جمهوری اسلامی ایران

سازمان برنامه و بودجه کشور

تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود

ضابطه شماره ۳۶۰

(تجدید نظر اول)

معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی

امور نظام فنی و اجرایی

Nezamfanni.ir

۱۳۹۶

shaghool.ir

باسمه تعالی

ریاست جمهوری
سازمان برنامه و بودجه کشور
رییس سازمان

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	**شماره:**	**۹۶/۱۷۵۳۷۳۰**
	تاریخ:	**۱۳۹۶/۱۲/۲۱**

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

در چارچوب نظام فنی و اجرایی یکپارچه کشور موضوع ماده (۳۴) قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور، ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و مواد (۶) و (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی- مصوب سال ۱۳۵۲، به پیوست ضابطه شماره ۳۶۱ امور نظام فنی و اجرایی، با عنوان «تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود– تجدید نظر اول» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.

رعایت مفاد این ضابطه درصورت نداشتن ضوابط بهتر، از تاریخ ۱۳۹۷/۰۴/۰۱ الزامی است.

مفاد این بخشنامه و دستورالعمل فنی پیوست، با عنوان «تفسیر بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود- تجدید نظر اول» جایگزین مفاد و پیوست بخشنامه شماره ۱۰۰/۳۹۳۶ مورخ ۱۳۸۸/۱/۲۲ می‌شود.

امور نظام فنی و اجرایی این سازمان دریافت‌کننده نظرات و پیشنهادهای اصلاحی در مورد مفاد این ضابطه بوده و اصلاحات لازم را اعلام خواهد کرد.

محمد باقر نوبخت

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

امور نظام فنی و اجرایی معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی سازمان برنامه و بودجه کشور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این ضابطه کرده و آن را برای استفاده به جامعه‌ی مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خواننده‌ی گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هر گونه ایراد و اشکال فنی، مراتب را بصورت زیر گزارش فرمایید:

۱- در سامانه مدیریت دانش اسناد فنی و اجرایی (سما) ثبت‌نام فرمایید: sama.nezamfanni.ir

۲- پس از ورود به سامانه سما و برای تماس احتمالی، نشانی خود را در بخش پروفایل کاربری تکمیل فرمایید.

۳- به بخش نظرخواهی این ضابطه مراجعه فرمایید.

۴- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۵- ایراد مورد نظر را بصورت خلاصه بیان دارید.

۶- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال کنید.

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 صفی علی‌شاه – مرکز تلفن ۳۳۲۷۱

سازمان برنامه و بودجه کشور، امور نظام فنی و اجرایی

Email: nezamfanni @mporg.ir **web: nezamfanni.ir**

باسمه تعالی

پیشگفتار

یکی از راهکارهای کاهش آسیب‌پذیری ناشی از زلزله، توجه به ساخت و ساز مقاوم و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود است که خوشبختانه طی سالهای اخیر تلاش‌های قابل توجهی در این زمینه در کشور انجام شده‌است. در این راستا، تهیه و تدوین ضوابط منطبق با آخرین دستاوردهای فنی مرتبط با بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، نقش قابل توجهی در حفظ ایمنی جانی و کاهش خسارات آتی خواهد داشت. لذا با توجه به ابلاغ ویرایش جدید دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، اصلاح و به‌روزرسانی متن تفسیر این دستورالعمل نیز از اولویتهای نظام فنی و اجرایی محسوب می‌شود.

با توجه به مطالب فوق، بازنگری ضابطه شماره ۳۶۱ با عنوان «تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود» توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله و با هماهنگی امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور در دستور کار قرار گرفت. این ضابطه پس از تهیه، برای تایید و ابلاغ به عوامل ذینفع نظام فنی و اجرایی کشور به این سازمان ارسال شد که پس از بررسی و تصویب، براساس نظام فنی اجرایی یکپارچه کشور موضوع ماده ۳۴ قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور، ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی مصوب هیات محترم وزیران تصویب و ابلاغ گردید.

علی‌رغم تلاش، دقت و وقت زیادی که برای تهیه این مجموعه صرف گردیده، با این‌حال مطالب آن مصون از وجود اشکال و ابهام نیست؛ بنابراین در راستای تکمیل و پربار شدن این دستورالعمل از کارشناسان و خوانندگان محترم درخواست می‌گردد موارد اصلاحی را به امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور ارسال کنند تا در تجدید نظرهای آتی مورد استفاده قرار گیرد. امید است متخصصان و کارشناسان با ابراز نظرات خود درخصوص این ضابطه ما را در اصلاحات بعدی یاری فرمایند.

معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی، بدین وسیله از تلاش و جدیت رییس امور نظام فنی و اجرایی جناب آقای مهندس غلامحسین حمزه مصطفوی و کارشناسان محترم این امور، مجری محترم پروژه و متخصصان همکار در امر تهیه و نهایی نمودن این ضابطه، تشکر و قدردانی می‌نماید و از ایزد منان توفیق روزافزون همه این بزرگواران را آرزومند است.

حمیدرضا عدل

معاون فنی، امور زیربنایی و تولیدی

اسفند ۱۳۹۶

تهیه و کنترل «تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود»

(تجدیدنظر اول)

[ضابطه شماره ۳۶۱]

مجری

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

اعضای کمیته تهیه کننده متن اصلی

۱- دکتر عبدالرضا سروقدمقدم

۲- دکتر بهرخ حسینی هاشمی

۳- دکتر فرهاد بهنام‌فر

۴- دکتر افشین کلانتری

۵- مهندس سهیل رستمکلایی

۶- مهندس ریحانه شفیعی پناه

۷- مهندس حدیثه محمدی

اعضای کمیته بازخوانی

۱- مهندس تیمور هنربخش

۲- مهندس بهمن حشمتی

۳- دکتر محسن آشتیانی

۴- مهندس اسماعیل پورشاهید

اعضای گروه هدایت و راهبری (سازمان برنامه و بودجه کشور)

۱- علیرضا توتونچی	**معاون امور نظام فنی و اجرایی**
۲- فرزاد پارسا	**رییس گروه امور نظام فنی و اجرایی**
۳-حمیدرضا خاشعی	**کارشناس امور نظام فنی و اجرایی**

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

فصل اول- مقدمات بهسازی لرزه‌ای ۱
ت ۱-۱- محدوده کاربرد ۳
ت۱-۲- مبانی بهسازی ۴
ت ۱-۳- مراحل ارزیابی و بهسازی ۴
ت ۱-۳-۱- ملاحظه ویژگی های فنی ۶
ت ۱-۳-۲- انتخاب هدف بهسازی ۶
ت۱-۳-۳- جمع آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان ۷
ت ۱-۳-۴- نیاز یا عدم نیاز به بهسازی ۸
ت ۱-۳-۵-انتخاب روش ارزیابی و بهسازی ۸
ت ۱-۳-۵-۱-روش ارزیابی و بهسازی ساده ۸
ت ۱-۳-۵-۲-روش ارزیابی و بهسازی تفصیلی ۸
ت ۱-۳-۶-ارائه طرح بهسازی و ارزیابی آن ۸
ت ۱-۴- هدف بهسازی ۸
ت ۱-۴-۱- بهسازی مبنا ۹
ت ۱-۴-۲- بهسازی مطلوب ۹
ت۱-۴-۳- بهسازی ویژه ۱۰
ت ۱-۴-۴- بهسازی محدود ۱۰
ت ۱-۴-۵- بهسازی موضعی ۱۰
ت ۱-۵- سطوح عملکرد ساختمان ۱۰
ت ۱-۵-۱- سطوح عملکرد اجزای سازه ای ۱۱
ت ۱-۵-۱-۱- سطوح عملکرد ۱-قابلیت استفاده بی وقفه ۱۱
ت ۱-۵-۱-۳- سطوح عملکرد ۳-ایمنی جانی ۱۱
ت ۱-۵-۱-۴- سطوح عملکرد ۴-ایمنی جانی محدود ۱۲
ت ۱-۵-۱-۵- سطوح عملکرد ۵-آستانه فروریزش ۱۲
ت ۱-۵-۱-۶- سطوح عملکرد ۶-لحاظ نشده ۱۲
ت ۱-۵-۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه ای ۱۲
ت ۱-۵-۲-۱- سطوح عملکرد A-خدمت رسانی بی وقفه ۱۲
ت ۱-۵-۲-۲- سطوح عملکرد B-قابلیت استفاده ی بی وقفه ۱۳
ت ۱-۵-۲-۳- سطوح عملکرد C-ایمنی جانی ۱۳
ت ۱-۵-۲-۴- سطوح عملکرد D-ایمنی جانی محدود ۱۳
ت ۱-۵-۲-۵- سطوح عملکرد E-لحاظ نشده ۱۳
ت ۱-۵-۳- سطوح عملکرد کل ساختمان ۱۳
ت ۱-۵-۳-۱-سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه (1-A)(OP) ۱۳

ت ۱-۵-۳-۲-سطح عملکرد قابلیت استفاده ی بی وقفه (B-1)(IO) ۱۳
ت ۱-۵-۳-۳-سطح عملکرد ایمنی جانی (C-3)(LS) ۱۴
ت ۱-۵-۳-۴-سطح عملکرد آستانه ی فرو ریزش (E-5)(CP) ۱۴
ت ۱-۶-راهبردهای بهسازی ۲۰
ت ۱-۷- تحلیل خطر زلزله ۲۰
ت ۱-۷-۱- کلیات ۲۰
ت۱-۷-۲- طیف طرح شتاب ۲۰
ت ۱-۷-۲-۱-فرآیند استفاده از شکل طیف شتاب ۲۱
ت ۱-۷-۲-۱-۱-طیف استاندارد۲۸۰۰ ۲۱
ت ۱-۷-۲-۱-۲-طیف دستورالعمل ۲۱
ت ۱-۷-۲-۲-فرآیند استفاده از شکل طیف حاصل از تحلیل خطر زلزله ویژه ساختگاه ۲۱
ت ۱-۷-۲-۲-۱-طیف خطر یکنواخت ۲۱
ت ۱-۷-۲-۲-۲-طیف طرح آماری ۲۶
ت ۱-۷-۳-انتخاب شتاب نگاشت سازگار با خطر زلزله ۲۶
ت ۱-۷-۴-تحلیل خطر ۳۰

فصل دوم- گردآوری مدارک و اطلاعات، شناخت وضع موجود ۳۳
ت ۲-۱- محدوده کاربرد ۳۵
ت ۲-۲- اطلاعات وضعیت موجود ساختمان ۳۵
ت ۲-۲-۱- سیستم سازه ای و پیکربندی ساختمان ۳۵
ت ۲-۲-۲- مشخصات مصالح ۳۶
ت ۲-۲-۳- مشخصات پی و ساختگاه ۳۶
ت ۲-۲-۴- ساختمانهای مجاور ۳۶
ت ۲-۲-۴-۱- برخورد ساختمانهای مجاور ۳۶
ت ۲-۲-۴-۲- اجزای مشترک بین ساختمانها ۳۷
ت ۲-۲-۴-۳- آسیب ناشی از ساختمان مجاور ۳۷
ت۲-۳- سطوح اطلاعات ۳۷
ت ۲-۳-۱-کلیات ۳۷
ت ۲-۳-۲-ضریب آگاهی ۳۸
ت ۲-۴-مقاومت مصالح ۳۸
ت ۲-۵-روش‌های آزمایش برای ارزیابی و مطالعات بهسازی لرزه ای ساختمان ها ۳۸
ت۲-۵-۱- کلیات ۳۸
ت۲-۵-۲- تعیین خصوصیات لرزه‌ای ساختمان ۳۸
ت۲-۵-۳- تهیه مشخصات مصالح به کار رفته در ساختمان ۳۸
ت۲-۵-۴- آزمایش‌های غیرمخرب ۴۰
۲-۵-۵- آزمایش‌های مخرب ۴۰

۲-۶- جمع آوری اطلاعات و بازرسی وضع موجود ساختگاه، خاک و سازه پی ۴۱
۲-۶-۱- تعیین ویژگی‌ها ۴۱
۲-۶-۲- مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری ۴۱
۲-۶-۲-۱- گسلش ۴۱
۲-۶-۲-۲- روانگرایی ۴۲
۲-۶-۲-۳- فرونشست ۴۴
۲-۶-۲-۴- زمین لغزش و سنگ ریزش ۴۵
۲-۶-۳- اطلاعات مربوط به خاک محل ساختمان و شالوده (سازه پی) ۴۵
۲-۶-۳-۱- اطلاعات مربوط به شالوده (سازه پی) ۴۵
۲-۶-۳-۲- شرایط بارگذاری شالوده (سازه پی) ۴۵
۲-۶-۳-۳- شرایط ژئوتکنیکی محل ساختمان ۴۵
۲-۶-۳-۳-۱- کلیات ۴۵
۲-۶-۳-۳-۲- جمع آوری مشخصات در سطح اطلاعات حداقل ۴۶
۲-۶-۳-۳-۳- جمع آوری مشخصات در سطح اطلاعات متعارف ۴۶
۲-۶-۳-۳-۴- جمع آوری مشخصات در سطح اطلاعات جامع ۴۶
۲-۷- جمع آوری اطلاعات و بازرسی وضعیت موجود اعضا و اجزای سازه‌ای ساختمان ۴۶
۲-۷-۱- کلیات ۴۶
۲-۷-۲- اعضا و اجزای فولادی ۴۶
۲-۷-۲-۱- بازرسی وضعیت موجود ۴۶
۲-۷-۲-۱-۱- کلیات ۴۶
۲-۷-۲-۱-۲- مشخصات اجزا ۴۷
۲-۷-۲-۱-۳- روش‌ها و محدوده‌ی کاربرد ۴۷
۲-۷-۲-۲- تعیین مشخصات مصالح ۴۷
۲-۷-۲-۲-۱- کلیات ۴۷
۲-۷-۲-۲-۲- جمع آوری مشخصات مصالح فولادی در سطح اطلاعات حداقل ۴۷
۲-۷-۲-۲-۳ و ۲-۷-۲-۲-۴- جمع آوری مشخصات مصالح فولادی در سطح اطلاعات متعارف و جامع ۴۷
۲-۷-۲-۳- مدل سازی تحلیلی ساختمان ۴۹
۲-۷-۲-۴- ضریب آگاهی ۴۹
۲-۷-۳- اعضا و اجزای بتنی ۴۹
۲-۷-۳-۱- بازرسی وضعیت موجود ۴۹
۲-۷-۳-۱-۱- کلیات ۴۹
۲-۷-۳-۱-۲- مشخصات اجزا ۴۹
۲-۷-۳-۱-۳- روش‌ها و محدوده کاربرد ۴۹
۲-۷-۳-۱-۴- آزمایش‌های اضافی ۵۰
۲-۷-۳-۲- تعیین مشخصات مصالح ۵۳
۲-۷-۳-۲-۱- کلیات ۵۳
۲-۷-۳-۲-۲- جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل ۵۳

۲-۷-۳-۲-۳- جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف ۵۴
۲-۷-۳-۲-۴- جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات جامع ۵۴
۲-۷-۳-۳- مدل‌سازی تحلیلی ساختمان ۵۴
۲-۷-۳-۴- ضریب آگاهی κ ۵۵
۲-۷-۴- اعضا و اجزای بنایی ۵۵
۲-۷-۴-۱- بازرسی وضعیت موجود ساختمان و محل آن ۵۵
۲-۷-۴-۱-۱- بازرسی عینی ۵۵
۲-۷-۴-۱-۲- بازرسی جامع ۵۵
۲-۷-۴-۲- تعیین مشخصات مصالح ۵۵
۲-۷-۴-۲-۱- کلیات ۵۶
۲-۷-۴-۲-۱-۱- مقاومت فشاری دیوار/ پایه بنایی ۵۶
۲-۷-۴-۲-۱-۲- تعیین مدول الاستیسیته دیوار/ پایه بنایی در فشار ۵۶
۲-۷-۴-۲-۱-۳- مقاومت کششی دیوار/ پایه بنایی در خمش ۵۶
۲-۷-۴-۲-۱-۴- مقاومت برشی دیوار بنایی ۵۷
۲-۷-۴-۲-۲- تعداد حداقل آزمایشهای لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل ۵۷
۲-۷-۴-۲-۳- تعداد حداقل آزمایشهای لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف ۵۷
۲-۷-۴-۲-۴- تعداد حداقل آزمایشهای لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات جامع۵۷ ۵۷
۲-۷-۴-۲-۵- مقادیر پیش فرض مشخصات مصالح ۵۷
۲-۷-۴-۲-۶- آزمایش‌های تکمیلی ۵۷
۲-۷-۴-۳- ضریب آگاهی ۵۷
۲-۸- جمع آوری اطلاعات و بازرسی وضعیت موجود اجزای غیرسازه‌ای ساختمان ۵۷
۲-۸-۱- بازرسی وضعیت موجود ۵۷
۲-۸-۲- تعداد نمونه‌ها جهت بازرسی ۵۸

فصل سوم – روش‌های تحلیل ۵۹
ت ۳-۱- مقدمه ۶۱
ت ۳-۲- ضوابط کلی تحلیلی ۶۱
ت ۳-۲-۱- انتخاب روش تحلیل ۶۱
ت ۳-۲-۲- مدل سازی ۶۲
ت ۳-۲-۲-۱- فرضیات اولیه ۶۲

ت ۳-۲-۲-۲- اعضای اصلی و غیر اصلی ۶۲
ت ۳-۲-۲-۳-مدلسازی اتصالات ۶۳
ت ۳-۲-۲-۴- مدلسازی پی ۶۴
ت ۳-۲-۲-۵- پیکربندی ساختمان ۶۴
ت ۳-۲-۳- پیچش ۶۴
ت ۳-۲-۳-۱- پیچش واقعی ۶۴
ت ۳-۲-۳-۲- پیچش اتفاقی ۶۴
ت ۳-۲-۳-۳-ملاحظات خاص پیچش ۶۴
ت ۳-۲-۴- دیافراگم ها ۶۵
ت ۳-۲-۵- اثر $P-\Delta$ ۶۶
ت ۳-۲-۶- اندرکنش خاک وسازه ۶۶
ت ۳-۲-۷- اثر همزمان مؤلفه های زلزله ۶۷
ت ۳-۲-۷- ۱-مولفه های افقی ۶۷
ت ۳-۲-۷- ۲-مولفه های قائم ۶۸
ت ۳-۲-۸- ترکیب بارگذاری ثقلی وجانبی ۶۸
ت ۳-۲-۹- بررسی اعتبار فرضیات طراحی ۶۸
ت ۳-۲-۱۰- واژگونی ۶۹
ت ۳-۲-۱۱-تلاشهای تغییرشکل کنترل و نیرو کنترل ۶۹
ت ۳-۳-روشهای تحلیل خطی ۷۰
ت ۳-۳-۱- محدوده کاربرد روشهای تحلیل خطی ۷۰
ت ۳-۳-۱-۱ – کاربرد روش استاتیکی خطی ۷۰
ت ۳-۳-۱-۲ – کاربرد روش دینامیکی خطی ۷۱
ت ۳-۳-۲ –محاسبه سختی در روشهای تحلیل خطی ۷۱
ت ۳-۳-۳ – روش تحلیل استاتیکی خطی ۷۲
ت ۳-۳-۳-۱- تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه ۷۲
ت ۳-۳-۳-۲- برآورد نیروها و تغییر شکل ها ۷۳
ت ۳-۳-۳-۳- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ۷۴
ت ۳-۳-۳-۴- توزیع نیروی جانبی در پلان ۷۵
ت ۳-۳-۳-۵- دیافراگم ها ۷۵
ت ۳-۳-۴- روش تحلیل دینامیکی خطی ۷۶

ت ۳-۳-۴-۱- ملاحظات مدلسازی و تحلیل ۷۷
ت ۳-۳-۴-۱-۱-حرکات زمین ۷۷
ت ۳-۳-۴-۱-۲-روش تحلیل طیفی ۷۷
ت ۳-۳-۴-۱-۳-روش تحلیل تاریخچه زمانی ۷۷
ت ۳-۳-۴-۲-توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان ۷۷
ت ۳-۳-۴-۳-دیافراگم ها ۷۷
ت ۳-۳-۴-۴-برآورد نیروها و تغییرمکان ها ۷۷
ت ۳-۳-۵- کنترل واژگونی در روش‌های خطی ۷۸
ت ۳-۴- روشهای تحلیل غیرخطی ۷۸
ت ۳-۴-۱-۱- کاربرد روش استاتیکی غیرخطی ۷۸
ت ۳-۴-۱-۱-کاربرد روش دینامیکی غیرخطی ۷۸
ت ۳-۴-۲- محاسبه سختی و مقاومت در روش‌های غیرخطی ۷۸
ت ۳-۴-۳-روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ۷۸
ت ۳-۴-۳-۱-ملاحظات خاص مدل‌سازی و تحلیل ۷۹
ت ۳-۴-۳-۱-۱-کلیات ۸۱
ت ۳-۴-۳-۱-۲-نقطه کنترل ۸۱
ت ۳-۴-۳-۱-۳-توزیع بار جانبی ۸۱
ت ۳-۴-۳-۱-۴- مدل رفتار چندخطی نیرو- تغییرمکان سازه ۸۱
ت ۳-۴-۳-۱-۵-محاسبه زمان تناوب اصلی مؤثر ۸۱
ت ۳-۴-۳-۲-برآورد نیروها و تغییرشکل ها ۸۲
ت ۳-۴-۳-۲-۱- ساختمان با دیافراگم صلب ۸۳
ت ۳-۴-۳-۲-۲- ساختمان با دیافراگم نیمه صلب ۸۳
ت ۳-۴-۳-۲-۳- ساختمان با دیافراگم نرم ۸۳
ت ۳-۴-۴-روش تحلیل دینامیکی غیرخطی ۸۳
ت ۳-۴-۴-۱-ملاحظات خاص مدلسازی و تحلیل ۸۳
ت ۳-۴-۴-۲-برآورد نیروها و تغییرشکل ها ۸۴
ت ۳-۴-۵-کنترل واژگونی ۸۴
ت ۳-۵-ظرفیت اجزای سازه ۸۴
ت ۳-۵-۱-ظرفیت اجزا در روشهای خطی ۸۴
ت ۳-۵-۲-ظرفیت اجزا در روشهای غیرخطی ۸۵

ت ۳-۶-معیارهای پذیرش ۸۵
ت ۳-۶-۱-روش خطی ۸۵
ت ۳-۶-۱-۱-برآورد نیروها و تغییرشکل‌های طراحی ۸۵
ت ۳-۶-۱-۱-۱- تغییرشکل‌کنترل ۸۵
ت ۳-۶-۱-۱-۲- نیرو کنترل ۸۵
ت ۳-۶-۱-۲-معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی ۸۷
ت ۳-۶-۱-۲- ۱-تغییرشکل‌کنترل ۸۷
ت ۳-۶-۱-۲-۲-نیروکنترل ۸۸
ت ۳-۶-۲-روش‌های غیرخطی ۸۸
ت ۳-۶-۲-۱-برآورد نیروها وتغییرشکل‌های طراحی ۸۸
ت ۳-۶-۲-۲- معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی ۸۸
ت ۳-۶-۲-۲-۱ -تغییرشکل‌کنترل ۸۹
ت ۳-۶-۲-۲-۲-تلاش‌های نیروکنترل ۸۹
ت ۳-۷-ملاحظات تکمیلی روشهای تحلیل ۸۹
ت ۳-۷-۱-پیوستگی ۸۹
ت ۳-۷-۲-دیوارها ۸۹
ت ۳-۷-۲-۱- اتصال به دیافراگم در جهت خارج از صفحه‌ی دیوار ۸۹
ت ۳-۷-۲-۲-مقاومت دیوار در جهت خارج از صفحه ۸۹
ت۳-۷-۳- اجزای غیرسازه‌ای ۸۹
ت۳-۷-۴- ساختمان‌های با اعضای مشترک ۹۰
ت۳-۷-۴-۱- به‌هم‌بستن ساختمان‌ها ۹۰
ت۳-۷-۴-۲-جداکردن ساختمان‌ها ۹۰
ت۳-۷-۵- درزهای انقطاع ۹۰
ت۳-۷-۵-۱-حداقل بعد درز انقطاع ۹۰
ت۳-۷-۵-۲- موارد استثنا ۹۰

فصل چهارم- ساختگاه و پی ۹۳
ت۴-۱- محدوده کاربرد ۹۵
ت۴-۲- مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری ۹۵
ت-۴-۲-۱- گسلش ۹۵

ت-۴-۲-۲- روانگرایی ۹۶
ت۴-۲-۳- فرونشست ۹۹
ت۴-۲-۴- زمین لغزش و سنگ ریزش ۱۰۰
ت۴-۳- کاهش مخاطرات ساختگاهی ۱۰۰
ت۴-۴- ظرفیت باربری، مقاومت، سختی و معیارهای پذیرش پی ۱۰۲
ت ۴-۴-۱- ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی ۱۰۲
ت ۴-۴-۱-۱- روش تجویزی ۱۰۲
ت-۴-۴-۱-۲- روش مطالعات ساختگاهی ۱۰۶
ت ۴-۴-۲- مشخصات نیرو- تغییرشکل پی ۱۰۶
ت ۴-۴-۲-۱- پی‌های سطحی ۱۰۸
ت ۴-۴-۲-۱-۱- کنترل صلبیت سازه پی نسبت به خاک پی ۱۰۸
ت ۴-۴-۲-۱-۲- مدول برشی دینامیکی خاک ۱۱۰
ت ۴-۴-۲-۱-۳- سختی ۱۱۱
ت ۴-۴-۲-۱-۴- ظرفیت باربری کلی پی ۱۱۱
ت ۴-۴-۲-۲- پی های عمیق ۱۱۲
ت ۴-۴-۲-۲-۱- پارامترهای سختی ۱۱۲
ت ۴-۴-۲-۲-۲- ظرفیت باربری ۱۱۳
ت ۴-۴-۳- معیارهای پذیرش ۱۱۳
ت ۴-۴-۳-۱- روش های خطی ۱۱۳
ت ۴-۴-۳-۱-۱- ارزیابی برکنش ۱۱۳
ت ۴-۴-۳-۱-۲- ارزیابی خاک و سازه پی ۱۱۳
ت ۴-۴-۳-۱-۲-۱- فرض تکیه گاه صلب ۱۱۳
ت ۴-۴-۳-۱-۲-۲- فرض تکیه گاه انعطاف پذیر ۱۱۴
ت ۴-۴-۳-۲- روش های غیرخطی ۱۱۴
ت ۴-۴-۳-۲-۱- مدل سازه با فرض تکیه گاه ثابت ۱۱۴
ت ۴-۴-۳-۲-۲- مدل سازه با فرض تکیه گاه انعطاف پذیر ۱۱۴
ت ۴-۵- فشار لرزه‌ای جانبی خاک ۱۱۴
ت ۴-۶- بهسازی پی ۱۱۷
ت ۴-۷- کاهش حرکت ورودی و افزایش میرایی ناشی از انعطاف پذیری خاک ۱۱۹
ت ۴-۷-۱- نسبت میرایی معادل ۱۱۹

فصل پنجم- بهسازی سازه های فولادی ۱۲۱
ت ۵-۱- محدوده کاربرد ۱۲۳
ت ۵-۲- ملزومات و فرضیات طراحی ۱۲۴
ت ۵-۲-۱- سختی ۱۲۴
ت ۵-۲-۱-۱- روش‌های خطی ۱۲۴
ت ۵-۲-۱-۲- روش‌های غیرخطی ۱۲۴
ت ۵-۲-۲- مقاومت ۱۲۵
ت ۵-۲-۲-۱- روش های خطی ۱۲۵
ت ۵-۲-۲-۱-۱- رفتار تغییر شکل کنترل ۱۲۵
ت ۵-۲-۲-۱-۲- رفتار نیرو کنترل ۱۲۵
ت ۵-۲-۲-۲- روش های غیر خطی ۱۲۵
ت ۵-۲-۲-۲-۱- رفتار تغییر شکل کنترل ۱۲۵
ت ۵-۲-۲-۲-۲- رفتار نیرو کنترل ۱۲۵
ت ۵-۲-۳- معیارهای پذیرش ۱۲۵
ت ۵-۲-۳-۱- روش های خطی ۱۲۵
ت ۵-۲-۳-۲- روش های غیر خطی ۱۲۵
ت ۵-۳- قاب‌های خمشی فولادی ۱۲۶
ت ۵-۳-۱- کلیات ۱۲۶
ت ۵-۳-۲- قاب‌های خمشی با اتصالات صلب ۱۲۶
ت ۵-۳-۲-۱- کلیات ۱۲۶
ت ۵-۳-۲-۲- سختی ۱۲۷
ت ۵-۳-۲-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۲۷
ت ۵-۳-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۱۲۷
ت ۵-۳-۲-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی ۱۲۸
ت ۵-۳-۲-۳- مقاومت ۱۲۸
ت ۵-۳-۲-۳-۱- کلیات ۱۲۸
ت ۵-۳-۲-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۲۸
ت ۵-۳-۲-۳-۳- روش استاتیکی غیرخطی ۱۲۸
ت ۵-۳-۲-۳-۴- روش دینامیکی غیرخطی ۱۲۸
ت ۵-۳-۲-۴- معیارهای پذیرش ۱۲۸

ت ۵-۳-۲-۴-۱-کلیات ۱۲۸
ت ۵-۳-۲-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۲۸
ت ۵-۳-۲-۴-۳- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ۱۲۹
ت ۵-۳-۲-۵- معیارهای بهسازی ۱۳۰
ت ۵-۳-۳- قاب‌های نیمه‌صلب ۱۳۱
ت ۵-۳-۳-۱- کلیات ۱۳۱
ت ۵-۳-۳-۲- سختی ۱۳۱
۵-۳-۳-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۳۱
ت ۵-۳-۳-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۱۳۱
ت ۵-۳-۳-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی ۱۳۱
ت ۵-۳-۳-۳- مقاومت ۱۳۱
ت ۵-۳-۳-۳-۱- کلیات ۱۳۱
ت ۵-۳-۳-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۳۱
ت ۵-۳-۳-۳-۳- روش استاتیکی غیرخطی ۱۳۲
ت ۵-۳-۳-۳-۴- روش دینامیکی غیرخطی ۱۳۲
ت ۵-۳-۳-۴- معیارهای پذیرش ۱۳۲
ت ۵-۳-۳-۴-۱- کلیات ۱۳۲
ت ۵-۳-۳-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۳۲
ت ۵-۳-۳-۴-۳- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ۱۳۲
ت ۵-۳-۳-۵- معیارهای بهسازی ۱۳۲
ت ۵-۴- قاب‌های با مهاربندی فولادی ۱۳۲
ت ۵-۴-۱- کلیات ۱۳۲
ت ۵-۴-۲- قاب‌های با مهاربندی همگرا ۱۳۳
ت ۵-۴-۲-۱-کلیات ۱۳۳
ت ۵-۴-۲-۲- سختی ، ت ۵-۴-۲-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی تا ت ۵-۴-۲-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی ۱۳۴
ت ۵-۴-۲-۲-روش استاتیکی غیر خطی ۱۳۵
ت ۵-۴-۲-۳- مقاومت، ت ۵-۴-۲-۳-۱- کلیات تا ت ۵-۴-۲-۳-۴- روش دینامیکی غیرخطی ۱۳۷
ت ۵-۴-۲-۴- معیارهای پذیرش ۱۳۷
ت ۵-۴-۲-۴-۱- کلیات ۱۳۷
ت ۵-۴-۲-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۳۷

ت ۵-۴-۲-۴-۳- روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی ۱۳۸
ت ۵-۴-۲-۵- معیارهای بهسازی ۱۳۸
ت ۵-۴-۳- قاب‌های با مهاربندی واگرا ۱۳۸
ت ۵-۴-۳-۱- کلیات ۱۳۸
ت ۵-۴-۳-۲- سختی، ت ۵-۴-۳-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی تا ت ۵-۴-۳-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی ۱۳۸
ت ۵-۴-۳-۳- مقاومت، ت ۵-۴-۳-۴- معیارهای پذیرش، تا ت ۵-۴-۳-۴-۳- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ۱۴۱
ت ۵-۴-۳-۵- معیارهای بهسازی ۱۴۲
ت ۵-۵- دیوارهای برشی فولادی ۱۴۲
ت ۵-۵-۱- کلیات ۱۴۲
ت ۵-۵-۲- سختی ۱۴۳
ت ۵-۵-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی و ت ۵-۶-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۱۴۳
ت ۵-۵-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی ۱۴۳
ت ۵-۵-۳- مقاومت ، ت ۵-۵-۴- معیارهای پذیرش ۱۴۴
ت ۵-۵-۵- معیارهای بهسازی ۱۴۴
ت۵-۶- قاب‌های با اتصالات خورجینی ۱۴۴
ت ۵-۶-۱- تا ت-۵-۶- معیارهای پذیرش ۱۴۴
ت ۵-۶-۲- معیارهای بهسازی ۱۴۴
ت ۵-۷- قاب‌های فولادی با میان‌قاب ۱۴۵
ت ۵-۸- تیرهای لانه زنبوری ۱۴۶
ت ۵-۹- پی‌های متشکل از شمع‌های فولادی ۱۴۶
ت ۵-۹-۱-کلیات ۱۴۶
ت ۵-۹-۲- سختی ۱۴۶
ت ۵-۹-۳- مقاومت ۱۴۷
ت ۵-۹-۴- معیارهای پذیرش ۱۴۷
ت ۵-۹-۵- معیارهای بهسازی ۱۴۷

فصل ششم: سازه ها و اجزای بتنی ۱۴۹
ت۶-۱- محدوده کاربرد ۱۵۱
ت۶-۲-ضوابط و فرضیات کلی میان‌قاب ۱۵۲
ت۶-۲-۱- مدل‌سازی و طراحی ۱۵۲

ت۶-۲-۱-۱-کلیات ۱۵۲
ت۶-۲-۱-۲-سختی ۱۵۳
ت۶-۲-۱-۲-۱-روش‌های خطی ۱۵۳
ت۶-۲-۱-۲-۲-روش‌های غیرخطی ۱۵۴
ت۶-۲-۱-۳-اعضای متشکل از بال و جان ۱۵۴
ت۶-۲-۲-مقاومت و تغییر شکل ۱۵۴
ت۶-۲-۲-۱-تلاش‌های تغییر شکل کنترل ۱۵۵
ت۶-۲-۲-۲-تلاش‌های نیرو کنترل ۱۵۵
ت۶-۲-۲-۳-طبقه‌بندی نیاز شکل‌پذیری عضو ۱۵۵
ت۶-۲-۳-خمش و بارهای محوری ۱۵۵
ت۶-۲-۳-۱-حد کرنش قابل استفاده ۱۵۵
ت۶-۲-۴- برش و پیچش ۱۵۶
ت۶-۲-۵- طول گیرایی و وصله‌های آرماتور ۱۵۶
ت۶-۲-۶- اتصال به بتن موجود ۱۵۶
ت-۶-۲-۶-۱-سیستم‌های«درجا ریخته‌شده» ۱۵۶
ت-۶-۲-۶-۲-سیستم‌های «کاشته شده» ۱۵۷
ت۶-۲-۷- ضوابط کلی بهسازی ۱۵۷
ت۶-۳- سیستم‌های سازه‌ای ۱۵۷
ت۶-۳-۱- قاب‌های خمشی بتنی ۱۵۸
ت۶-۳-۱-۱- انواع قاب‌های خمشی بتنی ۱۵۸
ت۶-۳-۱-۱-۱- قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر– ستونی ۱۵۸
ت۶-۳-۱-۱-۲- قاب‌های خمشی بتنی پیش‌تنیده تیر– ستونی ۱۵۸
ت۶-۳-۱-۱-۳- قاب‌های خمشی دال– ستونی ۱۵۸
ت۶-۳-۱-۲-ضوابط ارزیابی قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر– ستونی ۱۵۹
ت۶-۳-۱-۲-۱- ملاحظات کلی ۱۵۹
ت۶-۳-۱-۲-۲- سختی ۱۵۹
ت۶- ۳-۱-۲-۲-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۵۹
ت۶-۳-۱-۲-۲-۲-روش استاتیکی غیرخطی ۱۵۹
ت۶-۳-۱-۲-۲-۳-روش دینامیکی غیرخطی ۱۶۰
ت۶-۳-۱-۲-۳-مقاومت ۱۶۱

ت۶-۳-۱-۲-۴- معیارهای پذیرش ۱۶۱
ت۶-۳-۱-۲-۴-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۶۱
ت۶-۳-۱-۲-۴-۲-روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ۱۶۲
۶-۳-۱-۲-۵- معیارهای بهسازی ۱۶۲
ت ۶-۳-۱-۳-قاب‌های خمشی بتنی پیش‌تنیده پس کشیده تیر– ستونی ۱۶۷
ت ۶-۳-۱-۳-۱-ملاحظات کلی ۱۶۷
ت۶-۳-۱-۳-۲- سختی ۱۶۷
ت۶-۳-۱-۳-۲-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۶۷
ت ۶-۳-۱-۳-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۱۶۷
ت۶-۳-۱-۳-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی ۱۶۷
ت۶-۳-۱-۳-۳- مقاومت ۱۶۷
ت۶-۳-۱-۳-۴-معیارهای پذیرش ۱۶۷
ت۶-۳-۱-۳-۵-معیارهای بهسازی ۱۶۸
ت۶-۳-۱-۴-قاب خمشی دال – ستونی ۱۶۸
ت۶-۳-۱-۴-۱-ملاحظات کلی ۱۶۸
ت۶-۳-۱-۴-۲-سختی ۱۶۹
ت۶-۳-۱-۴-۲-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۶۹
ت۶-۳-۱-۴-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۱۷۰
ت۶-۳-۱-۴-۲-۳-روش دینامیکی غیرخطی ۱۷۰
ت۶-۳-۱-۴-۳- مقاومت ۱۷۱
ت۶-۳-۱-۴-۴-معیارهای پذیرش ۱۷۱
ت۶-۳-۱-۴-۴-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۷۱
ت۶-۳-۱-۴-۴-۲- روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ۱۷۲
۶-۳-۱-۴-۵- معیارهای بهسازی ۱۷۲
ت۶-۳-۲-قاب‌های بتنی پیش‌ساخته ۱۷۳
۶-۳-۲-۱-انواع قاب‌های بتنی پیش‌ساخته ۱۷۳
ت۶-۳-۲-۲-قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ی باربر جانبی ۱۷۳
ت۶-۳-۲-۲-۱-ملاحظات کلی ۱۷۳
ت۶-۳-۲-۲-۲-سختی ۱۷۳
ت۶-۳-۲-۲-۳-مقاومت ۱۷۳

ت۶-۳-۲-۲-۴-معیارهای پذیرش ۱۷۴
ت۶-۳-۲-۲-۵-معیارهای بهسازی ۱۷۴
ت۶-۳-۲-۳-قاب‌های بتنی پیش ساخته ای که مستقیما در برابر بار جانبی مقاوم نیستند ۱۷۴
ت۶-۳-۲-۳-۱-ملاحظات کلی ۱۷۴
ت۶-۳-۲-۳-۲-سختی ۱۷۴
ت۶-۳-۲-۳-۳-مقاومت ۱۷۴
ت۶-۳-۲-۳-۴- معیارهای پذیرش ۱۷۴
ت۶-۳-۲-۳-۵- معیارهای بهسازی ۱۷۴
ت۶-۳-۳-قابهای بتنی با میان‌قاب ۱۷۵
ت۶-۳-۳-۱-ملاحظات کلی ۱۷۵
ت۶-۳-۳-۲- قاب‌های بتنی دارای میان‌قاب بنایی ۱۷۵
ت۶-۳-۳-۲-۱-ملاحظات کلی ۱۷۵
ت۶-۳-۳-۲-۲-سختی ۱۷۶
ت۶-۳-۳-۲-۲- ۱- روش های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۷۶
ت۶-۳-۳-۲-۲- ۲- روش استاتیکی غیر خطی ۱۷۶
ت۶-۳-۳-۲-۲-۳- روش دینامیکی غیر خطی ۱۷۶
ت۶-۳-۳-۲-۳-مقاومت ۱۷۶
ت۶-۳-۳-۲-۴-معیارهای پذیرش ۱۷۶
ت۶-۳-۳-۲-۴-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۷۷
ت۶-۳-۳-۲-۴-۲-روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ۱۷۷
ت ۶-۳-۳-۲-۵-معیارهای بهسازی ۱۷۷
ت۶-۳-۳-۳-قاب‌های بتنی با میان‌قاب‌های بتنی ۱۷۷
ت۶-۳-۳-۳-۱-ملاحظات کلی ۱۷۷
ت۶-۳-۳-۳-۲-سختی ۱۷۸
۶-۳-۳-۳-۲-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۷۸
۶-۳-۳-۳-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۱۷۸
۶-۳-۳-۳-۲-۳-روش دینامیکی غیرخطی ۱۷۸
ت۶-۳-۳-۳-۳-مقاومت ۱۷۸
ت۶-۳-۳-۳-۴-معیارهای پذیرش ۱۷۹
ت۶-۳-۳-۳-۵-معیارهای بهسازی ۱۷۹

