲	۳
پ- برای مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل	
چشمه اتصال	۱۰	۱۴
اتصالات خمشی جوشی[۱]	۲	۲
ستون‌های قاب‌های مهاربندی شده یا با میانقاب یا $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} > 0.5$	نیروکنترل	
قاب مهاربندی واگرا		
تیر پیوند	همانند تیرهای قاب خمشی	
مهاربند، ستون و تیر خارج پیوند	نیروکنترل	
قاب مهاربندی همگرا		
مهاربند در فشار		
قوطی[۳و۵] $\frac{d}{t} \le 0.52\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ و لوله $\frac{d}{t} \le 0.05\frac{E}{F_{ye}}$	۶	۹
قوطی[۳و۵] $\frac{d}{t} > 1.1\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ و لوله $\frac{d}{t} > 0.2\frac{E}{F_{ye}}$	۳	۳
سایر مقاطع با دو محور تقارن، نبشی زوج و تک نبشی	۶	۹

شرایط اعضا	اعضای اصلی	اعضای غیراصلی
مهاربند در کشش		
مهاربند طراحی شده براساس کشش و فشار	۶	۱۱
مهاربند طراحی شده براساس کشش	۳	۱۱

۱–در صورتی‌که جان اتصال بتواند برش ناشی از حداکثر ظرفیت تیر را تحمل کند، اتصالات نیروکنترل باید درنظرگرفته شوند.

۲–نیروی محوری ناشی از بار ثقلی و زلزله در تلاش‌های نیروکنترل

۳–تنش تسلیم موردانتظار $F_{ye} = 1.25F_y$

۴– برای مقادیر $L_r<L_b<L_P$ به جای m از m_e استفاده گردد که از رابطه $m_e = C_b\left[m-(m-1)\frac{L_b-L_P}{L_r-L_P}\right] < m$ تعیین می‌گردد، مقدار m در این رابطه، همان مقادیر m برای حالت $L_b < L_P$ می‌باشد.

۵– d/t نسبت بعد به ضخامت برای مقاطع قوطی و نسبت قطر به ضخامت برای مقاطع لوله‌ای می‌باشد.

۶– L_b ، L_P ، L_r ، مطابق ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود.

جدول(۱۱-۶):ضرایب m برای اعضای بتنی

شرایط اعضا	اعضای اصلی	اعضای غیراصلی
تیرها-خمش		
الف: شکل‌پذیر[۱]		
$V \le 0.25\sqrt{f_c'}b_w d$	۸	۸
$V \ge 0.25\sqrt{f_c'}b_w d$	۴	۴
ب-غیرشکل‌پذیر	۲/۵	۳
ستون‌ها[۲]- خمش		
الف: شکل‌پذیر[۱]		
$\frac{P_{UF}}{A_g f_c'} \le 0.1$	۵	۵
$\frac{P_{UF}}{A_g f_c'} \ge 0.4$	۲	۲
ب-غیرشکل‌پذیر		
$\frac{P_{UF}}{A_g f_c'} \le 0.1$	۲/۵	۳
$\frac{P_{UF}}{A_g f_c'} \ge 0.4$	۱/۵	۱/۵
تیرهای کنترل‌شونده توسط برش	۲	۳/۵
اتصال تیر به ستون	نیروکنترل	
ستون‌های قاب‌های با میانقاب		
محصور شده در کل طول	۴	۵
محصور نشده	۱/۵	۱/۵
دیوارهای برشی کنترل شونده توسط خمش		
با المان مرزی محصورشده		
$\left[(A_s - A_s')f_y + P_{UF}\right] / A_w f_c' \le 0.1$	۵	۶
$\left[(A_s - A_s')f_y + P_{UF}\right] / A_w f_c' \ge 0.25$	۳	۴
با المان مرزی محصورنشده		
$\left[(A_s - A_s')f_y + P_{UF}\right] / A_w f_c' \le 0.1$	۳	۴
$\left[(A_s - A_s')f_y + P_{UF}\right] / A_w f_c' \ge 0.25$	۲	۲/۵
دیوارهای برشی کنترل شونده توسط برش	۲/۵	۴
تیرهای کوپله	۲/۵	۳
میانقاب	۳	--

۱-تیرها و ستون‌هایی شکل‌پذیر می‌باشند که:الف-ضوابط بندهای (۱۱-۴-۴-۲-۸)، (۱۱-۴-۴-۲-۹) ،(۱۱-۴-۴-۲-۱۰) و(۱۱-۴-۴-۲-۱۱) را برآورده نمایند.
ب- در محدوده مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله تنگ‌ها از هم کمتر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ باشد، پ- مقاومت تأمین شده توسط تنگ‌ها، V_s، لااقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحی باشد، ت- آرماتور طولی در محل تشکیل مفصل پلاستیک نباید قطع گردد، ث- $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \le 0.5$ و ج- ظرفیت خمشی ستون‌ها از تیرها بیشتر باشد.
۲- P_{UF} نیروی محوری ناشی از بار ثقلی و زلزله در تلاش‌های نیروکنترل می‌باشد.
۳- f_C' مقاومت مشخصه برحسب MPa

۱۱-۵-۳-سیستم سازه‌ای

در ارزیابی سیستم سازه‌ای ساختمان موارد زیر باید بررسی شود:

۱۱-۵-۳-۱-مسیر بار

در صورتی که ساختمان شرایط بند (۱۱-۴-۲-۱) را برآورده ننماید، ساختمان از لحاظ مسیر بار آسیب‌پذیر می‌باشد.

۱۱-۵-۳-۲- فاصله از ساختمان مجاور

در صورتی که ساختمان شرایط بند (۱۱-۴-۲-۲) را برآورده ننماید، باید در هر تراز تغییرمکان جانبی سازه با استفاده از روش استاتیکی خطی محاسبه و تغییرمکان جانبی ساختمان مجاور درصورت عدم دسترسی به اطلاعات تخمین زده شود، ترکیب SRSS این دو تغییرمکان جانبی باید از فاصله دو ساختمان در هر تراز کمتر باشد.

درصورت عدم توانایی در تخمین تغییرمکان جانبی ساختمان مجاور، فاصله دو ساختمان نباید کمتر از ۱/۴ برابر تغییرمکان ساختمان موردمطالعه باشد.

۱۱-۵-۳-۳- نظم در ارتفاع

نامنظمی در ارتفاع شامل طبقه ضعیف، وجود نیم‌طبقه و عدم پیوستگی قائم می‌باشد.

۱۱-۵-۳-۳-۱- طبقه ضعیف

کفایت اعضای مقاوم در برابر زلزله در طبقاتی که شرایط بند (۱۱-۴-۲-۳-۱) را برآورده نمی‌نمایند، برای مقاومت در برابر نصف برش جانبی استاتیکی آن طبقه کنترل گردد.

۱۱-۵-۳-۳-۲- عدم پیوستگی سیستم باربر جانبی در صفحه(امتداد قائم)

در صورت وجود ناپیوستگی، کفایت اعضای واقع در زیر ناپیوستگی قائم برای نیروهای ثقلی و جانبی، ناشی از ناپیوستگی اعضای بالایی ارزیابی شود. کفایت دیافراگم‌ها و اعضای رابط برای انتقال بار جانبی به اعضای باربر جانبی مجاور بررسی گردد.