ت۶-۳-۴-۱-انواع قاب‌های بتنی مهاربندی شده ۱۷۹
ت۶-۳-۴- قابهای بتن مهاربندی شده ۱۷۹
ت۶-۳-۴-۲- ملاحظات کلی ۱۷۹
ت۶-۳-۴-۳-سختی ۱۷۹
ت۶-۳-۴-۳-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۷۹
ت۶-۳-۴-۳-۲-روش استاتیکی غیرخطی ۱۷۹
ت۶-۳-۴-۳-۳-روش دینامیکی غیرخطی ۱۷۹
ت۶-۳-۴-۴-مقاومت ۱۷۹
ت۶-۳-۴-۵-معیارهای پذیرش ۱۸۰
ت۶-۳-۴-۵-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۸۰
ت۶-۳-۴-۵-۲-روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ۱۸۰
ت۶-۳-۴-۶- معیارهای بهسازی ۱۸۰
ت۶-۴-اجزای سازه‌ای بتنی ۱۸۰
ت۶-۴-۱-دیوارهای برشی بتنی ۱۸۰
ت۶-۴-۱-۱-انواع دیوارهای برشی بتنی و اجزای مربوط به آنها ۱۸۰
ت۶-۴-۱-۱-۱- دیوارهای برشی یکپارچه و قطعات دیواری ۱۸۱
ت۶-۴-۱-۱-۲-ستون‌های بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته برآن‌ها اتکا دارند ۱۸۲
ت۶-۴-۱-۱-۳- تیرهای همبند بتن مسلح ۱۸۲
ت ۶-۴-۱-۲-ضوابط ارزیابی دیوارهای برشی بتن مسلح، قطعات دیواری و تیرهای همبند ۱۸۲
ت۶-۴-۱-۲-۱-ملاحظات کلی ۱۸۲
ت۶-۴-۱-۲-۲-سختی ۱۸۳
ت۶-۴-۱-۲-۲-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۸۳
ت۶-۴-۱-۲-۲-۲-روش استاتیکی غیرخطی و ت۶-۴-۱-۲-۲-۳-روش دینامیکی غیرخطی ۱۸۳
ت۶-۴-۱-۲-۳-مقاومت ۱۸۳
ت۶-۴-۱-۲-۴-معیارهای پذیرش ۱۸۴
ت۶-۴-۱-۲-۴-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۸۴
ت۶-۴-۱-۲-۴-۲-روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ۱۸۴
ت۶-۴-۱-۲-۵-معیارهای بهسازی ۱۸۴
ت۶-۴-۲- دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته ۱۸۵
ت۶-۴-۲-۱- انواع دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته ۱۸۵

ت۶-۴-۲-۲-عناصر سازه‌ای دیوارهای برشی بتن پیش‌ساخته ۱۸۶
ت۶-۴-۲-۲-۱-ملاحظات کلی ۱۸۶
ت۶-۴-۲-۲-۲-سختی ۱۸۷
ت۶-۴-۲-۲-۳- مقاومت ۱۸۷
ت۶-۴-۲-۲-۴- طراحی اتصالات ۱۸۸
ت۶-۴-۲-۲-۵- معیارهای پذیرش ۱۸۸
ت۶-۴-۲-۲-۶-معیارهای بهسازی ۱۸۸
ت۶-۴-۳- سازه پی‌های بتنی ۱۸۹
ت۶-۴-۳-۱- انواع پی‌های بتنی و ت۶-۴-۳-۱-۱-پی‌های سطحی ۱۸۹
ت۶-۴-۳-۱-۲-پی‌های عمیق ۱۸۹
ت۶-۴-۳-۲-تحلیل پی‌های موجود ۱۸۹
ت۶-۴-۳-۳-ارزیابی شرایط موجود ۱۹۰
ت۶-۴-۳-۴- معیارهای بهسازی ۱۹۰

فصل هفتم- ساختمانها و اجزای مصالح بنایی ۱۹۳
ت۷-۱- محدوده کاربرد ۱۹۵
ت۷-۲- مشخصات مصالح ۱۹۵
ت۷-۳- انواع دیوارهای بنایی ۱۹۵
ت۷-۳-۱-دیوارهای سازه ای موجود ۱۹۶
ت۷-۳-۲-دیوارهای سازه‌ای جدید ۱۹۶
ت۷-۳-۳-دیوارهای تقویت شده ۱۹۶
ت ۷-۴- الزامات مدل‌سازی و تحلیل سازه (ضوابط ارزیابی) ۱۹۸
ت۷-۴-۱- مدل‌سازی ۱۹۸
ت۷-۵- بررسی رفتار داخل صفحه دیوارها و پایه های مصالح بنایی ۱۹۹
ت۷-۵-۱- سختی ۱۹۹
ت۷-۵-۱-۱- روش خطی ۱۹۹
ت۷-۵-۱-۲- روش غیرخطی ۲۰۰
ت۷-۵-۲- مقاومت ۲۰۰
ت۷-۵-۲- ۱-کلیات ۲۰۰
ت۷-۵-۲- ۱-۱-تلاش های تغییر شکل کنترل ۲۰۱

ت۷-۵-۲- ۱-۲-تلاش های نیرو کنترل ۲۰۱
ت۷-۵-۲- ۲-روش خطی ۲۰۱
ت۷-۵-۲-۲-۱-مقاومت جانبی مورد انتظار ۲۰۱
ت۷-۵-۲- ۲-۲-کرانه پایین مقاومت جانبی ۲۰۳
ت۷-۵-۲- ۲-۳- کرانه پایین مقاومت فشاری قائم ۲۰۳
ت۷-۵-۲- ۳ -روش‌های غیرخطی ۲۰۳
ت۷-۵-۳-معیارهای پذیرش ۲۰۳
ت۷-۵-۳-۱-کلیات ۲۰۳
ت۷-۵-۳-۲-روشهای خطی ۲۰۳
ت۷-۵-۳-۳-روشهای غیرخطی ۲۰۴
ت۷-۶- بررسی رفتار خارج از صفحه دیوارها و پایه های مصالح بنایی ۲۰۵
ت۷-۶-۱-سختی ۲۰۵
ت۷-۶-۲-مقاومت ۲۰۵
ت۷-۶-۳-معیارهای پذیرش ۲۰۵
ت۷-۷-شالوده ساخته شده با مصالح بنایی ۲۰۶
ت۷-۷-۱-انواع فونداسیون ساخته شده با مصالح بنایی ۲۰۶
ت۷-۷-۲-تحلیل فونداسیون ها و دیوارهای نگهبان موجود ۲۰۶
ت۷-۸-معیارهای بهسازی ۲۰۶

فصل هشتم- دیافراگم ها و میانقاب ها ۲۰۷
ت۸-۱- محدوده کاربرد ۲۰۹
ت۸-۲- دیافراگم ۲۰۹
ت ۸-۲-۱- کلیات ۲۰۹
ت۸-۲-۲- اجزای دیافراگم ۲۰۹
ت۸-۲-۲-۱- جان (دال) ۲۰۹
ت۸-۲-۲-۲- جزء لبه ۲۰۹
ت۸-۲-۲-۳- جزء جمع‌کننده نیرو در دیافراگم ۲۰۹
ت۸-۲-۲-۴-کلاف کششی دیافراگم ۲۰۹
ت۸-۲-۳- دسته بندی دیافراگم از نظر صلبیت ۲۰۹
ت۸-۲-۴-سختی، مقاومت، معیار پذیرش و راهکار بهسازی ۲۱۰

ت۸-۲-۴-۱-جان ۲۱۱
ت۸-۲-۴-۱-۱-دیافراگم های بتنی درجا ۲۱۱
ت۸-۲-۴-۱-۱-۱-سختی ۲۱۱
ت۸-۲-۴-۱-۱-۲-مقاومت ۲۱۱
ت۸-۲-۴-۱-۱-۳-معیارهای پذیرش ۲۱۱
ت۸-۲-۴-۱-۱-۴-راهکارهای بهسازی ۲۱۱
ت۸-۲-۴-۱-۲- دیافراگم‌های بتنی پیش ساخته ۲۱۲
ت۸-۲-۴-۱-۲-۱- سختی ۲۱۳
ت۸-۲-۴-۱-۲-۲- مقاومت ۲۱۳
ت۸-۲-۴-۱-۲-۳- معیارهای پذیرش ۲۱۳
ت۸-۲-۴-۱-۲-۴-راهکارهای بهسازی ۲۱۴
ت۸-۲-۴-۱-۳-دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش ۲۱۴
ت۸-۲-۴-۱-۳-۱-سختی ۲۱۴
ت۸-۲-۴-۱-۳-۲-مقاومت ۲۱۴
ت۸-۲-۴-۱-۳-۳-معیارهای پذیرش ۲۱۴
ت۸-۲-۴-۱-۳-۴-راهکارهای بهسازی ۲۱۴
ت۸-۲-۴-۱-۴-دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای ۲۱۵
ت۸-۲-۴-۱-۴-۱-سختی ۲۱۵
ت۸-۲-۴-۱-۴-۲-مقاومت ۲۱۵
ت۸-۲-۴-۱-۴-۳- معیارهای پذیرش ۲۱۵
ت۸-۲-۴-۱-۴-۴-راهکارهای بهسازی ۲۱۶
ت۸-۲-۴-۱-۵- دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن غیرسازه‌ای ۲۱۶
ت۸-۲-۴-۱-۶-مهاربندی فولادی افقی (دیافراگم‌های خرپایی فولادی) ۲۱۶
ت۸-۲-۴-۱-۶-۱-سختی ۲۱۷
ت۸-۲-۴-۱-۶-۲-مقاومت ۲۱۷
ت۸-۲-۴-۱-۶-۳-معیارهای پذیرش ۲۱۷
ت۸-۲-۴-۱-۶-۴-راهکارهای بهسازی ۲۱۷
ت۸-۲-۴-۱-۷-دیافراگم‌های طاق‌ضربی ۲۱۸
ت۸-۲-۴-۱-۷-۱-سختی ۲۱۸
ت۸-۲-۴-۱-۷-۲-مقاومت ۲۱۸

ت۸-۲-۴-۱-۷-۳-معیار پذیرش ۲۱۸
ت۸-۲-۴-۱-۷-۴-راهکارهای بهسازی ۲۱۸
ت۸-۲-۴-۲-جزء لبه ۲۱۸
ت۸-۲-۴-۲-۱-سختی ۲۱۸
ت۸-۲-۴-۲-۲-مقاومت ۲۱۹
ت۸-۲-۴-۲-۳-معیارهای پذیرش ۲۱۹
ت۸-۲-۴-۲-۴-راهکارهای بهسازی ۲۱۹
ت۸-۲-۴-۳-جزء جمع‌کننده نیرو ۲۱۹
ت۸-۲-۴-۳-۱-سختی ۲۱۹
ت۸-۲-۴-۳-۲-مقاومت ۲۱۹
ت۸-۲-۴-۳-۳-معیارهای پذیرش ۲۱۹
ت۸-۲-۴-۳-۴-راهکارهای بهسازی ۲۲۰
ت۸-۲-۴-۴- کلاف کششی دیافراگم ۲۲۰
ت۸-۳- میانقاب ۲۲۰
ت۸-۳-۱-کلیات ۲۲۰
ت۸-۳-۲- میانقاب مصالح بنایی ۲۲۰
ت۸-۳-۳- ارزیابی درون صفحه میانقاب مصالح بنایی ۲۲۲
ت۸-۳-۳-۱- سختی ۲۲۲
ت۸-۳-۳-۲- مقاومت ۲۲۴
ت۸-۳-۳-۳- معیارهای پذیرش ۲۲۴
ت۸-۳-۳-۱- مقاومت لازم برای ستون‌های مجاور میانقاب ۲۲۴
ت۸-۳-۳-۲- مقاومت لازم برای تیرهای مجاور میانقاب ۲۲۵
ت۸-۳-۳-۳-روش‌های خطی ۲۲۵
ت۸-۳-۳-۴-روش‌های غیرخطی ۲۲۶
ت۸-۳-۴- ارزیابی عمود بر صفحه میانقاب مصالح بنایی ۲۲۷
ت۸-۳-۴-۱-سختی ۲۲۷
ت۸-۳-۴-۲-مقاومت ۲۲۸
ت۸-۳-۴-۳-معیارهای پذیرش ۲۲۸

فصل نهم- بهسازی اجزای غیرسازه ای ۲۲۹

ت۹-۱- محدوده کاربرد ۲۳۱
ت۹-۲- روش کار ۲۳۳
ت۹-۲-۱- بازرسی وضعیت موجود ۲۳۳
ت۹-۳- ملاحظات تاریخچه‌ای و ارزیابی اجزا ۲۳۴
ت۹-۳-۱- اطلاعات تاریخچه‌ای ۲۳۴
ت۹-۳-۲- ارزیابی اجزا ۲۳۴
ت ۹-۴- اهداف بهسازی ۲۳۴
ت۹-۵- اندرکنش سازه و اجزای غیرسازه‌ای ۲۳۵
ت۹-۵-۱- اصلاح پاسخ ۲۳۵
ت۹-۵-۲- جداسازی لرزه‌ای ۲۳۵
ت۹-۶- رده‌بندی رفتاری اجزا ۲۳۵
ت ۹-۶-۱- اجزای حساس به شتاب تا ت۹-۶-۳- اجزای حساس به شتاب و تغییرشکل ۲۳۵
ت۹-۷- روش‌های ارزیابی ۲۳۶
ت ۹-۷-۱- روش تجویزی ۲۳۶
ت ۹-۷-۲- روش تحلیلی ۲۳۶
ت ۹-۷-۲-۱- محاسبه نیرو یا معادلات ساده شده ۲۳۶
ت ۹-۷-۲-۲- محاسبه نیرو با معادلات تفصیلی ۲۳۷
ت ۹-۷-۲-۲-۱- نیروهای افقی لرزه‌ای ۲۳۷
ت ۹-۷-۲-۲-۲- نیروهای قائم لرزه‌ای ۲۳۸
ت ۹-۷-۲-۳- محاسبه تغییرشکل ۲۳۸
ت ۹-۷-۲-۴- روش‌های دیگر ۲۳۸
ت ۹-۸- روش‌های بهسازی ۲۳۸
ت ۹-۹- اجزای معماری: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش ۲۳۹
ت ۹-۱۰- اجزای مکانیکی، برقی و تجهیزات داخل: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش ۲۳۹

فصل دهم- سامانه‌های جداساز لرزه‌ای و اتلاف انرژی ۲۴۱
ت۱۰-۱- محدوده کاربرد ۲۴۳
ت۱۰-۲- سامانه‌های جداساز لرزه‌ای ۲۴۵
ت۱۰-۲-۱-کلیات ۲۴۵
ت۱۰-۲-۲- مشخصات مکانیکی و نحوه مدل‌سازی سامانه‌های جداساز لرزه‌ای ۲۳۶

ت۱۰-۲-۲-۱- کلیات ۲۴۶
ت۱۰-۲-۲-۲- مشخصات مکانیکی جداسازهای لرزه‌ای ۲۴۷
ت۱۰-۲-۲-۲-۱- جداسازهای الاستومری ۲۴۷
ت۱۰-۲-۲-۲-۲-جداسازهای لغزشی ۲۵۰
ت۱۰-۲-۲-۳- مدل‌سازی جداسازها ۲۵۲
ت۱۰-۲-۲-۳-۱- کلیات ۲۵۲
ت۱۰-۲-۲-۳-۲- مدل‌های خطی ۲۵۲
ت۱۰-۲-۲-۳-۳- مدل‌های غیرخطی ۲۵۴
ت۱۰-۲-۲-۴- مدل‌سازی سامانه جداساز و سازه‌ی فوقانی ۲۵۵
ت۱۰-۲-۲-۴-۱- کلیات ۲۵۵
ت۱۰-۲-۲-۴-۲- مدل‌سازی سامانه جداساز ۲۵۵
ت۱۰-۲-۲-۴-۳- مدل‌سازی سازه‌ی فوقانی ۲۵۵
ت۱۰-۲-۳- ضوابط کلی برای طراحی سامانه جداساز ۲۵۵
ت۱۰-۲-۳-۱- کلیات ۲۵۵
ت۱۰-۲-۳-۱-۱- پایداری سامانه جداساز ۲۵۵
ت۱۰-۲-۳-۱-۲- طبقه‌بندی ساختمان بر حسب شکل ۲۵۵
ت۱۰-۲-۳-۲- ضابطه حرکت زمین ۲۵۵
ت۱۰-۲-۳-۲-۱- زلزله‌ی طرح ۲۵۶
ت۱۰-۲-۳-۲-۲- زلزله حداکثر ۲۵۶
ت۱۰-۲-۳-۳- انتخاب روش تحلیل و ت۱۰-۲-۳-۳-۱- روش‌های خطی ۲۵۶
ت۱۰-۲-۳-۳-۲- تحلیل طیفی ۲۵۶
ت۱۰-۲-۳-۳-۳- روش‌های غیرخطی ۲۵۷
ت۱۰-۲-۴- روش‌های تحلیل خطی ۲۵۷
ت۱۰-۲-۴-۱- کلیات ۲۵۷
ت۱۰-۲-۴-۲- مشخصات تغییرشکل سامانه جداساز ۲۵۷
ت۱۰-۲-۴-۳- حداقل تغییرمکان جانبی ۲۵۷
ت۱۰-۲-۴-۳-۱- تغییرمکان طرح ۲۵۷
ت۱۰-۲-۴-۳-۲- زمان تناوب موثر در تغییرمکان طرح ۲۵۷
ت۱۰-۲-۴-۳-۴- زمان تناوب موثر در تغییرمکان حداکثر ۲۵۷
ت۱۰-۲-۴-۳-۵- تغییرمکان کل ۲۵۸

ت۱۰-۲-۴-۴- حداقل نیروی جانبی ۲۵۸
ت۱۰-۲-۴-۴-۱- سامانه جداساز و اجزای واقع در زیر آن ۲۵۸
ت۱۰-۲-۴-۴-۲- اجزای سازه‌ای واقع در روی سامانه جداساز ۲۵۸
ت۱۰-۲-۴-۴-۳- محدویت‌های V_S ۲۵۸
ت۱۰-۲-۴-۴-۴- توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان ۲۵۸
ت۱۰-۲-۴-۵- تحلیل طیفی ، تا انتهای ت۱۰-۲-۷- جزییات مورد نیاز سامانه ۲۵۸
ت۱۰-۲-۷-۱-کلیات ۲۵۸
ت۱۰-۲-۷-۲- سامانه جداساز تا ت۱۰۲-۷-۲-۷ واژگونی ۲۵۸
ت۱۰-۲-۷-۲-۸- بازرسی و جایگزینی ۲۵۹
ت۱۰-۲-۷-۲-۹- کنترل کیفیت تولید ۲۵۹
ت۱۰-۲-۷-۳- سیستم سازه‌ای تا انتهای ت۱۰-۲-۹-۵-۲- میرائی مؤثر ۲۶۰
ت۱۰-۳- سامانه‌های اتلاف انرژی ۲۶۰
ت ۱۰-۳-۱- ضوابط کلی ۲۶۰
ت ۱۰-۳-۲: مدل‌سازی وسایل اتلاف انرژی ۲۶۱
ت ۱۰-۳-۳- مدل سازی وسایل اتلاف انرژی ۲۶۱
ت ۱۰-۳-۳-۱- وسایل وابسته به تغییر مکان ۲۶۱
ت ۱-۳-۳-۲-۱- وسایل لزج – ارتجاعی جامد ۲۶۱
ت-۱۰-۳-۳-۲-۲- وسایل لزج – ارتجاعی مایع ۲۶۱
ت-۱۰-۳-۳-۳- سایر انواع وسایل ۲۶۱
ت-۱۰-۳-۴- روش‌های تحلیل خطی ۲۶۲
بندهای ت۱۰-۳-۴-۱- روش استاتیکی خطی تا انتهای ت۱۰-۳-۵-روش‌های غیر خطی ۲۶۲
ت-۱۰-۳-۵-۱- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ۲۶۲
ت ۱۰-۳-۵-۱-۱- وسایل وابسته به تغییر مکان ۲۶۲
ت ۱۰-۳-۵-۱-۲- وسایل وابسته به سرعت ۲۶۲
ت ۱۰-۳-۵-۲-روش دینامیکی غیرخطی ۲۶۲
ت۱۰-۳-۶- ضوابط تفصیلی سامانه‌ها تا آخرین بند ۲۶۲
ت۱۰-۴- سایر سامانه‌های کنترل پاسخ ۲۶۳

فصل یازدهم- بهسازی ساده ۲۶۵
ت۱۱-۱- محدوده کاربرد ۲۶۷

ت۱۱-۲- مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان ۲۶۷
ت۱۱-۲-۱-مشخصات مصالح ۲۶۷
ت۱۱-۲-۲- بازرسی وضعیت موجود ساختمان ۲۶۷
ت۱۱-۳- ضوابط کلی ۲۶۷
ت۱۱-۳-۱- محدودیت‌های روش بهسازی ساده ۲۶۷
ت۱۱-۳-۱-۱- دیافراگم ۲۶۸
ت۱۱-۳-۱-۲-سیستم سازه‌ای ۲۶۸
ت۱۱-۳-۱-۲-۱-ساختمان‌های فولادی ۲۶۸
ت ۱۱-۳-۱-۲-۳- ساختمان‌های بنایی غیرمسلح ۲۷۰
ت۱۱-۳-۱-۳-حداکثر تعداد طبقات ۲۷۰
ت۱۱-۳-۲-مراحل انجام مطالعات بهسازی ساده ۲۷۰
ت۱۱-۴- ارزیابی مرحله ۱ ۲۷۰
ت۱۱-۴-۱-شرایط استفاده از ارزیابی مرحله ۱ ۲۷۰
ت۱۱-۴-۱-۱- نظم هندسی در ارتفاع ۲۷۰
ت۱۱-۴-۱-۲- نظم در پلان ۲۷۱
ت۱۱-۴-۱-۳- نظم در جرم ۲۷۱
ت۱۱-۴-۱-۴- طبقه نرم ۲۷۱
ت۱۱-۴-۱-۵- تغییرمکان جانبی نسبی طبقه ۲۷۲
ت۱۱-۴-۲-سیستم سازه‌ای ۲۷۲
ت۱۱-۴-۲-۱-مسیر بار ۲۷۲
ت۱۱-۴-۲-۲- فاصله از ساختمان مجاور ۲۷۳
ت۱۱-۴-۲-۳- نظم در ارتفاع ۲۷۴
ت۱۱-۴-۲-۳-۱- طبقه ضعیف ۲۷۵
ت۱۱-۴-۲-۳-۲- عدم پیوستگی سیستم باربر جانبی در صفحه (امتداد قائم) ۲۷۵
ت۱۱-۴-۲-۳-۳- نیم طبقه ۲۷۵
ت۱۱-۴-۳- ساختمان‌های فولادی ۲۷۵
ت۱۱-۴-۳-۱- کیفیت مصالح فولادی ۲۷۷
ت۱۱-۴-۳-۲- قاب خمشی فولادی ۲۷۶
ت۱۱-۴-۳-۲-۱- دیوارهای محاط در قاب ۲۷۶
ت۱۱-۴-۳-۲-۲- تنش محوری فشاری در ستون‌ها ۲۷۶

ت۱۱-۴-۳-۲-۳- اتصالات خمشی ۲۷۶
ت۱۱-۴-۳-۲-۴- چشمه اتصال ۲۷۶
ت۱۱-۴-۳-۲-۵- وصله ستون ۲۷۶
ت۱۱-۴-۳-۲-۶-تیر ضعیف-ستون قوی ۲۷۷
ت۱۱-۴-۳-۲-۷-اعضای فشرده لرزه‌ای ۲۷۷
ت۱۱-۴-۳-۲-۸- اتصال ستون‌ها به سازه پی ۲۷۷
ت۱۱-۴-۳-۳-قاب ساده با مهاربند فولادی ۲۷۷
ت۱۱-۴-۳-۳-۱- بار محوری در ستون‌ها ۲۷۷
ت۱۱-۴-۳-۳-۲- تنش محوری در اعضای مهاربند ۲۷۷
ت۱۱-۴-۳-۳-۳-اعضای فشرده لرزه‌ای ۲۷۸
ت۱۱-۴-۳-۳-۴-لاغری اعضای مهاربند ۲۷۸
ت۱۱-۴-۳-۳-۵- اتصالات مهاربندی ۲۷۸
ت۱۱-۴-۳-۳-۶-مهاربند K شکل ۲۷۸
ت۱۱-۴-۳-۳-۷- اتصال ستون‌ها به سازه پی ۲۷۸
ت۱۱-۴-۳-۴- قاب ساده فولادی با میانقاب بنایی ۲۷۹
ت۱۱-۴-۳-۴-۱- واحدهای بنایی میانقاب ۲۷۹
ت۱۱-۴-۳-۴-۲-ملات میانقاب ۲۷۹
ت۱۱-۴-۳-۴-۳-ترک میانقاب‌ها ۲۷۹
ت۱۱-۴-۳-۴-۴-تنش برشی در میانقاب ۲۸۰
ت۱۱-۴-۳-۴-۵-اتصالات میانقاب در جهت خارج از صفحه ۲۸۰
ت۱۱-۴-۳-۴-۶-نسبت ارتفاع به ضخامت میانقاب ۲۸۰
ت۱۱-۴-۳-۴-۷-دیوار چندلایه ۲۸۰
ت۱۱-۴-۳-۴-۸- اتصال ستون‌ها به سازه پی ۲۸۱
ت۱۱-۴-۳-۴-۹- بار محوری در ستون‌ها ۲۸۱
ت۱۱-۴-۴-ساختمان‌های بتنی ۲۸۱
ت۱۱-۴-۴-۱-کیفیت مصالح بتنی ۲۸۱
ت۱۱-۴-۴-۲-قاب خمشی بتنی ۲۸۱
ت۱۱-۴-۴-۲-۱-میانقاب ها ۲۸۱
ت۱۱-۴-۴-۲-۲-تنش برشی ستون‌ها ۲۸۱
ت۱۱-۴-۴-۲-۳- بار محوری در ستون ها ۲۸۲

ت۱۱-۴-۴-۲-۴-ستون‌های کوتاه ۲۸۲
ت۱۱-۴-۴-۲-۵-شکست برشی ۲۸۲
ت۱۱-۴-۴-۲-۶-تیر ضعیف-ستون قوی ۲۸۳
ت۱۱-۴-۴-۲-۷-میلگردهای تیر ۲۸۳
ت۱۱-۴-۴-۲-۸-وصله میلگردهای ستون ۲۸۳
ت۱۱-۴-۴-۲-۹-وصله میلگرد تیرها ۲۸۳
ت۱۱-۴-۴-۲-۱۰-فاصله خاموت ستون ۲۸۳
ت۱۱-۴-۴-۲-ت۱۱-فواصل خاموت تیر ۲۸۳
ت۱۱-۴-۴-۲-۱۲-تسلیح گره ۲۸۳
ت۱۱-۴-۴-۲-۱۳-سازگاری تغییرشکل‌ها ۲۸۳
ت۱۱-۴-۴-۲-۱۴-دال تخت ۲۸۴
ت۱۱-۴-۴-۲-۱۵- اتصال ستون‌ها به سازه پی ۲۸۴
ت۱۱-۴-۴-۳-دیوار برشی ۲۸۴
ت۱۱-۴-۴-۳-۱- وضعیت دیوارهای بتنی ۲۸۵
ت۱۱-۴-۴-۳-۲-قاب کامل ۲۸۵
ت۱۱-۴-۴-۳-۳-تنش برشی دیوارها ۲۸۵
ت۱۱-۴-۴-۳-۴-میلگرد مقطع دیوار ۲۸۵
ت۱۱-۴-۴-۳-۵-سازگاری تغییرشکل‌ها ۲۸۵
ت۱۱-۴-۴-۳-۶-دال تخت ۲۸۶
ت۱۱-۴-۴-۳-۷-تیرهای همبند ۲۸۶
ت۱۱-۴-۴-۳-۸-مهار برای نیروهای خارج از صفحه ۲۸۶
ت۱۱-۴-۴-۳-۹- اتصال دیوار برشی به سازه پی ۲۸۶
ت۱۱-۴-۴-۳-۱۰- ستون‌های مرزی دیوار برشی ۲۸۷
ت۱۱-۴-۴-۴-قاب بتنی با میانقاب ۲۸۷
ت۱۱-۴-۴-۴-۱-ارزیابی میانقاب ۲۸۷
ت۱۱-۴-۴-۴-۲-ترک ستون‌های مرزی ۲۸۷
ت۱۱-۴-۴-۴-۳-دال تخت ۲۸۷
ت۱۱-۴-۴-۴-۴-سازگاری تغییرشکل‌ها ۲۸۷
ت۱۱-۴-۴-۴-۵-اتصال ستون‌ها به سازه پی ۲۸۷
ت۱۱-۴-۴-۴-۶- بار محوری در ستون‌ها ۲۸۷

ت۱۱-۴-۵-مخاطرات ساختگاهی ۲۸۷
ت۱۱-۴-۵-۱-روانگرایی ۲۸۷
ت۱۱-۴-۵-۲-لغزش شیب‌ها ۲۸۸
ت۱۱-۴-۵-۳-گسلش ۲۸۸
ت۱۱-۴-۶- اجزای مشترک انواع ساختمان‌ها ۲۸۸
ت۱۱-۴-۶-۱- دیافراگم ۲۸۸
ت۱۱-۴-۶-۱-۱-بازشو دیافراگم ۲۸۸
ت۱۱-۴-۶-۱-۲-پیوستگی دیافراگم ۲۸۹
ت۱۱-۴-۶-۱-۳-انتقال برش ۲۸۹
ت۱۱-۴-۶-۲- پی ۲۸۹
ت۱۱-۴-۶-۲-۱-بررسی وضعیت پی ۲۸۹
ت۱۱-۴-۶-۲-۲-ظرفیت باربری پی ۲۸۹
ت۱۱-۴-۶-۳-اجزای غیرسازه‌ای ۲۸۹
ت۱۱-۴-۶-۳-۱- اتصال تیغه‌ها ۲۹۰
ت۱۱-۴-۶-۳-۲-سیستم سقف کاذب ۲۹۰
ت۱۱-۴-۶-۳-۳-تجهیزات روشنایی ۲۹۰
ت۱۱-۴-۶-۳-۴-نما ۲۹۰
ت۱۱-۴-۶-۳-۵-جان‌پناه و دودکش ۲۹۰
ت۱۱-۴-۶-۳-۶-سایه‌بان ۲۹۰
ت۱۱-۴-۶-۳-۷-پله ۲۹۰
ت۱۱-۴-۶-۳-۸-وسایل داخل ساختمان ۲۹۱
ت۱۱-۴-۶-۳-۹-تجهیزات مکانیکی و برقی ۲۹۱
ت۱۱-۴-۶-۳-۱۰-تجهیزات توزیع و انبار مواد خطرناک ۲۹۱
ت۱۱-۵-ارزیابی مرحله ۲ ۲۹۱
ت۱۱-۵-۱-کلیات ۲۱۹
ت۱۱-۵-۲- تحلیل ساختمان‌های فولادی یا بتنی (روش استاتیکی خطی) ۲۹۱
ت۱۱-۵-۲-۱-مدل‌سازی ۲۹۱
ت۱۱-۵-۲-۱-۱-تعیین نیروی جانبی ۲۹۲
ت۱۱-۵-۲-۱-۲-توزیع نیروی جانبی ۲۹۲
ت۱۱-۵-۲-۱-۳-تلاش اعضا ۲۹۲

ت۱۱-۵-۲-۱-۳-۱- تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل ۲۹۲
ت۱۱-۵-۲-۱-۳-۲-تلاش‌های نیروکنترل ۲۹۲
ت۱۱-۵-۲-۲-مقاومت اعضا ۲۹۲
ت۱۱-۵-۲-۳-معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی ۲۹۳
ت۱۱-۵-۲-۳-۱-تلاش‌های تغییرشکل کنترل ۲۹۳
ت۱۱-۵-۲-۳-۲-تلاش‌های نیروکنترل ۲۹۳
ت۱۱-۵-۳-سیستم سازه‌ای ۲۹۳
ت۱۱-۵-۳-۱-مسیر بار ۲۹۳
ت۱۱-۵-۳-۲- فاصله از ساختمان مجاور ۲۹۳
ت۱۱-۵-۳-۳- نظم در ارتفاع ۲۹۳
ت۱۱-۵-۳-۳-۱- طبقه ضعیف ۲۹۳
ت۱۱-۵-۳-۳-۲- عدم پیوستگی سیستم باربر جانبی در صفحه (امتداد قائم) ۲۹۳
ت۱۱-۵-۳-۳-۳- نیم طبقه ۲۹۴
ت۱۱-۵-۴- ساختمان‌های فولادی ۲۹۴
ت۱۱-۵-۴-۱- کیفیت مصالح فولادی ۲۹۴
ت۱۱-۵-۴-۲- قاب خمشی فولادی ۲۹۴
ت۱۱-۵-۴-۲-۱- دیوارهای محاط در قاب ۲۹۴
ت۱۱-۵-۴-۲-۲- تغییرمکان جانبی نسبی ۲۹۴
ت۱۱-۵-۴-۲-۳- تنش محوری فشاری در ستون‌ها ۲۹۴
ت۱۱-۵-۴-۲-۴- اتصالات خمشی ۲۹۴
ت۱۱-۵-۴-۲-۵- چشمه اتصال ۲۹۴
ت۱۱-۵-۴-۲-۶- وصله ستون ۲۹۴
ت۱۱-۵-۴-۲-۷-تیر ضعیف-ستون قوی ۲۹۴
ت۱۱-۵-۴-۲-۸-اعضای فشرده لرزه‌ای ۲۹۴
ت۱۱-۵-۴-۲-۹- اتصال ستون‌ها به سازه پی ۲۹۵
ت۱۱-۵-۴-۳-قاب ساده با مهاربند فولادی ۲۹۵
ت۱۱-۵-۴-۳-۱- بار محوری در ستون‌ها ۲۹۵
ت۱۱-۵-۴-۳-۲- تنش محوری در اعضای مهاربند ۲۹۵
ت۱۱-۵-۴-۳-۳-اعضای فشرده ۲۹۵
ت۱۱-۵-۴-۳-۴-لاغری اعضای مهاربند ۲۹۵

ت۱۱-۵-۴-۳-۵- اتصالات مهاربندی ۲۹۵
ت۱۱-۵-۴-۳-۶-مهاربند K شکل ۲۹۵
ت۱۱-۵-۴-۳-۷- اتصال ستون‌ها به سازه پی ۲۹۵
ت۱۱-۵-۴-۴-قاب ساده فولادی با میانقاب بنایی ۲۹۵
ت۱۱-۵-۴-۴-۱-واحدهای بنایی میانقاب ۲۹۵
ت۱۱-۵-۴-۴-۲-ملات میانقاب ۲۹۶
ت۱۱-۵-۴-۴-۳-ترک میانقاب‌ها ۲۹۶
ت۱۱-۵-۴-۴-۴-تنش برشی در میانقاب ۲۹۶
ت۱۱-۵-۴-۴-۵-اتصالات میانقاب در جهت خارج از صفحه ۲۹۶
ت۱۱-۵-۴-۴-۶-نسبت ارتفاع به ضخامت میانقاب ۲۹۶
ت۱۱-۵-۴-۴-۷-دیوار چند لایه ۲۹۶
ت۱۱-۵-۴-۴-۸- اتصال ستون‌ها به سازه پی ۲۹۶
ت۱۱-۵-۴-۴-۹-بار محوری در ستون‌ها ۲۹۶
ت۱۱-۵-۵-ساختمان‌های بتنی ۲۹۶
ت۱۱-۵-۵-۱-کیفیت مصالح بتنی ۲۹۶
ت۱۱-۵-۵-۲-قاب خمشی بتنی ۲۹۷
ت۱۱-۵-۵-۲-۱-میانقاب ها ۲۹۷
ت۱۱-۵-۵-۲-۲-تنش برشی ستون‌ها ۲۹۷
ت۱۱-۵-۵-۲-۳- بار محوری در ستون ها ۲۹۷
ت۱۱-۵-۵-۲-۴-ستون‌های کوتاه ۲۹۷
ت۱۱-۵-۵-۲-۵-شکست برشی ۲۹۷
ت۱۱-۵-۵-۲-۶-تیر ضعیف-ستون قوی ۲۹۷
ت۱۱-۵-۵-۲-۷-میلگردهای تیر ۲۹۷
ت۱۱-۵-۵-۲-۸-وصله میلگردهای ستون ۲۹۷
ت۱۱-۵-۵-۲-۹-وصله میلگرد تیرها ۲۹۷
ت۱۱-۵-۵-۲-۱۰-فاصله خاموت ستون ۲۹۷
ت۱۱-۵-۵-۲-ت۱۱-فواصل خاموت تیر ۲۹۸
ت۱۱-۵-۵-۲-۱۲-تسلیح گره ۲۹۸
ت۱۱-۵-۵-۲-۱۳-سازگاری تغییرشکل ها ۲۹۸
ت۱۱-۵-۵-۲-۱۴-دال تخت ۲۹۸

ت۱۱-۵-۵-۲-۱۵- اتصال ستون‌ها به سازه پی ۲۹۸
ت۱۱-۵-۵-۳-دیوار برشی ۲۹۸
ت۱۱-۵-۵-۳-۱-مصالح دیوار ۲۹۸
ت۱۱-۵-۵-۳-۲-قاب کامل ۲۹۸
ت۱۱-۵-۵-۳-۳-تنش برشی دیوارها ۲۹۸
ت۱۱-۵-۵-۳-۴-میلگرد مقاطع دیوار ۲۹۸
ت۱۱-۵-۵-۳-۵-سازگاری تغییرشکل‌ها ۲۹۸
ت۱۱-۵-۵-۳-۶-دال تخت ۲۹۹
ت۱۱-۵-۵-۳-۷-تیرهای همبند ۲۹۹
ت۱۱-۵-۵-۳-۸-مهار برای نیروهای خارج از صفحه ۲۹۹
ت۱۱-۵-۵-۳-۹- اتصال دیوار برشی به سازه پی ۲۹۹
ت۱۱-۵-۵-۳-۱۰- ستون‌های مرزی دیوار برشی ۲۹۹
ت۱۱-۵-۵-۴-قاب بتنی با میانقاب ۲۹۹
ت۱۱-۵-۵-۴-۱-ارزیابی میانقاب ۲۹۹
ت۱۱-۵-۵-۴-۲-ترک ستون‌های مرزی ۲۹۹
ت۱۱-۵-۵-۴-۳- دال تخت ۲۹۹
ت۱۱-۵-۵-۴-۴ سازگاری تغییرشکل ها ۲۹۹
ت۱۱-۵-۵-۴-۵- اتصال ستون‌ها به سازه پی ۲۹۹
ت۱۱-۵-۵-۴-۶-بار محوری در ستون ها ۳۰۰
ت۱۱-۵-۶-مخاطرات ساختگاهی ۳۰۰
ت۱۱-۵-۶-۱-روانگرایی ۳۰۰
ت۱۱-۵-۶-۲-لغزش شیب‌ها ۳۰۰
ت۱۱-۵-۶-۳-گسلش ۳۰۰
ت۱۱-۵-۷- اجزای مشترک انواع ساختمان‌ها ۳۰۰
ت۱۱-۵-۷-۱- دیافراگم ۳۰۰
ت۱۱-۵-۷-۱-۱-بازشو دیافراگم ۳۰۰
ت۱۱-۵-۷-۱-۲-پیوستگی دیافراگم ۳۰۰
ت۱۱-۵-۷-۱-۳- انتقال برش ۳۰۰
ت۱۱-۵-۷-۲- پی ۳۰۰
ت۱۱-۵-۷-۲-۱-بررسی وضعیت پی ۳۰۰

ت۱۱-۵-۷-۲-۲-ظرفیت باربری پی ۳۰۱
ت۱۱-۵-۷-۳-اجزای غیرسازه‌ای ۳۰۱
ت۱۱-۶-ساختمان‌های بنایی غیرمسلح ۳۰۱
ت۱۱-۶-۱- کلیات ۳۰۱
ت۱۱-۶-۲- دیوارهای بنایی ۳۰۱
ت۱۱-۶-۲-۱- کیفیت مصالح بنایی ۳۰۱
ت۱۱-۶-۲-۱-۱-واحدهای بنایی ۳۰۱
ت۱۱-۶-۲-۱-۲-ملات ۳۰۱
ت۱۱-۶-۲-۱-۳-ترک دیوارها ۳۰۱
ت۱۱-۶-۲-۲-وضعیت اجرای دیوارهای سازه‌ای ۳۰۲
ت۱۱-۶-۲-۲-۱- واحدهای بنایی ۳۰۲
ت۱۱-۶-۲-۲-۲- درزهای قائم بین واحدهای بنایی ۳۰۲
ت۱۱-۶-۲-۲-۳- وجود هشت‌گیر ۳۰۲
ت۱۱-۶-۲-۳- هندسه دیوار ۳۰۲
ت۱۱-۶-۲-۳-۱- ارتفاع دیوار ۳۰۲
ت۱۱-۶-۲-۳-۲- طول آزاد دیوار ۳۰۲
ت۱۱-۶-۲-۳-۳- نسبت ارتفاع به ضخامت ۳۰۲
ت۱۱-۶-۲-۴- بازشوها ۳۰۲
ت۱۱-۶-۲-۴-۱- نسبت بازشوها ۳۰۳
ت۱۱-۶-۲-۴-۲- فاصله‌ی بازشوها از انتهای دیوار ۳۰۳
ت۱۱-۶-۲-۵- رانش در سقف‌های قوسی ۳۰۳
ت۱۱-۶-۲-۶- لوله و دودکش درون دیوار باربر ۳۰۳
ت۱۱-۶-۳- شرایط انسجام ۳۰۳
ت۱۱-۶-۳-۱- سیستم کلاف ۳۰۳
ت۱۱-۶-۳-۲-اتصالات ۳۰۳
ت۱۱-۶-۳-۲-۱- اتصال سقف و تکیه‌گاه ۳۰۳
ت۱۱-۶-۳-۲-۲- اتصال بین دیوارهای سازه‌ای متقاطع ۳۰۳
ت۱۱-۶-۳-۲-۳- اتصال دیوار و کلاف ۳۰۴
ت۱۱-۶-۳-۳- دیافراگم ۳۰۴
ت۱۱-۶-۳-۳-۱- بازشوی دیافراگم ۳۰۴

ت۱۱-۶-۳-۳-۲- یکنواختی و انسجام سقف ۳۰۴
ت۱۱-۶-۳-۳-۳- نسبت طول دهانه به عرض دال ۳۰۵
ت۱۱-۶-۴- ارزیابی دیوارها در امتداد خارج صفحه ۳۰۵
ت۱۱-۶-۵-ارزیابی دیوارها در امتداد داخل صفحه ۳۰۵
ت۱۱-۶-۵-۱- ساختمان‌های با دیافراگم صلب ۳۰۵
ت۱۱-۶-۵-۱-۱- تلاش‌ها ۳۰۵
ت۱۱-۶-۵-۱-۲- سختی برشی دیوارها ۳۰۶
ت۱۱-۶-۵-۱-۳- مقاومت ۳۰۶
ت۱۱-۶-۵-۱-۴- معیارهای پذیرش ۳۰۶
ت۱۱-۶-۵-۲- ساختمان‌های با دیافراگم انعطاف‌پذیر ۳۰۶
ت۱۱-۶-۵-۲-۱- تلاش‌ها ۳۰۶
ت۱۱-۶-۵-۲-۲- سختی ۳۰۶
ت۱۱-۶-۵-۲-۳- مقاومت ۳۰۶
ت۱۱-۶-۵-۲-۴- معیارهای پذیرش ۳۰۶

فهرست شکل‌ها

عنوان **صفحه**

شکل (ت ۱-۱) : طیف نرمال شده (نیومارک – هال) ۲۳
شکل (ت ۱-۲) : طیف نرمال شده برای PGA=۰/۵g و میرایی% 5 ۲۴
شکل (ت ۱-۳) : گسلهای بنیادی ناحیه تهران ۲۵
شکل (ت ۱-۴) : پهنه های چشمه های لرزه زا در ناحیه تهران ۲۶
شکل (ت ۱-۵) : نقشه های شتاب طیفی برای زمان تناوب ۰/۱ ، ۰/۲ ، ۰/۳ ، ۰/۵ ، ۱ و ۲ ثانیه برای ناحیه تهران ... ۲۷
شکل (ت ۱-۶) : نقشه های شتاب طیفی برای زمان تناوب ۰/۱ ، ۰/۲ ، ۰/۳ ، ۰/۵ ، ۱ و ۲ ثانیه برای ناحیه تهران ... ۲۸
شکل (ت ۱-۷) : طیف‌های با خطر ثابت برای دوره بازگشت ۴۷۵ سال براساس رابطه‌های کاهندگی طیفی در سه نقطه تهران ۲۹
شکل (ت ۱-۸) : گام های اصلی تحلیل خطر ۳۱
شکل (ت ۱-۹) : تعیین گسلهای فعال به شعاع ۱۰۰ کیلومتر در اطراف تهران ۳۱
شکل (ت ۱-۱۰) : منحنی خطر براساس احتمال وقوع (یا دوره بازگشت به سال) برای سطوح مختلف خطر ... ۳۲
شکل (ت۳-۱)- تعریف تغییر شکل دیافراگم و نحوه توزیع نیروی اینرسی در آن ۶۶
شکل (ت۳-۲)-انقطاع سیستم باربر لرزه ای در صفحه ۷۱
شکل (ت۳-۳)-انقطاع سیستم باربر لرزه ای در خارج از صفحه ۷۱
شکل (ت ۳-۴)- اختلاف روش خطی و غیر خطی ۷۲
شکل (ت ۳-۵)- مقدار C_1 برحسب زمان تناوب اصلی سازه ۷۳
شکل (ت ۳-۶)- حالتهای مختلف توزیع نیروی جانبی ۷۴
شکل (ت ۳-۷)- توزیع نیروی جانبی را برای قاب خمشی بتنی با فرض توزیع یکنواخت جرم در ارتفاع ۷۵
شکل (ت ۳-۸)- دو سیستم سازه ای که در آنها دیافراگم در مسیر انتقال بارجانبی قرار گرفته است ... ۷۶
شکل (ت ۳-۹)- نحوه تعیین نیروی داخلی اعضای نیرو کنترل در روش خطی بر حسب ظرفیت اعضا ۸۷
شکل (ت ۳- ۱۰)- رفتار یک عضو تغییر شکل کنترل ۸۸
شکل (ت ۴-۱) ظرفیت باربری اولیه و تقریبی شمع‌ها یا پایه‌ها در خاک‌های دانه‌ای ۱۰۳
شکل (ت ۴-۲): ظرفیت باربری اولیه و تقریبی شمع‌ها یا پایه‌ها در خاک‌های چسبنده ۱۰۴
شکل (ت-۴-۳): اثرات شکل و عمق شالوده ۱۰۹
شکل (ت-۴-۴): توزیع ایده‌آل فشار در کف شالوده‌های صلب در معرض لنگر واژگونی ۱۱۱
شکل (ت۴-۵): نمودار میزان بسیج فشار مقاوم خاک ۱۱۲
شکل (ت ۵-۱): نحوه مدلسازی چشمه اتصال ۱۲۴
شکل (ت ۵-۲): مقایسه رفتار اتصالات صلب و نیمه صلب ۱۲۶
شکل (ت ۵-۳): منحنی نیرو- تغییرشکل برای مهاربند فشاری در دو حالت الف و ب ۱۳۶
شکل (ت ۵-۵) : ضرایب سختی برای تیر پیوند به طول e ۱۳۹
شکل (ت ۵-۶) : اندرکنش برش و خمش ۱۴۰
شکل (ت ۵-۷) : زاویه ی چرخش تیر پیوند ۱۴۲
شکل (ت ۵-۸) : تعریف ظرفیت تغییر شکلی تیر پیوند ۱۴۲
شکل (ت ۵-۹) : مدل های تحلیلی شمع ها ۱۴۶

شکل (ت ۵–۱۰) : مدل طره‌ی معادل برای تحلیل شمع ها ۱۴۷
شکل ت(۶–۱): مدلسازی اتصال دال–ستون ۱۷۰
شکل ت–۷–۱–رابطه نیرو– تغییرشکل اعضای تغییر شکل کنترل ۲۰۰
شکل ت۷–۲–رابطه نیرو– تغییرشکل اعضای نیرو کنترل ۲۰۰
شکل ت–۷–۳– مود حرکت گهواره ای در دیوارهای بازشو دار با پایه های غیرمشابه و دیوار با ارتفاع زیاد بالای بازشو ... ۲۰۲
شکل ت–۷–۴– ارتفاع موثر که با توجه به جهت زلزله وارده متغیر می باشد ۲۰۲
شکل ت۷– ۵– منحنی نیرو–تغییرشکل دیوارهای بنایی غیر مسلح ۲۰۴
شکل ت۷– ۶–مود خرابی لغزش سطوح اتصال ۲۰۵
شکل (ت۸–۱) – دو سیستم سازه ای که در آنها دیافراگم در مسیر انتقال بارجانبی قرار گرفته است ... ۲۱۱
شکل (ت ۸–۳) : شبیه سازی با دستکهای فشاری همگرا ۲۲۲
شکل (ت ۸–۴) : شبیه سازی با دستکهای فشاری واگرا ۲۲۳
شکل (ت ۸–۵) : شبیه سازی با دستک‌های فشاری– میانقاب‌های دارای بازشو ۲۲۳
شکل (ت ۸–۶) : تخمین نیروهای اعمال شده به ستونها ۲۲۴
شکل (ت ۸–۷) : تخمین نیروهای وارده بر تیرها ۲۲۵
شکل (ت۸–۸) : رابطه ی کلی نیرو – تغییر مکان برای دیوارهای مصالح بنایی ۲۲۶
شکل ت ۹–۱– عدم کفایت در مهار اجزای سازه‌ای در تجهیزات و امکانات بیمارستانی الف) سقوط کپسول‌های اکسیژن ... ۲۳۱
شکل ت ۹–۲– سقوط تجهیزات داخل اتاق اداری و اشیا در زمان وقوع زلزله ۲۳۲
شکل ت ۹–۳– آسیب و سقوط سقف کاذب در ساختمان آموزشی به دلیل عدم کفایت اتصال سقف کاذب ... ۲۳۲
شکل ت ۹–۴– آسیب وارد شده به دیوارهای غیرسازه‌ای الف) ترک های افقی و مورب در دیوار غیرسازه‌ای ... ۲۳۳
شکل (ت۱۰–۱) : منحنی نمونه نیرو – تغییر شکل برای تکیه گاه لاستیکی – سربی ۲۴۷
شکل (ت۱۰–۲) : حلقه‌های نیرو– تغییر شکل برای تکیه‌گاه لاستیکی با میرایی زیاد ۲۴۸
شکل (ت۱۰–۳) : مدول برشی مماسی و نسبت میرایی مؤثر تکیه‌گاه لاستیکی با میرایی زیاد ۲۴۹
شکل (ت۱۰–۴) : نتایج تحلیلی حلقه‌های نیرو – تغییر مکان تکیه‌گاه لاستیکی بامیرایی زیاد ۲۵۰
شکل (ت۱۰–۵) : حلقه‌های نیرو – جابجایی تکیه‌گاه‌های لغزشی ۲۵۱
شکل (ت۱۰–۶) : پارامترهای مدل تکیه‌گاه لغزشی اصطکاکی از جنس PTFE در تماس با فولاد صیقلی در دمای معمولی ۲۵۲
شکل (ت۱۰–۷) : سختی مؤثر جداسازهای لرزه‌ای با رفتارهای چرخه ای متفاوت ۲۵۳
شکل ت ۱۰–۸– چرخه های ایده آل نیرو–جابجایی برای وسایل استهلاک انرژی با قابلیت تامین نیروی بازگردانندگی ۲۶۱
شکل ت۱۱–۱:ساختمان با ارتفاع زیاد در طبقه اول ۲۷۱
شکل ت۱۱–۲: طبقه نرم ۲۷۱
شکل ت ۱۱–۳: طبقات با دیافراگم های غیر هم تراز ۲۷۳
شکل ت ۱۱– ۴: ساختمانها با ارتفاع متفاوت ۲۷۳
شکل ت ۱۱–۵: ناپیوستگی قائم ۲۷۴
شکل ت ۱۱–۶: ناپیوستگی در ارتفاع در خارج از صفحه ۲۷۴
شکل ت ۱۱–۷: انواع سیستم مهاربندی ۲۷۷
شکل ت ۱۱–۸: اتصال ستون فولادی به شالوده ۲۷۹
شکل ت ۱۱–۹: میانقاب ها ۲۸۰

شکل ت ۱۱-۱۰: اتصال ستون بتنی در شالوده ۲۸۴
شکل ت ۱۱-۱۱: آرماتور گذاری دیوار برشی ۲۸۵
شکل ت ۱۱-۱۲: تیرهای همبند ۲۸۶
شکل ت ۱۱-۱۳: دیافراگم ۲۸۸

فهرست جداول

عنوان **صفحه**

جدول ت۱-۱: راهنمای پیشنهادی تعیین اهداف بهسازی برای ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم ۷
جدول ت ۱-۲: سطوح خطر احتمالی براساس دوره بازگشت ۹
جدول ت ۱-۳: دامنه انتخاب اهداف بهسازی ۹
جدول ت ۱-۴: سطوح عملکرد ساختمان و کنترل آسیب ۱۴
جدول ت ۱-۵ : سطح عملکرد وخرابی پیش بینی شده برای اعضای قائم سازه ای ۱۵
ادامه جدول ت ۱-۵: سطح عملکرد و خرابی پیش بینی شده برای اعضای قائم سازه ای ۱۶
ادامه جدول ت ۱-۵: سطح عملکرد و خرابی پیش بینی شده برای اعضای قائم سازه ای ۱۷
جدول ت ۱-۶: سطح عملکرد و خرابی پیش بینی شده برای اعضای افقی سازه ای ۱۸
جدول ت ۱-۷: سطح عملکرد و خرابی اعضای غیر سازه ای (اجزاء معماری) ۱۸
جدول ت ۱-۸: سطح عملکرد و خرابی اعضای غیر سازه ای (اجزاء تأسیسات مکانیکی و برقی) ۱۹
جدول ت ۱-۹: سطوح عملکرد ساختمان ۲۰
جدول (ت ۱-۱۰) : مقادیر ضرایب تقویت ۲۴
جدول ت ۳-۱ راهنمای انتخاب روش تحلیل ۶۲
جدول ت۴-۱- ظرفیت باربری اولیه پی‌های سطحی ۱۰۲
جدول ت ۴-۲: ضرائب ظرفیت باربری پیش فرضی N_q برای شمع‌ها و پایه‌ها ۱۰۵
جدول ت ۴-۳: ضرائب F_{di} و F_{ui} در شکل‌های ت۴-۱ و ت ۴-۲ ۱۰۵
جدول ت ۴-۴: زاویه اصطکاک (δ) جدار شمع یا پایه با خاک ۱۰۵
جدول ت۴-۵: مقادیر چسبندگی (C_t) و چسبیدگی (C_a) برای شمع‌ها ۱۰۵
جدول ت۱۰-۱: کارایی سامانه های جداسازی لرزه ای و استهلاک انرژی ۲۴۵

فهرست نمودارها

عنوان	صفحه
نمودار ت ۱-۱: مراحل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای	۵

تفسیر فصل ۱

مقدمات بهسازی لرزه‌ای

ت ۱-۱- محدوده کاربرد

این دستورالعمل به منظور ایجاد ابزاری عملی برای ارزیابی و بهسازی ساختمانهای موجود تدوین شده است. انتظار می رود ساختمانهایی که بر اساس این دستورالعل بهسازی می شوند در هنگام وقوع زلزله عملکردی مطابق سطح مورد نظر داشته باشند. اما به هر حال انطباق مشخصات سازه و ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای با این دستورالعمل نمی تواند به طور قطعی متضمن سطح عملکرد موردنظر باشد زیرا این دستورالعمل با استفاده از دانش مهندسی روز تدوین شده است و دانش مهندسی نیز به طور مستمر با افزایش اطلاعات و تجربیات بشر در حال پیشرفت است به همین جهت می توان انتظار داشت که با استفاده از این دستورالعمل بتوان تا حدود قابل قبولی به سطح عملکرد مورد نظر رسید. روشهای ارائه شده در این دستورالعمل برای ارزیابی ساختمانهای موجود است. استفاده از آئین نامه های طرح ساختمان در برابر زلزله برای طرح بهسازی مناسب نیست زیرا آئین نامه طرح ساختمانهای جدید به گونه ای تنظیم شده اند که طراح را به طرح ساختمان منظم و شکل پذیر با استفاده از مصالح مرغوب تشویق می کنند. اما ساختمانهای موجود معمولاً دارای این مشخصات نیستند و نمی توانند با ضوابط آئین نامه طرح ساختمانهای جدید منطبق باشند به همین جهت لازم است طرح بهسازی آنها با توجه به مشخصات واقعی ساختمان، نقاط ضعف و استفاده از تمام ظرفیت اجزاء سازه انجام شود.

این دستورالعمل می تواند به عنوان یک روش ارزیابی و تعیین سطح عملکرد ساختمانهای موجود به کار گرفته شود. باید توجه شود که ارزیابی توسط این دستورالعمل پیچیده تر و سختگیرانه تر از روشهای دیگر است زیرا این دستورالعمل برای طرح بهسازی بر مبنای ارزیابی دقیق وضع موجود تنظیم شده است.

برای استفاده صحیح از این دستورالعمل لازم است طراح آشنایی کافی با مهندسی زلزله، مدل سازی و تحلیل غیرخطی سازه و تجربه طرح سازه ها را در برابر زلزله داشته باشد.

این دستورالعمل مستقل از میزان اهمیت، نوع بهره برداری و تاریخچه ساختمان برای طرح بهسازی تمام ساختمانها قابل استفاده است اما در مورد ساختمانهای خاص مانند آثار تاریخی و ...لازم است دیگر ضوابط موجود و سیاست های کشوری نیز در نظر گرفته شود. این دستور العمل برای بهسازی اجزای سازه ای (تیرها، ستونها و ....) و اجزای غیر سازه ای (دیوارهای داخلی، سقف کاذب، تجهیزات مکانیکی و برقی و لوله کشی و ...) قابل استفاده است. اما با توجه به جمیع جوانب می توان با احتیاط و تا انتشار دستورالعملهای خاص ازآن برای ارزیابی سازه های غیر ساختمانی مانند پایه های خطوط لوله، دکل های انتقال نیرو و منابع هوایی آب و همچنین تجهیزات خاص نیز استفاده نمود.

در این دستورالعمل علاوه برروشهای افزایش ظرفیت باربری و تغییر شکل اجزاء، راهکارهای کاهش آثار زلزله نیز مانندکاستن بی نظمی و جرم ساختمان، جداسازی لرزه ای و سیستم های جذب انرژی در نظر گرفته می شود.

طراحی ساختمانهای جدید و ارزیابی ساختمانهایی که فقط تحت بار ثقلی و باد قرار دارند در محدودهٔ کاربرد این دستورالعمل نمی باشد.

تصمیم گیری در مورد بهسازی یک ساختمان بر اساس ضوابط و سیاستهای حاکم یا درخواست مالک ساختمان انجام می گیرد.

سـطوح عملکرد در این دسـتورالعمل بر حسـب میزان ترک خوردگی یا خرابی اجزای سازه ای و غیر سازه ای تعریف می شوند تا انتخاب سطح عملکرد مناسب توسط طراح یا مالک ساختمان ساده شود اما باید توجه شود که روشهای ترمیم ساختمانهای آسیب دیده در زلزله خارج از محدودهٔ کاربرد این دسـتورالعمل می باشـد لذا نباید خرابی ها و ترک خوردگی های ناشـی از زلزله را شاخص سطح عملکرد ساختمان آسیب دیده موجود در نظر گرفت.

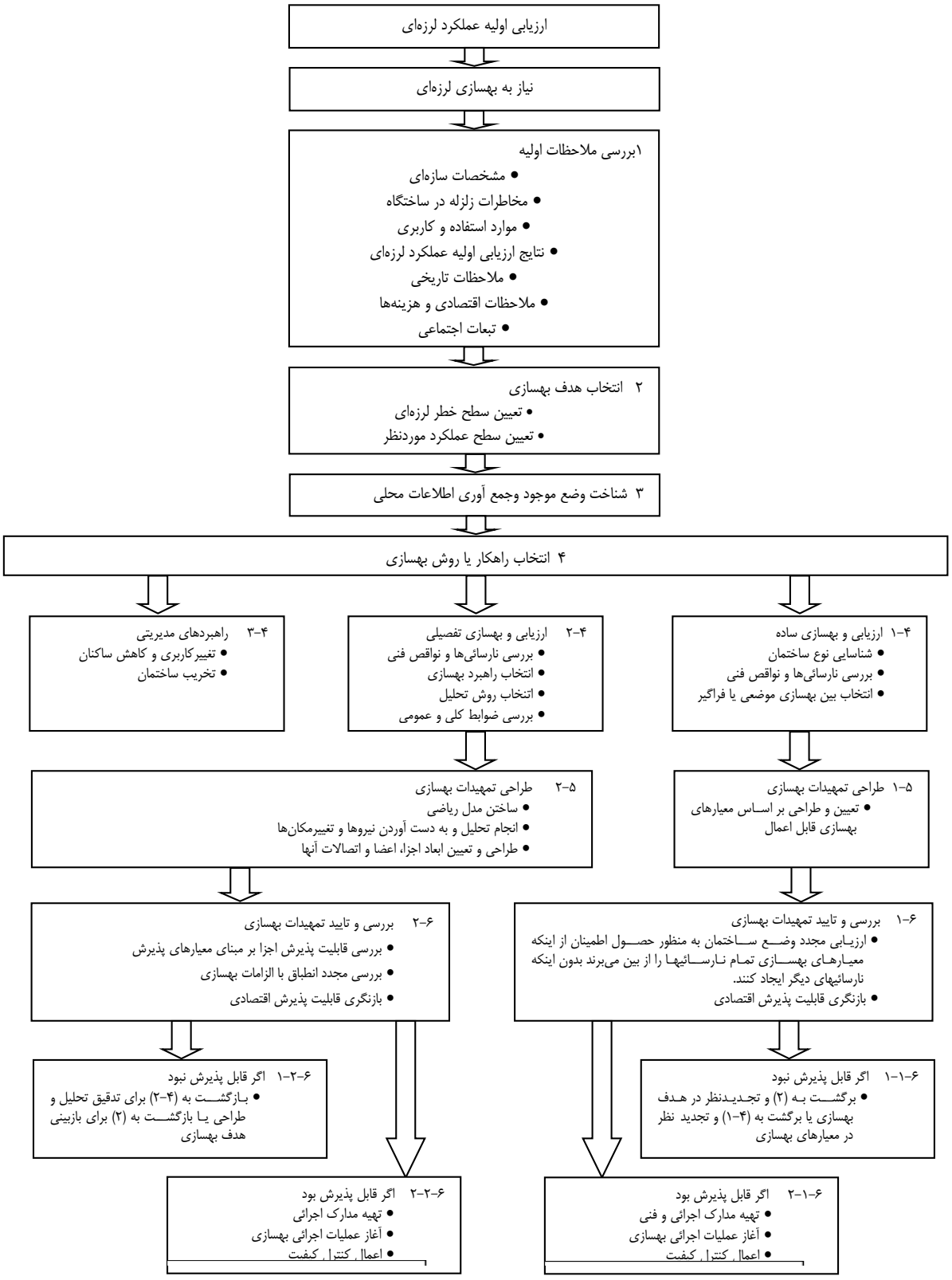
ت۱-۲- مبانی بهسازی

ارزیابی در این دستورالعمل بر مبنای سطوح عملکرد است. برای این منظور لازم است طراح در هماهنگی با مالک ساختمان سطح عملکرد مورد نظر را انتخاب کند. به همین جهت ابتدا باید سطوح مختلف عملکرد برای مالک ساختمان تشریح گردد. قوانین و تفاسیر موجود در این دستورالعمل برگرفته از FEMA356، ASCE41-06 و FEMA274 می باشد.

ت ۱-۳- مراحل ارزیابی و بهسازی

مراحل ارزیابی و بهسـازی به ترتیبی که معمولاً دنبال می شود در این بخش ارائه شده است. مراحل کلی ارزیابی و بهسازی لرزه ای درنمودار ت۱-۱ بیان شده و همچنین در پیوست (ب) دستورالعمل آورده شده است.

نمودار ت ۱-۱: مراحل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای



ت ۱-۳-۱- ملاحظه ویژگی های فنی

قبل از اقدام به بهسازی ساختمان باید ویژگی های ساختمان از قبیل اجزای سازه ای و غیر سازه ای آن میزان خطر زلزله در محل ساختمان، نتایج اولیه ی ارزیابی عملکرد لرزه ای، تاریخچه بهره برداری گذشته و آینده ی ساختمان، ملاحظات خاص اقتصادی، اجتماعی و مقررات و قوانین حاکم، مورد بررسی دقیق قرار گیرد زیرا شناخت ویژگی های ساختمان موجب ارزیابی بهتر و ارائه طرح بهسازی مناسب تر می گردد. همچنین قبل از اقدام به طرح بهسازی باید با استفاده از روشهای ساده و تقریبی، برآورد منطقی از هزینه های طرح جهت تصمیم گیریهای کلی به کارفرما ارائه شود.

ت ۱-۳-۲- انتخاب هدف بهسازی

طراحی بر مبنای سطوح عملکرد روشی جدید است که هنوز بسیاری با آن آشنا نیستند به همین جهت لازم است برای انتخاب هدف بهسازی مناسب، طراح آشنایی کامل با سطوح مختلف عملکرد ساختمان داشته باشد و همچنین کارفرما را نیز با این مبانی آشنا کند.

انتخاب سطوح عملکرد به عنوان مبنایی برای طرح بهسازی است هر چند با استفاده از این دستورالعمل سعی شده است که سطح عملکرد مورد نظر تأمین گردد اما به دلایل متعدد از جمله :

- عدم اطلاع دقیق از هندسه سازه ؛
- عدم اطلاع صحیح از ابعاد اجزاء سازه ؛
- عدم شناخت دقیق مصالح به کار رفته ؛
- اطلاعات ناقص از منطقه احداث ساختمان ؛
- غیر قابل پیش بینی بودن پدیده زلزله ؛
- مدل سازی و تحلیل به روشهای ساده شده ؛

رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر تضمین نمی گردد.

پیوست (الف) دستورالعمل و همچنین جدول ت ۱-۱ به عنوان راهنمای پیشنهادی برای انتخاب هدف بهسازی ارایه شده اند :

جدول ت۱-۱: راهنمای پیشنهادی 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	——
	ساختمان‌های انبارهای کشاورزی، سالن‌های مرغداری و ساختمان‌های با بهره‌برداری موقت	مبنا یا محدود	D-4	——

*دراین موارد سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه A-1 تحت زلزله با دوره بازگشت ۷۲ ساله نیز کنترل می‌شود.

ت۱-۳-۳- جمع آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

به منظور ارزیابی ساختمان باید تمام اطلاعات قابل برداشت از وضعیت موجود ساختمان جمع آوری گردد.

فهرست اطلاعات مورد نیاز و نحوه جمع آوری اطلاعات در فصل دوم دستورالعمل بهسازی آورده شده اند.

ت ۱-۳-۴- نیاز یا عدم نیاز به بهسازی

در صورتیکه سطح عملکرد و سطح خطر مورد نظر با اهداف طراحی تعریف شده در آخرین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰، منطبق باشد و ساختمان تمام ضوابط آن استاندارد را تأمین نماید، نیازی به ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای بر اساس این دستورالعمل نیست. در غیر این صورت لزوم یا عدم لزوم به بهسازی باید بر اساس ضوابط و معیارهای این دستورالعمل تعیین گردد.

ت ۱-۳-۵-انتخاب روش ارزیابی و بهسازی

پس از انجـــام ارزیابی ساختمان و تثبیت لزوم تهیه طرح بهسازی، طرح بهسازی پیشنهادی براساس ضوابط فصول ۵ تا ۹ مدلسازی شده و مورد ارزیابی قرار میگیرد. در این مرحله از طرح بهسازی برآورد مالی تهیه می شود تا اقتصادی بودن آن نیز محرز گردد.

ت ۱-۳-۵-۱-روش ارزیابی و بهسازی ساده

روش بهسـازی ساده برای ساختمانهای منظم که نیاز به تحلیل های پیچیده نمی باشد، قابل استفاده است. هدف اصلی بهسازی ساده کاهش خطرپذیری لرزه ای است که با محدود کردن اهداف قابل اعمال می باشد.

روش بهسازی ساده پیچیدگی های روش بهسازی تفصیلی را ندارد. روش بهسازی ساده معمولا از نظر اقتصادی مقرون به صرفه است زیرا احتیاج به ارزیابی جزییات و بررسی با استفاده از تحلیل های پیچیده برای رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر نمی باشد.

ت ۱-۳-۵-۲-روش ارزیابی و بهسازی تفصیلی

روش بهسـازی تفصیلی برای موارد بهسازی که شرایط بند قبلی را ارضا نمی کند، قابل استفاده می باشد. مراحل روش ارزیابی و بهسازی تفصیلی به طور اجمالی در نمودار ت-۱-۱ آورده شده است.

روش ارزیابی و بهسـازی تفصـیلی عموما بر روش تحلیل غیرخطی تمرکز دارد. این روش همه ضـوابط برای رسـیدن به سـطح عملکرد مورد نظر را در بر می گیرد. ارزیابی و بهسازی تفصیلی مانند طراحی سازه های جدید، یک پروسه تکرار شدنی است.

مدل عددی باید بر مبنای یکی از روشـهای تحلیل معرفی شـده در فصـل سوم تهیه شود. فرضیات مدلسازی در فصول ۴ تا ۹ و فصل ۱۱ آورده شده است.

ت ۱-۳-۶-ارائه طرح بهسازی و ارزیابی آن

تفسیر ندارد.

ت ۱-۴- هدف بهسازی

تعیین هدف بهسـازی شامل انتخاب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان تحت زلزله در سطح خطر مشخص می باشد. جدول (ت ۱-۲) برخی از سـطوح خطر لرزه ای احتمالی که در این دستورالعمل براساس دوره بازگشت مورد استفاده قرار می گیرد و جدول (ت-۱-۳) دامنه اهداف بهسازی را نشان می دهد.

جدول ت ۱-۲: سطوح خطر احتمالی براساس دوره بازگشت

دوره بازگشت	احتمال وقوع زلزله
۷۲	۵۰ درصد در ۵۰ سال
۲۲۵	۲۰ درصد در ۵۰ سال
۴۷۵	۱۰ درصد در ۵۰ سال
۲۴۷۵	۲ درصد در ۵۰ سال

جدول ت ۱-۳: دامنه انتخاب اهداف بهسازی

	سطح عملکرد ساختمان			
سطح خطر زلزله	آستانه فروریزش (E-۵)	ایمنی جانی (C-۳)	قابلیت استفاده بی وقفه (B-۱)	خدمت رسانی بی وقفه (A-۱)
۵۰ درصد در ۵۰ سال	d	c	b	a
۲۰ درصد در ۵۰ سال	h	g	f	e
۱۰درصدر در ۵۰ سال (سطح خطر ۱)	l	k	j	i
۲ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر ۲)	p	o	n	m

در این دستورالعمل از چهار هدف بهسازی محدود، مبنا، مطلوب و ویژه استفاده شده است. در بهسازی مبنا باید هدف بهسازی k و در بهسازی مطلوب باید اهداف بهسازی k و p هر دو باهم تأمین گردد. در بهسازی ویژه باید اهداف بهسازی k و p هر دو با هم بعلاوه یکی از اهداف m a, e, i, b, f, j, n تأمین گردد. (تأمین یکی از اهداف o و n و m به تنهایی نیز بهسازی ویژه محسوب می گردد). به عبارت دیگر هر هدف یا اهداف بهسازی که بالاتر از بهسازی مطلوب منظور گردد به عنوان بهسازی ویژه در نظر گرفته می شود. در بهسازی محدود هدف بهسازی p می تواند به طور جداگانه تأمین گردد. (تأمین هدف بهسازی l، h، d، g یا c متناظر با بهسازی محدود می باشد).

ت ۱-۴-۱- بهسازی مبنا

در بهسازی مبنادرزلزله «سطح خطر ۱» ایمنی جانی ساکنین کنترل می شود وانتظار می رود میزان خرابی و خسارت جانی در ساختمان بهسازی شده مطابق این بند، قدری بیش از ساختمانهای جدید باشد که براساس آئین نامه های زلزله و با کیفیت خوب اجرا می شوند.

ت ۱-۴-۲- بهسازی مطلوب

در بهسازی مطلوب دو هدف بهسازی برای ساختمان در نظر گرفته می شود. در زلزله «سطح خطر-۱» ایمنی جانی ساکنین تأمین گردد و در زلزله شدید «سطح خطر-۲» ساختمان فرو نریزد.

ت۱-۴-۳- بهسازی ویژه

همانطور که در جدول (ت ۱-۳) مشخص است، در بهسازی ویژه یک یا چند هدف بهسازی مختلف در نظرگرفته می شود. این اهداف بهسازی بنا بر نوع کاربری ساختمان و درجه اهمیت آنها انتخاب می شود، به طور مثال برای ساختمانهای مهم مانند بیمارستانها، نیروگاهها و غیره هنگام زلزله عملکرد بهتری نسبت به ساختمانهای عادی در نظر گرفته می شود زیرا لازم است در این گونه ساختمانها پس از زلزله، قابلیت استفاده بدون وقفه فراهم باشد. برای رسیدن به این هدف باید سطوح عملکرد بالاتری نسبت به هدف بهسازی مبنا و مطلوب برای ساختمان در نظر گرفته شود.

ت ۱-۴-۴- بهسازی محدود

در صورتی که به دلیل محدودیتهای مالی یا اجرایی حتی امکان بهسازی مبنا میسر نباشد ممکن است بهسازی در سطح عملکرد پائین تری درنظرگرفته شود. یا برای سطح عملکرد مورد نظر زلزله ضعیف تری انتخاب شود.

ت ۱-۴-۵- بهسازی موضعی

در صورتی که به دلیل محدودیتهای مالی یا اجرایی امکان بهسازی تمام ساختمان میسر نباشد ممکن است عملیات بهسازی در چند مرحله انجام شود در آن صورت بهسازی در هرمرحله نباید اختلالی در سطح عملکرد کل ساختمان یا ادامه عملیات بهسازی ایجاد نماید.

بهسازی موضعی در هر مرحله ممکن است در سطح مبنا، مطلوب، ویژه یا محدود انجام شود.

ت ۱-۵- سطوح عملکرد ساختمان

سطح عملکرد ساختمان براساس سطح عملکرد اجزای سازه ای و غیر سازهای آن تعیین می شود. در جدول (ت ۱-۴) میزان آسیب احتمالی برای چهار سطح عملکرد مختلف ساختمان ارائه شده است. همچنین برای آشنایی و انتخاب بهتر سطوح مختلف عملکرد ساختمان میزان خسارت وارد بر اعضای اصلی و غیر اصلی و همچنین میزان تغییر مکان نسبی جانبی گذرا و ماندگار پیش بینی شده برای هر یک از سطوح عملکرد و میزان خسارت به اعضای سازه ای در جداول (ت۱-۵) تا (ت۱-۸) ارائه شده است. و میزان خسارت به اعضای غیر سازه ای شامل اجزای معماری و تاسیسات مکانیکی- برقی در جداول (ت-۱-۹) تا (ت-۱-۱۰) آورده شده است.

در جدول(ت ۱-۱۱) سطوح مختلف عملکرد ساختمان بر حسب سطح عملکرد اجزای سازه ای و غیر سازه ای نوشته شده است. این جداول صرفاً برای تجسم عملکرد ساختمان در سطوح مختلف ارائه شده و نباید مبنای ارزیابی ساختمان قرار داده شود.

منظور از تغییر مکان نسبی جانبی گذرا حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که در طول وقوع زلزله در ساختمان ایجاد می شود. منظور از تغییر مکان نسبی جانبی ماندگار حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که پس از وقوع زلزله به دلیل رفتار خمیری یا ترک خوردگی در سازه باقی می ماند.

ت ۱-۵-۱- سطوح عملکرد اجزای سازه ای

دامنه وسیعی از الزامات عملکرد سازه‌ای توسط مالکان ساختمان‌ها قابل مطالبه است. چهار سطح عملکرد سازه‌ای تعریف شده در این دستورالعمل، براساس مطابقت با بیشترین و معمول‌ترین ملزومات عملکردی مطالبه شده انتخاب شده‌اند. دو سطح عملکرد میانی به کاربران اجازه می‌دهند، اهداف بهسازی موردنظر خود را ایجاد نمایند.

جدول ت ۱-۵ این سطوح عملکردی را به حدود آسیب موردنظر برای اعضای قائم سیستم‌های باربر جانبی مرتبط می‌سازد، جدول ت ۱-۶ این سطوح عملکردی را به حدود آسیب مورد نظر برای اعضای افقی سیستم‌های باربر جانبی مرتبط می‌کند. فصول بعدی دستورالعمل پارامترهای طراحی (مانند ضریب m، ظرفیت اجزا و ظرفیت‌های تغییرشکل پلاستیک) را به عنوان مقادیر حدی لازم برای دسترسی به این سطوح عملکردی برای یک سطح خطر مشخص تعیین کرده‌اند.

مقادیر جابجایی نسبی طبقات ارائه شده در جدول ت ۱-۵ مقادیر متعارف نمایش پاسخ کلی متناظر با سطوح عملکردی سازه‌ای گوناگون هستند. این مقادیر با عنوان مقادیر حدی موردنیاز برای جابجایی نسبی طبقه در این جداول ارائه نشده و نسبت به حدود تغییرشکل اجزا یا اعضا که در فصول آتی دستورالعمل ارائه شده‌اند ارجحیت ندارند. شرایط پس از زلزله ساختمان که در این جداول توصیف شده برای اهداف مقایسه‌ای بوده و نباید در فرایند ارزیابی ایمنی ساختمانها پس از زلزله به کار گرفته شوند.

ت ۱-۵-۱-۱- سطوح عملکرد ۱-قابلیت استفاده بی وقفه

سطح عملکرد سازه‌ای S-1، قابلیت استفاده بی‌وقفه، شرایطی از ساختمان را پس از زلزله نشان می‌دهد که در آن تنها آسیب‌های سازه‌ای بسیار محدودی در ساختمان رخ داده است. سیستم‌های اصلی باربر قائم و جانبی ساختمان تقریباً همه مقاومت و سختی پیش از زلزله را در خود حفظ کرده‌اند. ریسک جراحت‌های تهدیدکننده جانبی ناشی از آسیب‌های سازه‌ای خیلی کم بوده و اگرچه برخی عملیات تعمیر و ترمیم حداقلی مناسب باشد. این عملیات عموماً پیش از به کارگیری مجدد ساختمان ضروری نخواهد بود.