۱۱-۵-۳-۳-۳- نیم طبقه

درصورت وجود نیم طبقه در ساختمان، نیم‌طبقه موجود باید بصورت مستقل از سازه اصلی، سیستم باربری جانبی داشته و یا به اعضای لرزه‌بر سازه اصلی مهار شده باشد. برای ارزیابی باید مسیر بار نیم طبقه مشخص گردد و این مسیر با استفاده از روش تحلیلی مناسب با درنظر گرفتن مقدار و موقعیت نیروهای وارده توسط نیم‌طبقه به سازه اصلی ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴- ساختمان‌های فولادی

۱۱-۵-۴-۱- کیفیت مصالح فولادی

در صورتی که مطابق بند (۱۱-۴-۳-۱) مصالح از لحاظ کیفیت نامناسب باشند، تاثیرات این موارد بر سیستم باربر جانبی و ثقلی باید در نظر گرفته شود.

۱۱-۵-۴-۲- قاب خمشی فولادی

۱۱-۵-۴-۲-۱- دیوارهای محاط در قاب

دیوارهایی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۲-۱) را برآورده نمی‌نمایند، مدل شده و بر اساس نیروهای بدست‌آمده کفایت دیوارها و قاب مطابق بند (۱۱-۵-۴-۴) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۲-۲- تغییرمکان جانبی نسبی

کفایت تیرها و ستون‌های طبقه‌ای که شرایط بند (۱۱-۴-۱-۵) را برآورده نمی‌نمایند، بادرنظر گرفتن اثرات $P-\Delta$ با استفاده از ضرایب m جدول(۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۲-۳- تنش محوری فشاری در ستون‌ها

بارهای ثقلی و لرزه‌ای برای ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۲-۲) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه گردیده و کفایت این ستون‌ها برای مقاومت در برابر این نیروها با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۲-۴- اتصالات خمشی

کفایت اعضا و اتصالاتی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۲-۳) را برآورده نمی‌نمایند، با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۲-۵- چشمه اتصال

برای چشمه اتصالاتی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۲-۴) را برآورده نکرده، کفایت چشمه اتصال برای برش وارده به جان با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

مقاومت برشی چشمه اتصال باید مطابق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی تعیین گردد.

۱۱-۵-۴-۲-۶- وصله ستون

تقاضای ثقلی و لرزه‌ای وصله‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۲-۵) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه و کفایت آنها ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۲-۷-تیر ضعیف-ستون قوی

کفایت ستون‌های طبقه‌ای که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۲-۶) را برآورده نمی‌نماید، برای مقاومت در برابر نیاز لرزه‌ای با استفاده از ضرایب m برابر ۲/۵ ارزیابی می‌گردد، مقاومت طبقه باید برای ظرفیتی برابر نصف نیروی جانبی کلی محاسبه و ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۲-۸-اعضای فشرده لرزه‌ای

تیرها و ستون‌هایی که شرایط فشردگی بند (۱۱-۴-۳-۲-۷) را برآورده نکرده با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۲-۹- اتصال ستون‌ها به سازه پی

در ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۲-۸) را برآورده نمی‌نمایند، نیاز ستون شامل بار محوری ناشی از واژگونی، تعیین و کفایت اتصالات برای انتقال بار به سازه پی ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۳-قاب ساده با مهاربند فولادی

۱۱-۵-۴-۳-۱- بار محوری در ستون‌ها

تنش محوری در ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۳-۱) را برآورده نکرده‌اند، محاسبه گردیده و کفایت این ستون‌ها برای مقاومت در برابر این نیروها با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۳-۲- تنش محوری در اعضای مهاربند

کفایت مهاربندهایی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۳-۲) را برآورده نمی‌نمایند، با استفاده از ضرایب m جدول(۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۳-۳-اعضای فشرده

تیرها و ستون‌هایی که شرایط فشردگی بند (۱۱-۴-۳-۳-۳) را برآورده نمی‌نمایند، باید با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۳-۴-لاغری اعضای مهاربند

نیاز فشاری مهاربندهایی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۳-۴) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه و کفایت آنها با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) برای کمانش ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۳-۵- اتصالات مهاربندی

نیاز اتصالاتی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۳-۵) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه و کفایت آنها ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۳-۶-مهاربند K شکل

در صورت وجود این نوع مهاربند، باید کفایت ستون‌ها برای کلیه نیازها شامل اثر همزمان نیروهای نامتوازن که توسط مهاربند به ستون وارد می‌شود، ارزیابی گردد. نیروهای نامتوازن باید به عنوان مولفه افقی ظرفیت کششی یک مهاربند با فرض اینکه دیگر مهاربندها در فشار کمانش کنند، در نظر گرفته شود. برای این منظور از ضرایب m جدول(۱۱-۵) استفاده گردد.

۱۱-۵-۴-۳-۷- اتصال ستون‌ها به سازه پی

در ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۳-۷) را برآورده نمی‌نمایند، نیاز ستون شامل بار محوری ناشی از واژگونی تعیین و کفایت اتصالات برای انتقال بار به سازه پی ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۴-قاب ساده فولادی با میانقاب بنایی

۱۱-۵-۴-۴-۱-واحدهای بنایی میانقاب

مصالحی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۴-۱) را برآورده نمی‌نمایند، از لحاظ کیفیت، نامناسب می‌باشد و باید تاثیرات این موارد بر سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شود.

۱۱-۵-۴-۴-۲-ملات میانقاب

ملات نباید به آسانی خراشیده شده و مصالح آن فرسوده باشد. دیوارها نباید دارای ملات با مقاومت برشی کم‌تر از ۰/۲MPa باشد. در ارزیابی کفایت سیستم باربر جانبی، میانقاب‌های با ملات ضعیف باید از ارزیابی حذف گردد.

۱۱-۵-۴-۴-۳-ترک میانقاب‌ها

در صورتی که مطابق بند (۱۱-۴-۳-۴-۳) مصالح به لحاظ کیفیت، نامناسب باشند، باید تاثیرات این موارد بر سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شود.

۱۱-۵-۴-۴-۴-تنش برشی در میانقاب

کفایت میانقاب‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۴-۴) را برآورده نمی‌نمایند، با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۴-۵-اتصالات میانقاب در جهت خارج از صفحه

در صورتیکه اتصالات میانقاب شرایط بند (۱۱-۴-۳-۴-۵) را برآورده نمی‌نمایند، موارد زیر باید انجام گردد :

۱-کفایت اتصال به قاب در جهت خارج از صفحه ارزیابی گردد.

۲- نیاز برشی متناظر با ظرفیت خمشی ستون در ارتفاع آزاد بالای میانقاب محاسبه و کفایت ستون ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۴-۶-نسبت ارتفاع به ضخامت میانقاب

درصورتیکه میانقاب‌ها شرایط بند (۱۱-۴-۳-۴-۶) را برآورده ننمایند، میانقاب‌ها از لحاظ پرتاب خارج از صفحه آسیب‌پذیر می‌باشند.

۱۱-۵-۴-۴-۷-دیوار چند لایه

در صورتیکه دیوارهای میانقاب دارای فضای خالی باشند، برای ارزیابی میانقاب در جهت داخل صفحه تنها سطح مقطع خالص دیوار(با کاهش فضای خالی) برای مقاومت در برابر نیروها مورد نظر قرار گیرد و برای جهت خارج از صفحه کلیه لایه‌ها بصورت مستقل ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۴-۸- اتصال ستون‌ها به سازه پی

در ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۴-۸) را برآورده نمی‌نمایند، نیاز ستون شامل بار محوری ناشی از واژگونی، تعیین و کفایت اتصالات برای انتقال بار به سازه پی ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۴-۴-۹-بار محوری در ستون‌ها

کفایت ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۳-۴-۹) را برآورده نمی نمایند با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-ساختمان‌های بتنی

۱۱-۵-۵-۱-کیفیت مصالح بتنی

در صورتیکه مطابق بند (۱۱-۴-۴-۱) مصالح از لحاظ کیفیت، نامناسب باشند، تاثیرات این موارد بر سیستم باربر جانبی باید در نظر گرفته شود.