ت ۱-۵-۱-۲- سطوح عملکرد ۲-خرابی محدود

طراحی برای این سطح عملکرد می‌تواند برای حداقل کردن زمان تعمیر و وقفه فعالیت برای حفاظت از تجهیزات و لوازم ارزشمند یا شاخصه‌های مهم تاریخی در شرایطی که هزینه‌های ایجاد شرایط سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه بیش از اندازه باشد، موردتوجه قرار می گیرد.

ت ۱-۵-۱-۳- سطوح عملکرد ۳-ایمنی جانی

سطح عملکرد سازه‌ای (S-3)، ایمنی جانی، به مفهوم حالتی از آسیب پس از زلزله است که در آن آسیب قابل توجهی در سازه ساختمان روی داده اما حاشیه‌ای برای فروریزش بخشی یا کلی سازه باقی مانده است. به برخی از اعضا و اجزای سازه‌ای آسیب شدیدی وارد گشته اما این امر موجب سقوط آوار با ابعاد بزرگ در داخل یا خارج ساختمان نشده است. ممکن است در طی زلزله جراحت در ساکنان ساختمان ایجاد گردد، با این وجود، انتظار می‌رود ریسک کلی جراحت‌های شدید و تهدیدکننده جانی در اثر آسیب به سازه کم باشد. اگرچه تعمیر سازه احتمالا امکان پذیر خواهد بود، اما به دلایل اقتصادی ممکن است این امر اجرایی و منطقی نباشد

و هرچند سازه آسیب دیده با ریسک حتمی فروریزش مواجه نیست، اما اعمال تعمیرات سازه‌ای یا نصب مهاربندی موقت پیش از استفاده مجدد توصیه می شود.

ت ۱-۵-۱-۴- سطوح عملکرد ۴-ایمنی جانی محدود

تفسیر ندارد.

ت ۱-۵-۱-۵- سطوح عملکرد ۵-آستانه فروریزش

این سطح عملکرد بدین معنی می باشد که ساختمان در معرض خرابی های جزئی و کلی می باشد. رخ دادن خرابی همراه با افت مقاومت و سختی سیستم باربر مقاوم لرزه ای می باشد. در نتیجه تغییرشکل های جانبی زیادی اتفاق می افتد و همچنین ظرفیت باربری قائم نیز از بین می رود. در نتیجه ساختمان قابلیت اعتماد خود برای ساکنین را از دست داده و احتمال فرو ریزش ساختمان در هنگام پس لرزه ها وجود دارد.

ت ۱-۵-۱-۶- سطوح عملکرد ۶-لحاظ نشده

گاهی کارفرمایان تصمیم می گیرند که در یک پروژه بهسازی تنها به بررسی آسیب پذیری و بهسازی اعضای غیرسازه ای نظیر مهار دیوارها، قفسه ها و... بپردازند. در نتیجه عملکرد خود سازه به تنهایی را مورد بررسی قرار نمی دهند. این چنین برنامه های بهسازی گاهی به دلیل کاهش ریسک لرزه ای آن هم با هزینه پایین، جذاب و مورد توجه می باشد.

ت ۱-۵-۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه ای

اعضای غیر سازه ای اشاره شده در این دستورالعمل عبارتند از: اعضای معماری مانند دیوارهای جداکننده، سقفها، روکش های فلزی خارجی و.... تجهیزات مکانیکی و برقی نظیر سیستم های هواساز، سیستم های روشنایی، لوله کشی، سیستمهای اطفاء حریق و...

ت ۱-۵-۲-۱- سطوح عملکرد A-خدمت رسانی بی وقفه

در این سطح عملکرد اکثر اعضای غیر سازه ای مانند سیستم های روشنایی، لوله کشی و... پاسخگوی نیازهای معمول ساختمان می باشد. لازم است تا این سطح عملکرد با تمهیداتی نظیر مهار اعضای غیر سازه ای به سازه و انجام آزمایش هایی برای اطمینان از نحوه عملکرد سیستم های روشنایی پس از ایجاد شوک های حین زلزله، برآورده شود.

ضوابط و روشهای رسیدن به سطوح عملکرد اعضای غیر سازه ای در این دستور العمل آورده نشده است. برای بررسی و رسیدن به حد مطلوب اعضای غیر سازه ای در این سطح عملکرد، منابعی نظیر .CERL .IEEE 693.DOE/EH-545,.AC-156 TECHNICAL REPORT 97/58 و یا اطلاعات مرتبط با رفتار دینامیکی و لرزه ای تجهیزات به کار رفته می توانند مفید باشند.

وقتی سیستم های اعضای غیر سازه ای لازم به تامین این سطح عملکرد باشد، می بایست پروسه بررسی کیفیت لرزه ای، آزمایشات و مدارک مورد بررسی قرار گیرد. برای بررسی اعضای غیر سازه ای به فصل نهم این آیین نامه مراجعه شود.

ت ۱-۵-۲-۲- سطوح عملکرد B-قابلیت استفاده ی بی وقفه

در این سطح عملکرد ممکن است اتفاقاتی نظیر شکستن جزئی پنجره ها، خرابی موضعی در بعضی اعضا و... رخ دهد. با فرض اینکه سازه از نظر اجزای سازه ای ایمن است و ساکنین سالم هستند، برای برگشت به زندگی عادی می بایست بررسی ها و تعمیرات جزئی صورت گیرد. به طور کلی اعضای سیستم های مکانیکی و الکتریکی ساختار سالمی خواهند داشت اگرچه بعضی تجهیزات ممکن از خرابی های داخلی جزئی پیدا کنند و قابل استفاده نباشند.

ت ۱-۵-۲-۳- سطوح عملکرد C-ایمنی جانی

سطح عملکرد ایمنی جانی برای اعضای غیر سازه ای سطح عملکردی است که در آن پتانسیل خرابی زیاد و پرهزینه برای اعضای غیر سازه ای زیاد است اما مشکلی برای سطح ایمنی جانی در داخل و خارج ساختمان ایجاد نمی کند. سیستم های لوله کشی، اطفا حریق و.. ممکن است تخریب شوند. ممکن است حین زلزله صدماتی به خاطر شکست اجزای غیر سازه ای اتفاق افتد ولی صدمات مربوط به آسیب جانی بسیار کم است.

ت ۱-۵-۲-۴- سطوح عملکرد D-ایمنی جانی محدود

سطح عملکردی است که در آن خرابی های زیاد در اعضای غیر سازه ای اتفاق می افتد اما سقوط آن دسته از اعضای غیر سازه‌ای مانند سقف های سنگین، روکش های فلزی و جان پناه ها، که صدمات بسیار به انسانها ممکن است وارد کند جلوگیری شده است.

ت ۱-۵-۲-۵- سطوح عملکرد E-لحاظ نشده

گاهی در پروژه بهسازی تنها بررسی آسیب پذیری اعضای سازه ای دارای اهمیت است و اعضای غیر سازه ای بررسی نمی شود. این سطح عملکرد عموما هنگامی مد نظر است که بهسازی اعضای سازه ای ساختمان از بیرون ساختمان قابل انجام باشد و به دلیل اختلال در عملکرد ساختمان دسترسی به داخل ساختمان مدنظر نباشد.

ت ۱-۵-۳- سطوح عملکرد کل ساختمان

ت ۱-۵-۳-۱-سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه (OP)(A-1)

ساختمانی که این سطح عملکرد را تامین می کند دارای هیچ یا حداقل خرابی در اعضای سازه ای و غیر سازه ای می باشد. ساختمان با این سطح عملکرد دارای کمترین ریسک ایمنی جانی می باشد.

ت ۱-۵-۳-۲-سطح عملکرد قابلیت استفاده ی بی وقفه (IO)(B-1)

ساختمان با این سطح عملکرد بدون خرابی یا با خرابی جزئی در اعضای سازه ای می باشد. گاهی لازم است به دلیل مشکلات جزیی در اختلال اعضای غیر سازه ای، تعمیراتی صورت گیرد. در این سطح عملکرد استفاده از ساختمان پس از زلزله مشکلی ندارد. کارفرمایان این سطح عملکرد را هنگامی که استفاده ساختمان پس از زلزله اهمیت زیادی دارد، ترجیح می دهند.

ت ۱-۵-۳-۳-سطح عملکرد ایمنی جانی (C-3)(LS)

ساختمان با این سطح عملکرد خرابی زیادی در اعضای سازه ای و غیر سازه ای متحمل می شود و هزینه های زیادی نیز برای جبران خرابی ها در بر می گیرد. اما ریسک صدمات جانی در آن پایین است. اکثر کارفرمایان این سطح عملکردی را انتخاب می کنند.

ت ۱-۵-۳-۴-سطح عملکرد آستانه ی فرو ریزش (E-5)(CP)

ساختمان در این سطح عملکرد دارای خطر بسیار در سطح ایمنی جانی، در اثر خرابی اعضای غیرسازه ای می باشد اگرچه هنوز سازه در این سطح عملکرد کاملا تخریب نمی شود، تا حد زیادی از خسارات جانی جلوگیری می شود. ساختمانهایی که این سطح عملکرد را تجربه می کنند خسارات اقتصادی بسیاری را متحمل می شوند.

جدول ت ۱-۴: سطوح عملکرد ساختمان و کنترل آسیب

	سطح عملکرد ساختمان			
	خدمت رسانی بی وقفه (A-۱)	قابلیت استفاده بی وقفه (B-۱)	ایمنی جانی (C-۳)	آستانه فروریزش (E-۵)
خسارت کلی ساختمان	بسیار کم	کم	متوسط	شدید
اعضای سازه ای	سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی کند. تغییر شکل ماندگار و ترک خوردگی در اعضا ایجاد نمی شود.	سختی ومقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی کند. تغییر شکل ماندگار و ترک خوردگی در اعضا ایجاد نمی شود.	سختی و مقاومت باقیمانده در تمام طبقات وجود دارد. سیستم باربر ثقلی عمل می کند. گسیختگی دیوارها خارج از صفحه آنها رخ نمی دهد. تغییر شکل ماندگار در سازه وجود دارد.	سختی و مقاومت باقیمانده ناچیز ولی ستونها و دیوارها عمل می کنند. تغییر شکل های ماندگار زیاد است. دیوارها و دست اندازهای مهار نشده گسیخته می شوند. ساختمان در آستانه فروریزش است.
اعضای غیرسازه ای	تمام سیستم های لازم برای عملکرد ساختمان فعال باقی می مانند دیوارهای داخلی و نما و سقفها ترک نمی خورند. خرابی های ناچیز ایجاد شده و سیستم تأسیسات و برق رسانی فعال باقی می مانند.	آسانسورها قابل استفاده مجدد باقی می مانند. تجهیزات اطفاء حریق قابل استفاده هستند. تأسیسات ساختمان دچار خرابی ناچیز می شوند به گونه ای که با تعمیر جزئی قابل استفاده می شوند.	از خطرات فرو ریزش اشیاء جلوگیری می شود اما بسیاری از تأسیسات ساختمان و عناصر معماری صدمه می بینند.	خرابی گسترده در اعضای غیر سازه ای ایجاد می شود.

جدول ت ۱-۵ : سطح عملکرد وخرابی پیش بینی شده برای اعضای قائم سازه ای

		سطح عملکرد ساختمان		
نوع سازه	**نوع عضو و تغییر مکان**	**قابلیت استفاده بی وقفه (S -۱)**	**ایمنی جانی (S -۳)**	**آستانه فرو ریزش (S -۵)**
قاب خمشی بتنی	اعضای اصلی	- ترک های موئین - تسلیم محدود در بعضی نقاط - کرنش های کوچکتر از ۰/۰۰۳	- خرابی زیاد در تیرها - خرد شدن پوشش ها - ترک های برشی با عرض کوچکتر از ۳ میلیمتر در ستونهای شکل پذیر - ترک با عرض کوچکتر از ۳ میلیمتر در اتصالات	- ترکهای گسترده در ایجاد مفصل خمیری در اعضای شکل پذیر - ترکهای محدود و یا خرابی وصله ها در بعضی ستونهای غیرشکل پذیر - خرابی زیاد در ستونهای کوتاه
	اعضای غیر اصلی	- خردشدگی جزئی در بعضی نقاط ستونها و تیرها - ترک های خمشی در تیرها و ستونها - ترکهای برشی با عرض کوچکتر از ۱/۵ میلیمتر در اتصالات	- ترکهای گسترده و ایجاد مفصل خمیری در اعضای شکل پذیر - ترکهای محدود و یا خرابی وصله ها در بعضی ستونهای غیر شکل پذیر - خرابی زیاد در ستونهای کوتاه	- خرد شدن انتهای ستونها (همراه با کاهش طول محدود) و نقاطی از تیرها - خرابی گسترده در اتصالات - کمانش بعضی میلگردها
	تغییر مکان جانبی گذرا	۱ درصد	۲ درصد	۴ درصد
	تغییر مکان جانبی ماندگار	ناچیز	۱ درصد	۴درصد
قاب خمشی فولادی	اعضای اصلی	- کمانش موضعی جزئی در بعضی نقاط - عدم گسیختگی - کمانش جزئی یا تابیدگی جزئی اما قابل مشاهده در اعضا	- تشکیل مفصل خمیری - کمانش موضعی بعضی تیرها - تغییرشکل زیاد اتصالات - گسیختگی موضعی در بعضی اعضا	- تابیدگی زیاد در تیرها و ستونها - گسیختگی متعدد در اتصالات خمشی (اتصالات برشی سالم می مانند)
	اعضای غیر اصلی	– مانند اعضای اصلی	– تابیدگی زیاد در تیرها و ستونها – گسیختگی متعدد در اتصالات خمشی (اتصالات برشی سالم می مانند)	مانند اعضای اصلی
	تغییر مکان جانبی گذرا	۰/۷ درصد	۲/۵ درصد	۵ درصد
	تغییر مکان جانبی ماندگار	ناچیز	۱ درصد	۵ درصد

ادامه جدول ت ۱-۵: سطح عملکرد و خرابی پیش بینی شده برای اعضای قائم سازه ای

		سطح عملکرد ساختمان		
نوع سازه	**نوع عضو و تغییر مکان**	**قابلیت استفاده بی وقفه (S-۱)**	**ایمنی جانی (S-۳)**	**آستانه فروریزش (S-۵)**
قاب فولادی مهاربندی شده	اعضای اصلی	- تسلیم یا کمانش جزئی مهاربندها	- تسلیم یا کمانش بسیاری از مهاربندها در حالیکه هنوز باربری دارند - خرابی تعدادی از اتصالات	- تسلیم با کمانش یا گسیختگی بسیاری از مهاربندها - گسیختگی اتصالات مهاربندها
	اعضای غیر اصلی	مانندعضای اصلی	مانند اعضای اصلی	مانند اعضای اصلی
	تغییر مکان جانبی گذرا	۰/۵ درصد	۱/۵ درصد	۲ درصد
	تغییر مکان جانبی ماندگار	ناچیز	۰/۵ درصد	۲ درصد
دیوارهای بتنی	اعضای اصلی	- ترکهای موئین با عرض کمتر از ۱/۵ میلیمتر در دیوار - ترکهای به عرض کمتر از ۳ میلیمتر در تیرهای هم بند در دیوارهای همبسته	- کمانش تعدادی از میلگردهای اجزای لبه دیوارها - لغزش در محل سطوح واریز - خرابی دوربازشوها - ترکهای خمشی - ترکهای خمشی و برشی زیاد در تیرهای هم بند بدون ریختن بتن های خرد شده	- ترکهای خمشی و برشی زیاد - لغزش در محل سطوح واریز - خرابی و کمانش میلگردها - گسیختگی دور بازشوها - خرابی زیاد در اجزای لبه دیوار - خرد شدن تیرهای هم بند
	اعضای غیر اصلی	- ترکهای موئین در دیوار - ظهور لغزش های جزئی در محل سطوح واریز دیوار - ترکهای به عرض کمتر از ۳ میلیمتر در تیرهای هم بند در دیوارهای همبسته - خردشدگی جزئی	- ترکهای خمشی و برشی بزرگ - لغزش در سطوح واریز - خرابی دوربازشوها - خرابی زیاد در اجزای لبه دیوار - خرد شدن تیرهای هم بند	- خرد شدن و جدایی پانل های دیوار
	تغییر مکان جانبی گذرا	۰/۵ درصد	۱ درصد	۲ درصد
	تغییر مکان جانبی ماندگار	ناچیز	۰/۵٪ درصد	۲ درصد
دیوار پرکننده با مصالح بنایی غیر مسلح	اعضای اصلی	- ترکهای کوچکتر از ۳ میلیمتر در دیوار و پوشش آن - خرد شدن جزئی پوشش دیوار در اطراف بازشوها	- ترکهای گسترده و خرد شدن نقاطی از دیوار بدون جابجایی دیوار - خرد شدن گسترده پوشش دیوار در اطراف بازشوها	- ترک و خرابی گسترده
	اعضای غیر اصلی	مانند اعضای اصلی	مانند اعضای اصلی	- ترک و خرابی گسترده - ریزش بعضی دیواره
	تغییر مکان جانبی گذرا	۰/۱ درصد	۰/۵ درصد	۰/۶ درصد
	تغییر مکان جانبی ماندگار	ناچیز	۰/۳ درصد	۰/۶ درصد

ادامه جدول ت ۱-۵: سطح عملکرد و خرابی پیش بینی شده برای اعضای قائم سازه ای

		سطح عملکرد ساختمان		
نوع سازه یا عضو سازه ای	**نوع عضو و تغییر مکان**	**قابلیت استفاده بی وقفه (S-۱)**	**ایمنی جانی (S-۳)**	**آستانه فروریزش (S-۵)**
دیوارهای بنایی غیرمسلح	اعضای اصلی	- ترکهای کوچکتر از ۳ میلیمتر در پوشش دیوار - ریزش پوشش دیوار در گوشه بازشوها	- ترکهای گسترده - جابجایی قابل ملاحظه در صفحه دیوار - جابجایی جزئی عمود بر صفحه دیوار	- ترکهای گسترده - ریختن پوشش دیوار - جابجایی قابل ملاحظه در صفحه و عمود بر صفحه دیوار
	اعضای غیر اصلی	مانند اعضای اصلی	مانند اعضای اصلی	- بیرون زدن دیوارهای - غیر باربر
	تغییر مکان جانبی گذرا	۰/۳ درصد	۰/۶ درصد	۱ درصد
	تغییر مکان جانبی ماندگار	۰/۳ درصد	۰/۶ درصد	۱ درصد
دیوار بنایی مسلح	اعضای اصلی	- ترکهای کوچکتر از ۳ میلیمتر - بدون جابجایی عمود بر صفحه دیوار	- ترکهای کوچکتر از ۶ میلیمتر در تمام سطح دیوار - خرابی های موضعی	- ترکهای گسترده - خرابی دور بازشوها و گوشه ها - فروریزش موضعی
	اعضای غیر اصلی	مانند اعضای اصلی	- ترکهای گسترده - خرابی دور بازشوها و گوشه ها - فروریزش موضعی	- خرده شدن و جدایی پانلهای دیوار
	تغییر مکان جانبی گذرا	۰/۲ درصد	۰/۶ درصد	۱/۵ درصد
	تغییر مکان جانبی ماندگار	۰/۲ درصد	۰/۶ درصد	۱/۵ درصد
اتصالات قطعات بتنی پیش ساخته	اعضای اصلی	- ترک با عرض کوچکتر از ۱/۵ میلیمتر	- خرابی موضعی در اتصالات بدون گسیختگی	- گسیختگی اتصال بدون جدا شدن اعضای متصل شونده از هم
	اعضای غیر اصلی	- خرابی موضعی در اتصالات	- گسیختگی اتصال بدون جدا شدن اعضای متصل شونده از هم	مانند اعضای اصلی
پی	تمام اعضا	- نشست جزئی - دوران جزئی	- نشست کلی کوچکتر از ۱۵۰ میلیمتر - نشست نامساوی کوچکتر از ۱/۵ میلیمتر در متر	- نشست و دوران زیاد

جدول ت ۱-۶: سطح عملکرد و خرابی پیش بینی شده برای اعضای افقی سازه ای

	سطح عملکرد ساختمان		
عضو سازه ای	**قابلیت استفاده بی وقفه (S-۱)**	**ایمنی جانی (S-۳)**	**آستانه فروریزش (S-۵)**
دیافراگم عرشه فولادی	- اتصال دیافراگم به قاب بدون خرابی - اعوجاج کم در دیافراگم	- گسیختگی موضعی جوشهای اتصال دیافراگم به قاب و به یکدیگر - کمانش جزئی دیافراگم	- اعوجاج و کمانش گسترده در دیافراگم - پاره شدن جوشهای اتصال قطعات به یکدیگر
دیافراگم بتنی	- ترکهای موئین پراکنده - ترکهای موضعی با عرض کوچکتر از ۳ میلیمتر	- ترکهای گسترده با عرض کمتر از ۶ میلیمتر - خرد شدن موضعی دیافراگم	- ترکهای گسترده همراه با جابجایی قابل ملاحظه در محل ترک
دیافراگم پیش ساخته	- - ترکهای جزئی در محل اتصالات	- ترکهای گسترده با عرض کمتر از ۶ میلیمتر - خرد شدن موضعی دیافراگم	- گسیختگی اتصال بین قطعات - جابجایی قطعات نسبت به یکدیگر - خرابی در محل اتصالات

جدول ت ۱-۷: سطح عملکرد و خرابی اعضای غیر سازه ای (اجزاء معماری)

	سطح عملکرد اعضای غیر سازه ای			
عضو	**خدمت رسانی بی وقفه (N-A)**	**قابلیت استفاده بی وقفه (N-B)**	**ایمنی جانی (N-C)**	**ایمنی جانی محدود (N-D)**
نماسازی	- تسلیم اتصالات - ترکهای کوچکتر از ۱/۵ میلیمتر - خمیدگی در نما	- تسلیم اتصالات - ترکهای کوچکتر از ۱/۵ میلیمتر - خمیدگی در نما	- تابیدگی زیاد در اتصالات - ترکهای گسترده - گسیختگی و خردشدگی موضعی - نما فرو نمی ریزد	- تابیدگی زیاد در اتصالات - ترکهای گسترده - گسیختگی و خردشدگی موضعی - نما در محل ازدحام فرو نمی ریزد
نماسازی شیشه	- ترک در تعدادی از پانل ها	- ترک در تعدای از پانل ها	- ترک در اکثر پانل ها - شکستگی شیشه ها به صورت موضعی	- تابیدگی قاب و شکستن شیشه داخل آنها در محلهای کم ازدحام - ترکهای گسترده ، شکستگی های محدود در محلهای پرازدحام
دیوارهای داخلی، تیغه بندی	- ترک به عرض کمتر از ۱/۵ میلیمتر در بازشوها - خرابی موضعی و جزئی در گوشه ها	- ترک به عرض کمتر از ۱/۵ میلیمتر در بازشوها - خرابی موضعی و جزئی در گوشه ها	- خرابی گسترده - ترکهای بزرگ	- خرابی گسترده - ترکهای بزرگ
سقفها	- خرابی ناچیز - جابجایی پانل های مجزا از یکدیگر - ترک در سقفهای سخت	- خرابی جزئی - بهم ریختن پانل های مجزا از یکدیگر - افتادن بعضی پانل ها - ترک در سقفهای سخت	- خرابی گسترده - افتادن پانل ها - ترک در سقفهای سخت	- خرابی گسترده - افتادن پانل ها - ترک در سقفهای سخت
دیوار دست انداز	- خرابی جزئی	- خرابی جزئی	- خرابی گسترده - ریزش در محلهای کم ازدحام	- خرابی گسترده - ریزش در محلهای کم ازدحام
دودکش ها	- خرابی ناچیز	- خرابی جزئی	- خرابی گسترده بدون فروریختن	- خرابی گسترده بدون فرو ریختن
پله ها	- خرابی ناچیز	- خرابی جزئی	- ترک در دال کف - قابل استفاده	- خرابی گسترده - غیر قابل استفاده
درها	- خرابی جزئی - قابل استفاده	- خرابی جزئی - قابل استفاده	- خرابی گسترده - بعضی درها تاب بر می دارند	- خرابی گسترده - بعضی درها تاب بر می دارند

جدول ت ۱-۸: سطح عملکرد و خرابی اعضای غیر سازه ای (اجزاء تأسیسات مکانیکی و برقی)

عضو	سطح عملکرد اعضای غیر سازه ای			
	خدمت رسانی بی وقفه (N-A)	قابلیت استفاده بی وقفه (N-B)	ایمنی جانی (N-C)	ایمنی جانی محدود (N-D)
آسانسورها	- فعال	- فعال پس از تأمین منبع انرژی	- غیر فعال - وزنه تعادل از مسیر خود خارج نشود	- غیر فعال - خروج وزنه تعادل از مسیر خود
تأسیسات HVAC	- فعال - منبع انرژی در شرایط اضطراری تأمین است	- اکثراً فعالند اگر منبع انرژش تأمین گردد	- روی تکیه گاهها جابجا می شوند - کانالها و لوله های متصل جدا شده اما فرو نمی ریزند	- اکثراً غیر فعالند - روی تکیه گاه ها جابجا یا واژگون می شوند - تجهیزات آویزان می افتند
تجهیزات صنعتی	- فعال - منبع انرژی تأمین است	- اکثراً فعالند اگر منبع انرژی تأمین گردد	- روی تکیه گاهها جابجا می شوند - تجهیزات واژگون نمی شوند - برای راه اندازی نیاز به تنظیم دارند	- روی تکیه گاهها جابجا یا واژگون می شوند. - تجهیزات حساس غیر فعال می شوند - تجهیزات سنگین نیاز به تنظیم موقعیت و اتصالات دارند
کانال ها	- خرابی ناچیز	- خرابی جزئی در اتصالات اما قابل استفاده	- از اتصالات جدا می شوند - بعضی کانال ها می افتند	- از اتصالات جدا می شوند - بعضی کانال ها می افتند
لوله ها	- خرابی ناچیز	- تراوش از بعضی اتصالات	- خرابی جزئی در اتصالات همراه با تراوش - خرابی بعضی تکیه گاه ها بدون فرو ریختن لوله ها	- خرابی بعضی اتصالات - خرابی بعضی تکیه گاه ها - فروریختن بخشی از لوله ها
سیستم آب پاش از سقف برای اطفاء حریق	- خرابی جزئی	- تراوش از بعضی نقاط - فعال	- تراوش از بعضی نقاط - خرابی بعضی آب پاشها به دلیل برخورد قطعات سقف	- خرابی بعضی آب پاشها به دلیل سقوط قطعات سقف - تراوش از اتصالات - قطع بعضی از شاخه های مسیر
سیستم تشخیص و اعلام حریق	- فعال	- فعال	- حس کننده های متصل به سقف ممکن است خراب شده و غیر فعال شوند	- حس کننده های متصل به سقف ممکن است خراب شده و غیر فعال شوند
روشنایی اضطراری	- فعال	- فعال	- بعضی چراغها می افتند - انرژی ممکن است از طریق ژنراتور اضطراری تأمین شود	- بعضی از چراغها می افتند - منبع انرژی ممکن است قطع شود
سیستم توزیع برق	- فعال - در صورت نیاز شامل منبع انرژی اضطراری	- اکثراً فعال - منبع انرژی اضطراری فعال می شود - منبع انرژی ممکن است برای تأمین بخشی از نیازها باشد	- جابجایی روی تکیه گاه ها - بعضی ممکن است فعال نباشند - منبع انرژی اضطراری فعال می شود	- جابجایی یا واژگونی روی تکیه گاه ها - قطع اتصالات - ژنراتورهای دیزلی فعال نمی شوند
اتصالات چراغها	- خرابی ناچیز	- خرابی جزئی - خرابی بعضی چراغهای آویز	- خرابی وسیع - خطر سقوط چراغهای سنگین تر از ۱۰۰ نیوتن جلوگیری می شود	- خرابی وسیع - خطر سقوط چراغهای سنگین تر از ۱۰۰ نیوتن در مناطق پرازدحام جلوگیری می شود

جدول ت ۱-۹: سطوح عملکرد ساختمان

سطوح عملکرد اجزای غیر سازه ای	سطوح عملکرد سازه					
	قابلیت استفاده بی وقفه ۱-S	خرابی محدود S -۲	ایمنی جانی S-۳	ایمنی جانی محدود S-۴	آستانه فروریزش S-۵	لحاظ نشده S-۶
خدمت رسانی بی وقفه N-A	خدمت رسانی بی وقفه A-۱	A-۲	*	*	*	*
قابلیت استفاده بی وقفه N-B	قابلیت استفاده بی وقفه B-۱	B-۲	B-۳	*	*	*
ایمنی جانی N-C	C-۱	C-۲	ایمنی جانی C-۳	C-۴	C-۵	C-۶
ایمنی جانی محدود N-D	*	D-۲	D-۳	D-۴	D-۵	D-۶
لحاظ نشده N-E	*	*	*	E-۴	آستانه فروریزش E-۵	نیازی به بهسازی نیست

سطوح عملکرد ساختمان که با علامت * نشان داده شده است دارای اختلاف زیاد بین سطح عملکرد اجزای سازه ای و غیرسازه ای می باشد به همین جهت توصیه نمی شوند.

ت ۱-۶-راهبردهای بهسازی

در انتخاب راهبرد بهسازی ملاحظات فنی، اقتصادی، عملکردی، اجرایی و... می بایست همزمان به کار رود.

ت ۱-۷- تحلیل خطر زلزله

ت ۱-۷-۱- کلیات

ت۱-۷-۲- طیف طرح شتاب

سطح خطر: برابر است با درصد احتمال وقوع زلزله در یک بازه زمانی مورد نظر (طول عمر مفید سازه) در تحلیل خطر سطوح مختلفی در ادبیات و عمل مطرح است نظیر MCE, MPE, DBE و ... که در این دستورالعمل سطوح خطر به صورت زیر تعریف می شوند:

سطح خطر ۱ : این سطح خطر براساس ۱۰٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره ی بازگشت ۴۷۵ سال است تعیین می شود. سطح خطر-۱ در استاندارد ۲۸۰۰ ایران «زلزله طرح» (DBE) نامیده می شود.

سطح خطر ۲: این سطح خطر براساس ۲٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره ی بازگشت ۲۴۷۵ سال است تعیین می شود. سطح خطر-۲ به عنوان «بیشینه زلزله محتمل» (MPE) نامیده شده است.

سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد – در ۵۰ سال) : این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه مناسب می باشد.

ت ۱-۷-۲-۱-فرآیند استفاده از شکل طیف شتاب

ت ۱-۷-۲-۱-۱-طیف استاندارد ۲۸۰۰

تفسیر ندارد.

ت ۱-۷-۲-۱-۲-طیف دستورالعمل

برآورد مقدار شتاب طیفی در دوره تناوب ۰,۲ و ۱ ثانیه از روشهای زیر به دست خواهد آمد :

۱. در صورت وجود نقشه های خطر لرزه ای به صورت پرینت شده یا الکترونیکی، پارامترهای شتاب طیفی مستقیما از آنها به دست خواهد آمد. مقادیر مابین خطوط کانتور می بایست میانگین گیری شوند.

۲. انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه برای محاسبه مقادیر شتاب طیفی

۳. استفاده از پارامترهای طیف پاسخ شتاب طراحی که برای تاثیرات ساختگاهی محاسبه شده است.

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

ت ۱-۷-۲-۲-۱-طیف خطر یکنواخت

- طیف های با شکل ثابت

طیف های با شکل ثابت براساس داده های تجربی از طیف های پاسخ زمین لرزه ها و با تعریف ضرایب خاص برای میرایی مختلف ارائه می شوند. مثل طیف های مندرج در آئین نامه ها و طیف نیومارک- هال، که براساس تجربه شکل خاصی برای طیف ها ارائه شده است. در این طیف های با شکل ثابت شتاب طیفی با شبه سرعت طیفی با رابطهٔ زیر به هم مرتبطند :

$$S_a = \omega S_v = \frac{2\pi}{T} S_v \qquad (ت ۱-۱)$$

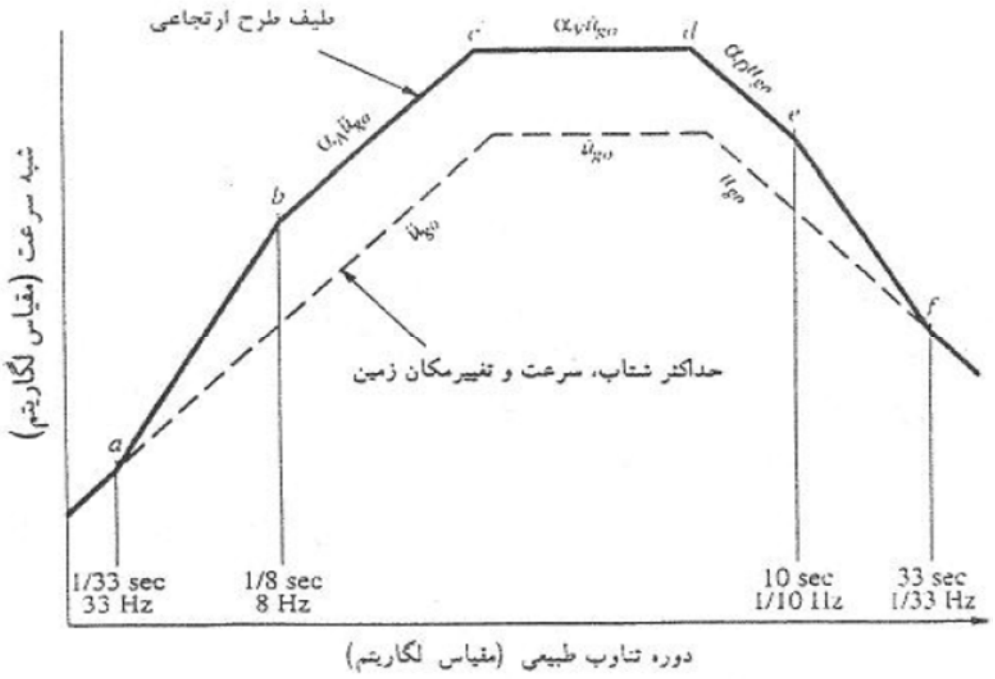
به نحوی که در آن S_a شتاب طیفی ، ω فرکانس زاویه ای ،T زمان تناوب جنبش و S_v شبه سرعت طیفی است، در محدوده سرعتهای طیفی ثابت ، شتاب طیفی را در هر زمان تناوب می توان با سرعت در زمان تناوب یک ثانیه با یک ضریب مرتبط نمود.

پارامترهای شبه طیفی PSV و شبه شتاب طیفی PSA که بر حسب SD تغییر مکان و فرکانس زاویه ای ω و به صورت $PSV=\omega SD$ و $PSA= \omega^2 SD$ بیان می شوند، ویژگی هایی دارند که از جنبه عملی مورد توجه است. شبه سرعتPSV در فرکانس های بالا به بیشینه سرعت نسبی SV نزدیک ، در فرکانس های میانی عملاً با آن برابر، اما در فرکانس های پائین با آن اختلاف دارد. شبه شتاب PSA در میرایی صفر برابر با بیشینه شتاب زمین است، ولی برای میرایی های غیر صفر، کمی با آن اختلاف دارد. در مطالعات آماری از طیفهای نرمال شده که مقدار پاسخ طیفی به مقدار جنبش زمین متناظر با آن است استفاده می شود. به عبارت دیگر، نسبت مقدارهای طیفی PSA به بیشینه شتاب زمین، نسبت مقدارهای طیفی PSV به بیشینه سرعت زمین و نسبت مقدارهای طیفی SD به بیشینه تغییر مکان زمین مورد نظر است که به آن اصطلاحاً بزرگنمایی می گویند. در بیشتر موارد، نسبت شتاب طیفی به بیشینه شتاب زمین به صورت تابعی از فرکانس یا زمان تناوب ترسیم می شود. از مطالعه شکل طیفها معمولاً در طیف پاسخ سه قسمت شناسایی می شود، قسمت فرکانس های پائین یا حوزه تغییر مکان، قسمت فرکانس های میانی یا حوزه سرعت و قسمت فرکانس های بالا یا حوزه شتاب، در هر یک از حوزه های یاد شده، کمیت جنبش زمین متناظر با آن حوزه بیشترین بزرگنمائی را احراز می نماید.

همچنین مشاهده می شود که در فرکانس هایی پائین (۰/۰۵ Hz یا کمتر) تغییر مکان طیفی به سمت بیشینه تغییر مکان زمین میل می کند، بدین معنی که در سیستم های بسیار انعطاف پذیر (سیستم های دارای فرکانس های پائین یا زمان تناوبهای بلند) بیشینه تغییر شکل، برابر با تغییر مکان زمین است. در فرکانس های بالا ، مثلاً ۲۵ تا ۳۰ هرتز ، شبه شتاب به سمت بیشینه شتاب زمین نزدیک می شود، یعنی در سیستم های صلب (سیستم هایی با فرکانس بالا یا زمان تناوبهای کوتاه) ، شبه شتاب با شتاب زمین یکسان است. شکل طیفها کاملاً نامنظم و دارای دندانه های متعدد است. تکان های ثبت شده زمین و طیفهای حاصل از آنها با طیفهای پاسخ محاسبه شده از زمین لرزه های گذشته دارای شباهت هایی هستند. به عنوان مثال مطالعات انجام شده نشان می دهند که طیفهای پاسخ حاصله از شتاب نگاشتهای ثبت شده در زمینهای با نوع خاک مشابه، از نظر شکل و بزرگنمائی پاسخ شباهت دارند.

- طیف طراحی نیومارک و هال (Newmark & Hall)

در اواخر دهه شصت میلادی، نیومارک و هال یک شکل سه بخشی را برای نمایش طیفهای طراحی نرمال شده بر روی کاغذ لگاریتمی سه طرفه پیشنهاد نمودند که از سه ضریب ثابت در حوزه های فرکانس بالا، متوسط و پائین طیف (به اصطلاح حوزه شتاب، حوزه سرعت، حوزه تغییر مکان) (جدول ت ۱-۱۰)، همراه با مقادیر اوج شتاب ، سرعت و تغییر مکان زمین به ترتیب برابر ۱/۰g 36in, 48in/sec, استفاده نمودند. ارزیابی اولیه نیومارک و هال از ضرایب، مبتنی بر بررسی ۲۸ شتابنگاشت ثبت شده در خاکهای آبرفتی بود. اوجهای طیفی (جنبش بزرگنمائی شده)، که از ضرب سه کمیت جنبش زمین در ضرایب بزرگنمایی مربوطه به دست می آیند، روی یک نمودار سه جانبه در شکل (ت ۱-۱) ارائه شده اند. تغییر مکان طیفی، سرعت طیفی و شتاب طیفی به ترتیب به موازات بیشینه تغییر مکان زمین، بیشینه سرعت زمین و بیشینه شتاب زمین رسم می شوند.



شکل (ت ۱-۱) : طیف نرمال شده (نیومارک – هال)

فرکانس های واقع بین تقاطع حوزه تغییر مکان طیفی با سرعت طیفی و سرعت طیفی با شتاب طیفی، به همراه دو ناحیه مجاور آن سه منطقه بزرگنمائی شده طیف را تعریف می کنند. در فرکانس نزدیک به ۶ هرتز شتابهای طیفی رو به پائین به سمت بیشینه شتاب زمین میل می کنند. فرض شده است که شتاب طیفی مربوطه به ۲٪ میرایی، بیشینه شتاب زمین را در حدود فرکانس ۳۰ هرتز قطع می کند. خطوط شیب دار شتاب طیفی نرمال شده برای سایر مقادیر میرایی به موازات خط یاد شده رسم می شوند. با میزان کردن کمیت های بزرگنمایی طیف طراحی نرمال شده به نسبت شتاب طراحی در ساختگاه مورد نظر، می توان از آنها در طراحی استفاده کرد. در شکل (ت۱-۲) طیف طراحی برای PGA= ۰/۵ g و میرایی ۵٪ مشاهده می گردد.

نیومارک و هال توصیه کردند که در صورت نبود اطلاعات دیگر، نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین PGV/PGA برابر 48in/sec/g (122 cm/sec/g) برای خاک و 36in/sec/g (92 cm/sec/g) برای زمینهای سنگی اختیار شود. به علاوه برای اطمینان از اینکه طیف، دارای یک پهنای فرکانس کافی برای پوشاندن زمین لرزه های گوناگون می باشد، توصیه کردند که نسبت $PGA.PGD/PGV^2$ برابر ۶ در نظر گرفته شود. نسبتهای PGV/PGA و $PGA.PGD/PGV^2$ برای به دست آوردن سرعت و تغییر مکان زمین در مواقعی که تنها PGA در دسترس باشد، استفاده می شوند. این مقادیر یعنی PGV و PGD در مقدارهای بزرگنمائی به ترتیب در نواحی فرکانس میانی و فرکانس پائینی ضرب می شوند تا طیف طرح ساختگاه به دست آید.