۱۱-۵-۵-۲-قاب خمشی بتنی

۱۱-۵-۵-۲-۱-میانقاب ها

نیروهای وارده به دیوارهایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۱) را برآورده نمی‌نمایند و قاب احاطه کننده آن مشخص و کفایت دیوارها و قاب با استفاده از بند (۱۱-۵-۵-۴) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۲-۲-تنش برشی ستون‌ها

کفایت اعضایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۲) را برآورده نمی‌نمایند، با استفاده از ضرایب m جدول(۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۲-۳- بار محوری در ستون ها

بارهای ثقلی و جانبی برای ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۳) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه گردیده و کفایت این ستون‌ها برای مقاومت در برابر نیروهای فوق با استفاده از ضرایب m جدول(۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۲-۴-ستون‌های کوتاه

کفایت ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۴) را برآورده نمی‌نماید، برای نیاز برشی متناظر با ظرفیت خمشی در بالا و پایین ارتفاع آزاد ستون ارزیابی گردد. ستون باید بعنوان عضو نیروکنترل در نظر گرفته شود.

۱۱-۵-۵-۲-۵-شکست برشی

نیاز برشی اعضایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۵) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه و کفایت آن ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۲-۶-تیر ضعیف-ستون قوی

کفایت ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۶) را برآورده نمی‌نمایند، برای مقاومت در برابر نیاز لرزه‌ای با استفاده از ضرایب m برابر ۲/۰ ارزیابی گردد. مقاومت طبقه باید برای ظرفیتی برابر نصف برش طبقه محاسبه و ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۲-۷-میلگردهای تیر

نیاز خمشی اعضایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۷) را برآورده نمی‌نمایند، در انتها و وسط محاسبه و کفایت آن با استفاده از ضرایب m برابر ۱/۰ ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۲-۸-وصله میلگردهای ستون

نیاز خمشی وصله ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۸) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه و کفایت آن با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۲-۹-وصله میلگرد تیرها

نیاز خمشی وصله تیرهایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۹) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه و کفایت آن با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۲-۱۰-فاصله خاموت ستون

نیاز خمشی ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۱۰) را برآورده نمی‌نماید، محاسبه و کفایت آن با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۲-۱۱-فواصل خاموت تیر

نیاز خمشی تیرهایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۱۱) را برآورده نمی‌نماید، محاسبه و کفایت آن با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۲-۱۲-تسلیح گره

نیاز برشی گره‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۱۲) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه و کفایت آن برای رسیدن به نیروهای اعضای مجاور ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۲-۱۳-سازگاری تغییرشکل ها

نیاز خمشی و برشی در تغییرمکان جانبی نسبی برای اعضای غیراصلی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۱۳) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه و کفایت آن ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۲-۱۴-دال تخت

دال‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۱۴) را برآورده نمی‌نمایند، باید برای برش سوراخ‌کننده ناشی از بارهای لرزه‌ای و ثقلی و برش انتقالی ناشی از خمش لرزه‌ای ارزیابی گردند.

۱۱-۵-۵-۲-۱۵- اتصال ستون‌ها به سازه پی

در ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۲-۱۵) را برآورده نمی‌نمایند، نیاز ستون شامل بار محوری ناشی از نیروهای جانبی تعیین و کفایت اتصالات برای انتقال بار به سازه پی ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۳-دیوار برشی

۱۱-۵-۵-۳-۱-مصالح دیوار

در صورتی که مطابق بند (۱۱-۴-۴-۳-۱) مصالح از لحاظ کیفیت نامناسب باشند، تاثیرات این موارد بر سیستم باربر جانبی باید در نظر گرفته شود.

۱۱-۵-۵-۳-۲-قاب کامل

در صورتی که قاب شرایط بند (۱۱-۴-۴-۳-۲) را برآورده ننماید، نیاز لرزه‌ای و ثقلی دیوار برشی موجود در قاب محاسبه و کفایت آن ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۳-۳-تنش برشی دیوارها

کفایت دیوار برشی‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۳-۳) را برآورده نمی‌نماید، با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۳-۴-میلگرد مقاطع دیوار

کفایت اجزای دیوار برشی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۳-۴) را برآورده نمی‌نماید، با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۶) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۳-۵-سازگاری تغییرشکل‌ها

نیاز خمشی و برشی در حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برای اعضای غیراصلی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۳-۵) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه و کفایت آن ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۳-۶-دال تخت

دال‌های تختی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۳-۶) را برآورده نمی‌نمایند، باید برای برش سوراخ‌کننده ناشی از بارهای لرزه‌ای و ثقلی و برش انتقالی ناشی از خمش لرزه‌ای ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۳-۷-تیرهای همبند

نیاز خمشی و برشی برای تیرهای همبند که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۳-۷) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه و کفایت آن ارزیابی گردد. اگر تیرهای همبند از کفایت لازم برخوردار نباشند، باید دیوارهای طرفین به‌صورت مستقل ارزیابی گردند.

۱۱-۵-۵-۳-۸-مهار برای نیروهای خارج از صفحه

کفایت اتصالات موجود دیوار در دهانه مهارنشده‌ای که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۳-۸) را برآورده نمی‌نمایند، باید با استفاده از ضوابط این مرحله ، ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۳-۹- اتصال دیوار برشی به سازه پی

نیاز دیوار برشی تعیین و کفایت اتصالاتی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۳-۹) را برآورده نمی‌نمایند، برای انتقال نیاز دیوار به سازه پی ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۳-۱۰- ستون‌های مرزی دیوار برشی

در دیوارهایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۳-۱۰) را برآورده نمی‌نمایند، مقاومت جانبی دیوار برشی با درنظر گرفتن بار مرده روی پی و قسمتی از بار مرده سازه پی که می‌تواند به‌وسیله اتصال ستون مرزی دیوار منتقل شود، ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۴-قاب بتنی با میانقاب

۱۱-۵-۵-۴-۱-ارزیابی میانقاب

میانقاب باید شرایط بندهای (۱۱-۵-۴-۴-۱) تا (۱۱-۵-۴-۴-۷) را برآورده نمایند.

۱۱-۵-۵-۴-۲-ترک ستون‌های مرزی

ستون‌های مرزی ای که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۴-۲) را برآورده نمی‌نمایند، از لحاظ کیفیت نامناسب می‌باشند و باید تاثیرات این موارد بر سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شود.

۱۱-۵-۵-۴-۳- دال تخت

دال‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۴-۳) را برآورده نمی‌نمایند، باید برای برش سوراخ‌کننده ناشی از بارهای لرزه‌ای و ثقلی و برش انتقالی ناشی از خمش لرزه‌ای ارزیابی گردند.