- طیف های طرح با خطر ثابت

برای ترسیم طیف های با خطر ثابت باید مراحل زیر طی شود :

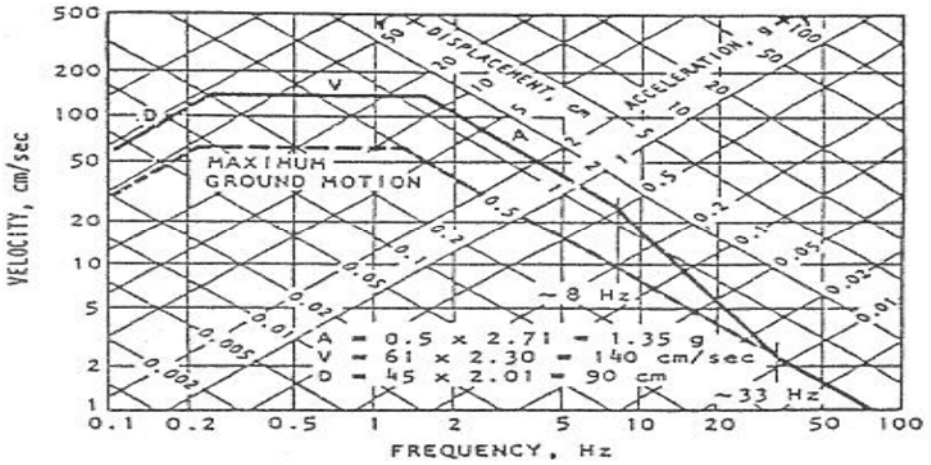
الف : بیشینه شتاب زمین در محل ساختگاه (برای سطح خطر مورد نظر، سطح خطر-۱ یا سطح خطر-۲) برآورد گردد.

ب : جنس خاک در محل ساختگاه در نظر گرفته می شود و براساس نوع زمین (سنگی یا آبرفتی) دسته ضرائب تقویت مربوط انتخاب گردد.

ج : براساس سطح مورد نظر (میانگین یا میانگین به علاوه انحراف معیار) برآورد مقدارهای طیفی برای میرایی های مختلف مثلاً از جدول (ت۱-۱۰) صورت گیرد.

براساس برآوردهای خطر با رهیافت احتمالی نسبت به تهیه نقشه های شتاب طیفی و طیف های با خطر ثابت اقدام می شود. در برآورد خطر با رهیافت احتمالی مراحل زیر باید به ترتیب صورت گیرد :

الف- ابتدا با شناسائی گسلهای منطقه و بررسی لرزه خیزی به تعیین پهنه های چشمه های لرزه زا اقدام گردد.



شکل (ت ۱-۲) : طیف نرمال شده برای PGA=۰/۵g و میرایی % 5

جدول (ت ۱-۱۰) : مقادیر ضرایب تقویت*

ضریب میرایی (٪)	میانگین			صدک ۸۴ ام		
	F_d	F_v	F_a	F_d	F_v	F_a
۰/۵	۲/۰۱	۲/۵۹	۳/۶۸	۳/۰۴	۳/۸۴	۵/۱۰
۱	۱/۸۲	۲/۳۱	۳/۲۱	۲/۷۳	۳/۳۸	۴/۳۸
۲	۱/۶۳	۱/۰۳	۲/۷۴	۲/۴۲	۲/۹۲	۳/۶۶
۳	۱/۵۲	۱/۸۶	۲/۴۶	۲/۲۴	۲/۶۴	۳/۲۴
۵	۱/۳۹	۱/۶۵	۲/۱۲	۲/۰۱	۲/۳۰	۲/۷۱
۷	۱/۲۹	۱/۵۱	۱/۸۹	۱/۸۵	۲/۰۸	۲/۳۶
۱۰	۱/۲۰	۱/۳۷	۱/۶۴	۱/۶۹	۱/۸۴	۱/۹۹
۲۰	۱/۰۱	۱/۰۸	۱/۱۷	۱/۳۸	۱/۳۷	۱/۲۶

* به نقل از نیومارک و هال

ب- رابطه کاهندگی طیفی (رابطه ای که درآن مقدارهای شتاب و پارامترهای بزرگا و فاصله از گسل بر اساس زمان تناوبهای مختلف قابل محاسبه باشد) به تحلیل خطر زلزله با رهیافت احتمال پرداخته می شود.

ج – نقشـه های پهنه بندی شتاب برای یک دوره بازگشت خاص و در زمان تناوبهای مورد نظر (مثلاً ۰/۱ ، ۰/۲ ، ۰/۳ ، ۰/۵ ، ۲ ثانیه) قابل ارائه می باشد.

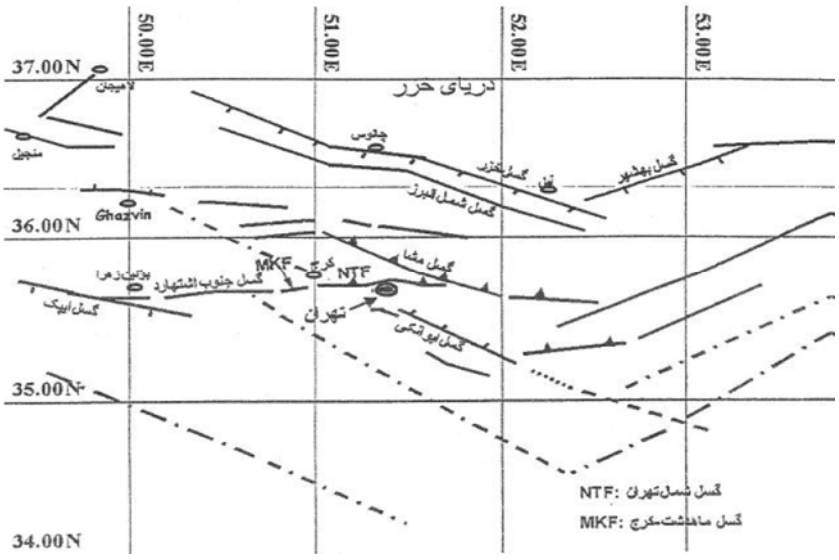
د – براسـاس مقدارهای حاصـلهٔ شـتاب طیفی (مقدارهای شتاب که برای زمان تناوبهای خاص به دست آمده اند) در محل های موردنظر (یک یا چند مختصـات جغرافیائی خاص) می توان تغییرات شـتاب طیفی را برای زمان تناوبهای مختلف نشان داد. به چنین نموداری طیف با خطر ثابت می گویند.

در اینجا مثالی از مراحل یاد شده فوق برای برآورد طیف با خطر ثابت برای ناحیه تهران ارائه می گردد.

در شکل (ت ۱–۳) گسلهای ناحیه تهران و پیرامون به شعاع بیش از ۱۰۰ کیلومتر نشان داده شده است. همانطور که در این شکل مشـخص است فقط گسلهای بنیادی ارائه شده اند (گسلهایی که بیش از ۱۰ کیلومتر طول دارند) و همچنین به عنوان گسل کوارترنر (گسـل جوان که احتمال فعالیت آن می رود) شـناخته می شـوند. در شـکل (ت ۱–۴) پهنه های چشـمه های لرزه زا در ناحیه تهران براسـاس گسلهای ارائه شده در شکل (ت ۱–۳) و همچنین لرزه خیزی ناحیه مشخص شده اند. همانطور که در این شکل آمده است، چشمه های لرزه زا به صورت «پهنه» ارائه شده اند چرا که لرزه خیزی در ناحیه پیرامون هر گسل بزرگ چندین گسل کوچکتر که به صورت قطعه ای به موازات یا به دنبال هم و در نزدیک آن گسل بزرگ واقع بوده اند، قابل اطلاق می باشد. براساس رابطه کاهندگی طیفی که به صورت زیر معرفی می شود مقدارهای شتاب طیفی S_a بدست می آید.

$$\log S_a\ (T) = a(T)\ .M + b\ (T)\ X - \log X + C_i(T)\ .S_i + \sigma_i(T)\ .P \qquad (ت۱–۲)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی ، M بزرگای زلزله ،X فاصله تا کانون زلزله (به نحوی که $X = \sqrt{d^2 + h^2}$ ، d فاصله سطحی تا گسل و h ژرفای کانونی قابل اطلاق به هر بزرگا روی گسل) و Ci ضریب خاک و σi ضریب انحراف معیار می باشد. این ضرائب برحسب زمان تناوب های مختلف (مثلاً ۰/۱ ، ۰/۲ ، ۰/۳ ، ۰/۵ ، ۱ و ۲ ثانیه) در دسترس است و شتاب طیفی برای زمان تناوب مورد نظر را می توان به دست آورد، مثلاً برای زمان تناوب ۰/۱ ثانیه رابطه فوق را باید به صورت زیر نوشت :

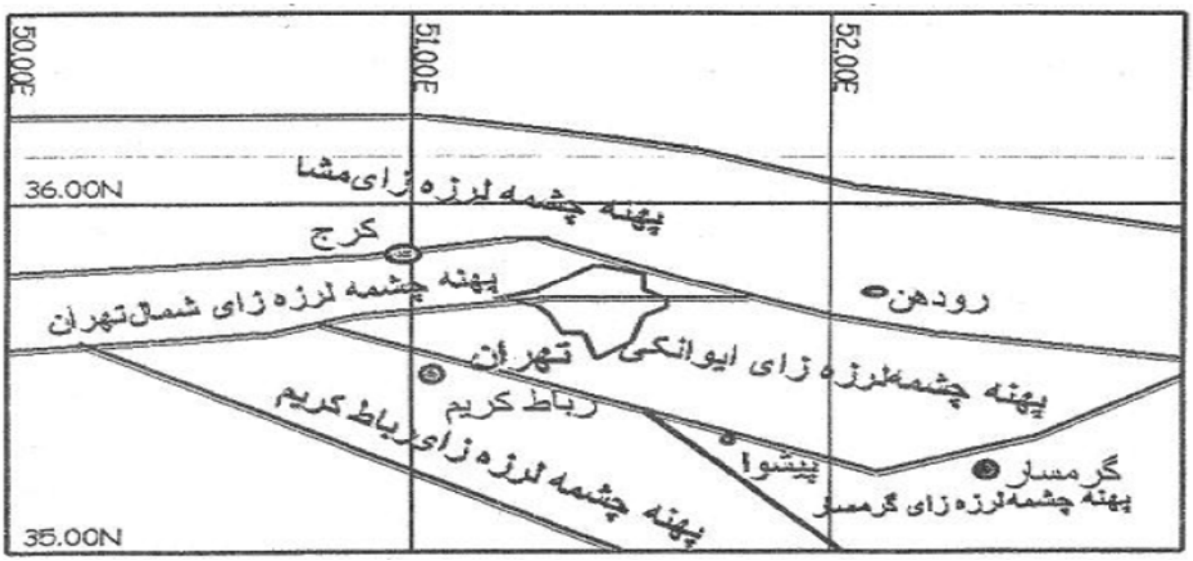


شکل (ت ۱-۳) : گسلهای بنیادی ناحیه تهران

$$\log S_a\ (0.1) = a(0.1)M + b(0.1)X - \log X + C_i(0.1)\ S_i + \sigma_i(0.1)\ .\ P \qquad \text{(ت ۱-۳)}$$

با قراردادن ضـرایب c, b, a و σ که برای ۰/۱ ثانیه برآورد شـده اند، S_a برای ۰/۱ ثانیه به دست می آید. نتیجه چنین برآوردی برای سـطح دوره بازگشـت ۴۷۵ سـال در زمان تناوبهای ۰/۱ ، ۰/۲ ، ۰/۳ ، ۰/۵ ، ۱ و ۲ ثانیه برای ناحیه تهران (مؤلفه های افقی و قائم) در شکل های (ت ۱-۵ و ت ۱-۶) با استفاده از رابطه های به دست آمده برای ایران (۱۹۹۹) ارائه شده است.

همچنین برای ۳ نقطه انتخابی در شهر تهران (در بخش های شمالی- مرکزی و جنوبی تهران، به مختصات های ۵۱/۴ شرقی و ۳۵/۶ شمالی ، ۵۱/۴ شرقی و ۳۵/۷ شمالی ، ۵۱/۴ شرقی و ۳۵/۸ شمالی)



شکل (ت ۱-۴) : پهنه های چشمه های لرزه زا در ناحیه تهران

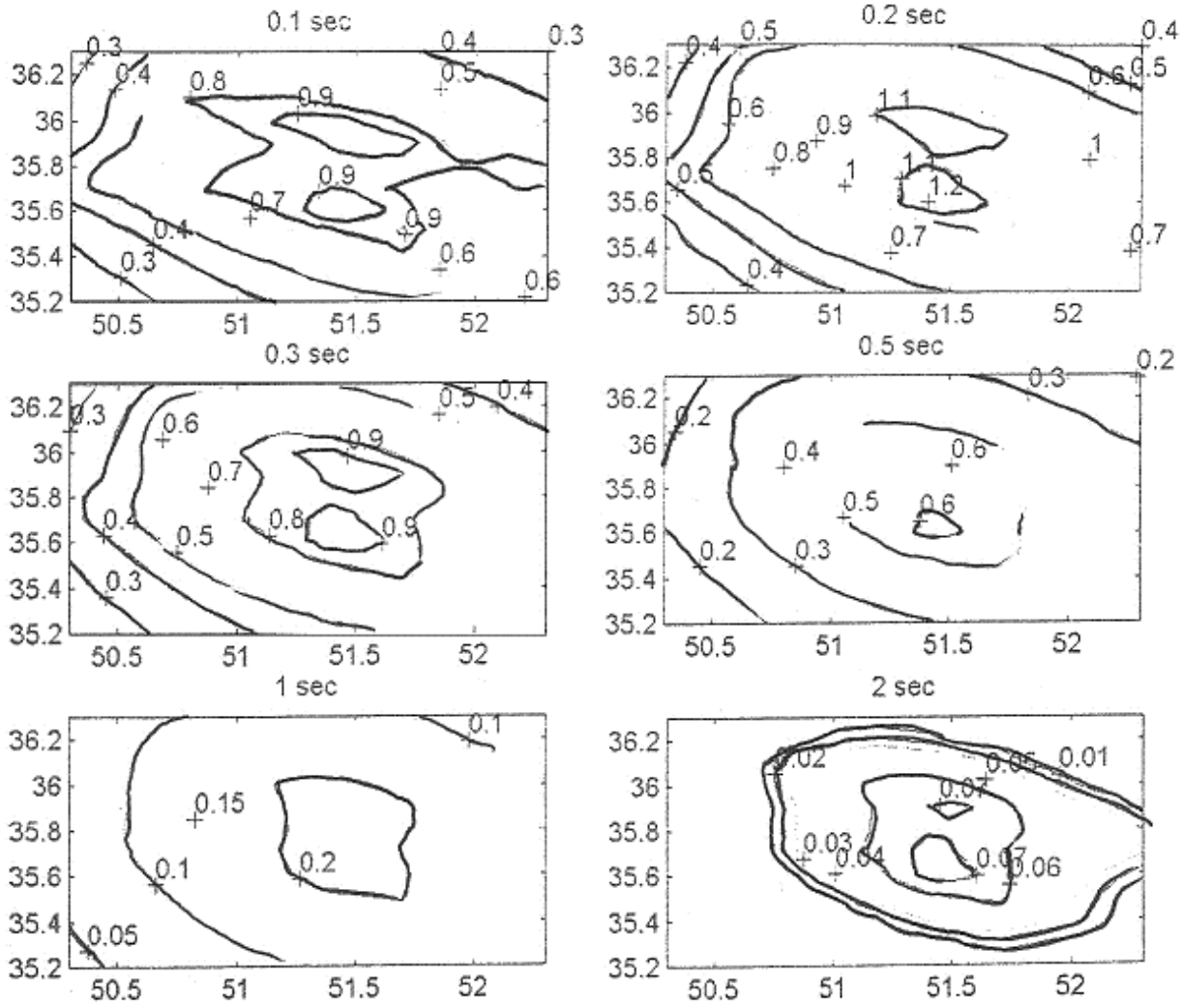
طیف های با خطر ثابت در شـکل (ت ۱-۷) برای دوره بازگشـت ۴۷۵ سـال با استفاده از رابطه های یاد شده (نتایج ارائه شده در شکلهای (ت ۱-۵ تا ت ۱-۶) ارائه شده است.

ت ۱-۷-۲-۲-۲-طیف طرح آماری

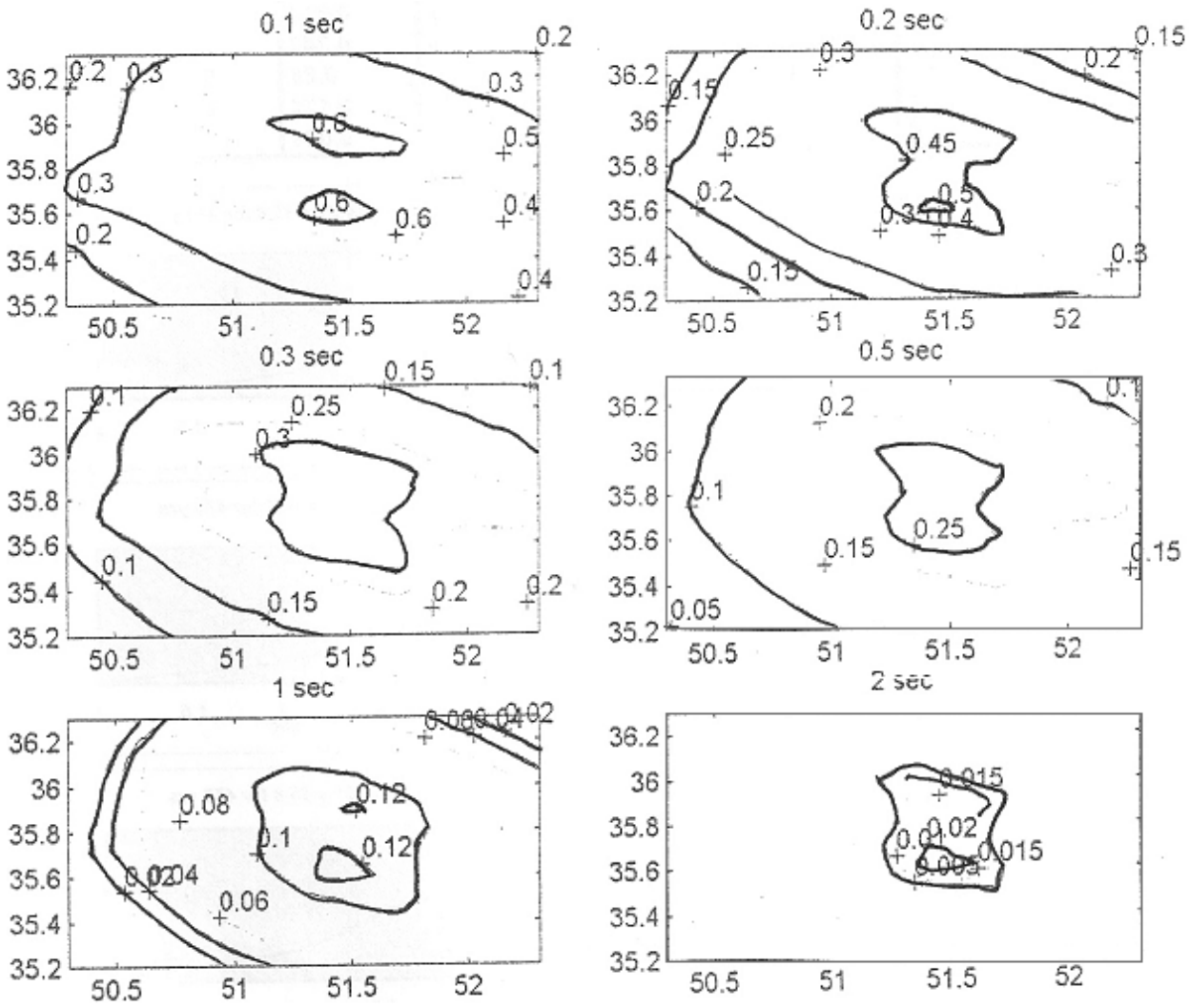
ت ۱-۷-۳-انتخاب شتاب نگاشت سازگار با خطر زلزله

در توسـعه جنبشـهای ویژه ساختگاه ها و شتابنگاشت‌ها باید در نظر داشت که ویژگی جنبش شدید زمین هم براساس مشخصات زمین سـاختی و هم بر اساس مشخصات خاک محل ساختگاه می تواند تحت تأثیر قرار گیرد. از ویژگیهای مهم در مورد ساختمانهای با زمان تناوب بلند این است که جنبش حوزه نزدیک می تواند موجب پالس های زمان تناوب بلند گردد. باید توجه داشت که بر روی سـاختگاههای سـنگی جنبش فرکانس بالاتر خواهد بود (و هرچه ساختگاه سخت تر باشد این ویژگی فرکانس بالا بیشتر خواهد شد). جنبش نیز با بزرگا و فاصله از سرچشمه زمین ساختگاه مربوط است.

برای تحلیلهای غیرخطی تعداد تاریخچه زمانی های مورد نیاز نسبت به تحلیلهای خطی بیشتر است. چرا که پاسخهای غیرخطی ساختمان بیش از پاسخهای خطی به ویژگیهای جنبش زمین و ویژگیهای محتوی طیفی پاسخ حساس است. بنابراین پاسخهای غیرخطی می تواند تحت تأثیر دوام، ویژگیهای فازی شدن و توالی پالس های جنبش شدید زمین قرار گیرد.

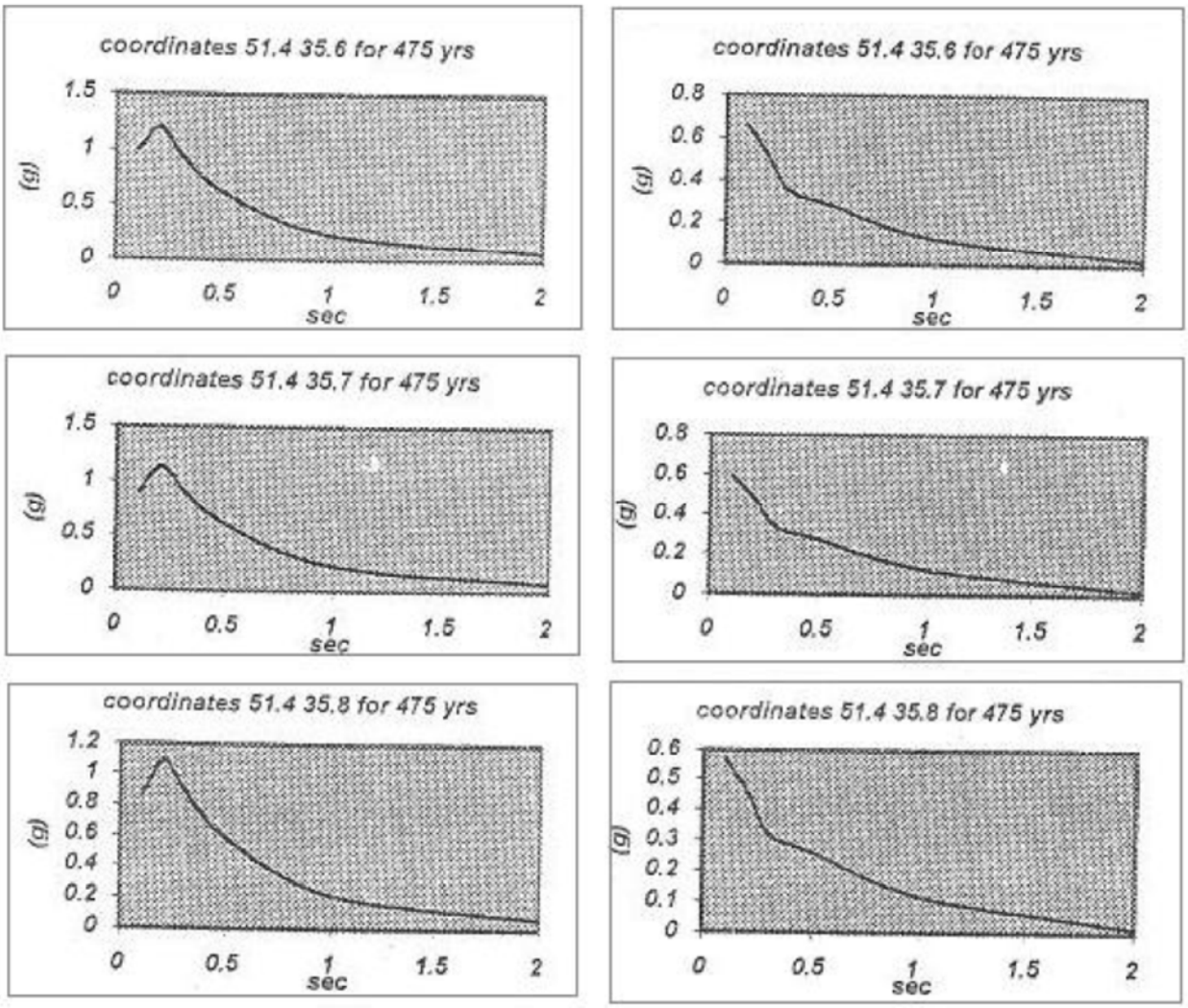


شکل (ت ۱-۵) : نقشه های شتاب طیفی برای زمان تناوب ۰/۱ ، ۰/۲ ، ۰/۳ ، ۰/۵ ، ۱ و ۲ ثانیه برای ناحیه تهران (مؤلفه افقی – رابطهٔ ایران – ۱۹۹۹) در دوره بازگشت ۴۷۵ سال



شکل (ت ۱-۶) : نقشه های شتاب طیفی برای زمان تناوب ۰/۱ ، ۰/۲ ، ۰/۳ ، ۰/۵ ، ۱ و ۲ ثانیه برای ناحیه تهران (مؤلفه قائم – رابطهٔ ایران – ۱۹۹۹) در دوره بازگشت ۴۷۵ سال

Iran H 475 yrs				Iran V 475 yrs			
Sec	51.4 35.6	51.4 35.7	51.4 35.8	Sec	51.4 35.6	51.4 35.7	51.4 35.8
0.1	0.998	0.902	0.859	0.1	0.658	0.596	0.567
0.2	1.201	1.135	1.088	0.2	0.512	0.481	0.457
0.3	0.962	0.924	0.886	0.3	0.349	0.334	0.318
0.5	0.616	0.601	0.577	0.5	0.28	0.272	0.258
1	0.229	0.225	0.215	1	0.124	0.122	0.116
2	0.073	0.072	0.069	2	0.024	0.02	0.016



شکل (ت ۱-۷) : طیف های با خطر ثابت برای دوره بازگشت ۴۷۵ سال بر اساس رابطه های کاهندگی طیفی در سه نقطه تهران (در بخش های شمالی، مرکزی و جنوبی شهر) - مؤلفه های افقی : ستون سمت چپ ، قائم : ستون سمت راست

ت ۱-۷-۴-تحلیل خطر

به منظور انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه پس از شناسائی گسلهای اطراف ساختگاه (حداقل به شعاع ۱۰۰ کیلومتر) و تعیین پارامترهای لرزه خیزی و انتخاب رابطه های مناسب کاهندگی برای محل مورد مطالعه، برآورد خطر انجام می شود. این برآورد با استفاده از دو رهیافت تعینی و احتمالی صورت می گیرد.

در رهیافت تعینی براساس انتخاب بزرگا و رابطه کاهندگی و با در نظر گرفتن فاصله گسل تا ساختگاه مورد نظر به برآورد شتاب حداکثر می پردازیم.

در رهیافت احتمالی با استفاده از روشهای آماری به برآورد سطحهای خطر مختلف برای دوره بازگشت مشخص (درصد احتمال در عمر مفید سازه) می پردازیم.

مراحل تحلیل خطر ویژه ساختگاه

رهیافت احتمالی به ترتیب مراحل زیر انجام می شود این مراحل در شکل (ت ۱-۸) نشان داده شده اند.

مراحل کلی تحلیل خطر عبارتند از :

- تعیین چشمه های لرزه ای یا موثرترین چشمه لرزه ای در ایجاد خطر و مدلسازی آنها به صورت خطی و یا سطحی
- تعیین تابع چگالی احتمال فاصله ساختگاه از چشمه لرزه ای

(تابع توزیع احتمال رخداد بزرگاهای مختلف را می‌توان از رابطه گوتنبرگ – ریشتر به دست آورد.)

$$F_M(m) = P(M \le m | m_{\max} > M > m_{\min}) = \frac{N_{m_{\min}} - N_m}{N_{m_{\min}} - N_{m_{\max}}} = \frac{\lambda_{m_{\min}} - \lambda_m}{\lambda_{m_{\min}} - \lambda_{m_{\max}}} = C(1 - e^{-\beta(m - m_{\min})}) \qquad \text{(ت ۱-۴)}$$

- تعیین تابع چگالی احتمال بزرگی زلزله محتمل در پهنه یا ساختگاه مورد نظر
- انتخاب روابط کاهندگی مناسب و سازگار با لرزه زمین ساخت منطقه
- برآورد احتمالی خطر با منظور نمودن عدم قطعیت های ذاتی و تصادفی و محاسبه منحنی خطر (پارامتر شتاب طیفی زلزله بر حسب احتمال وقوع سالیانه در زمان تناوبهای مختلف)

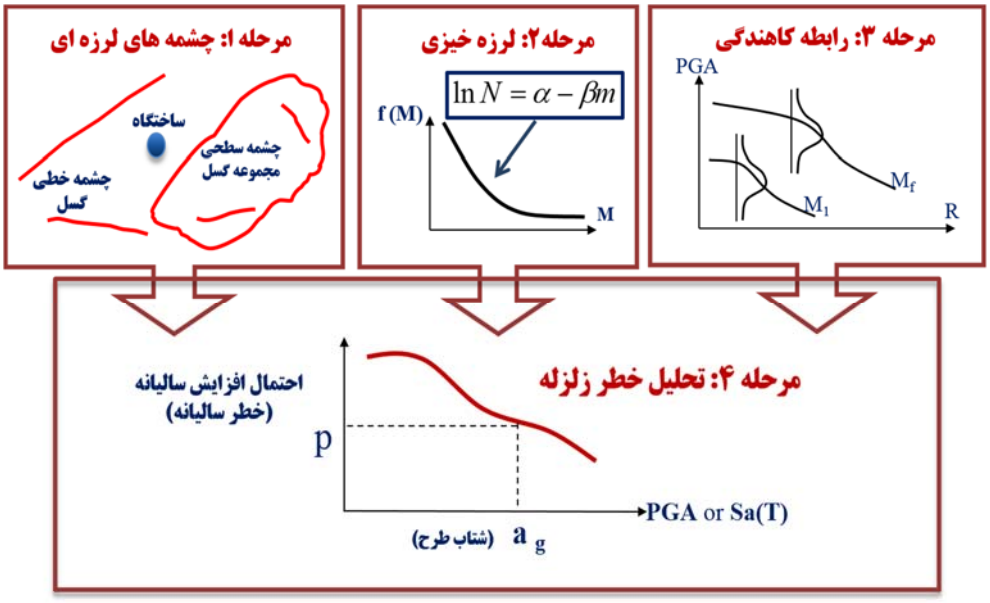
با در دست داشتن تابع چگالی احتمال بزرگای هر چشمه ($f_M(m)$)، تابع چگالی احتمال فاصله نقطه آغاز گسلش زمین تا محل ساختگاه ($f_R(r)$) و تابع توزیع احتمال رخداد سطوح مختلف شدت لرزه‌ای به شرط رخداد بزرگای m در فاصله r از ساختگاه، $P(IM > x) | m, r)$ ، می‌توان احتمال فراگذشت پارامتر جنبش زمین از یک سطح مشخص را از رابطه زیر به دست آورد :

$$P(IM > x) = \sum_{i=1}^{n_{sources}} \lambda(M_i > m_{\min}) \int_{m_{\min}}^{m_{\max}} \int_{o}^{r_{\max}} P(IM > x) | m, r) f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) dr dm \qquad \text{(ت ۱-۵)}$$

- در رابطه فوق، $\lambda(M_i > m_{\min})$ نرخ رخداد زلزله‌های بزرگتر از $m_{\min}$ برای چشمه i ام است. $P(IM > x)$ احتمال

رخداد سالیانه IM>x است که IM پارامتر جنبش زمین مورد نظر است (مثلاً شتاب حداکثر زمین یا شتاب طیفی در زمان تناوب مشخص و ...) و عکس آن بیانگر دوره بازگشت رخداد زلزله‌های بزرگتر از آن است. $n_{sources}$ تعداد چشمه‌های منظور شده است. شایان ذکر است که عبارت $P(IM > x)|m,r$ از رابطه کاهندگی انتخابی به دست می‌آید.

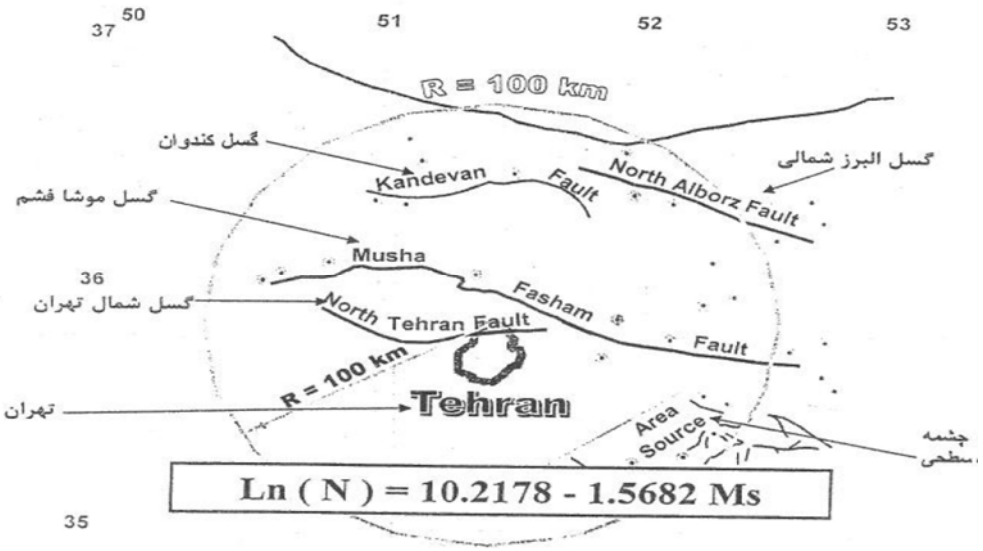
- تعیین پارامتر شتاب حداکثر زمین در سطح مدنظر و نیز طیف خطر یکنواخت



شکل (ت ۱-۸) : گام های اصلی تحلیل خطر

۱. تعیین گسلهای فعال به شعاع R کیلومتری از ساختگاه

R بر حسب نوع ساختگاه و سازه ای که درآن ساخته خواهد شد، تعیین می گردد. برای ساختمانهای مهم R=150km برای ساختمانهای معمولی R=100km می باشد . تعیین گسلهای فعال یک منطقه باید با نظر متخصص تکتونیک باشد. نمونه ای از این کار در شکل (ت ۱-۹) مشخص است.



شکل (ت ۱-۹) : تعیین گسلهای فعال به شعاع ۱۰۰ کیلومتر در اطراف تهران

۲. لرزه خیزی

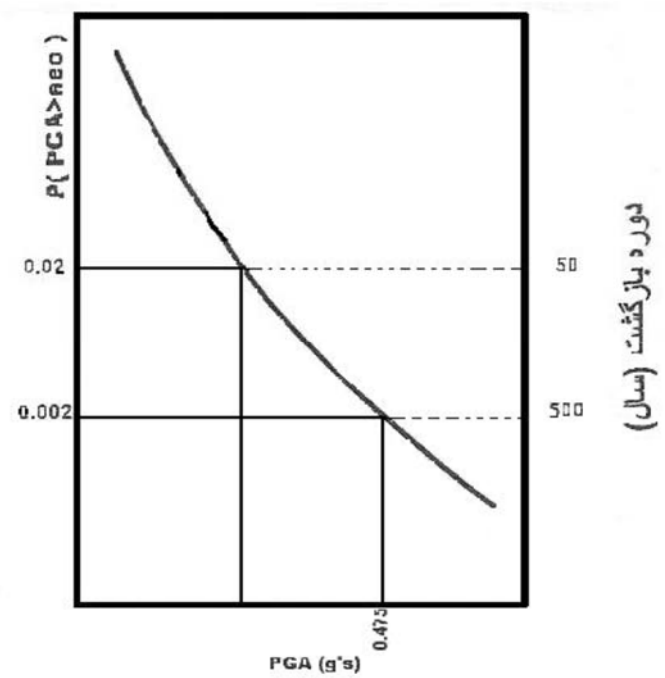
براسـاس سـابقه لرزه خیزی منطقه و با توجه به بررسـی های آماری داده های موجود از منطقه، پارامترهای لرزه خیزی برای هر گسـل فعال یا هر چشـمه لرزه زای ناحیه ای مشـخص می گردد. ضرائب رابطه دوره بازگشت بزرگا برای هر ناحیه برآورد می گردد. (نظیر شکل ت ۱-۹)

۳. انتخاب رابطه کاهندگی

انتخاب رابطه کاهندگی باید از میان رابطه های تهیه شده برای منطقه مورد مطالعه یا هر رابطه دیگری که متناسب با شرایط این منطقه باشد، صورت گیرد. رابطه کاهندگی برای ایران مطابق مدل زیر ارائه شده است :

$$\log A = a.M + b.X - \log X + C_i S_i + \sigma_i P \qquad (ت\ ۱-۶)$$

که در آن M بزرگا، X فاصله تا کانون زلزله، S رده ساختگاه (از یک تا چهار) است و a و b و c به ترتیب ضرائب بزرگا، فاصله و ساختگاه و σ انحراف معیار می باشد.



شکل (ت ۱-۱۰) : منحنی خطر براساس احتمال وقوع (یا دوره بازگشت به سال)

برای سطوح مختلف خطر براساس شتاب حداکثر

۴. تحلیل خطر

از ترکیب احتمالاتی مراحل ۱ و ۲ و ۳ ، منحنی خطر برای پارامتر طراحی (شـتاب، شـدت، شـتاب طیفی و ...) برآورد می شـود. منحنی خطر در شکل (ت ۱-۱۰) نشان داده شده است.

تفسیر فصل ۲

گردآوری مدارک و اطلاعات، شناخت وضع موجود

ت ۲-۱- محدوده کاربرد

تفسیر ندارد.

ت ۲-۲- اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

پیش از ارزیابی ساختمان و ارائه طرح بهسازی، تا آنجا که ممکن است باید مشخصات ساختمان موجود که مستقیماً با عملکرد آن هنگام زلزله ارتباط دارد جمع آوری شود. برای این منظور از روش‌های زیر می‌توان استفاده نمود :

۱- بازدید محلی از ساختمان و منطقه احداث آن.

۲- جمع آوری مدارک فنی موجود شامل مدارک طراحی ساختمان، گزارش‌ها، تعمیرات و تغییرات احتمالی، آزمایشهای خاک و مصالح، نقشه های اجرایی و دستور کارهای حین اجرا.

۳- جمع آوری دستورالعمل ها و آئین نامه های معمول در زمان اجرای ساختمان.

۴- انجام آزمایشهای غیر مخرب و مخرب برای دستیابی به مشخصات اجزای سازه و مصالح ساختمان.

۵- مصاحبه با صاحب ساختمان، ساکنین، سرایداران، طراح سازه و معماری و پیمانکاران برای کسب اطلاع بیشتر از ساختمان و تاریخچه آن.

در مواردی که مدارک فنی کاملی هم در اختیار باشدلازم است انطباق آنها با آنچه اجرا شده است در نقاطی از ساختمان با بازدید محلی و برداشتن نازک کاری ها بررسی شود. برای این منظور باید ابتدا برنامه ریزی کاملی با استفاده از تحلیل های اولیه انجام شود تا حداقل نقاط مناسب برای برداشتن نازک کاری ها و انجام آزمایشهای مخرب یا غیر مخرب تعیین گردد.

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

بررسی پیکربندی ساختمان به منظور شناخت سیستم سازه‌ای و تعیین اعضای باربر جانبی صورت می گیرد. این اعضا ممکن است اعضای اصلی سازه (نظیر مهاربندها، دیوارهای برشی و تیرهای خمشی) اعضای غیر اصلی سازه نظیر تیرها با اتصال مفصلی و یا اعضای غیر سازه ای (نظیر تیغه ها و جداگرها) باشند. هر چند در طراحی سازه انتقال بارهای جانبی بر عهده اعضای اصلی سازه فرض می شود اما در عمل ممکن است اعضای غیراصلی و حتی اعضای غیر سازه ای نیز در انتقال بارهای جانبی مؤثر باشند. به همین جهت ممکن است رفتار واقعی سازه با آنچه در طراحی پیش بینی شده است اختلاف داشته باشد.

مثلاً اعضای غیر اصلی و غیر سازه ای می توانند منجر به نامنظمی ساختمان گردند. همچنین از آنجا که این اعضا معمولاً برای بارهای جانبی طراحی نشده اند در هنگام زلزله دچار خرابی شده و مسیر انتقال بارهای جانبی را مختل می سازند. به همین جهت شناسایی این اجزاء در بازدید محلی یا با استفاده از مدارک موجود در برآورد صحیح رفتار سازه می تواند مفید باشد.

برای پیش بینی صحیح رفتار سازه هنگام زلزله لازم است نوع و نحوه رفتار اعضای آن (نظیر تیرها، ستون‌ها و دیافراگم‌ها) نیز شناسایی شود. برای این منظور باید مشخصات مقطع و نحوه اتصال هر یک از اعضاء به سازه شناسایی شود.

ت ۲-۲-۲- مشخصات مصالح

مشخصات مصالح شامل کرانه پائین مقاومت و مقاومت مورد انتظار اعضای سازه به منظور تعیین ظرفیت باربری (کرانه پائین ظرفیت اعضا و ظرفیت مورد انتظار) و ظرفیت تحمل تغییر شکل اعضا باید برآورد شود تا با استفاده از آن حداکثر نیرویی که هر عضو می تواند تحمل کند یا به اعضای دیگر سازه منتقل نماید تعیین شود. برآورد ظرفیت تحمل تغییر شکل نیز برای بررسی وضعیت اعضاء هنگامی که تغییر شکل سازه به آنها تحمیل می گردد ضروری است.

ت ۲-۲-۳- مشخصات پی و ساختگاه

مشخصات پی و ساختگاه واطلاعات ژئوتکنیکی را می توان از مدارک طراحی یا نقشه های اجرایی پی استخراج نمود. همچنین می توان از اطلاعات موجود از نقاط اطراف محل ساختمان استفاده کرد. اطلاعات ژئوتکنیکی باید شامل اطلاعات لازم برای بررسی پایداری خاک از نظر استعداد لغزش یا روانگرایی و نیز آثار ناشی از تغییر تراز سطح زمین به واسطه ساخت و سازهای اطراف ساختمان باشد. همچنین در بازدید محلی باید به ترکهای احتمالی ایجاد شده در ساختمان به عنوان نشانه ای از ضعف باربری پی ها توجه داشت.

ت ۲-۲-۴- ساختمانهای مجاور

هرچند ساختمانها معمولاً مستقل از ساختمانهای مجاور آنها طراحی می شوند. اما در مواردی که ساختمانها نزدیک یا در تماس با هم ساخته شده باشند رفتار آنها هنگام زلزله نمی تواند مستقل از هم باشد. همچنین در ساختمانهایی که به دلیل بزرگی ابعاد یا اختلاف ارتفاع دارای درز انقطاع می باشند چنانچه فاصله درز به اندازه کافی در نظر گرفته نشده باشد احتمال برخورد دو بخش ساختمان و تخریب موضعی یا حتی کلی وجود دارد. برای بررسی اندرکنش ساختمانهای مجاور هم، لازم است رفتار هر یک هنگام زلزله مورد بررسی قرار گیرد. برای این منظور لازم است در صورتی که بین دو ساختمان اجزاء مشترکی وجود دارد، شناسایی شود و میزان تغییر مکان جانبی هر یک از دو ساختمان برآورد گردد. ممکن است دسترسی به اطلاعات لازم از ساختمان مجاور به دلیل آنکه در مالکیت شخص دیگری است میسر نباشد. در این صورت لازم است بر مبنای فرضیات و مشخصات ظاهری ساختمان اطلاعات مورد نظر حدس زده شود.

ت ۲-۲-۴-۱- برخورد ساختمانهای مجاور

اگر ساختمان‌هایی که دارای ارتفاع یکسان هستند و ارتفاع طبقات مساوی دارند وکف‌ها در یک تراز می باشند، به هم کوبیده شوند، کف‌ها با هم برخورد خواهند داشت، که معمولاً این برخورد به عناصر غیر سازه ای آسیب می رساند، اما در صورتی که طبقات هم تراز نباشند، کف‌ها با ستونهای ساختمان مجاور برخورد داشته و می تواند باعث آسیب سازه ای گردد.

در ساختمان‌هایی که دارای ارتفاع متفاوت هستند، ساختمان کوتاهتر به عنوان تکیه گاه برای ساختمان بلندتر عمل نموده و بار ناگهانی بر ساختمان کوتاه تر اعمال خواهد شد، که آسیب گسترده ای در آن ایجاد خواهد کرد.

هنگامی که فاصله دو ساختمان مجاور از یکدیگر، کمتر از درز انقطاع تعیین شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ ایران باشد، هنگام زلزله و ایجاد تغییر مکان جانبی در هر یک از دو ساختمان، برخورد آنها به یکدیگر و ایجاد خرابی موضعی یا کلی ساختمانها محتمل است. در این دستورالعمل فاصله مناسب برای درز انقطاع مطابق استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته می شود. در این صورت حتی اگر دو ساختمان در فاز مقابل یکدیگر ارتعاش کنند پیش بینی می شود ضربه ای به یکدیگر وارد نسازند.

در صورتی که فاصله مناسب بین دو ساختمان وجود نداشته باشد و در طرح بهسازی نیز چنین فاصله ای ایجاد نگردد، احتمال برخورد دو ساختمان وجود خواهد داشت. در این صورت به دلیل ایجاد خرابیهای موضعی در محل برخورد و خرابی اجزاء غیرسازه ای و ایجاد ارتعاشات با تواتر بالا، بهسازی ساختمان هیچگاه نمی تواند در سطح بهسازی ویژه قرار گیرد، به همین جهت لازم است قبل از اقدام به بهسازی اجزای ساختمان به این نکته توجه شود.

ت ۲-۲-۴-۲- اجزای مشترک بین ساختمانها

اجزای مشترک بین ساختمانها مانند دیوار مشترک بین دو ساختمان می تواند به دو دلیل خطرناک باشد.

۱- ممکن است هنگام وقوع زلزله، یکی از ساختمانها عضو مشترک را با خود جابجا کرده و از ساختمان دیگر جدا کند و منجر به خرابی بخشی از آن ساختمان شود.

۲- هرگاه هر دو ساختمان به صورت واحد عمل کنند، توزیع نیروهای اینرسی نسبت به حالت دو ساختمان مجزا تغییر کرده و لذا ممکن است نیروهای بیشتری از بعضی از اجزای سیستم لرزه بر طلب شود.

خطرات احتمالی ناشی از وجود اجزای مشترک، پس از بررسی باید به اطلاع مالک یا مالکین ساختمان‌ها رسانده شود تا تصمیم مقتضی در این خصوص اتخاذ گردد.

ت ۲-۲-۴-۳- آسیب ناشی از ساختمان مجاور

خطرات ناشی از ساختمان‌های مجاور نظیر سقوط آوار، نشت مواد شیمیایی خطرناک، آتش سوزی یا انفجار که ممکن است در عملکرد ساختمان مورد ارزیابی در هنگام زلزله تاثیر گذار باشند باید بررسی شده و مالک ساختمان را از این خطرات احتمالی مطلع ساخت. در چنین مواردی سخت کردن بخشی از ساختمان که احتمال برخورد با ریزش آوار یا مخاطرات دیگر از ساختمان مجاور را دارد می تواند مفید باشد. به هنگامی که عملکرد استفاده بی وقفه از ساختمان مد نظر باشد این مخاطرات نباید باعث انسداد راه های خروجی ساختمان شود. به منظور ارزیابی اولیه و بررسی پتانسیل‌های خرابی ناشی از سقوط آوار، آتش سوزی و انفجار، اطلاعات کافی باید از ساختمان مجاور جمع‌آوری گردد.

ت۲-۳ - سطوح اطلاعات

ت ۲-۳-۱-کلیات

تفسیر ندارد.

ت ۲-۳-۲-ضریب آگاهی

ضـریب K برای بیان میزان اطمینان از شـناخته شـده بودن ویژگی‌های اجزای سـاختمان در هنگام محاسـبه ظرفیت اجزا، مورد استفاده قرار می گیرد. مقدار این ضریب از آگاهی بدست آمده بر پایه دسترسی به مدارک اصلی ساخت و ساز یا ارزیابی شرایط همراه با آزمایش‌های مخرب یا غیر مخرب بر روی اجزای معرفی شـده، به دست می آید. مقدار این ضریب نشان می دهد که سطح آگاهی حداقل، معمول یا جامع می باشد. ممکن است دسترسی به اطلاعات مورد نیاز برای بهسازی یک ساختمان، به طور کامل میسر نباشد. در این صورت طرح بهسازی بر حسب میزان اطلاعات موجود و با اعمال ضریب آگاهی انجام می شود. هر قدر میزان اطلاعات بیشتر و مأخذ آن معتبرتر باشد ضریب آگاهی بزرگتری انتخاب می شود.

ت ۲-۴-مقاومت مصالح

ت ۲-۵-روش‌های آزمایش برای ارزیابی و مطالعات بهسازی لرزه ای ساختمان ها

ت۲-۵-۱- کلیات

هرچند در اکثر سـاختمانهای متداول مدلسـازی کامپیوتری برای برآورد مشـخصـات دینامیکی ساختمان کفایت می کند، در مورد برخی از سـاختمانهای خاص مناسب است با انجام آزمایش ارتعاش اجباری یا محیطی نسبت به برآورد مشخصات دینامیکی ساختمان (زمان تناوب و نسبت میرایی) اقدام نمود. این امر عموما برای صحت سنجی و کالیبره کردن مدلسازیهای کامپیوتری کاربرد دارد.

در مورد همه ساختمانها برآورد اطلاعات مربوط به مشخصات مصالح اهمیت ویژه ای داشته که می تواند در اقتصاد طرح تاثیرگذار باشد.

ت۲-۵-۲- تعیین خصوصیات لرزه‌ای ساختمان

در صورت نیاز به افزایش قابلیت اطمینان مدلهای کامپیوتری در ساختمان های خاص، از آزمایش های تعیین خصوصیات لرزه ای استفاده می شود. این آزمایش ها به دو دسته اصلی استفاده از ارتعاشات اجباری یا استفاده از ارتعاشات موجود محیطی برای ثبت پاسخ های دینامیکی تقسیم می شود. استخراج زمان های تناوب و نسبت های میرایی مودهای مختلف ساختمان با پردازش داده های ثبت شده و با کمک نرم افزارها و روش های استاندارد انجام پذیر است.

ت۲-۵-۳- تهیه مشخصات مصالح به کار رفته در ساختمان

گسـتره آزمایش‌های در محل مورد نیاز برای مصـالح و ارزیابی شرایط به میزان دسترسی و صحت مدارک مربوط به اجرا و چون سـاخت، کیفیت مصـالح استفاده شده واجرای عملیات ساخت و ساز و شرایط فیزیکی سازه بستگی دارد. داده ها همچون ویژگی ها و درجه کیفیت مصـالح مورد اسـتفاده در اعضـا و ساخت اتصالات می توانند برای کاهش میزان آزمایش‌های مورد نیاز در محل به طور

موثری مورد استفاده قرار گیرند. توصیه می گردد مهندس طراح نسبت به جستجو و جمع‌آوری کلیه مستندات مربوط به مراحل اجرای ساختمان اقدام نماید.

اجزای فلزی ساختمان شامل ستون ها، تیرها، مهاربندها، اتصالات، تیر پیوند و دیافراگم ها می باشند. ستون‌ها، تیرها و مهاربندها ممکن است از نظر ساخت به وسیله ورق‌ها، نبشی یا ناودانی که به وسیله پرچ، پیچ یا جوش به یکدیگر متصل می شوند، تقویت شوند. احتمال دارد مصالح استفاده شده در ساخت و سازهای قدیمی‌تر از فولاد نرم با مقاومت تسلیم مشخص بین ۲۰۶ تا ۲۴۸ مگاپاسکال باشند. چدن اغلب در ساختمان های بسیار قدیمی از قبل از سال ۱۹۰۰ تا ۱۹۲۰ میلادی، برای ستون ها مورد استفاده می گرفت. چدن به تدریج با فولاد همراه و سپس با فولاد جایگزین شد. ابزارهای اتصال در ساخت و سازهای قدیمی‌تر معمولا پیچ یا پرچ هایی از جنس فولاد نرمه بودند. این ابزار بعدها با پیچ ها یا جوش های با مقاومت بالا جایگزین شدند. عملکرد لرزه ای این اعضا به طور خاصی به شرایط مصالح موجود در محل بستگی دارد.

در انتخاب روش های بهسازی مناسب و روش اجرایی برای ساختمان های تاریخی به منظور حفظ ویژگی های منحصر به فرد آنها باید دقت کافی اتخاذ نمود.

در ساختمانهای بتنی، علاوه بر مقاومت فشاری مشخصه بتن، تنش تسلیم و مقاومت نهایی آرماتورها، بنا به مورد اطلاعات دیگری نیز لازم می شوند. مثلاً در صورت مشاهده خوردگی و خرابی در بتن و یا میلگردها لازم می شود مکانیزم و گستره خرابی مشخص شود تا این مشاهدات و ضعف آن اعضا در مدل تحلیلی هم به نحوی منظور گردند. در صورتی که به دانستن خواص دیگری از مصالح مثلاً مقاومت کششی بتن و یا کربن معادل موجود در میلگردها و نظایر این اطلاعات نیاز باشد، باید روال آزمایش و شناسایی این خواص مطابق استانداردهای معتبر صورت پذیرد.

در صورتی که مهندس طراح ضعفی در بتن مشاهده کند، جهت بالا بردن ضریب اطمینان می تواند در مقدار مقاومت مورد انتظار بتن کاهش بیشتری منظور نماید. نتایج کلیه آزمایش ها باید بررسی شوند تا وجود یکی دو آزمایش با نتایج بسیار متفاوت با بقیه، نتیجه نهایی را تحت تأثیر قرار نداده باشد. در این صورت مهندس طراح می تواند با حذف یکی دو آزمایش با نتایج متفاوت از مجموع آزمایش ها نسبت به اصلاح نتایج و یا انجام آزمایش مجدد اقدام نماید.

در مورد ساختمانهای قدیمی تر، احتمال اینکه آرماتورهای مورد استفاده ساده (غیرآجدار) باشند زیاد است. توصیه می شود در صورت استفاده از اینگونه آرماتورها، مقدار آنها نصف آرماتورهای آجدار معادل فرض شود.

برنامه آزمایش ها برای تعیین مشخصات مصالح می تواند برای سطح اطلاعات جامع یا متعارف بسته به نوع مصالح فولادی، بتنی یا بنایی مطابق ضوابط همین فصل (فصل دو) تعیین شود.

برای تعیین خصوصیات مصالح ساختمان موجود، انجام حداقل تعداد معین شده آزمایش ها روی اعضای اصلی سیستم باربر جانبی ضرورت دارد. حداقل تعداد آزمایش در حالت کلی به عواملی چون نوع و سن ساختمان، ابعاد ساختمان، امکان دسترسی به اعضای سازه، وجود و گستره فرسایش در اعضا، دقت مورد نیاز، مقدار هزینه انجام آزمایش ها و میزان اطلاعات معتبر موجود از مشخصات طراحی و ساخت اولیه ساختمان بستگی دارد.

تأکید آزمایش ها باید روی اعضـای اصلی سیستمهای باربر جانبی و با هدف تعیین مشخصات لازم برای تحلیل سازه باشد. انجام آزمایش روی اعضـای غیر اصـلی سـیسـتم باربر جانبی و سـایر اعضـا در حالت کلی مورد نیاز نمی باشد اما انجام آن می تواند زمینه مدلسـازی تحلیلی مناسـب تری از سـاختمان را فراهم کند. باید توجه شود که تعداد آزمایشهای مشخص شده در بندهای این قسمت بیانگر حداقل تعداد لازم می باشند و اگر برای تعیین دقیقتر شرایط ساخت به تعداد آزمایش بیشتری نیاز باشد، مهندس طراح مشخص خواهدکرد. روند انجام آزمایش ها باید به دقت بررسی شوند تا اطمینان حاصل شود که روند نمونه گیریها و آزمایش ها صحیح بوده و اعداد انتخابی از این آزمایش ها برای مدلسازی تحلیلی مناسب می باشند.

ت۲-۵-۴- آزمایش‌های غیرمخرب

الف: آزمایش های غیر مخرب در اعضا و اجزای فولادی:

برای تعیین آزمایشـهای غیر مخرب جوش می توان به مراجع معتبر نظیر کتاب راهنمای جوش و اتصالات جوش درساختمانهای فولادی انتشارات دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان ۱۳۸۶ (بند ۸-۳) یا نشریات سازمان برنامه و بودجه مراجعه شود.

ب: آزمایش های غیر مخرب در اعضا و اجزای بتنی:

برای تخمین درجای مقاومت فشاری بتن روشهای غیرمخرب و مخرب دیگری نیز موجودند. از جمله می توان به روش فراصوت (ASTM C597)، روش مقاومت نفوذ (ASTM C803)، و روش سـختی سطحی یا برگشت (ASTM C805) اشاره کرد. ولی تا به امروز نتایج این روشها ارتباط محدودی با مقاومت بتن نشان داده و مقدار ضریب تغییرات نتایج آنها نیز عمدتا زیاد می باشد. به این دلایل و نیز به دلیل اینکه هر کدام از این روشـها نیازمند روال کالیبراسیون خاصی می باشند، جایگزینی این روش ها به جای مغزه گیری قابل توصـیه نمی باشـد. در مقابل این روشها می توانند ابزارهای مناسب و کم هزینه ای جهت کنترل یکنواختی مقاومت بتن در قسمتهای مختلف ساختمان باشند.

۲-۵-۵- آزمایش‌های مخرب

الف: آزمایش های مخرب در اعضا و اجزای فولادی:

نمونه برداری باید از نواحی با تنش پائین انجام شود تا اثرکاهش سطح مقطع به حداقل برسد. از مؤثرترین موارد در رفتار ساختمان فولادی مقادیر تنشهای تسلیم و نهایی مصالح فولادی به کار رفته در ساختمان می باشد.

تعیین طاقت شـیاری فولادی و مصالح جوش نیز در مورد اتصالاتی که در حین زلزله تحت تأثیر بارها و تغییر شکلهای چرخه ای قرار می گیرند مهم اسـت. خواص شـیمیایی و متالورژیکی مصـالح، اطلاعات لازم را در مورد سـازگاری مصـالح جوش با فلز مبنا و استعداد پارگی لاملار را مشخص می نمایند.

مرور سـایر خواصـی که می تواند از آزمایش حاصـل شود، مانند صلبیت، ضربه پذیری، ترد شکنی و خستگی، معمولا برای تعیین ظرفیت عضو فولادی لازم نیست اما ممکن است برای ارزیابی مصالح قدیمی تر و نیز اتصالات مورد نیاز واقع گردد.

برای تعیین خواص مصالح و تحلیل عملکرد اتصالات جوشی مقاوم خمشی، نمونه برداری و آزمایش بیشتری لازم است. برنامه آزمایشها می تواند شامل ارزیابی شیمیایی و متالورژیکی فلز مبنا و جوش، تعیین مقاومت مورد انتظار، آزمایش صلبیت و طاقت شیاری (شارپی) فلز مبنا در ناحیه متأثر از حرارت جوش و نیز سایر آزمایشها بسته به پیکربندی خاص اتصال باشد.

ب: آزمایش های مخرب در اعضا و اجزای بتنی:

مهم ترین آزمایش در ساختمان های بتنی مغزه گیری از اعضا می باشد. از جمله استانداردها جهت مغزه گیری می توان به استاندارد ASTM C42/C42M-03(ASTM2003) اشاره نمود روال انجام آزمایش در استانداردهای (ASTM2001) ASTM C39/C39M-01, ASTM C42/C42M-03 و استاندارد (ASTM C496-96ASTM1996) تشریح شده است.

مشخصات فولادهای لوازم اتصال را می توان از طریق آزمایش های شیمیایی و یا آزمایشهای مستقیم کشش یا فشار مطابق ضوابط استانداردی مثل ASTM A370-03 به دست آورد. در صورتی که مقاومت لوازم اتصال در محل آزمایش شود باید ضوابط استانداردی از قبیل ASTM E488-96 رعایت گردد.

کلیه مغزه ها باید حتی المقدور از محلهایی برداشته شوند که فولاد صدمه ای نبیند تا تأثیرات نمونه و مغزه گیری بر رفتار ساختمان به حداقل برسد. در این رابطه استفاده از ردیاب آرماتور می تواند مفید باشد. به طور معمول مهمترین خاصیت مورد نیاز از بتن، مقاومت فشاری مشخصه آن یعنی f_c می باشد.

بعد از مغزه گیری از بتن موجود طبق استانداردی مثل ASTM C42 «روشهای مغزه گیری و آزمایش مغزه های بتنی»، آزمایشهای مختلفی می توان روی مغزه ها انجام داد که باید از استاندارد معتبری مثل ASTM پیروی نماید. در این مورد این استانداردها قابل ذکراند :

C39: روش آزمایش استاندارد برای تعیین مقاومت فشاری استوانه ای بتن.

C496: آزمایش تنش کششی شکافتی (Splitting tensile test) بتن.

C78 و C293: دو روش آزمایش استاندارد برای تعیین مقاومت خمشی بتن.

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

۲-۶-۱- تعیین ویژگی‌ها

۲-۶-۲- مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری

۲-۶-۲-۱- گسلش

ارزیابی پتانسیل خطر گسلش نیازمند کاربرد دقیق مهارتها و روشهایی است که عموماً از تخصص مهندسان ژئوتکنیک خارج است. بدین لحاظ در این بخش به جزئیات این روشها پرداخته نمی شود و در صورت نیاز به چنین بررسی هایی، این مطالعات می بایست توسط متخصصان مربوط انجام شود.

یکی از نکات مهم در مطالعات مربوط به این مخاطره آن است که ساختمانهای واقع بر روی گسلها با توجه به جهت و مقدار تغییر مکان زمین براثر گسلش مورد بررسی قرار گیرند و دیده شود که آیا اساساً بهسازی آنها فایده دارد یا خیر.

۲-۶-۲-۲- روانگرایی

روانگرایی خاک پدیده ای است که در طی آن توده خاک در تراز پایین تر از سطح سفره آب زیرزمینی براثر حرکت شدید زمین در طی زلزله، مقاومت خود را به میزان زیادی از دست می دهد. این خطر متوجه خاکهای طبیعی متراکم و خاکریزهای با تراکم بالا نمی باشد. آبرفتهای جدید (که از نظر زمین شناسی جوان هستند)، خاکهای طبیعی نسبتاً سست و غیر متراکم و خاکریزهای با تراکم کم برای روانگرایی مستعد هستند.

اطلاعات ذیل جهت ارزیابی پتانسیل خطر روانگرایی خاکها لازم است :

الف) نوع خاک ؛

ب) میزان تراکم ؛

پ) عمق آب زیر زمینی ؛

ت) شیب سطح زمین و نزدیکی ترانشه های طبیعی ؛

ث) مقدار تغییر مکان جانبی و قائم ناشی از وقوع پدیده؛

روش سید- ادریس Seed-Idriss برای برآورد پتانسیل روانگرایی: ارزیابی پتانسیل وقوع روانگرایی را می توان با روشهای مختلفی انجام داد. یکی از روشهایی که کاربرد گسترده ای دارد روش تجربی ساده شده سید و ادریس (Seed-Idriss) است که توسط سید و همکارانش در سالهای بعد تجدید نظر شده است. در این روش از نتایج آزمایش مقاومت نفوذ استاندارد (آزمایش S.P.T.) استفاده می شود. به کار بردن نتایج آزمایش S.P.T. در برآورد پتانسیل روانگرایی به عنوان یک روش معقول مهندسی مطرح است. زیرا عوامل مؤثر بر مقاومت در برابر نفوذ بر مقاومت خاک در برابر روانگرایی خاکهای ماسه ای نیز مؤثر است و این روش برآورد پتانسیل روانگرایی، براساس رفتار واقعی توده های خاک در طول زلزله های تاریخی در نواحی مختلف زمین پایه ریزی شده است.

گسترش جانبی: گسترش جانبی در حالاتی که زمینی با شیب ملایم بر روی خاک روانگرا قرار گرفته باشد رخ می دهد. اگر خاک مستعد روانگر شدن باشد، در زمان وقوع زلزله پایداری شیروانی ها از یک سو با وارد شدن نیروی اینرسی ناشی از زلزله و از سوی دیگر با کاهش مقاومت خاک تحت تأثیر قرار می گیرد. ناپایداری آنی ایجاد شده توسط نیروهای اینرسی لرزه ای به صورت حرکت جانبی به سمت پایین شیب که بعضاً وسعت زیادی را نیز در بر می گیرد، آشکار می شود. در طی یک زمین لرزه متوسط یا بزرگ ممکن است موارد زیادی از این ناپایداریهای آنی به وجود آید که باعث لغزش شیروانی می گردد. حرکتهای به وجود آمده ممکن است از چند سانتیمتر تا دهها متر تغییر کنند.

تعدادی از محققان مسئله تغییر مکان جانبی زمین را مورد بررسی قرار داده اند و روابطی تجربی در این ارتباط به دست آورده اند. این مطالعات نشـان می دهد که اندازه متوسـط دانه ها، مقدار متوسـط ریزدانه (درصـد وزنی ذرات کوچکتر از ۰/۰۷۵ میلیمتر)، تعداد ضـربات .S.P.T ، بزرگی زلزله، فاصـله محل مورد نظر تا مرکز زلزله و شـیب زمین از عوامل مهمی هستند که بر روی مقدار تغییر مکان جانبی زمین اثر می گذارند. از جمله این روابط می توان به موارد زیر اشاره کرد :

الف) کاربرد اندیس شدت روانگرایی (LSI) توسط یودو پرکینز ("1978" Youd and Perkins)

ب) استفاده از شیب و ضخامت لایه خاک روانگرا توسط هامادا و همکاران ("1986" Hamada et al)

پ) روش LSI اصلاح شده توسط بازیار و همکاران ("1992 " Baziar et al)

ت) رابطه ارائه شده توسط بارتلت ("1992" Bartlett and Youd) که در آن پتانسیل جابجائی به صورت تابعی از زلزله و مشـخصـات محلی سـاختگاه (مثلاً شـیب، ضـخامت لایه مسـتعد روانگرا شدن و دانه بندی خاک) ارائه شده است. این رابطه بر پایه بررسی موارد تاریخی می باشد و برای برآورد اولیه خطر کاربرد گسترده ای یافته است.

علاوه بر روابط فوق، تحلیلهای سـاختگاهی ویژه را می توان با استفاده از روشهای پایداری شیروانیها، روشهای ساده شده تحلیل جابجائی نیومارک و روشهای آنالیز تغییر شکل پیچیده تر انجام داد.

جاری شدن خاک: جاری شدن خاکهای روانگرا در حالاتی که این خاکها بر روی شیبهای تند واقع هستند اتفاق می افتد. این پدیده می تواند منجر به ایجاد جابجائی های بسیار بزرگ و عواقب بسیار فاجعه بار گردد. علت ایجاد ناپایداری ناشی از گسترش جانبی خاک، صـرفاً نیروهای اینرسـی ناشـی از زمین لرزه اسـت، در حالی که علت جاری شدن خاک غلبه نیروهای ثقلی بر مقاومت مصالح روانگرای واقع در شـیب می باشـد. پتانسـیل جاری شدن خاک را می توان با انجام تحلیلهای پایداری شیروانی به طریق استاتیکی و استفاده از مقاومت پس ماند زهکشی نشدهٔ مصالح روانگرا ارزیابی کرد.

گسیختگی ناشی از کاهش ظرفیت باربری: وقوع روانگرایی در خاکهایی که در زیر پی قرار گرفته اند باعث کاهش شدید ظرفیت باربری و ایجاد نشـسـتهای بزرگ می شـود. در حقیقت افزایش فشار منفذی آب، حتی در صورتی که روانگرایی در خاک رخ ندهد، با کاهش مقاومت خاک ظرفیت باربری پی را متأثر می نماید.

در شالوده های سطحی، احتمال بروز گسیختگی بر اثر کاهش ظرفیت باربری بستگی به عمق لایه خاک روانگرا، پی و میزان بار دارد. هر چه ابعاد پی و مقدار بار بیشـتر و عمق لایه خاک مسـتعد روانگرایی کمتر باشد، پتانسیل خطر افزایش می یابد. جهت برآورد ظرفیت باربری ابتدا باید مقاومت خاک در لایه های مختلف خاک محاسبه شود. این مقاومت با در نظر گرفتن میزان محتمل افزایش فشـار آب منفذی برای لایه های مختلف خاک برآورد می گردد. پس از این مرحله ظرفیت باربری با اعمال فرمولاسیون های موجود برای سیستم های چند لایه ای محاسبه می شود.

در برآورد مقاومت شـمعها نیز به طریق مشابه، باید مقاومت نوک و جدار بر اساس مقاومتهای لایه های روانگرا و غیر روانگرا که پی در آنها قرار گرفته برآورد گردد.

نشستهای ناشی از روانگرایی: پس از وقوع روانگرایی با گذشت زمان فشار منفذی اضافی ایجاد شده در خاک با زهکشی خاک از بین می رود که نتیجه آن به صورت نشست سطح زمین ظاهر می شود.

نشستهای غیر یکنواخت براثر تفاوت در لایه بندی خاک در امتداد افق به وجود می آیند. چنین نشستهایی معمولاً کوچکتر و یکنواخت تر از نشستهای مربوط به کاهش ظرفیت باربری خاک می باشند. مقدار این نشستها بسته به ضخامت لایه های خاک روانگرا شده متغیر می باشد.

یک روش ارزیابی مقدار این نشستها، مشابه روش تجربی ساده شده سید و ادریس در ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک، استفاده از مقاومت نفوذ استاندارد S.P.T. و نسبت تنش تناوبی می باشد که توسط توکیماتسو و سید (Tokimatso and Seed) در سال ۱۹۸۷ ارائه شده است. علاوه بر این، روابط ارائه شده توسط ایشی هارا و یوشی مین (Ishihara and Yoshimine) که در سال ۱۹۹۲ ارائه گردیده نیز می توانند برای ارزیابی نشست به کار می روند.

فشار ایجاد شده در دیوارهای حائل: در زمان وقوع زلزله، افزایش فشار آب منفذی در خاک پشت دیوارهای حائل باعث افزایش فشار وارده به دیوار می شود. این فشار بعد از وقوع زلزله با از بین رفتن فشار منفذی اضافی تدریجاً کاهش می یابد. در حالتی که روانگرایی به طور کامل اتفاق می افتد، فشار کل خاک مانند فشار مایعی است که وزن مخصوص آن برابر با وزن مخصوص کل خاک می باشد. اگر روانگرایی به طور کامل به وقوع نپیوسته باشد، فشار جانبی با برآورد مقدار فشار منفذی اضافی و استفاده از فرمولهای مرسوم فشار خاک درحالت استاتیکی محاسبه می گردد.

غوطه ور شدن سازه های مدفون: یکی از پدیده های معمولی که در طی روانگرایی اتفاق می افتد، غوطه ورشدن مخازن یا سازه های مدفون در خاک روانگراست. اگر پی یک ساختمان در خاک روانگرا قرار داشته باشد برحسب وزن ساختمان و نحوهٔ ارتباط آن با دیگر بخشهای سازه ممکن است در معرض غوطه ور شدن و یا فرورفتن در خاک قرار گیرد.

پتانسیل غوطه وری یک سازهٔ مدفون در خاک، در صورتی که مستعد روانگرا شدن باشد، با مقایسهٔ وزن کل سازه با نیروهای برکنش که بر اثر افزایش فشار منفذی آب در خاک به وجود می آید، برآورد می گردد.

۲-۶-۲-۳- فرونشست

بر اثر وقوع زلزله ممکن است نشست ناهمگون یا تراکم خاکها به وقوع بپیوندد. نشستهای ناهمگون حاصل می تواند برای سازه های ساخته شده مخاطره آمیز باشد. انواع خاکهای مستعد روانگرایی (یا به عبارت دیگر، خاکهای طبیعی نسبتاً سست یا خاکریزهای با تراکم کم)، جهت نشست ناهمگون نیز مستعد هستند. نشست می تواند در خاکهای واقع در بالا یا پایین تر از سطح آب زیر زمینی به وقوع بپیوندد.

پتانسیل نشست ناهمگون در مکانهایی که خاکریزهای با ضخامت زیاد جهت ایجاد ساختگاه مناسب اجرا می شود بسیار بالا است. اگر این خاکریزها به خوبی متراکم نشده باشند در معرض نشست زیاد قرار می گیرند و این نشستها به خصوص در خاکریزهای ایجاد شده در دره ها و محل انتقال از ترانشه به خاکریزی ممکن است بسیار چشمگیر باشد.

۲-۶-۲-۴- زمین لغزش و سنگ ریزش

زمین‌لغزش‌هایی که بر اثر زلزله ایجاد می شوند برای سازه های واقع در شیبها و محدودهٔ آنها بسیار خطرناک می باشند. اگر زمین لغزش در خاک زیر پی اتفاق بیافتد به طور مستقیم باعث ایجاد خرابی در سازه می شود. از سوی دیگر، اگر زمین لغزه در مجاورت یک ساختگاه اتفاق بیفتد آوار ناشی از آن می تواند منجر به خرابی یا از بین رفتن کارایی سازه شود. بنابراین در ارزیابی مخاطرات این پدیده باید داخل و محدودهٔ ساختگاه مورد توجه قرار داده شود. معمولاً مناطقی که شیب آنها بیش از ۱۰ درجه است و یا قبلاً سقوط سنگ و ریزش خاک در آنها دیده شده بیش از سایر مناطق در معرض مخاطرات ناشی از این پدیده می باشند.

خطر سقوط سنگ در صورتی وجود دارد که در مجاورت ساختمان، شیبی تند و مشرف به سازه وجود داشته و بر روی آن بلوکهایی که امکان سقوط دارند قرار گرفته باشد. سنگهایی که سقوط می کنند از حالت سکون به حرکت در می آیند به یک سرعت حداکثر می رسند و دوباره به حال سکون بر می گردند. سنگهایی که بعد از عبور از ساختگاه متوقف می شوند در هنگام عبور از ساختگاه دارای مقداری انرژی جنبشی می باشند که مقدار آن می بایست به نحوی مناسب برآورد گردد.

بعضی از ساختگاه ها در معرض خطر زمین لغزشهایی که از بالا دست به سمت ساختگاه حرکت می کنند و یا در پایین دست ساختگاه با حرکت خود موجب از بین رفتن تکیه گاه سازه می شوند قرار دارند. چنین شرایطی بایستی در طی شناسایی ساختگاه مورد توجه قرار گیرد.

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

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

در این دستورالعمل انواع پی های سطحی شامل شالوده های منفرد، نواری و گسترده و پی های عمیق شامل شمعهای کوبیده شده، شمعهای اجرا شده در محل و چاهکهای حفاری می باشند.

با تعیین نوع پی (عمیق یا سطحی) و همچنین نوع مصالح و روش اجرای آن، می توان از روشهای پیش فرضی یا تجویزی جهت تعیین ظرفیت باربری نهایی استفاده نمود. در عین حال، تعیین ظرفیت باربری ساختگاهی نیازمند اطلاعات بیشتر است. این اطلاعات اضافی مشتمل بر وزن مخصوص، پارامترهای مقاومت برشی، خصوصیات تراکم پذیری، مدول برشی و ضریب پواسون می باشد.

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

تفسیر ندارد

۲-۶-۳-۳- شرایط ژئوتکنیکی محل ساختمان

۲-۶-۳-۳-۱- کلیات

در صورتی که شرایط تحت الارضی و هیدرولوژیکی ساختگاه مورد بررسی یکنواخت بوده و گزارشهای مطالعات ژئوتکنیکی ساختمانهای مجاور موجود باشد، این گزارشها احتمالاً حاوی اطلاعات سودمندی خواهند بود. طبیعتاً استفاده از این اطلاعات برای ساختگاه مورد بررسی می بایست با احتیاط صورت پذیرد.

نقشه های اجرایی ممکن است بیانگر اطلاعاتی در ارتباط با ظرفیت باربری مجاز پی ها باشند. این اطلاعات می تواند مستقیماً در یک ارزیابی پیش فرضی یا تجویزی از ظرفیت پی استفاده شود. در صورت موجود بودن نتایج آزمایشهایی نظیر بارگذاری شمعها در زمان ساخت، می توان با توجه به آنها ظرفیت باربری نهایی شمعها را تعیین نمود.

آگاهی از بارهای موجود سازه جهت تعیین مقدار اضافه بار قابل تحمل پی ها در حین وقوع زلزله ضروری است.

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

تفسیر ندارد.

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

تفسیر ندارد.

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

تفسیر ندارد.

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

۲-۷-۱- کلیات

تفسیرندارد.

۲-۷-۲- اعضا و اجزای فولادی

۲-۷-۲-۱- بازرسی وضعیت موجود

۲-۷-۲-۱-۱- کلیات

شرایط فیزیکی اعضای ساختمانی و اتصالات باید با توجه به احتمال وجود ضعف در آنها بررسی گردد. تضعیف ناشی از اثرات محیطی (مانند خوردگی، آسیب ازآتش، حمله شیمیایی) یا اثرات بارگذاری درگذشته وحال (مانند بیش بارگذاری، آسیب ناشی از زلزله‌های قبل، خستگی، ترک خوردگی) می باشد. بازرسی وضع موجود همچنین باید شامل بررسی مسائل پیکربندی سازه که در زلزله‌های گذشته مشاهده شده است (مانند اثر وجود اعضای غیر پیوسته، جوشکاری نامناسب و جفت و جور کردن غیر دقیق اتصالات و اعضا) باشد.

امتداد و ابعاد هندسی اعضا باید با بررسی دقیق مشخص گردد. اتصالات موجود در روی اعضای فولادی و سیستمهای متشکل از آنها نیازمند بررسی و بازرسی ویژه‌ای هستند. مسیر انتقال نیرو در سیستم باید تعیین شده و تمام اتصالات موجود در مسیر باید

ارزیابی گردند. این اتصـالات از قبیل دیافراگم به عضـو و نیز عضو به عضو می باشند. بازرسی وضع موجود همچنین فرصتی را برای مرور سـایر شـرایطی که ممکن است بر عملکرد اعضا، سیستمهای سازه ای و نهایتا کلیت ساختمان تأثیر بگذارند فراهم می سازد. در این بین شناسایی سایر اعضایی که ممکن است برعملکرد سیستم فولادی مورد بررسی تأثیر بگذارند نیز حائز اهمیت است. این اعضا شامل پرکننده های بین قابهای ساختمانهای مجاور و اتصالات تجهیزات می باشند.

۲-۷-۲-۱-۲- مشخصات اجزا

تفسیر ندارد.