۱۱-۵-۵-۴-۴ سازگاری تغییرشکل ها

نیاز خمشی و برشی در تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برای اعضای غیراصلی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۴-۴) را برآورده نمی‌نمایند، محاسبه و کفایت آن ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۴-۵- اتصال ستون‌ها به سازه پی

در ستون‌هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۴-۵) را برآورده نمی‌نمایند، نیاز ستون شامل بار محوری ناشی از نیروهای جانبی تعیین و کفایت اتصالات برای انتقال بار به سازه پی ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۵-۴-۶-بار محوری در ستون ها

کفایت ستون هایی که شرایط بند (۱۱-۴-۴-۴-۶) را برآورده نمی نمایند با استفاده از ضرایب m جدول (۱۱-۵) ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۶-مخاطرات ساختگاهی

۱۱-۵-۶-۱-روانگرایی

درصورت وجود روانگرایی مطابق بند(۱۱-۴-۵-۱)، مقدار نشست ناشی از پتانسیل روانگرایی تعیین گردد و کفایت سازه برای نیروهای ثقلی و لرزه‌ای در ترکیب با نیروهای ناشی از نشست پی ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۶-۲-لغزش شیب‌ها

در صورت وجود لغزش مطابق بند(۱۱-۴-۵-۲)، پتانسیل نشست ناشی از آن تعیین گردد و کفایت سازه برای نیروهای ثقلی و لرزه‌ای در ترکیب با نیروهای ناشی از نشست پی ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۶-۳-گسلش

گسل‌های فعال شناسایی و پتانسیل شکست سطح این گسل‌ها و مقدار شکست تعیین گردد. کفایت سازه باید برای نیروهای ثقلی و لرزه‌ای در ترکیب با نیروهای ناشی از نشست پی ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۷- اجزای مشترک انواع ساختمان‌ها

۱۱-۵-۷-۱- دیافراگم

در ارزیابی دیافراگم ضوابط این بند به شرح زیر باید کنترل شود:

۱۱-۵-۷-۱-۱-بازشو دیافراگم

نیاز برشی برای قاب خمشی یا دیوار برشی بتنی یا میانقاب اطراف بازشو که شرایط بند (۱۱-۴-۶-۱-۱) را برآورده نمی‌نماید، محاسبه و کفایت دیافراگم برای انتقال بار به دیوار یا قاب با درنظر گرفتن طول در دسترس و مهارها ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۷-۱-۲-پیوستگی دیافراگم

در صورت وجود ناپیوستگی در دیافراگم، مسیر بار در قسمت ناپیوستگی مشخص و دیافراگم تحلیل و کفایت اعضا در مسیر بار ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۷-۱-۳- انتقال برش

نیاز دیوار یا قاب فولادی، بتنی با میانقاب و دیافراگم که شرایط بند (۱۱-۴-۶-۱-۳) را برآورده نمی‌نمایند، تعیین و کفایت اتصالات موجود برای انتقال برش به دیوار یا قاب ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۷-۲- پی

۱۱-۵-۷-۲-۱-بررسی وضعیت پی

الف- در صورت وجود خرابی مطابق بند (۱۱-۴-۶-۲-۱-الف)، دلیل و وسعت خرابی و تاثیر این خرابی بر سیستم باربر جانبی باید مشخص گردد و کفایت اعضای باربر جانبی خسارت‌دیده با درنظر گرفتن وسعت خرابی روی ظرفیت آن عضو ارزیابی گردد.

ب- در صورتی که پی شرایط بند (۱۱-۴-۶-۲-۱-ب) را برآورده ننماید، باید مقدار نشست آن تعیین شود و کفایت سازه برای نیروهای ثقلی و لرزه‌ای در ترکیب با نیروهای ناشی از نشست پی ارزیابی گردد.

۱۱-۵-۷-۲-۲-ظرفیت باربری پی

الف- واژگونی: در صورتی که پی شرایط بند (۱۱-۴-۶-۲-۲-الف) را برآورده ننماید، باید کفایت پی برای نیروهای ثقلی و لرزه-ای واژگونی ارزیابی گردد.

ب- کلاف‌های بین اعضای سازه پی:

درصورت عدم وجود کلاف بین اعضای سازه پی مطابق بند (۱۱-۴-۶-۲-۲-ب)، مقدار جابجایی‌های متفاوت در پی مشخص و کفایت سازه برای نیروهای ثقلی و لرزه‌ای در ترکیب با نیروهای ناشی از جابجایی متفاوت پی ارزیابی گردد.

پ- سازه پی مصالح بنایی:

در صورتی که ساختمان شرایط بند (۱۱-۴-۶-۲-۲-پ) را برآورده ننماید، ساختمان از لحاظ پی آسیب‌پذیر می‌باشد.

۱۱-۵-۷-۳-اجزای غیرسازه‌ای

چنانچه جزء غیرسازه‌ای ضوابط بند (۱۱-۴-۶-۳) را برآورده ننمایند، آن جزء غیرسازه‌ای آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

۱۱-۶-ساختمان‌های بنایی غیرمسلح

۱۱-۶-۱- کلیات

ضوابط این بند مربوط به ساختمان‌های با دیوارهای بنایی غیرمسلح با و یا بدون‌کلاف با دیافراگم صلب و یا انعطاف‌پذیر می‌باشد، استفاده از این ضوابط برای ساختمان‌های بنایی غیرمسلح موسوم به نیمه‌اسکلت که در آن تنها عناصر باربر جانبی، دیوارهای بنایی می‌باشند، مجاز است.

در ارزیابی ساختمان‌های بنایی باید ضوابط بندهای (۱۱-۴-۲)، (۱۱-۴-۵)، (۱۱-۴-۶-۲)، (۱۱-۴-۶-۳) و ضوابط این بند برآورده گردد.

۱۱-۶-۲- دیوارهای بنایی

در ارزیابی آسیب‌پذیری دیوارهای باربر لازم است موارد این بند به شرح زیر کنترل شود.

۱۱-۶-۲-۱- کیفیت مصالح بنایی

۱۱-۶-۲-۱-۱-واحدهای بنایی

واحدهای بنایی باید سالم، بدون‌شکستگی و فاقد ترک‌خوردگی باشند و از نظر ظاهری از کیفیت مطلوبی برخوردار باشند. در غیر اینصورت مصالح به لحاظ کیفیت، نامناسب می‌باشد و باید تاثیرات این موارد بر سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شود.

۱۱-۶-۲-۱-۲-ملات

ملات نباید به آسانی خراشیده شده و مصالح آن فرسوده باشد. ملات دیوارها باید دارای مقاومت برشی بیش از ۰/۱ مگاپاسکال باشد.

۱۱-۶-۲-۱-۳-ترک دیوارها

دیوارها باید فاقد ترک‌های قطری سرتاسری با عرض ترک مورب بیشتر از ۳ میلی‌متر باشد و شکل ترک‌ها نباید ضربدری باشد. در غیر اینصورت مصالح به لحاظ کیفیت نامناسب می‌باشد و باید تاثیرات این موارد بر سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شود.

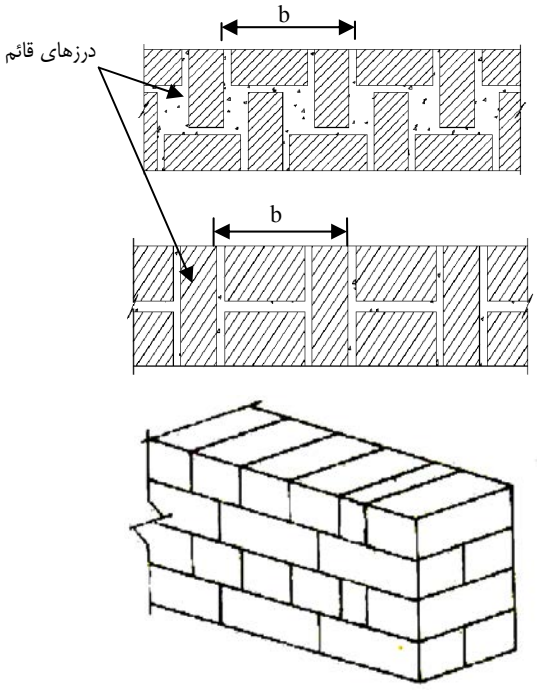
۱۱-۶-۲-۲-وضعیت اجرای دیوارهای سازه‌ای

۱۱-۶-۲-۲-۱- واحدهای بنایی

دیوارهای مصالح بنایی باید به لحاظ چیدمان واحدهای بنایی شرایط زیر را برآورده نمایند:

۱- دیوارهایی که با آجر یا بلوک ساخته شده‌اند، باید طوری چیده شده باشند که همپوشانی افقی مناسبی بین واحدهای بنایی برقرار بوده و درزهای قائم روی هم قرار نگیرند.

۲- حداقل ۱۰٪ از سطح دیوار باید شامل واحدهای بنایی باشد که رج‌های طرفین دیوار را به یکدیگر متصل نماید. فاصله بین این واحدها در طول و ارتفاع دیوار، b، در طول و ارتفاع دیوار نباید از ۶۰۰ میلیمتر تجاوز نماید.



شکل(۱۱-۲): وضعیت رج‌های طرفین دیوار

۳- واحدهای بنایی در دیوار باید یک سطح پیوسته و صاف ایجاد کرده باشند و دیوار فاقد شکم‌دادگی یا کج‌شدگی باشد.

در غیراینصورت دیوار به لحاظ اجرای نامناسب آسیب‌پذیر می‌باشد و باید تاثیرات موارد فوق بر سیستم باربر جانبی درنظر گرفته شود.

۱۱-۶-۲-۲-۲- درزهای قائم بین واحدهای بنایی

درزهای قائم بین واحدهای بنایی باید کاملاً با ملات پرشده باشد، در غیراینصورت درزهای قائم دیوارهای چند لایه‌ای باید ناچیز فرض گردد. برای ارزیابی دیوارها در داخل صفحه، سطح مقطع خالص دیوارها (با کاهش فضای خالی) برای مقاومت در برابر نیروها مدنظر قرار گیرد و برای خارج از صفحه، کلیه لایه‌ها بصورت مستقل ارزیابی گردد.

۱۱-۶-۲-۲-۳- وجود هشت‌گیر

اگر در اجرای قسمت‌های مختلف یک دیوار باربر و یا گوشه‌ی دو دیوار متقاطع باربر از روش هشت‌گیر استفاده شده باشد، محل اجرای هشت‌گیر به عنوان نقطه‌ی انفصال در دیوار آسیب‌پذیر می‌باشد.

۱۱-۶-۲-۳- هندسه دیوار

۱۱-۶-۲-۳-۱- ارتفاع دیوار

چنانچه ارتفاع آزاد دیوار مصالح بنایی از ۴ متر بیش‌تر باشد، دیوار آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

۱۱-۶-۲-۳-۲- طول آزاد دیوار

چنانچه طول آزاد دیواری از ۵ متر بیش‌تر باشد، دیوار آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

۱۱-۶-۲-۳-۳- نسبت ارتفاع به ضخامت

برای پایداری و مقاومت خارج از صفحه‌ی دیوار، نسبت ارتفاع به ضخامت آن نباید از مقادیر جدول (۱۱-۷) تجاوز کند، درغیر اینصورت دیوار به لحاظ پایداری و مقاومت خارج از صفحه آسیب‌پذیر می‌باشد.

جدول (۱۱-۷): نسبت ارتفاع به ضخامت مجاز

دیوار	$\frac{h}{t}$
آخرین طبقه ساختمان‌های چند طبقه	۱۲
اولین طبقه ساختمان‌های چند طبقه	۱۵
سایر موارد	۱۳

۱۱-۶-۲-۴- بازشوها

۱۱-۶-۲-۴-۱- نسبت بازشوها

اندازه و موقعیت بازشوها در دیوار باید با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ به شرح زیر مطابقت داشته باشد. در غیر این صورت دیوار آسیب‌پذیر تلقی می‌شود:

۱- مجموع سطح بازشوها در هر دیوار باربر از $\frac{۱}{۳}$ سطح دیوار بیش‌تر نباشد؛

۲- مجموع طول بازشوها در هر دیوار باربر از $\frac{۱}{۲}$ طول دیوار بیش‌تر نباشد؛

۳- فاصله افقی دو بازشو از $\frac{۲}{۳}$ ارتفاع کوچک‌ترین بازشوی طرفین خود و همچنین از $\frac{۱}{۶}$ مجموع طول آن دو بازشو بیش‌تر باشد. در غیر این صورت دیوار بین دو بازشو جزیی از بازشو منظور می‌شود و نباید آن را به عنوان دیوار باربر به حساب آورد. بنابراین نعل‌درگاه روی بازشوها نیز باید به صورت یکسره با دهانه‌ای برابر مجموع طول بازشوها به اضافه‌ی طول جرز بین آن‌ها محاسبه گردد؛

۴- هیچ یک از ابعاد بازشو از ۲/۵ متر بیش‌تر نباشد. در غیر این صورت باید در طرفین بازشو کلاف‌های قائمی که به کلاف‌های افقی بالا و پایین آن طبقه متصل‌اند، تعبیه شده باشد. همچنین باید نعل‌درگاه بازشو نیز در کلاف‌های قائم طرفین مهار باشد.

۱۱-۶-۲-۴-۲- فاصله‌ی بازشوها از انتهای دیوار

فاصله‌ی اولین بازشو در دیوار از بر خارجی ساختمان، نباید کم‌تر از $\frac{۲}{۳}$ ارتفاع بازشو باشد. در غیر اینصورت دیوار آسیب‌پذیر می‌باشد، مگر اینکه در طرفین بازشو کلاف قائم قرار گرفته باشد.

۱۱-۶-۲-۵- رانش در سقف‌های قوسی

در دهانه‌های خارجی ساختمان اگر نسبت ارتفاع سقف قوسی از $\frac{۱}{۲}$ قطر قاعده‌ی آن کم‌تر باشد و در صورتی که کلاف چوبی، فلزی و یا بتنی برای مهار سقف استفاده نشده باشد، دیوار خارجی حامل وزن سقف، به جهت نیروی رانش سقف آسیب‌پذیر می‌باشد.

۱۱-۶-۲-۶- لوله و دودکش درون دیوار باربر

اگر قطر لوله و یا دودکشی که از درون دیوار عبور می‌نماید، بیش از $\frac{۱}{۶}$ ضخامت دیوار باشد، محل لوله به عنوان نقطه‌ی انفصال در دیوار تلقی شده و دیوار آسیب‌پذیر می‌باشد.

۱۱-۶-۳- شرایط انسجام

۱۱-۶-۳-۱- سیستم کلاف

در دیوارهای باربر باید کلاف افقی و قائم مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ وجود داشته باشد. چنانچه هر یک از این ضوابط برآورده نگردد، ساختمان به لحاظ نامناسب بودن سیستم کلاف‌بندی آسیب‌پذیر تلقی می‌شود. وجود کلاف قائم در ساختمان‌های یک طبقه در کلیه پهنه‌بندی‌ها و دوطبقه در پهنه‌بندی با خطر لرزه‌ای متوسط و کم الزامی نیست.