۲-۷-۲-۱-۳- روش‌ها و محدوده‌ی کاربرد

در مورد اعضـای فولادی محصور در بتن ممکن است فراهم نمودن یک سیستم مقاوم جانبی کاملاجدید، اقتصادی تر از آن باشد که امکان بازرسـی عینی را با برداشتن بتن جلدی و مرمت مجدد آن به وجود آورد. ممکن است شرایط فیزیکی اعضا و اجزای متصل کننده نیز روشهای خاص مخرب و غیر مخرب را تحمیل کنند. اگر اجزای فولادی توسط مصالح کاملا چسبان ضد آتش یا توسط بتن پوشـیده شـده باشد محتمل است که دارای شرایط مناسب باشد. اگر چه برداشت موضعی این مصالح در محل اتصالات بهتر است به عنوان بخشـی از برنامه بازرسی صورت گیرد. قلمرو این کار با توجه به طراحی عضو و سیستم مربوطه آن تعیین می شود. برای مثال در یک قاب مهاربندی شـده ممکن اسـت تنها برداشت پوشش چند اتصال کلیدی کفایت نماید به شرط این که شرایط فیزیکی قابل قبول بوده و پیکربندی موجود سازه با مدارک فنی مطابقت نماید. در صورتی که در مورد قابهای خمشی ممکن است که به علت وجود تنوع در طراحی و نیز طبیعت بحرانی تر اتصالات لازم شود تعداد بیشتری از اتصالات نمایان گردند.

۲-۷-۲-۲- تعیین مشخصات مصالح

۲-۷-۲-۲-۱- کلیات

خواص مکانیکی مصالح به کار رفته در اعضا و اتصالات آنها رفتار سازه ای عضو تحت بار را تعیین می کند. مهمترین این خواص مقادیر مورد انتظار و کرانه پائین تنش تسـلیم (F_y) وتنشـنهایی (F_u) مصـالح مبنا و اتصـال، ضریب ارتجاعی، شکل پذیری و جوش پذیری می باشند که باید تخمین زده شوند.

در بررسی رفتار اعضای تغییر شکل کنترل، باید از خواص مورد انتظار مصالح استفاده نمود، در حالی که در مورد رفتار اعضای نیرو کنترل لازم است حد پائینی خواص مصالح بکار گرفته شود.

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

تفسیر ندارد.

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

نمونه برداری باید از نواحی با تنش پائین انجام شـود تا اثر کاهش سـطح مقطع به حداقل برسد. از مؤثرترین موارد در رفتار ساختمان فولادی مقادیر تنش های تسلیم و نهایی مصالح فولادی به کار رفته در ساختمان می باشد. تعیین طاقت شیاری فولادی و مصالح جوش

نیز در مورد اتصـالاتی که در حین زلزله تحت تأثیر بارها و تغییر شـکل های چرخه ای قرار می گیرند مهم اسـت. خواص شـیمیایی و متالورژیکی مصالح، اطلاعات لازم را در مورد سازگاری مصالح جوش با فلز مبنا و استعداد پارگی لاملار را مشخص می‌نمایند.

مرور سـایر خواصـی که می تواند از آزمایش حاصـل شود، مانند صلبیت، ضربه پذیری، ترد شکنی و خستگی، معمولا برای تعیین ظرفیت عضو فولادی لازم نیست اما ممکن است برای ارزیابی مصالح قدیمی تر و نیز اتصالات مورد نیاز واقع گردد.

برای تعیین خواص مصـالح و تحلیل عملکرد اتصالات جوشی مقاوم خمشی، نمونه برداری و آزمایش بیشتری لازم است. برنامه آزمایش ها می تواند شـامل ارزیابی شـیمیایی و متالورژیکی فلز مبنا و جوش، تعیین مقاومت مورد انتظار، آزمایش صـلبیت و طاقت شـیاری (شـارپی) فلز مبنا در ناحیه متأثر از حرارت جوش و نیز سـایر آزمایش ها بسـته به پیکربندی خاص اتصال باشد. (برای تعیین آزمایشـهای غیرمخرب جوش به کتاب راهنمای جوش و اتصـالات جوش در سـاختمان های فولادی انتشـارات دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان مراجعه شود.)

مهندس طراح باید قضـاوت کند که تغییر در اندازه اجزا تا چه حد موجب تغییر قابل توجه در مشـخصات مصالح می شود. احتمالا اغلب مقاطع با اندازه های یکسان در یک ساختمان، دارای مصالح با مشخصات مشابه هستند. تفاوت در مشخصات مصالح معمولا به علت تفاوت در ابعاد نیمرخ ها، تفاوت در مشخصات مصالح تعیین شده و تفاوت در شکل مقاطع محتمل تر است. حداقل یک نمونه از هر اندازه اسـمی هر کدام از مقاطع بال پهن، نبشـی، ناودانی، مقاطع توخالی و دیگر مقاطع سـازه ای استفاده شده به عنوان بخشی از سیستم مقاوم در برابر بار جانبی باید برداشته شود. در محل هایی که تنوع زیاد در اندازه اعضا در ساختمان وجود دارد و در مواردی که ساختمان در چند مرجله اجرا شده و یا در طول دوره زمانی طولانی اجرا شده که اعضا ممکن است از کارخانه یا محموله های مختلفی آمده باشند، نمونه برداری های اضافی باید انجام گردد.

مشـخصـات مصالح فولاد سازه ای، نسبت به مصالح دیگر بسیار کمتر تغییر می کند. در واقع در این نوع مصالح تنش های مورد انتظار کششی و جاری شدن معمولا به طور قابل ملاحظه ای بیشتر از مقادیر معین اسمی است. در نتیجه، آزمایش مشخصات مصالح فولاد سـازه ای ممکن اسـت لازم نباشـد. مشـخصـات فولاد کم کربن (Wrought Iron) در مقایسـه با فولاد ساختمانی معمول تغییرات بیشـتری دارد. مقاومت اجزای سـاخته شـده با چدن را نمی توان با آزمایش های نمونه کوچک معین نمود، زیرا رفتار آنها معمولا توسط مواد تشکیل دهنده و عیوب دیگر کنترل می شود.

اگر شکل پذیری و استحکام در محل جوش یا در نزدیکی آن لازم باشد، مهندس طراح به جای آزمایش می تواند محافظه کارانه فرض کند که شکل پذیری موجود نیست. در این حالت در صورتی که نیازهای غیر ارتجاعی پیش بینی شده اند و احتمال گسیختگی قابل پذیرش نیست، اتصال باید اصلاح شود. ملزومات ویژه برای قابهای خمشی جوش شده در FEMA 351 (FEMA 2000) ارائه شده است.

اگر درجـه بـالاتری از اطمینـان در نتـایج مورد نظر بـاشـد، یـا انـدازه نمونـه بـاید با اسـتفاده از معیارهای ASTM E22 (ASTM1955) معین گردد، یا اطلاعات قبلی راجع به درجه بندی مصـالح و مطابق با بند ۲-۷-۲-۲ باید به صـورت همزمان با روش های آماری مورد تائید استفاده گردد.

مهندس طراح برای کسـب اطمینان بیشـتر راجع به نتایج آزمایش های بر روی نمونه های با تعداد مشـخص شده در این بخش

می‌تواند از روش های آماری تائید شده در مراجع معتبر مانند FEMA 274 (FEMA 1997) استفاده کند.

۲-۷-۲-۳- مدل سازی تحلیلی ساختمان

تفسیر ندارد.

۲-۷-۲-۴- ضریب آگاهی

در مقایسه ظرفیت اعضا با نیاز لرزه ای آنها، برای در نظر گرفتن میزان اطمینان به ظرفیت (مقاومت، شکل پذیری) اعضای سازه که مدل سازی شده اند از ضریب آگاهی استفاده می شود.

۲-۷-۳- اعضا و اجزای بتنی

۲-۷-۳-۱- بازرسی وضعیت موجود

۲-۷-۳-۱-۱- کلیات

بازرسی وضعیت موجود معمولاً ازطریق روشهایی چون بازرسی عینی، تعیین مشخصات و خصوصیات اعضا و استفاده از های مخرب و غیرمخرب صورت می پذیرد. به طورکلی تأکید اصلی بازرسی برای مطالعه اعضا و اتصالات اصلی می باشد.

در بازرسیهای اعضا خسارات و صدمات موجود در اعضا و میزان تطابق آنها با نقشه های موجود مورد توجه قرار می گیرد. علاوه بر این سایر اعضا و قطعاتی از قبیل میانقابها و یا اجزای ساختمانهای مجاور که می توانند بر عملکرد سیستم بتنی مورد مطالعه تأثیر مثبت یا منفی داشته باشند، اولاً باید تشخیص داده شوند و ثانیاً در ارزیابی لحاظ گردند.

بازرسی وضعیت ساختمان شامل اعضا و اتصالات واقع در مسیرهای انتقال بار ساختمان می گردد. بررسی اتصالات به دلیل نقش مهم آنها در انتقال بار از یک عضو به عضو دیگر و نیز به علت وجود نقصهای طراحی و اجرایی در مورد آنها باید با دقت بیشتر صورت پذیرد.

۲-۷-۳-۱-۲- مشخصات اجزا

گام اول در بازرسی اعضا، گردآوری مدارک ونقشه های ساخت می باشد. هدف این بازرسی مقدماتی مشخص کردن اعضا و سیستم اصلی باربر ثقلی و جانبی در ساختمان و تشخیص اعضا و اتصالات بحرانی آنها و تهیه اطلاعات لازم در مورد آنها می باشد. اگر نقشه های ساختمان کامل نباشد بازرسی دقیقی از ساختمان مطابق ضوابط همین بند ضرورت پیدا می کند.

۲-۷-۳-۱-۳- روش‌ها و محدوده کاربرد

نحوه جمع آوری اطلاعات برای بازرسی وضع موجود وابسته به اطلاعات اولیه بوده و تاثیرگذار در تعیین ضریب آگاهی نمی باشد. منظور از اطلاعات اولیه، نقشه، مدارک فنی، اطلاعات راجع به تغییرات داده شده به ساختمان بعد از ساخت اولیه، گزارش ها

وآزمایش‌های حین ساخت و تعیین سال ساخت ساختمان است. بعد از جمع آوری اینگونه اطلاعات می توان با توجه به سال ساخت ساختمان میزان تطبیق ساختمان را با معیارها و آئین نامه های معتبر در زمان ساخت مطالعه نمود.

۲-۷-۳-۱-۴- آزمایش‌های اضافی

از آنجایی که وضعیت فیزیکی اعضا و اتصال دهنده ها بر عملکرد آنها تأثیر مستقیم دارد لذا گاهی نیاز می شود برای بازرسی عملکرد اعضا و اتصال دهنده ها به بررسی وضعیت آنها با استفاده از روشهای آزمایش مخرب و غیرمخرب پرداخته شود. بعضی روشهای غیرمخرب که در بازرسی وضعیت موجود بکارگرفته می شوند را می توان به شرح زیر طبقه بندی نمود:

۱- روشهای غیرمخرب سطحی که شامل روشهایی چون روش دمانگاری مادون قرمز (Infrared thermography)، تورق (Delamination sounding)، سختی سطحی (Surface hardness) و ترک نگاری (Crackmapping) می باشد. این روشها را جهت یافتن نقایص سطحی مثل ترکهای ناشی از بارگذاریها، خوردگی و نقایص اجرایی می توان استفاده کرد.

۲- روشهای غیرمخرب حجمی از قبیل رادیوگرافی (Radiography) و فراصوت (Ultrasonics) جهت تشخیص ناپیوستگی های داخلی و کاهش مقطع قابل استفاده اند. خصوصاً روش فراصوت اکوی ضربه (Impact-echoultrasonics) به علت سادگی و قابلیت آن در مورد بتن مفید است.

۳- عملکرد و شرایط سازه را می توان به صورت مداوم تحت ارزیابی و زیر نظر داشت. برای این منظور می توان از انتشار صوتی (Acoustic-emissions) و کرنش سنج در کنار آزمایشهای بارگذاری استاتیکی و یا دینامیکی غیرمخرب در محل استفاده نمود. با پایش سازه می توان وجود تغییرشکلها وخرابیهای درحال رشد را تشخیص داد و با آزمایشهای غیرمخرب می توان ظرفیت باربری سازه را تخمین زد.

۴- برای تعیین محل، اندازه و بازرسی اولیه آرماتورها می توان از روشهای الکترومغناطیس مثل ردیاب آرماتور (Pacometer) یا رادیوگرافی (Radiography) استفاده کرد. جهت انجام بازرسی احتمال فعالیتهای خوردگی می توان از روش پتانسیل نیم پیل الکتریکی (electrical half-cell potential) و اندازه گیری مقاومت الکتریکی (electrical resistivity) استفاده نمود.

۵- در مواقعی که لازم باشد، سطح نیروی پیش تنیدگی باقیمانده در یک سیستم پس کشیده (unbonded) را می توان با آزمایش (lift-off testing) یا روشهای غیرمخرب دیگر از قبیل (Coring stress relief) اندازه گیری نمود.

کاربرد روشهای آزمایش غیرمخرب طبقه بندی شده در بالا را می توان چنین توضیح داد :

- فراصوت

جهت مشخص کردن مقاومت، یکپارچگی و کیفیت، وجود صدمه های داخلی و موقعیت آن، تخمین ضخامت و دانسیته و موقعیت میلگردها.

- اکوی ضربه

مشخص کردن وجود و محل ترک خوردگی، فضای خالی و دیگر خرابیهای داخلی.

- پرتونگاری آکوستیک

وجود و محل درست ترک، فضای خالی و دیگر خرابیهای داخلی.

- دمانگاری مادون قرمز

آشکار کردن خرابیهای داخلی جزئی، خرابیهای ناشی از ساخت، و فضاهای خالی و لایه لایه شدگی.

- رادار نفوذکننده

مشابه دمانگاری مادون قرمز، عمق بیشتری را می تواند مشخص کند.

- انتشار صوتی

نظارت مداوم بر عملکرد سازه و توسعه خرابیها در آن.

- رادیوگرافی

تعیین محل، ابعاد و تعداد فولاد مصرفی در بتن آرمه و صدمه های داخلی و دانسیته بتن.

- آزمایش لاروبی زنجیر (chain – drag testing)

وجود لایه لایه شدگی نزدیک به سطح بتن و دیگر خرابیهای سطحی.

- ترک نگاری

مشخص کردن ابعاد و عمق مؤثر ترکهای سطحی و میزان رشد ترکها.

- روشهای سطحی

تخمین مقاومت فشاری و کیفیت مصالح سطحی.

خواص فیزیکی دیگری از بتن را نیز می توان با آزمایش به دست آورد. سنگ نگاری (Petrography) شامل یک سری از آزمایشها جهت تعیین وضعیت بتن است. خواصی از بتن شامل میزان هوای محبوس در آن، عمق کربناسیون، درجه هیدارته شدن، دانه بندی استفاده شده، تخمین وزن مخصوص، قابلیت نفوذ، واکنش سیمان و دانه ها و بعضی موارد دیگر توسط سنگ نگاری قابل تعیین می باشد.

موقعیت و وضعیت فولاد مصرفی در بتن مسلح (فولاد معمولی یا فولاد پیش تنیده)، در نحوه رفتار اعضای باربر جانبی و ثقلی نقش بحرانی را ایفا می کند. فولاد نقش تحمل و انتقال بار، تأمین شکل پذیری قطعات و اتصالات، بهبود مقاومت کششی و کنترل

ترک در بتن را به عهده دارد. روشـهای مختلفی برای ارزیابی آرماتورهای موجود وجود دارد از قبیل الکترومغناطیس، الکتروشـیمیایی، رادیوگرافی و دیگر روشهای غیرمخرب.

هر روش جنبه های مثبت و منفی دارد. بیشـترین اطمینان برای شکل و محل آرماتورها با برداشتن بتن و مشاهده عینی به دست می آید. اگر چه هزینه و صدمات و خرابی وارد به ساختمان در این روش ممکن است زیاد و بعضا غیر قابل قبول باشد ولی پارامترهای بحرانی نظیر طول همپوشـانی وصـله ها، وجود قلاب، میزان مهارشـدگی در بتن و درجه خوردگی را می توان در این روش مشخص نمود.

هر چند نمونه گیری از فولاد مصرفی در بتن مسلح به طور کلی توصیه نمی شود زیرا باعث صدمه دیدن میلگرد و عضو می گردد اما ممکن اسـت در طی مغزه گیری برای آزمایش مقاومت بتن، به طور غیر عمد نمونه حاوی قسـمتی از میلگرد موجود در عضـو نیز باشد. اینگونه نمونه ها امکان بازرسی عینی از میلگردها را فراهم می سازند و این اطلاعات باید ثبت گردد.

برای به دسـت آوردن جزئیات موقعیت فولاد پیش تنیده و نیروی پیش تنیدگی باقیمانده، برداشتن مستقیم پوشش بتن و بازرسی عینی غلافها در روش پیش تنیده پس کشیده و بازرسی کابلها (در روش پیش تنیده پیش کشیده) مطمئن ترین روش می باشد. اندازه گیری نیروی پیش تنیدگی باقیمانده در سـیسـتم پس کشـیده از نظر فیزیکی امکان پذیر است (بسته به سیستم استفاده شده و شکل اتصـال انتهایی). این کار می تواند توسـط جکهای هیدرولیکی کالیبره شـده در یک قلاب انتهایی انجام گیرد و یا توسـط روشـهای مغناطیسـی انجام شـود. روشـهای مختلف غیرمخربی مثل (Coring stress relief) می تواند جهت تعیین سـطح پیش تنیدگی مورد استفاده قرار گیرد.

خوردگی و فرسـودگی مشـاهده شـده در سـیستم پیش تنیده باید به سرعت و با دقت کامل ترمیم گردد چون خوردگی می تواند باعث تردشـدگی فولاد پیشتنیده شده و احتمال شکست ناگهانی را افزایش دهد. فرسودگی و خوردگی درسطح وسیع نیازمند بهسازی جدی می باشد.

در صـورت نیاز برای شـناسـایی فولاد اسـتفاده شـده در سـیستم بتن مسلح می توان از آزمایش شیمیایی روی نمونه گرفته شده اسـتفاده کرد. در این موارد باید از اسـتانداردهای معتبر مثل ASTM A751 «روشها، نحوه انجام و تعاریف آنالیز شیمیایی بر روی محصولات فولادی» استفاده گردد. اگر جهت تعیین نوع جوشکاری مقدار معادل کربن لازم به اندازه گیری باشد می توان از روشهای ارائه شده در استانداردهایی چون AWS D1.4-92 استفاده نمود.

با آزمایش بارگذاری اطلاعات بیشـتری در مورد وضـعیت بتن و اعضا به دست می آید. این کار با بارگذاری مستقیم روی عضو و اندازه گیری پاسخها توسط دستگاههای معین مثل کرنش سنجها، نیرو سنجها، خیز سنجها و... انجام می شود. نتایج اندازه گیری شده می تواند آگاهی ما را از رفتار آینده سـاختمان در برابر نیروهای اتفاقی بیشتر کند. روش آزمایش بارگذاری در فصل ۱۹ آئین نامه بتن ایران (آبا) آورده شده است. این روش یکی از روشهای قابل قبول برای تعیین ظرفیت اعضا می باشد و به خصوص در مواردی کاربرد خواهد داشت که ظرفیت بعضی از اعضا شک برانگیز و مورد سئوال باشد. محدودیتهای این روش، قیمت بالا، نیاز به دسترسی داشتن به اعضـا و خسـارتهای احتمالی وارده به اعضـا در حین آزمایش می باشد. این روش به طور کلی در ساختمانهایی که در آنها سکونت وجود دارد عملی نیست ولی با این حال می تواند به عنوان یکی از روشهای بازرسی برای موارد خاص کاربرد داشته باشد.

به طور خلاصه برای بررسی آسیب ساختمان در برابر زلزله اولین قدم انجام آزمایشهای گفته شده و بازرسی موضعی و ثبت اطلاعات مورد نیاز در آنالیز سازه می باشد. آزمایشهای صحیح و منطبق بر استانداردها و تلاش برای رسیدن به نتایج صحیح برای تعیین ظرفیت اعضای ساختمانی و محدودیتهای تغییرشکل امری ضروری می باشد.

۲-۷-۳-۲- تعیین مشخصات مصالح

۲-۷-۳-۲-۱- کلیات

برای تهیه اطلاعات اعضا و اتصالات در مدل تحلیلی ساختمان و نیز برای تعیین ظرفیت اعضا و اتصالات اطلاعات مربوط به خواص مصالح مورد نیاز می باشند. با توجه به اینکه بسته به نوع تحلیل، اطلاعات لازم برای مدل سازی اعضا متفاوت است، میزان اطلاعات لازم از خواص مصالح نیز متفاوت می باشد. علاوه بر مقاومت فشاری مشخصه بتن و تنش تسلیم و مقاومت نهایی آرماتورها، بنا به مورد اطلاعات دیگری نیز لازم می شوند، از قبیل :

۱. مقاومت کششی و مدول الاستیسیته بتن که می تواند از آزمایش مقاومت فشاری بتن تعیین شود و نیازی به انجام آزمایش های مخرب مستقل برای تعیین آنها نمی باشد.

۲. ویژگی های شکل پذیری، طاقت و خستگی بتن

۳. میزان کربن معادل موجود در میلگردهای مورد استفاده

۴. وجود هر گونه زوال نظیر خوردگی، عدم پیوستگی میلگرد با بتن و تغییرات شیمیایی در بتن

این اطلاعات می تواند برای مدلسازی و تحلیل دقیق تر ساختمان مورد نظر مفید واقع گردد. مثلاً در صورت مشاهده خوردگی و خرابی در بتن و یا میلگردها لازم می شود مکانیزم و گستره خرابی مشخص شود تا این مشاهدات و ضعف بعضی اعضا در مدل تحلیل هم به نحوی منظور گردند.

در صورت نیاز به دانستن اطلاعات و خواص ذکر شده، باید روال آزمایش و شناسایی این خواص مطابق استانداردهای معتبر صورت پذیرد.

نوع روش تحلیل انتخابی (مثلا استاتیکی خطی یا استاتیکی غیر خطی) ممکن است گستره آزمایش ها را تحت تاثیر قرار دهد. آزمایش های لازم برای تعیین خواص مکانیکی بتن و میلگرد بهتر است به کمک نمونه هایی که از محل یکسان برداشت می شوند، صورت پذیرد.

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

در تحلیل های غیرخطی علاوه بر مشخصات سختی، نیاز به اطلاعات دقیق تر از مشخصات مقاومت و شکل پذیری مصالح نیز می باشد. از این رو مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل، به دلیل عدم کفایت برای تحلیل های غیرخطی، فقط در تحلیل‌های خطی استفاده می شود.

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

در این دستورالعمل برای اندازه گیری بعضی مشخصات مصالح مانند شکل پذیری و یا سختی مقدار حداقلی تعیین نشده است. علاوه بر آن روش استاندارد خاصی نیز توصیه نشده است. در صورتی که نیاز به برآورد مشخصاتی از این دست باشد باید مهندس طراح با توجه به استانداردهای مربوطه نسبت به بررسی نحوه انجام آزمایش و تعداد آن اقدام نماید.

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

ضوابط و تعداد حداقل آزمایش های لازم در یک برنامه جامع آزمایش برای مصالح بتنی، آرماتورهای معمولی، قطعات اتصال و آرماتورهای پیش تنیده در این بند مشخص شده اند. در صورتی که به موردی اشاره نشده باشد انجام حداقل سه آزمایش برای برآورد مقدار آن لازم می باشد. در این قسمت نیز ضریب تغییرات برابر ۱۴٪ به عنوان حداکثر میزان قابل قبول پراکندگی نتایج در نظر گرفته شده است.

الف-مصالح بتنی: تعداد حداقل آزمایش ها لازم برای مصالح بتنی در یک برنامه جامع آزمایش در این بند مشخص شده است. به طور کلی با افزایش تعداد آزمایش ها انتظار می رود دقت نتایج بالا رود. درصورتی که اطلاعاتی مثل نقشه ها و سایر مدارک فنی مربوط به زمان ساخت ساختمان موجود باشد اطمینان بیشتری به مشخصات مصالح به کارگرفته شده می توان داشت لذا می توان تعداد آزمایش های لازم را کاهش داد.

در بعضی مراجع مثل FEMA 356 توصیه شده است که روشهای غیرمخرب آزمایش مثل فراصوت نباید به جای مغزه‌گیری استفاده شوند. علت این امر عدم ارائه مستقیم مقاومت بتن توسط این روشها ذکر شده است. اما در این دستورالعمل استفاده از روشهای غیرمخرب در کنار مغزه گیری برای بعضی اعضای بتنی جایز دانسته شده است تا هزینه آزمایش های لازم کاهش یابد.

ب-میلگردهای فولادی و اتصال دهنده ها: تعداد حداقل آزمایش ها لازم برای میلگردهای فولادی و اتصال دهنده ها در یک برنامه جامع آزمایش در این بند مشخص شده است. طبعاً در مورد قطعات فولادی، به علت یکنواختی بیشتر و تغییرات کمتر مشخصات و نیز اینکه معمولاً جنس و نوع خاصی از آن در تمام ساختمانها استفاده می شود نسبت به مصالح بتنی تعداد کمتری نمونه گیری مورد نیاز می باشد. دلایل دیگر تعداد کمتر نمونه گیری پیشنهادی در مورد قطعات فولادی به مسئله آسیب ناشی از نمونه گیری و نیاز به تعمیر آن که نسبت به مصالح بتنی پیچیده تر می باشد و نیز به امکان استفاده از یک نمونه گرفته شده برای یافتن چند مشخصه بر می گردد.

پ- فولادهای پیش تنیده: نمونه گیری از تاندونهای فولادی پیش تنیده جهت انجام آزمایش باید با دقت بسیار زیاد انجام شود. با توجه به دشواری تعمیر تاندون و اعضای پیش تنیده سعی شود از قسمتهای فاقد پیش تنیدگی نمونه برداری انجام شود.

۲-۷-۳-۳- مدل‌سازی تحلیلی ساختمان

یکی از اهداف بررسی وضعیت موجود ساختمان جمع آوری اطلاعات لازم برای مدلسازی تحلیلی و کامپیوتری ساختمان می باشد. میزان اطلاعات مورد نیاز جهت مدل تحلیلی به نوع آنالیز از لحاظ خطی و غیرخطی بودن، استاتیکی یا دینامیکی بودن و نیز

میزان دقت مدلسازی و نرم افزار مورد نظر وابسته است.

در این بند عمده پارامترهایی که معمولاً در مدلسازی مورد نیازند مشخص شده اند. مناسب ترین راه به دست آوردن مقادیر این پارامترها تا حدامکان از طریق مشاهده عینی و اندازه گیری در محل می باشد. در صورتی که نقشه های ساختمان موجود باشند استفاده از آنها در تسریع کار بسیار مؤثر است ولی قبل از آن باید میزان تطبیق وضعیت سازه موجود را با اطلاعات داده شده در نقشه ها و سایر مدارک فنی بررسی نمود. در صورتی که شواهدی از آسیب دیدگی و خرابی زیاد در اعضا دیده شود و امکان محاسبه مشخصات مقطع از طریق تخمین میزان سطح مقطع باقی مانده و قابل اعتماد اعضا نباشد می توان در مواردی با کمک آزمایش بارگذاری به بازرسی مقاومت اعضا پرداخت.

۲-۷-۴-۳- ضریب آگاهی κ

در مقایسه ظرفیت اعضا با نیاز لرزه ای آنها، برای در نظر گرفتن میزان اطمینان به ظرفیت (مقاومت، شکل پذیری) اعضای سازه که مدلسازی شده اند از ضریب آگاهی استفاده می شود.

۲-۷-۴- اعضا و اجزای بنایی

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

در بازرسی وضعیت موجود ساختمان مصالح بنایی باید دقت شود که ضخامت واقعی دیوار سازه ای برداشت گردد. زیرا در عمل در بسیاری از موارد ضخامت این دیوارها به دلیل پوشش با اجزای غیرسازه ای نظیر دیوار نما یا دیوارهای دو جداره و... بیشتر از مقدار واقعی به نظر می رسد. اگرچه این اجزا در مقاومت دیوار در نظر گرفته نمی شوند، اما نحوه اتصال آنها به دیوار باید به گونه ای باشد که در زمان رویداد زلزله امکان جدا شدن و ایجاد خطرات احتمالی وجود نداشته باشد. الزامات مربوط به ارزیابی آسیب پذیری این اجزا در فصل ۹ این دستورالعمل آورده شده است.

۲-۷-۴-۱-۱- بازرسی عینی

تفسیرندارد.

۲-۷-۴-۱-۲- بازرسی جامع

سرعت پالس فراصوت: اندازه گیری سرعت پالس های فراصوت در یک دیوار می تواند تغییرات تراکم و مدول مصالح بنایی، وجود ترک و عدم پیوستگی را شناسایی کند. زمان های انتقال پالس های عبور کننده از میان یک دیوار (روش مستقیم) یا بین دو نقطه در یک سمت یک دیوار (روش غیر مستقیم) اندازه گیری شده و برای پی بردن به سرعت موج استفاده می شود.

۲-۷-۴-۲- تعیین مشخصات مصالح

موارد زیر و مشخصات مصالح اتصال برای سازه باید مطابق بخش های مربوط در فصل دوم دستورالعمل به دست آید:

- مقاومت فشاری
- مقاومت کششی
- مقاومت برشی
- مدول ارتجاعی
- مدول برشی
- مقاومت و مدول ارتجاعی فولاد مسلح کننده

۲-۷-۴-۲-۱- کلیات

مهندس طراح برای اطلاعات بیشتر راجع به شرایط ساختمان های مصالح بنایی به FEMA 306 ، FEMA 307 و FEMA 308 ارجاع داده می شود. دسته بندی شرایط ساختمان مصالح بنایی مستلزم توجه به نوع مولفه، رفتار مود غیر ارتجاعی مورد نظر و طبیعت و شدت آسیب یا زوال در آن است. ضوابط یاد شده همچنین حاوی اطلاعات گسترده ای راجع به اثرات آسیب بر روی حدود مقاومت، سختی و تغییر شکل مولفه های مصالح بنایی هستند. ضوابط مذکور، راهنماهای دسته بندی آسیب بر اساس ظاهر آسیب های لرزه ای معمول در مولفه های مصالح بنایی را هم شامل می شوند که برای دسته بندی شرایط ساختمان های مصالح بنایی در دستورالعمل هم مفید هستند. شدت آسیب توصیف شده در FEMA 306 ، FEMA 307 و FEMA 308 در پنج رده آسیب بسیار محدود، خفیف، متوسط، شدید و بسیار شدید دسته بندی می شوند. بر اساس FEMA 306، مصالح بنایی با شرایط خوب در رده آسیب بسیار محدود یا خفیف قرار خواهد داشت. مصالح با شرایط متوسط شدت آسیب کمتر از رده متوسط را تجربه می کند و مصالح بنایی با رده آسیب شدید و بسیار شدید به عنوان مصالح بنایی ضعیف شناخته می شوند.

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

علاوه بر سه روش یاد شده در متن دستورالعمل، مقاومت فشاری بنایی مورد انتظار را می توان بر اساس مقدار اسمی شرح داده شده در ACI 530.1/ASCE 6/TMS 602 (ACI 2002) تعیین نمود.

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

هر دو روش معرفی شده در این بند از دستورالعمل، کرنش قائم بین دو نقطه مورد نظر را برای به دست آوردن کرنش و در نتیجه مدول ارتجاعی اندازه می گیرند. این دو روش در FEMA 274 (FEMA 1997) توضیح داده شده اند.

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

غالبا می توان از مقاوت کششی دیوارهای بنایی آجری قدیمی در خمش، که با ملات آهک ساخته شده اند صرف نظر نمود. مقاومت کششی دیوارهای بنایی بلوک بتنی و رسی جدیدتر می تواند مقاوت خمشی قابل ملاحظه ای را ایجاد کند.

سه روش آزمون یاد شده در این بند از دستورالعمل برای برآورد خمش برون صفحه در FEMA 274 (FEMA 1997) نیز توضیح داده شده است. تغییرات تنش خمشی در عرض مقطع در حالت خمش درون صفحه، بسیار کمتر از مقادیر مشابه در خمش

برون صـفحه اسـت. بنابراین اطلاعات آزمون های تعریف شـده در این بخش بسـیار محافظه کارانه خواهند بود و باید فقط به جای اطلاعات مقاومت کششی درون صفحه استفاده گردند.

۲-۷-۴-۲-۱-۴- مقاومت برشی دیوار بنایی

اسـتاندارد موجود برای آزمایش مقاومت برشـی مصـالح بنایی UBC 2106 (ICBO 1997a) می باشـد. این آزمایش و همچنین یک روش جایگزین در FEMA 274 (FEMA 1997) توضیح داده شده است.

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

تعداد و محل آزمایش های مصالح باید به گونه ای انتخاب شود که اطلاعات کافی را برای توصیف مناسب شرایط موجود مصالح در سـاختمان فراهم سـازد. محل آزمون ها باید در محل واحدهای بنایی انتخاب شـوند که برای مسیر اصلی مقاومت در برابر نیروی جانبی حیاتی تشخیص داده شده اند.

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

تفسیرندارد.

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

تفسیر ندارد.

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

تفسیر ندارد.

۲-۷-۴-۲-۶- آزمایش‌های تکمیلی

برای افزایش سـطح اطمینان در مشخصات مصالح بنایی یا برای ارزیابی وضعیت، آزمایش های کمکی توصیه شده اند اما الزامی نیستند.

۲-۷-۴-۳- ضریب آگاهی

تفسیرندارد.

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

۲-۸-۱- بازرسی وضعیت موجود

به منظور بازرسـی چشـمی، اجزای غیر سـازه ای باید بر اسـاس فهرسـت انواع اجرای غیر سازه ای مندرج در جدول شماره ۹-۱ دسـتورالعمل دسـته بندی شـوند. تفکیک بیشـتر در صـورت وجود اطلاعات سـازه ای یا مهاربندی این اجزا امکان پذیر خواهد بود.

اندرکنش های لرزه ای بین اجزای غیر سازه ای و سیستم ممکن است تاثیرات شدیدی بر روی عملکرد این سیستم ها بگذارد. در صورت لزوم مرحله بازرسی وضع موجود می تواند شامل بررسی وضعیت اندرکنش ها هم باشد. فرآیند اندرکنش لرزه ای دو مولفه را شامل می گردد: جزء عامل اندرکنش و جزء هدف اندرکنش. یک جزء عامل اندرکنش جزء یا سازه ای است که ممکن است دچار شکست شده و با جزء دیگر اندرکنش نماید. یک جزء هدف اندرکنش جزئی است که در اثر شکست جزء عامل آسیب تحت ضربه، پاشش مواد یا نظایر آن قرار می گیرد.

برای اینکه اندرکنش برای یک جز اثر کند باید معتبر و موثر باشد. یک اندرکنش معتبر رویدادی است که می تواند اتفاق بیفتد. برای مثال سقوط پانل های سقف کاذب در یک مرکز کنترل رویدادی معتبر است. زیرا پانل های در حال سقوط سقف کاذب می‌توانند به تجهیزات اتاق رسیده و به آنها ضربه بزنند. جزء هدف (تجهیزات اتاق کنترل) در محدوده اثر جزء عامل (پانل های سقف کاذب) قرار دارند.

یک اندرکنش موثر رویدادی است که باعث آسیب به جزء هدف می گردد. به عنوان مثال سقوط لامپ های روشنایی بر روی لوله‌های فولادی ۲۰ اینچ (در صورت قرارگیری لامپ ها در بالای لوله ها) ممکن است رویدادی معتبر باشد اما موثر نیست (سقوط لامپ‌ها باعث آسیب به لوله های فولادی نمی گردد).

یک موضوع مهم در بررسی رویداد اندرکنش قضاوت مهندسی است زیرا تنها عوامل رویدادهای اندرکنش معتبر و موثر باید در بازرسی ها مورد توجه قرار گیرند.

۲-۸-۲- تعداد نمونه‌ها جهت بازرسی

تفسیرندارد.

تفسیر فصل ۳

روش‌های تحلیل

ت ۳-۱- مقدمه

مطالب این فصل ضوابط تعیین بارگذاری، مدلسازی و روشهای تحلیلی لازم برای تخمین نیروها و تغییر شکلهای لرزه ای برای اعضای یک ساختمان را مشخص می کند.

ارتباط مطالب این فصل با فصلهای دیگر دستورالعمل به شرح زیر است:

- اطلاعات راجع به هدف بهسازی شامل سطح خطر لرزه ای وسطح عملکرد ساختمان در فصل اول ارائه شده است.
- مقادیر ضریب آگاهی با استفاده از ضوابط فصل دوم تعیین می گردد. روش تعیین سختی و مقاومت اجزای مختلف سازه در فصلهای ۴، ۵، ۶ و ۱۰ ارائه شده است.
- مقایسه نیروهای داخلی و تغییر شکلهای حاصل از تحلیل مطابق مباحث این فصل با مقادیر قابل قبول آنها مطابق فصلهای ۴، ۵، ۶ و ۱۰ برحسب سطح عملکرد مورد انتظار از ساختمان با استفاده از ضوابط این فصل صورت می گیرد.
- روش تحلیل و طراحی اجزاء غیر سازه ای، تجهیزات مکانیکی و برقی ساختمان در فصل ۹ ارائه شده است.

ت ۳-۲- ضوابط کلی تحلیلی

ت ۳-۲-۱- انتخاب روش تحلیل

در این دستورالعمل چهار روش برای تحلیل سازه تحت بار جانبی معرفی شده است:

- روش استاتیکی خطی؛
- روش دینامیکی خطی ؛
- روش استاتیکی غیر خطی ؛
- روش دینامیکی غیر خطی.

منظور از تحلیل خطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار ارتجاعی خطی برای اجزاء آن می باشد. چنانچه $P-\Delta$ یا ترک خوردگی اجزاء بتنی یا بنایی مد نظر باشد این آثار در تحلیل خطی به صورت ساده شده وارد می گردد. مثلاً اثر $P-\Delta$ در تحلیل استاتیکی خطی به صورت اضافه بار جانبی و اثر ترک خوردگی صرفاً با کاهش مشخصات مقاطع اعضاء در مدل وارد می شود.

منظور از تحلیل غیرخطی، تحلیل سازه با در نظرگرفتن رفتار غیرخطی اجزاء آن به دلیل رفتار غیر خطی مصالح، ترک خوردگی و اثرات غیرخطی هندسی می باشد.

هر یک از روشهای فوق را می توان با توجه به شرایط بخش (۳-۳) و (۳-۴) برای تحلیل سازه تحت بار جانبی به کار گرفت. برای سیستم های سازه ای با جداسازی لرزه ای یا سیستم های غیرفعال اتلاف انرژی، تحلیل مدل سازه مطابق فصل ۱۰ انجام می شود.

به طور کلی روشهای تحلیل خطی هنگامی مناسب هستند که هنگام زلزله رفتار اجزاء سازه در محدوده خطی قرار داشته باشد و یا تعداد کمی از اجزاء از حد خطی خارج شوند. مطابق بند (۳-۳) چنانچه نسبت نیروهای ناشی از زلزله به ظرفیت باربری اجزاء کوچکتر از ۲ باشد اثر رفتار غیرخطی قابل توجه نبوده و می توان از روشهای تحلیل خطی استفاده نمود.

روشهای تحلیل استاتیکی هنگامی مناسب هستند که پاسخ سازه هنگام زلزله عمدتاً ناشی از ارتعاش در مود اول باشد یا به عبارت دیگر اثر مودهای بالاتر قابل توجه نباشد. هنگامی اثر مودهای بالاتر از مود اول قابل توجه نیست که ساختمان کوتاه و منظم باشد لذا برای ساختمانهای بلند و ساختمانهای نامنظم لازم است از روشهای تحلیل دینامیکی استفاده شود.

روش تحلیل استاتیکی غیر خطی برای اکثر ساختمانها قابل استفاده است اما برای ساختمانهایی که اثر مودهای بالاتر از مود اول قابل توجه باشد، لازم است در کنار این روش از روش تحلیل دینامیکی خطی نیز استفاده شود.

روش تحلیل دینامیکی غیرخطی برای تمام ساختمانها قابل استفاده است. اما نظر به اینکه نتایج حاصل از این روش حساس به شتاب نگاشت انتخاب شده برای تحلیل و مدل رفتار غیرخطی مصالح و اجزاء سازه می باشد لازم است کنترل و تفسیر نتایج حاصل توسط افراد مجرب انجام گیرد.