۱۱-۶-۳-۲-اتصالات

۱۱-۶-۳-۲-۱- اتصال سقف و تکیه‌گاه

الف– در ساختمان نیمه اسکلت، اتصال شاهتیر به ستون، اتصال منسجمی با استفاده از ورق‌ها، نبشی، میلگرد انتظار، یراق آلات اتصال یا تسمه‌هایی بین شاهتیرها و تکیه‌گاه ستون باشد.

ب– اتصال تکیه‌گاهی سقف باید ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ را با توجه به نوع سقف برآورده نماید، درغیر اینصورت سقف به لحاظ عدم اتصال مناسب آسیب‌پذیر می‌باشد.

پ– اتصال بین دیوارها و دال در امتداد عمود بر صفحه‌ی دیوار: برای اینکه نیروهای عمود بر صفحه دیوار بتواند به دال منتقل شود، اتصال دیوار و دال باید بتواند نیروی عمود بر صفحه‌ی دیوار را که از رابطه‌ی (۱۱–۱۵) محاسبه می‌شود، تحمل نماید.

(۱۱–۱۵)

$$F_P = 0.9 S_m W_P$$

F_P: نیروی عمود بر صفحه‌ی دیوار؛

W_P: وزن دیوار و ملحقات آن؛

S_m: حداکثر شتاب طیفی مساوی حاصلضرب AB_m طبق استاندارد ۲۸۰۰ ؛

A: نسبت شتاب مبنای طرح ؛

B_m: حداکثر مقدار ضریب بازتاب B براساس استاندارد ۲۸۰۰ ؛

درغیراینصورت، اتصال دیوار و دال آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

ت- اتصال بین دیوارهای باربر مصالح بنایی و دال برای انتقال برش: دیوارهای باربر مصالح بنایی باید در تراز طبقات مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ به دال متصل شده باشد تا نیروهای زلزله به دیوار باربر انتقال یابد. در غیراینصورت اتصال بین دیوار باربر و دال به لحاظ نداشتن مقاومت کافی آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

۱۱-۶-۳-۲-۲- اتصال بین دیوارهای سازه‌ای متقاطع

در صورتی که تقاطع دیوارهای سازه‌ای با لحاظ بند(۱۱-۶-۳-۱)، ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ را برآورده ننماید و یا در اجرای آن‌ها از کلاف‌های بتنی، فلزی و چوبی گوشه استفاده نشده باشد، اتصال تقاطع آسیب‌پذیر می‌باشد.

۱۱-۶-۳-۲-۳- اتصال دیوار و کلاف

در صورتی که بین دیوار و کلاف با لحاظ بند(۱۱-۶-۳-۱)، اتصال مناسبی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ وجود نداشته باشد، این اتصال آسیب‌پذیر می‌باشد.

۱۱-۶-۳-۳- دیافراگم

دیافراگم‌ها در ساختمان‌های بنایی باید علاوه‌بر ضوابط بند (۱۱-۴-۶-۱)، شرایط این بند را برآورده نمایند.

۱۱-۶-۳-۳-۱- بازشوی دیافراگم

بازشوی دیافراگم در مجاورت با دیوار بنایی باید شرایط زیر را برآورده نماید.

الف- طول بازشوی دیافراگم در مجاورت با دیوار باربر بنایی باید کمتر از ۲۵٪ طول همان دیوار باشد، درغیراینصورت نیاز برشی برای دیوار بنایی اطراف بازشو که شرط فوق را برآورده نکرده، محاسبه و کفایت دیافراگم برای انتقال بار به دیوار با درنظر گرفتن طول در دسترس و مهارها ارزیابی گردد.

ب- بازشوی دیافراگم‌های مجاور دیوار باربر بنایی نباید بیشتر از ۲/۵ متر باشد. در غیراینصورت کفایت دیوار مجاور بازشو بین نقاط مهار و همچنین کفایت اتصالات دیافراگم، برای مقاومت در برابر بارهای خارج از صفحه دیوار باید ارزیابی گردد.

۱۱-۶-۳-۳-۲- یکنواختی و انسجام سقف

دیافراگم‌ها باید ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ را در خصوص انسجام سقف با توجه به نوع آن برآورده نمایند، درغیر اینصورت ساختمان به لحاظ عدم انسجام سقف آسیب‌پذیر می‌باشد.

۱۱-۶-۳-۳-۳- نسبت طول دهانه به عرض دال

چنانچه نسبت طول دهانه به عرض دیافراگم در سقف‌های غیرصلب بیش از ۳ باشد، دال به لحاظ تغییرشکل زیاد آسیب‌پذیر می‌باشد.

۱۱-۶-۴- ارزیابی دیوارها در امتداد خارج صفحه

درصورتی‌که دیوار شرایط بند (۱۱-۶-۲-۳-۳) را برآورده ننماید، لازم است لنگر خارج از صفحه‌ی ناشی از اینرسی دیوار محاسبه شده و تنش کششی ایجاد شده با مقاومت کششی دیوار کنترل شود. نیروی اینرسی عمود بر صفحه دیوار باید از رابطه زیر بدست آید.

$$F_P = 0.4\mathrm{S_m}W_P \qquad (۱۱-۱۶)$$

F_P: نیروی عمود بر صفحه‌ی دیوار؛

W_P: وزن دیوار و ملحقات آن؛

$\mathrm{S_m}$= حداکثر شتاب طیفی مساوی حاصلضرب AB_m طبق استاندارد ۲۸۰۰؛

A: نسبت شتاب مبنای طرح؛

B_m: حداکثر مقدار ضریب بازتاب B براساس استاندارد ۲۸۰۰ ؛

مقاومت کششی دیوار مطابق بند (۲-۷-۴-۲) درنظر گرفته شود.

۱۱-۶-۵-ارزیابی دیوارها در امتداد داخل صفحه

۱۱-۶-۵-۱- ساختمان‌های با دیافراگم صلب

۱۱-۶-۵-۱-۱- تلاش‌ها

نیروی جانبی وارد به ساختمان‌های بنایی با دیافراگم صلب باید مطابق بند (۱۱-۵-۲-۱-۱) تعیین گردند. در رابطه (۱۱-۶)، AB باید برابر مقدار شتاب طیفی در ناحیه شتاب ثابت طیف و ضریب C برابر ۱ منظور گردد.

نیروی وارد به طبقات باید مطابق بند (۱۱-۵-۲-۱-۲) تعیین و با توجه به سختی برشی دیوارها، بین آنها توزیع گردد.

۱۱-۶-۵-۱-۲- سختی برشی دیوارها

در تحلیل ساختمان‌های بنایی باید تنها سختی برشی دیوارهای سازه‌ای با مقاومت برشی بیش از ۰/۱ مگاپاسکال درنظر گرفته شود. سختی برشی دیوار براساس سطح مقطع افقی دیوار با کاهش سطح بازشوها لحاظ گردد.

$$\mathrm{K} = \frac{1}{\frac{\mathrm{h_{eff}}}{\mathrm{A_v G_m}}}$$

در رابطه فوق:

$\mathrm{h_{eff}}$: ارتفاع موثر دیوار مطابق شکل(۷-۱)

$\mathrm{A_v}$: سطح برشی دیوار

$$\mathrm{G_m} = 0.4\mathrm{E_m} \qquad (۱۱-۱۷)$$

$$\mathrm{E_m} = 550\mathrm{f'_m} \qquad (۱۱-۱۸)$$

در ارزیابی این ساختمان‌ها، ضوابط کلی تحلیل شامل پیچش مطابق بند (۳-۲-۳) و بارگذاری ثقلی طبق بند (۱۱-۵-۲-۱-۳-۱) درنظر گرفته شود.

در موارد زیر دیوار سازه‌ای محسوب نمی‌گردد:

۱- دیوارهای با ضخامت کمتر از ۲۰ سانتیمتر

۲- پایه‌های بین دو بازشو با عرض کمتر از $\frac{2}{3}$ ارتفاع کوچکترین بازشو و یا $\frac{1}{6}$ مجموع طول دو بازشوی طرفین پایه

۱۱-۶-۵-۱-۳- مقاومت

تنش مقاوم برشی دیوار سازه‌ای باید با توجه به رابطه زیر تعیین گردد.

$$v_{me} = 0.56 v_t + 0.75\sigma_c \qquad (۱۹-۱۱)$$

v_t: مقاومت برشی ملات مطابق فصل ۲ ؛

σ_c: تنش ناشی از بار ثقلی در بالای دیوار.

حداکثر مقدار v_t در رابطه‌ی (۱۱-۱۹) برابر ۰/۶ مگاپاسکال می‌باشد.

۱۱-۶-۵-۱-۴- معیارهای پذیرش

پاسخ‌ها و تلاش‌ها باید مطابق بند (۱۱-۵-۲-۳) با مقاومت مقایسه شوند، ضریب m در رابطه (۱۱-۱۳) باید برابر ۱/۵ انتخاب شود.

علاوه بر این مجموع نسبت سطح مقطع دیوارها(دیوار نسبی) در هر طبقه و در هریک از امتدادهای طولی و عرضی نباید از ۷۵٪ مقادیر مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ کمتر باشد.

۱۱-۶-۵-۲- ساختمان‌های با دیافراگم انعطاف‌پذیر

ساختمان‌های مذکور باید دارای مشخصات ذیل باشند:

- دیافراگم‌ها در همه ترازها انعطاف پذیر باشند.
- حداقل ۲ خط دیوار در طرفین مرکز جرم به استثنای ساختمان یک طبقه باشند.

۱۱-۶-۵-۲-۱- تلاش‌ها

در ارزیابی این ساختمان‌ها بارگذاری ثقلی طبق بند (۱۱-۵-۲-۱-۳-۱) و توزیع نیروی طبقه بین دیوارها مطابق زیر انجام می‌گردد.

$$F_{wi} = 0.8\mathrm{S}_1(W_{wi} + 0.5W_d) \qquad (۲۰-۱۱)$$

برش دیوار j باید با توجه به رابطه (۱۱-۲۱) تعیین گردد:

$$V_{wj} = \sum_{i=j}^{n} F_{wi} \qquad (۲۱-۱۱)$$

W_d:وزن کل دیافراگم‌های پیرامون دیوار طبقه i ؛

W_{wi}: وزن دیوار طبقه i ؛

S_1= شتاب طیفی به ازای زمان تناوب یک ثانیه مساوی حاصلضرب AB_1 طبق استاندارد ۲۸۰۰؛

B_1: مقدار ضریب بازتاب در زمان تناوب ۱ ثانیه براساس استاندارد ۲۸۰۰ ؛

A : شتاب مبنای طرح براساس استاندارد ۲۸۰۰ .

۱۱-۶-۵-۲-۲- سختی

سختی دیوارها باید مطابق بند (۱۱-۶-۵-۱-۲) تعیین گردد.

۱۱-۶-۵-۲-۳- مقاومت

مقاومت برشی دیوار باید با توجه به رابطه زیر تعیین گردد.

$$V_a = \frac{2(0.56v_t + 0.75\sigma_c)}{3} A_{wi} \qquad (۱۱-۲۲)$$

A_{wi}:سطح مقطع دیوار طبقه i در امتداد موردنظر

مقاومت برشی حرکت گهواره‌ای دیوار باید با استفاده از روابط زیر تعیین گردد.

الف- برای دیوارهای بدون بازشو

$$V_r = 0.9(P_D + 0.5P_W)\frac{D}{\mathrm{h_{eff}}} \qquad (۱۱-۲۳)$$

ب- برای دیوارهای با بازشو

$$V_r = 0.9P_D \frac{D}{\mathrm{h_{eff}}} \qquad (۱۱-۲۴)$$

P_D:بار مرده سربار در بالای دیوار مورد نظر

P_W:وزن دیوار مورد نظر

D:بعد افقی دیوار در راستای درون صفحه (طول دیوار یا پایه)

$\mathrm{h_{eff}}$: حداقل ارتفاع موثر دیوار مطابق شکل(۱-۷)

۱۱-۶-۵-۲-۴- معیارهای پذیرش

در صورتی‌که $V_r < V_a$

$$0.7V_{wj} < \sum V_r \qquad (۱۱-۲۵)$$

V_{wj} : برش دیوار j مطابق بند (۱۱-۶-۵-۲-۱)

در صورتی‌که $V_r > V_a$

V_{wj} باید بین پایه‌های دیوار بصورت جداگانه توزیع گردد و نیروی برشی وارده به دیوار، V_p، باید روابط(۱۱-۲۶) و (۱۱-۲۷) را برآورده نماید.

$$V_p < V_r \qquad (۱۱-۲۶)$$

$$V_p < V_a \qquad (۱۱-۲۷)$$

اگر $V_r < V_p < V_a$ برای هر پایه، پایه باید از تحلیل حذف و روش مجددا تکرار شود.

پیوست الف

راهنمای تعیین هدف بهسازی لرزه‌ای

این پیوست به‌منظور ارائه راهنمایی کلی برای تعیین هدف بهسازی و سطوح عملکردی در ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم تهیه شده است. جدول پ–الف مقادیری اولیه برای تعیین هدف بهسازی و سطوح عملکردی بر حسب کاربری‌های گوناگون ساختمان‌های عمومی و دولتی ارائه می‌نماید. از آنجا که انتخاب هدف بهسازی از مراحل حائز اهمیت در فرآیند مطالعات بهسازی است، لازم است مهندس محاسب با بررسی، انجام مطالعات لازم، اخذ دیدگاه‌های بهره‌بردار و کارفرمای پروژه، توجه به میزان اهمیت و وضعیت کاربری حاضر و پس از بهسازی ساختمان، هدف بهسازی را ضمن ارائه گزارش فنی پیشنهاد نماید.

استفاده صرف از جدول این پیوست از مسئولیت مهندس محاسب در تعیین هدف بهسازی و سطوح عملکرد ساختمان نمی‌کاهد.

جدول پ–الف: راهنمای تعیین اهداف بهسازی برای ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم

نوع ساختمان	کاربری	هدف بهسازی	سطوح عملکردی	
			سطح خطر ۱	سطح خطر ۲
استراتژیک	ساختمان‌های اصلی و استقرار برای: نهاد رهبری، نهاد ریاست جمهوری، فرماندهی کل یا فرماندهی ستاد مشترک نیروهای مسلح، فرماندهی نیروی انتظامی، وزارت‌خانه‌های کشور، نفت، امورخارجه، مخابرات و ارتباطات، صداو سیما، تاسیسات ویژه ناوبری فرودگاه و بنادر	ویژه	A-1	A-2
سیاسی	ساختمان‌های مرکزی: قوه مقننه، قوه قضاییه، استانداری‌ها، فرمانداری‌ها، وزارت‌خانه‌ها، بانک مرکزی، خزانه	ویژه	B-1	C-3
امدادی	الف– ساختمان‌های بیمارستان و درمانگاه‌های بزرگ شامل قسمت‌های اورژانس، جراحی و خدمات پزشکی وابسته به آنها، مراکز اورژانس پزشکی*	ویژه	B-1	C-2
	ب– ساختمان‌های مرکزی: امداد و نجات، آتش‌نشانی، هلال‌احمر، نیروی انتظامی (پلیس) و بسیج	ویژه	B-1	C-3
ستادی	بخشداری‌ها، مراکز فرماندهی نیروهای مسلح و نیروی انتظامی در استان‌ها، مراکز مخابراتی	ویژه	B-2	C-4
شریان‌های حیاتی	ساختمان‌های اصلی و استقرار برای تأسیسات: آبرسانی، برق‌رسانی، گازرسانی، رادیو و تلویزیون، برج‌های مراقبت فرودگاه	ویژه	B-1	C-2
ساختمان‌های تراز اول میراث فرهنگی	موزه‌ها، بناهای تاریخی، کتابخانه‌های نفیس نظیر ملی، مجلس و مراکز اسناد ملی	ویژه	B-2	C-3
تاسیسات زیربنایی	ساختمان‌های اصلی و عملیاتی پالایشگاه، نیروگاه، مجتمع‌های پتروشیمی، کارخانجات تولید مواد شیمیایی	ویژه	B-1	C-3
مهم	الف– دانشگاه‌ها، حوزه‌های علمیه، مدارس، سازمان‌های مهم و موسسات تحقیقاتی	مطلوب	C-3	E-5
	ب– ادارات کل وزارتخانه‌ها و ادارات مرکزی سازمان‌های مهم در استان‌ها	مطلوب	B-2	E-5
عمومی	مساجد و مصلی‌ها، ساختمان‌های تجمعی فرهنگی شهرداری‌ها، سینما وتئاتر، استادیوم‌های ورزشی، کتابخانه‌ها، پایانه‌های مسافربری، فروشگاه‌های بزرگ و مراکز تجمعی بیش از ۳۰۰ نفر	مطلوب	C-3	E-5
	ساختمان‌های مسکونی، اداری–تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چندطبقه، ساختمان‌های صنعتی	مبنا	C-3	ـــــ
	ساختمان‌های انبارهای کشاورزی، سالن‌های مرغداری و ساختمان‌های با بهره‌برداری موقت	مبنا یا محدود	D-4	ـــــ

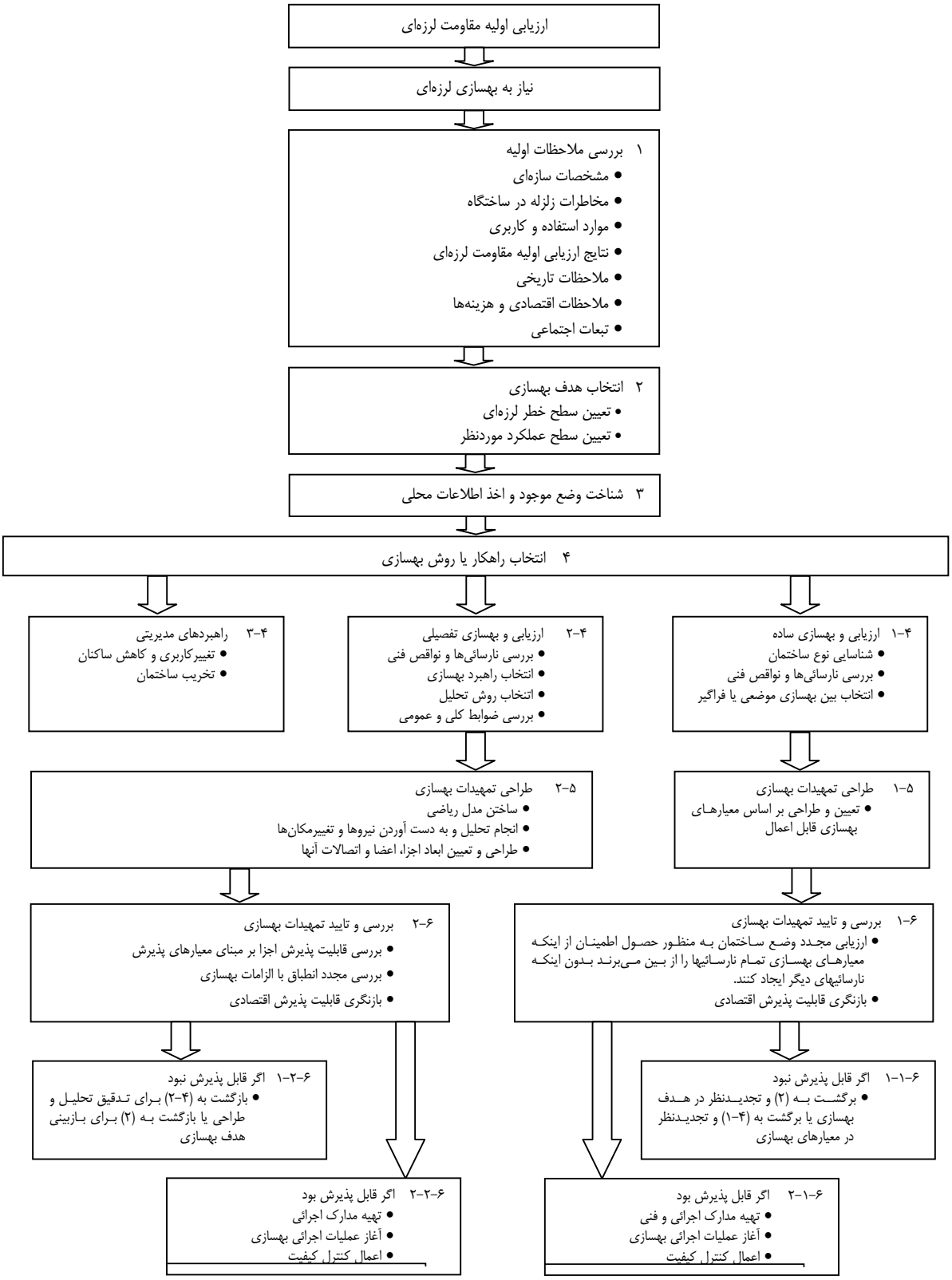
* در این موارد سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه A-1 تحت زلزله با دوره بازگشت ۷۲ ساله نیز کنترل می‌شود.

پیوست ب

راهنمای کلی مراحل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای

این پیوست به‌منظور ارائه راهنمایی کلی مراحل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای تهیه شده است. نمودار پ–ب مراحل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای را به طور کلی نمایش می‌دهد.

نمودار پ–ب: مراحل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای



Islamic Republic of Iran
Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision

Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings

NO. 360
(First Revision)

Office of Deputy for Strategic Supervision
Department of Technical Affairs
nezamfanni.ir
2014

این نشریه

با عنوان "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود- تجدید نظر اول" شامل یازده فصل است.

مقدمات بهسازی لرزه‌ای، گردآوری مدارک و اطلاعات، شناخت وضع موجود، روش‌های تحلیل، ساختگاه و پی، سازه‌ها واجزای فولادی، سازه‌ها و اجزای بتنی، ساختمان‌ها و اجزای مصالح بنایی، دیافراگم‌ها و میانقاب‌ها، بهسازی اجزای غیرسازه‌ای، سامانه‌های جداساز لرزه‌ای و اتلاف انرژی و بهسازی ساده بخش‌های مختلف این نشریه را تشکیل می‌دهند.

این نشریه به منظور مطالعات بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تهیه و ابلاغ گردیده است.