جدول ت ۳-۱ راهنمای انتخاب روش تحلیل

نام روش	شرایط استفاده	بند مربوطه
روش استاتیکی خطی	محدود	۳-۳-۱-۱
روش دینامیکی خطی	محدود	۳-۳-۱-۲
روش استاتیکی غیر خطی	محدود	۳-۴-۱-۱
روش دینامیکی غیر خطی	نا محدود	۳-۴-۱-۲

ت ۳-۲-۲- مدل سازی

ت ۳-۲-۲-۱- فرضیات اولیه

با وجود ابزارهای محاسباتی جدید، تهیه مدل سه بعدی و تحلیل آن به آسانی امکان پذیر است. در مدلهای دو بعدی باید مشخصات اجزاء با توجه به عملکرد سه بعدی آنها محاسبه و منظور شود. مثلاً اگر دیوار برشی به شکل L یا T باشد اثر وجود ادامه دیوار در جهت عمود بر صفحه باید به نحو مناسب در مدل اعمال گردد. در این ساده سازی تاثیر میزان انعطاف پذیری دیافراگم لحاظ گردد.

در این دستورالعمل برای تحلیل خطی، سختی اجزاء به صورت سختی مؤثر مطابق بند (۳-۴-۳-۱-۴) و نیز فصلهای ۴، ۵، ۶، ۷ و ۱۰ در نظرگرفته می شود.

ت ۳-۲-۲-۲- اعضای اصلی و غیر اصلی

اعضای اصلی آن دسته از اعضای سازه هستند که برای باربری جانبی در نظر گرفته شده اند. اما اعضای غیر اصلی اعضایی هستند که حذف آنها از سازه خللی در سیستم باربر جانبی سازه ایجاد نکند. چون زوال مقاومت و سختی اعضای غیراصلی محتمل است لذا ظرفیت آنها قابل اعتماد نمی باشد. به عنوان مثال تیغه های داخلی یا پوشش دال وستونی که متکی به قاب محیطی باربر جانبی باشد

اعضـای غیر اصـلی محسـوب می گردند. همچنین لنگر خمشـی پای سـتونی که مفصلی طراحی شده است برای باربری جانبی ضروری نیست لذا غیر اصلی محسوب می شود.

گاهی اعضـایی از سازه تحت بار جانبی تغییر شکلهایی را متحمل می شوند که بیش از ظرفیت آنها است لذا زودتر از اعضای دیگر از سـیسـتم باربر جانبی خارج می شـوند. در چنین شـرایطی طراح می تواند این اعضـا را غیر اصـلی فرض کرده و به آنها اجازه تغییر شکل همسـاز با سـازه را بدهد مشـروط برآنکه این تغییر شـکلها و خرابی احتمالی ناشی از آن منجر به کاهش باربری قائم و جانبی سایر اعضا نگردد. به عنوان مثال تیر همبند در دیوارهای همبسـته می تواند به عنوان عضـو غیراصـلی محسـوب گردد در صـورتی که پس از تغییر شکلهای زیاد وخارج شدن از سیستم باربری جانبی، دیوارها همچنان باربری جانبی را تأمین کنند.

در تحلیل خطی فقط اعضـای اصـلی مدل می شـوند و اعضای غیراصلی فقط برای تغییر شکلهای حاصل از تحلیل کنترل می شوند، زیرا اعضـای غیراصـلی معمولاً تحت بارهای رفت و برگشتی کاهش سختی و مقاومت قابل توجهی خواهند داشت و به سرعت از سیستم باربری جانبی خارج می گردند. کنار گذاشـتن اعضـای غیر اصـلی از مدل باعث می شـود که تحلیل خطی منجر به نتایج محافظه کارانه گردد زیرا در این روش نیاز لرزه ای زیادتری بر اعضـای اصـلی گذاشته می شود. اما در تحلیل غیر خطی (به جز روش تحلیل استاتیکی غیر خطی ساده شده) تمام اعضای اصلی و غیراصلی مدل شده و اثر کاهش مقاومت وسختی اجزاء (کاهندگی) در مدل وارد می شود.

در تحلیل خطی سـختی جانبی اعضـای غیراصلی نباید بیش از ۲۵٪ سختی اعضای اصلی باشد. بنابراین چنانچه سختی اعضای غیر اصـلی بیشـتر از ۲۵٪ باشـد باید تعدادی از اعضـای غیر اصلی، اصلی محسوب شوند ودر مدل وارد گردند تا آنجا که سختی اعضای غیر اصـلی باقی مانده کمتر از ۲۵٪ سـختی اعضـای اصـلی شود. برای این منظور لازم است ابتدا اعضای غیر اصلی نیز در مدل وارد شده و نسبت سختی آنها به اعضای اصلی تعیین شود. سپس به تدریج این اعضا از مدل حذف شوند.

اعضـای غیراصـلی تحت بارهای رفت و برگشتی ناشی از زلزله به سرعت سختی و مقاومت جانبی خود را از دست می دهند و موجب بی نظمی شدید و تمرکز نیروها و تغییر شکلها در اعضای اصلی می گردند. به عنوان مثال دیوارهای داخلی می توانند اثر قابل ملاحظه‌ای در سختی جانبی داشته باشند اما در ابتدای اعمال بارهای رفت و برگشتی ناشی از زلزله ممکن است خراب شوند. خرابی ناگهانی دیوار می تواند سـختی یک طبقه را نسبت به طبقات پائین و بالا تغییر زیادی دهد و منجر به تمرکز تغییر شکلها در آن طبقه شود. همچنین خرابی دیوارها در یک ناحیه از پلان می تواند موجب پیچش در سـازه شـود. در نظر گرفتن محدودیت ۲۵ درصـدی سـختی اعضـای غیر اصلی برای منظور کردن این گونه اثرات در تحلیل سازه لازم است.

ت ۳-۲-۲-۳-مدلسازی اتصالات

معمولا نیاز به مدلسـازی مسـتقل اتصـالات نمی باشـد. اما اگر مقاومت یا شـکل پذیری اتصال کمتر از اعضای متصل شونده باشند، خسـارت و خرابی اتصـال در سـطح عملکرد سـازه موثر خواهد بود. لذا مدلسازی صریح آن لازم می باشد. انعطاف پذیری زیاد اتصال، در مشـخصـات دینامیکی ساختمان نظیر زمان تناوب تاثیرگذار است. اگر در نظر گرفتن انعطاف پذیری اتصال باعث تغییر بیش از ۱۰٪ در مقادیر پاسـخ ها شود، در این گونه موارد مدلسازی اتصال ضروری خواهد بود. به عنوان مثال در نظر گرفتن صریح انعطاف پذیری اتصال در محل چشـمه اتصـال در قابهای خمشـی فولادی و ناحیه اتصـال در دیوارهای بتنی یا دیوارهای بنایی دارای بازشـو در تحلیل های غیرخطی مهم است.

ت ۳-۲-۲-۴- مدلسازی پی

برای مدل کردن پی جهت طراحی و بررسی اندرکنش آن با خاک لازم است مطابق فصل ۴ عمل شود. باید توجه داشت که تصمیم به در نظر گرفتن یا نگرفتن اثر انعطاف پذیری پی در مدلسازی باید با احتساب این اثرات بر روی رفتار کلیه اعضای سازه گرفته شود. مثلا فرض پایه صلب برای دیوارهای برشی می تواند منجر به افزایش تغییرشکل های خود دیوارها گردد اما در همان حال می تواند باعث کاهش اثرات بار جانبی بر اعضایی مثل تیرها و ستونهای قاب خمشی گردد.

ت ۳-۲-۲-۵- پیکربندی ساختمان

تجربیات به دست آمده از زلزله هاحاکی از آن است که ساختمانهای نامنظم نسبت به ساختمانهای منظم دارای رفتار نامناسب تری بوده اند، لذا یکی از اهداف بهسازی به منظور بهبود سطح عملکرد ساختمان، می تواند کاستن از نامنظمی ساختمان با تغییر در پیکربندی آن باشد. برای این منظور می توان تغییر در سیستم باربری جانبی و یا توزیع جرم در ساختمان را درنظر گرفت.

اعضای غیراصلی نیز می توانند موجب منظم یا نامنظم شدن ساختمان باشند. از آنجا که در هنگام زلزله مقاومت و سختی اجزای غیراصلی به سرعت کاهش می یابد، لذا برای آن که یک ساختمان منظم محسوب گردد لازم است با وجود اعضای غیراصلی یا بدون وجود آنها شرایط منظم بودن ساختمان تأمین گردد.

ت ۳-۲-۳- پیچش

مشاهدات تاریخی و مطالعات عددی نشان می دهد که اثر پیچش می تواند نتیجه عوامل بسیاری باشد که در ادامه شرح داده می‌شود.

لنگر پیچشی در هر طبقه از جمع لنگر پیچشی واقعی و اتفاقی محاسبه می گردد.

ت ۳-۲-۳-۱- پیچش واقعی

پیچش واقعی به دلیل عدم انطباق مرکز صلبیت و مرکز جرم سازه ایجاد می گردد.

ت ۳-۲-۳-۲- پیچش اتفاقی

پیچش اتفاقی به دلایل زیر ممکن است به وجود آید:

۱- خطای بین سختی محاسباتی و سختی واقعی ؛

۲- تغییر محل مرکز جرم ناشی از توزیع احتمالی بارهای زنده و مرده و تجهیزات در طول دوره بهره برداری از ساختمان؛

۳- عدم درنظر گرفتن مؤلفه پیچشی ارتعاشات زمین در تحلیل.

ضوابط مربوط به پیچش اتفاقی در تحلیل غیرخطی سازه های دارای جداساز لرزه ای یا میراگر در فصل ۱۰ آورده شده است.

ت ۳-۲-۳-۳-ملاحظات خاص پیچش

در صورتی که اعمال پیچش اتفاقی منجر به افزایش نسبت تغییر شکل حداکثر به تغییرشکل متوسط طبقه (η) به میزان بیش از ۱۰٪ گردد اثر آن باید منظور شود. حد افزایش تغییر شکلها به میزان ۱۰٪ با قضاوت مهندسی حاصل شده است و ناشی از این تجربه است که

ساختمانهای دارای سختی پیچشی زیاد معمولا نسبت به ساختمانهای با سختی پیچشی کم، آسیب پذیری کمتری از خود نشان می دهند.

چنانچه نسبت نیروی وارده به ظرفیت باربری جانبی اعضای سازه در نقاط مختلف متفاوت باشد اعضای ضعیف تر زودتر ترک خورده یا تسلیم می شوند و سختی آنها کاهش می یابد. به این ترتیب مرکز صلبیت نیز جابجا می شود. این جابجایی می تواند در جهت افزایش یا کاهش اثر پیچش باشد اما از آنجا که به دلیل پیچش در اعضای دورتر از مرکز صلبیت، نیروی بیشتری ایجاد می گردد سختی این اعضا زودتر از بقیه اعضا کاهش می یابد و مرکز صلبیت از این اعضا دورتر شده و پیچش تشدید می گردد. از آنجا که در تحلیل خطی این پدیده مدل نمی شود، اثر آن با ضریب A مطابق رابطه بند (۳-۲-۳-۳) اعمال می گردد.

به طور کلی برای تحلیل سازه استفاده از مدلهای سه بعدی توصیه می شود، اما اگر به دلیلی از مدل دو بعدی استفاده شده باشد و در اثر پیچش، تغییر مکان نقطه ای از دیافراگم صلب بیش از ۱/۵ برابر تغییر مکان متوسط دیافراگم باشد، آثار پیچش قابل توجه بوده و نتایج حاصل از تحلیل معتبر نیست لذا لازم است در چنین شرایطی از مدل سه بعدی برای تحلیل استفاده شود.

ت ۳-۲-۴- دیافراگم ها

دیافراگم کف ها نقش قابل توجهی در مسیر انتقال نیروهای جانبی به زمین دارند. دیافراگم ها نیروی اینرسی وارد بر اجزاء طبقه را به سیستم باربر جانبی منتقل می کنند. همچنین اگر اعضای سیستم باربر جانبی در طبقات یا قابهای مختلف دارای سختی یا مقاومت متفاوت باشند دیافراگم کف تا حدودی این اختلاف را تعدیل می کند. نحوهٔ تعیین میزان سختی و مقاومت دیافراگم ها برحسب آنکه از چه نوع مصالحی ساخته شده باشند در فصل ۸ آمده است.

دسته بندی دیافراگم ها:

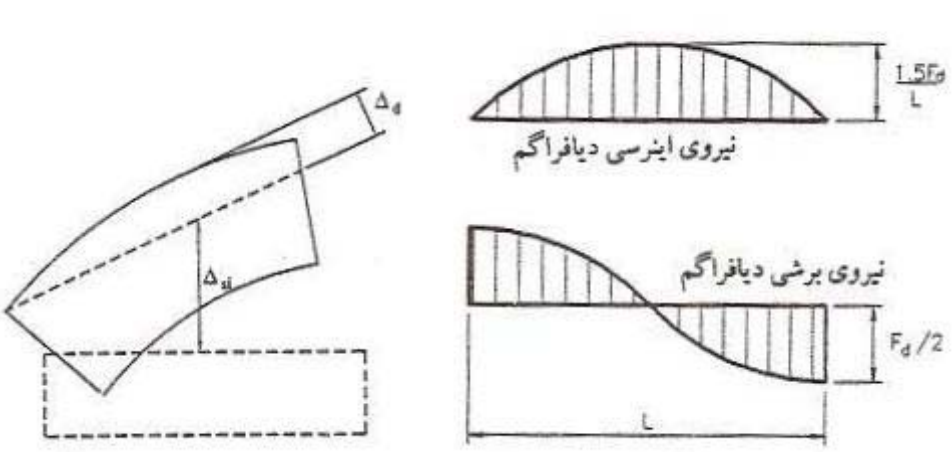
دیافراگم ها از نظر سختی در صفحه خود به سه دسته تقسیم می شوند.

۱- **دیافراگم صلب**: اگر تحت بار جانبی، حداکثر تغییر شکل افقی دیافراگم کوچکتر از نصف تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باشد،دیافراگم صلب محسوب می شود.

۲- **دیافراگم نرم**: اگر تحت بار جانبی، حداکثر تغییر شکل دیافراگم بزرگتر از دو برابر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باشد دیافراگم نرم محسوب می شود.

۳- **دیافراگم نیمه صلب**: اگر دیافراگم نه صلب باشد ونه نرم، نیمه صلب محسوب می شود.

به طور کلی دیافراگم های نرم منجر به (۱) افزایش زمان تناوب اصلی (۲) جداشدن مودهای ارتعاشی اعضای قائم و افقی باربر جانبی از یکدیگر و (۳) اصلاح توزیع نیروی اینرسی در صفحه دیافراگم می شوند.



شکل (ت۳-۱)- تعریف تغییر شکل دیافراگم و نحوه توزیع نیروی اینرسی در آن

ت ۳-۲-۵- اثر $P-\Delta$

هنگامی که سازه تحت بارهای جانبی تغییر شکل دهد، بارهای ثقلی می توانند این تغییر شکل را افزایش دهد، به این اثر، اثر $P-\Delta$ استاتیکی (در محدوده رفتار خطی مصالح) می گویند.

در حالتی که سختی اجزای سازه پس از تسلیم منفی باشد به دلیل کاهش سختی این اجزاء تغییر مکان نسبی طبقات و تغییرمکان هدف تحت بار جانبی افزایش می یابد و اثرات $P-\Delta$ تشدید می گردد. به این پدیده $P-\Delta$ دینامیکی (در محدوده رفتار غیرخطی مصالح) گفته می شود. این اثر به موارد زیر بستگی دارد:

۱- نسبت شیب منحنی نیرو تغییر مکان پس از تسلیم (α) به سختی مؤثر ارتجاعی؛

۲- زمان تناوب اصلی ساختمان؛

۳- نسبت مقاومت (R_u) ؛

۴- رابطه نیروی جانبی- تغییر مکان چرخه ای برای هر طبقه؛

۵- محتوای فرکانسی ارتعاشات زمین ؛

۶- طول زمان ارتعاش شدید زمین.

به علت تعدد پارامترهای دخیل، برآورد اثر $P-\Delta$ دینامیکی در تحلیل های استاتیکی خطی و غیرخطی مشکل است. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ناپایداری دینامیکی از طریق نسبت مقاومت (R_u) کنترل می گردد. در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی این اثر به طور صریح وارد می گردد.

ت ۳-۲-۶- اندرکنش خاک و سازه

اندرکنش میان سازه و خاک نگهدارنده شامل موارد زیر است :

الف– انعطاف پذیری پی: تعیین انعطاف پذیری در سطح تماس پی و خاک

ب– اثرات سینماتیک: فیلتر شدن حرکات منتقل شده از زمین به سازه بر اساس هندسه و مشخصات پی

ج– اثرات میرایی پی: اتلاف انرژی از طریق میرایی چرخه ای و میرایی تشعشعی خاک

انعطاف پذیری پی در بخش ۴–۴ توضیح داده شده است.

در بخش ۴–۵ ملاحظات اثرات اندرکنش خاک–سازه توسط اندرکنش سینماتیک یا میرایی پی، که موجب کاهش حرکت ورودی به سازه، نسبت به حالت بدون در نظر گرفتن اندرکنش می شود پرداخته شده است.

اندرکنش خاک–سازه می تواند باعث کاهش نیازهای لرزه ای ساختمان شود. اگرچه اندرکنش خاک–سازه می تواند موجب کاهش شتاب طیفی و نیروهای جانبی گردد، ولی می تواند تغییر شکل های جانبی و نیروهای ثانویه ناشی از اثرات $P\text{-}\Delta$ را افزایش دهد. کاهش نیاز لرزه ای به سبب مدلسازی انعطاف پذیری پی، میرایی پی و یا اثرات سینماتیک می تواند مهم باشد و در مواردی که قابل انجام است باید در نظر گرفته شود. در مواردی که ارزیابی اثرات اندرکنش خاک–سازه لازم نیست، استفاده از هر سه اثر فوق به تنهایی و یا توام مجاز است.

برای حالت های نادر (مانند حوزه نزدیک و خاک نرم) که افزایش دوره تناوب موجب افزایش شتاب طیفی می گردد، اثرات اندرکنش خاک–سازه روی ساختمان باید ارزیابی شود. برای اطلاعات بیشتر در رابطه با اندرکنش خاک–سازه به FEMA 440 (FEMA 2005) مراجعه شود.

ت ۳–۲–۷– اثر همزمان مؤلفه های زلزله

تفسیر ندارد.

ت ۳–۲–۷– ۱–مولفه های افقی

$$\begin{cases} P = P^{L} + 0.3P^{T} \\ M_X = M_X^{L} + 0.3M_X^{T} \\ M_Y = M_Y^{L} + 0.3M_Y^{T} \end{cases} \qquad \begin{cases} P = P^{T} + 0.3P^{L} \\ M_X = M_X^{T} + 0.3M_X^{L} \\ M_Y = M_Y^{T} + 0.3M_Y^{L} \end{cases}$$

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، برای به دست آوردن اثر مؤلفه های مختلف زلزله، آثار ناشی از تغییر شکل سازه به اندازه تغییرمکان هدف در یک امتداد با نیروهای (و نه تغییر شکلهای) ناشی از تغییر شکل سازه به اندازهٔ ۳۰٪ تغییر مکان هدف در امتداد عمود برآن جمع می شود.

علاوه بر روش اشاره شده در متن، سه روش دیگر نیز متداول هستند:

الف– اعمال توزیع بار در مدل در دو راستای متعامد و انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی تا رسیدن به تغییر مکان هدف در راستای مورد نظر و همزمان رسیدن به ۳۰٪ تغییر مکان هدف در راستای عمود بر آن. طبعا این امر ممکن است نیاز به تکرار با تغییر ضریب

توزیع بار در راستای عمود برای رسیدن به نتیجه داشته باشد. بدیهی است که این مراحل برای راستای دیگر ساختمان نیز می بایست انجام شود.

ب- انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی می تواند برای تلاشهای نیرو کنترل و تغییر شکل کنترل به صورت مجزا انجام شود. به این صورت که تلاشهای تغییر شکل کنترل در ۱۰۰٪ تغییر مکان هدف ساختمان در راستای مورد نظر بررسی شود. اما تلاشهای نیرو کنترل در ۱۰۰٪ تغییر مکان هدف ساختمان در راستای مورد نظر باید با نیروهای نظیر ۳۰٪ تغییر مکان هدف در راستای عمود بر آن جمع گردد.

پ- در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی اثر مؤلفه های مختلف ارتعاش زمین با اعمال همزمان آنها به مدل مورد بررسی قرار می گیرد. در صورت استفاده از مدل دوبعدی، دامنه شتاب نگاشت‌های زلزله باید در حداکثر مقدار η ضرب شوند.

ت ۳-۲-۷-۲-مولفه های قائم

در بعضی شرایط اثر مؤلفه قائم زلزله تعیین کننده است. مثلاً در تیرهای با دهانه های بلند یا تیرهای طره، اثر مؤلفه قائم زلزله می‌تواند حاکم باشد.

ت ۳-۲-۸- ترکیب بارگذاری ثقلی وجانبی

برای بررسی اثر همزمان بارهای ثقلی و زلزله باید حد بالا و پائین اثر بارهای ثقلی توسط روابط (۳-۱) و (۳-۲) محاسبه شود. چنانچه تحلیل خطی باشد، اثر هر دسته از بارها جداگانه محاسبه شده و با استفاده از اصل جمع آثار قوا اثر توأم آنها برآورد می گردد. اما در تحلیل غیر خطی این امکان وجود ندارد لذا باید برای ترکیب بارهای مختلف مراحل تحلیل به طور کامل تکرار شود.

مطابق روابط این بند حد بالا و پائین اثرات بارهای ثقلی نسبت به آئین نامه ها و ضوابط مربوط به طراحی ساختمانهای جدید دامنه تغییرات کوچکتری دارد. دلایل این اختلاف عبارتند از:

۱- این دستورالعمل برای ساختمانهای موجود تنظیم شده است. لذا هنگام محاسبه بارهای ثقلی اطلاعات دقیق تری از میزان و نحوهٔ اثر آنها موجود است؛

۲- ساختمان موجود تحت بارهای ثقلی قبلاً امتحان خود را پس داده است. بنابراین نگرانی از بابت حمل بارهای ثقلی به تنهایی وجود ندارد؛

۳- در این دستورالعمل مشخصات مصالح با دقت بیشتری نسبت به طراحی یک ساختمان جدید تعیین می شود.

ترکیب بارهای ثقلی مطابق این بند فقط برای بررسی اثر همزمان بارهای ثقلی و بارهای ناشی از زلزله می باشد.

ت ۳-۲-۹- بررسی اعتبار فرضیات طراحی

نتایج حاصل از تحلیل مدل سازه، باید به روشهای مناسب مورد ارزیابی و کنترل قرار گیرند. همچنین باید کنترل شود که محلهای فرض شده برای مفاصل خمیری با آن چه که از نتایج تحلیل حاصل شده است منطبق باشد. در تحلیل غیرخطی معمولاً مفصل های خمیری در دو انتهای تیر یا ستون فرض می شوند اما اگر اثر بارهای ثقلی به تنهایی قابل توجه باشد، ممکن است مفصل خمیری در

نقطه ای بین دو انتهای عضو ایجاد گردد. زمانی که بیش از نصف ظرفیت عضو صرف حمل بارهای ثقلی شده باشد احتمال ایجاد مفصل خمیری در نقاط میانی عضو باید مورد توجه قرار گیرد.

در تحلیل های خطی برای اعضای تحت بارهای ثقلی قابل توجه، دیاگرام لنگر خمشی باید ترسیم شود، تا با استفاده از آن احتمال ایجاد مفصل خمیری در طول عضو (مقطع بحرانی) بررسی شود.

ت ۳-۲-۱۰- واژگونی

نیروی جانبی ناشی از زلزله می تواند امکان واژگون شدن اجزاء یا کل ساختمان را فراهم سازد. هرچند واژگون شدن ساختمان در عمل به ندرت پیش می آید، تمایل به واژگونی می تواند باعث تنش های قابل ملاحظه ای شود که منجر به شکست موضعی یا کلی گردد. در نقاطی که اجزاء سازه دارای اتصال کافی به یکدیگر می باشند، ظرفیت باربری اجزاء مانع از واژگونی می گردد. اما در نقاطی که بین اجزاء اتصال کافی وجود ندارد مانند اتصال سازه به خاک، مقابله با واژگونی باید توسط بار مرده به تنهایی یا در ترکیب با ظرفیت اجزاء و اتصالات آنها صورت گیرد.

در حالتی که اجزای سازه دارای اتصال کافی به یکدیگر باشند، نیروها یا تغییرشکل های حاصله در اعضا ناشی از واژگونی با ظرفیت باربری یا تغییرشکلی اجزای سازه مطابق این دستورالعمل برحسب آنکه نیروکنترل یا تغییرشکل کنترل باشند، ارزیابی می گردد. اما اگر مقابله با واژگونی توسط بار مرده به تنهایی تأمین شود درآن صورت لنگر واژگونی، نیرو کنترل خواهد بود.

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

انتخاب نوع تلاش (نیرو کنترل یا تغییرشکل کنترل) در اختیار طراح نیست بلکه برحسب نوع رفتار اعضا مشخص می شود. در این دستورالعمل تلاشهای تغییرشکل کنترل با لحاظ ضریب m در روشهای خطی یا ظرفیت تغییر شکلی در روشهای غیر خطی در فصول ۴ تا ۸ مشخص شده است.

در یک مقطع از یک عضو، ممکن است نیروهای داخلی از دو نوع تغییرشکل کنترل یا نیرو کنترل باشند. به عنوان نمونه تلاش های موجود در تیرها و ستونهای یک قاب خمشی بتن مسلح می تواند شامل لنگر خمشی (تغییرشکل کنترل) و نیروی برشی در تیرها و نیروی محوری در ستونها (نیرو کنترل) باشد.

به عنوان مثالی در ساختمانهای با قابهای مهاربندی شده نیروی محوری در مهاربندهای قطری از نوع تغییر شکل کنترل هستند در حالیکه نیروی موجود در اتصالات مهاربند و نیروی محوری موجود در ستونها، از نوع تلاشهای نیرو کنترل می باشند.

چنانچه اطلاعات کافی و نتایج آزمایشهای لازم برای مشخص کردن منحنی رفتار تلاش عضو در دسترس نباشد رفتار برای آن تلاش نیرو کنترل در نظر گرفته می شود.

تلاش تغییرشکل کنترل، تلاشی است که از حد جاری شدن فراتر رفته و بر اساس تغییر شکل، کنترل می شود. اما تلاش نیرو کنترل از حد جاری شدن تجاوز نمی کند.

ت ۳-۳-روشهای تحلیل خطی

ت ۳-۳-۱- محدوده کاربرد روشهای تحلیل خطی

میزان بزرگی نیروهای ناحیه غیر ارتجاعی و نحوه پخش آنها با استفاده از نسبت نیرو به ظرفیت اعضا (DCR) تعریف می شود. باید توجه داشت که از این نسبت به عنوان معیار پذیرش استفاده نمی شود. ارزیابی اعضای سازه به کمک روشهای تحلیلی فصل ۳ به همراه معیارهای پذیرش در فصول ۴ تا ۸ صورت می گیرد.

در واقع نسبت نیرو به ظرفیت اعضا (DCR) به عنوان معیاری برای رفتار غیر ارتجاعی سازه و بی نظمی سازه تعریف شده است. درصورتیکه (DCR) محاسبه شده برای اعضای مورد نظر سازه کوچکتر یا مساوی یک باشد سازه کاملاً ارتجاعی رفتار می کند. منظور از (DCR) نسبت نیرو به ظرفیت بوده و با نسبت تنش به ظرفیت متفاوت است.

لازم به توضیح است در مورد اعضایی که تحت تاثیر توأم نیروها قرار می گیرند، (DCR) نسبت نیرو به ظرفیت برای هر تلاش به تنهایی و بدون لحاظ اثرات اندرکنشی می باشد و سپس مقدار بحرانی آن انتخاب می شود و ملاک است.

ت ۳-۳-۱-۱ – کاربرد روش استاتیکی خطی

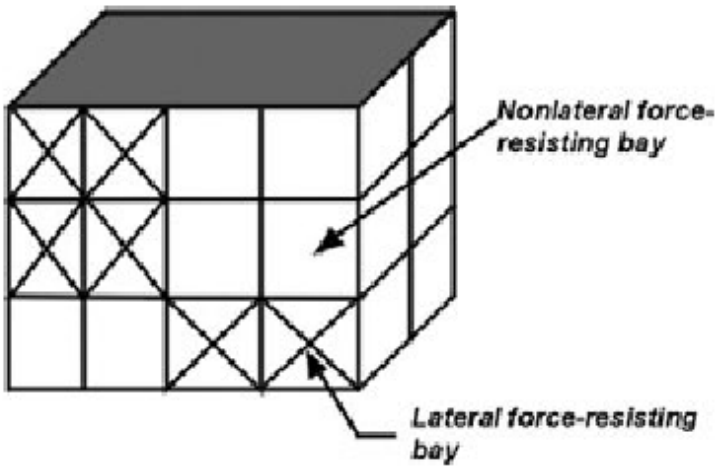
نتایج حاصل از روش های تحلیل خطی برای ساختمانهای بلند با زمان تناوب زیاد و آنهایی که دارای نامنظمی شدید (فرورفتگی یا پیش آمدگی بزرگ در ارتفاع، نامنظمی در سختی پیچشی یا نامنظمی در توزیع سختی در ارتفاع و ساختمانهای دارای سیستم باربر جانبی با محورهای نا متعامد) هستند، ممکن است دارای خطای زیادی باشد مگر آنکه رفتار ساختمان تحت بارهای ناشی از زلزله طرح تقریباً ارتجاعی باشد. شایان ذکر است در این حالت تنها استفاده از روش تحلیل دینامیکی خطی مجاز می باشد.

در صورتی که رفتار غیر ارتجاعی در اعضای سازه گسترده باشد (مقدار DCR بحرانی بیشتر از مقدار ۲ باشد) و یکی از نامنظمی های شماره ۷، ۸ و ۹ در بند ۳-۱-۱-۱، وجود داشته باشد دیگر اجازه استفاده از روش خطی داده نمی شود.

برای تشخیص نامنظمی های اشاره شده در شماره های ۷، ۸ و ۹ بند ۳-۱-۱-۱، یک تحلیل خطی باید انجام شود. نتایج این تحلیل برای تشخیص میزان بزرگی و نحوه پخش نیروهای محدوده ی غیرارتجاعی در اعضای اصلی سازه و عناصر سیستم باربر جانبی می‌باشد.

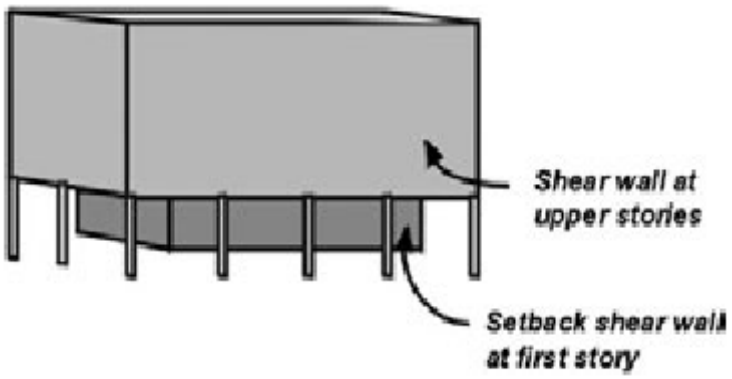
این نامنظمی ها شامل موارد زیر می باشند:

الف) نامنظمی انقطاع در سیستم باربر جانبی داخل صفحه: این نامنظمی در حالتی است که المان باربر جانبی در یک طبقه وجود داشته باشد و در دیگر طبقات در همان راستا ادامه نیابد. شکل (۳-۲)



شکل (ت۳-۲)-انقطاع سیستم باربر لرزه ای در صفحه

ب) نامنظمی انقطاع در سیستم باربر جانبی خارج صفحه: در این نامنظمی صفحه قرار گیری سیستم باربر جانبی در ارتفاع ساختمان تغییر می کند. مثلا در شکل (۳-۳) دیوار برشی در طبقه اول در قابهای داخلی ساختمان قرار دارد و این دیوار برشی در همان صفحه به طبقات بالا امتداد پیدا نکرده است و ادامه آن به قابهای خارجی ساختمان منتقل شده است.



شکل (ت۳-۳)-انقطاع سیستم باربر لرزه ای در خارج از صفحه

پ) نامنظمی پیچشی: مطابق توضیحات داده شده در شماره ۸ بند ۳-۳-۱-۱

ت) نامنظمی مقاومتی ناشی از طبقه ضعیف: مطابق توضیحات داده شده در شماره ۹ بند ۳-۳-۱-۱

ت ۳-۳-۱-۲ – کاربرد روش دینامیکی خطی

تفسیر ندارد.

ت ۳-۳-۲ – محاسبه سختی در روشهای تحلیل خطی

تفسیر ندارد.

ت ۳ -۳-۳ – روش تحلیل استاتیکی خطی

روش تحلیل استاتیکی خطی بر مبنای دو فرض اساسی زیر استوار است:

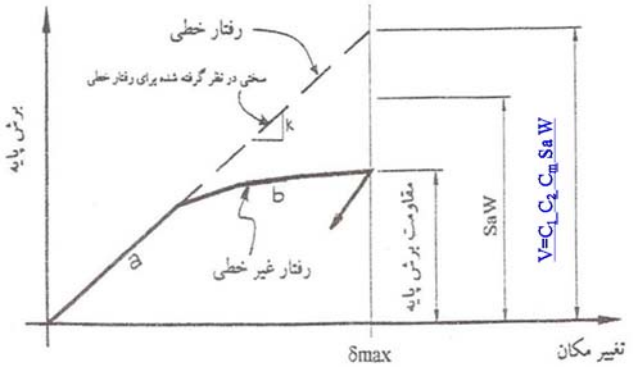
۱- رفتار مصالح خطی است؛

۲- علیرغم آن که نیروهای ناشی از زلزله دینامیکی است، در ساختمانهایی که مود غالب ارتعاشی آنها مود اول است، عموما می توان اثر زلزله را به صورت استاتیکی با اعمال بار جانبی معادل برسازه برآورد نمود.

فرضیات فوق فقط در محدوده خاصی مطابق آنچه که در بند (۳-۳-۱) آمده است می تواند به نتایج با دقت مطلوب منتهی گردد. در غیر آن صورت لازم است از روشهای دقیق تر تحلیل استفاده شود.

در این دستورالعمل طراحی بر مبنای تغییر شکلها می باشد زیرا معمولاخرابی در سازه متناظر با تغییر شکلها است. هرچند تغییر شکلها خود متناسب با نیروها می باشند، اما پس از تسلیم مصالح یا ایجاد ترک ها به ازای افزایش نیروی کوچک، تغییر شکلهای زیادی ایجاد می گردد. لذا در محدودهٔ غیرخطی تغییر شکلها وضعیت سازه را بهتر از نیروها بیان می کنند. به همین جهت در این دستورالعمل در روشهای تحلیل خطی نیروهای جانبی ناشی از زلزله چنان برآورد می شوند که اگر بر مدل سازه وارد شوند تغییر شکلهای حاصل از تحلیل مدل تا حد امکان نزدیک به تغییر شکلهای واقعی ساختمان باشد. در صورتیکه رفتار سازه تحت چنین بارگذاری همچنان خطی یا نزدیک به خطی باقی بماند، نیروها و تغییر شکلهای حاصل از تحلیل نزدیک به واقعیت خواهد بود اما چنانچه رفتار مصالح غیرخطی باشد، آن گاه نیروها بیش از مقادیر واقعی برآورد می گردند.

در تحلیل با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح، نیروها و تغییر شکلها با دقت خوبی قابل محاسبه هستند. به همین جهت تحلیل غیرخطی همواره به عنوان یک روش دقیق تر توصیه می گردد. با این حال در شرایط خاص مطابق آنچه اشاره شد، استفاده از روشهای ساده شده مانند روش تحلیل استاتیکی خطی می تواند منجر به برآورد نیروها و تغییر شکلها با دقت قابل قبول گردد. مزیت روش تحلیل خطی آن است که رابطه نیرو و تغییر شکل خطی است. بنابراین برآورد نیروها و تغییر شکلها تحت حالتهای مختلف ترکیب بارها به سادگی امکان پذیر است. شکل (ت ۳-۴) اختلاف دو روش خطی و غیرخطی را نشان می دهد. خط منحنی رفتار واقعی ساختمان با رفتار غیر خطی مصالح و خط مستقیم رفتار خطی فرض شده را نشان می دهد. در محدودهٔ مشخص شده با حرف a اختلافی بین روش خطی و غیر خطی وجود ندارد اما در محدودهٔ b، برای آن که تغییر شکلهای حاصل از تحلیل خطی مشابه تغییر شکلهای تحلیل غیر خطی به دست آیند لازم است نیروی جانبی افزایش داده شود.



شکل (ت ۳-۴)- اختلاف روش خطی و غیر خطی

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

در روش تحلیل استاتیکی خطی برای برآورد نیروهای جانبی ناشی از زلزله، سازه به صورت سیستم یک درجه آزادی فرض می شود و شتاب حداکثر وارد بر آن سیستم با استفاده از طیف شتاب زلزلهٔ طرح و محاسبه زمان تناوب ارتعاش سازه، برآورد می گردد. برای محاسبه

زمان تناوب اصلی ارتعاش سازه می توان از یکی از روشهای زیر استفاده نمود:

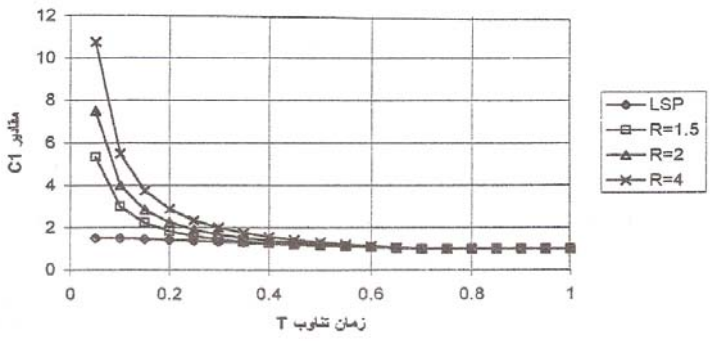
۱- **روش تجربی:** در این روش زمان تناوب اصلی با استفاده از رابطهٔ تجربی (۳-۴) برآورد می گردد. ضرایب این رابطه با استفاده از نتایج اندازه گیری ارتعاشات ساختمانهای موجود هنگام زلزله تعیین شده است.

۲- **روش تحلیلی:** در این روش با استفاده از مشخصات سختی و جرم ساختمان، تحلیل مقادیر ویژه انجام شده و کوچکترین مقدار ویژه که متناظر با بزرگترین زمان تناوب یا همان زمان تناوب اصلی است محاسبه می گردد. در این ویرایش از دستورالعمل مانند آئین نامه های مربوط به طراحی ساختمانهای جدید، برای زمان تناوب حاصل از این روش حد بالا در نظر گرفته شده است. به صورتی که زمان تناوب محاسبه شده از روش تحلیلی نباید از ۱/۴ برابر زمان تناوب تجربی بیشتر شود.

ت ۳-۳-۳-۲- برآورد نیروها و تغییر شکل ها

در روش تحلیل استاتیکی خطی کل نیروی جانبی ناشی از زلزله به صورت ضریبی از جرم ساختمان محاسبه می شود. این ضریب، همان شتاب طیفی ارتجاعی است. اگر نیروی جانبی بدست آمده از این طریق به سازه اعمال شود و رفتار سازه ارتجاعی خطی فرض شود، تغییر شکلهای حاصل، با آن چه که در زلزله طرح انتظار می رود برابر خواهد بود. اما در سازه های شکل پذیر رفتار سازه هنگام زلزله از محدودهٔ ارتجاعی خطی خارج می شود. به همین جهت در این روش برای برآورد دقیق تر تغییر شکلها، نیروی جانبی با اعمال ضرایب C افزایش داده می شود. به گونه ای که اگر مقادیر نیروی حاصل از این روش به مدل با رفتار ارتجاعی خطی اعمال گردد تغییر شکلهای سازه با رفتار غیرخطی برآورد شود. هرچند به این ترتیب تغییر شکلها اصلاح می گردند اما نیروهای داخلی بیش از مقادیری خواهند بود که در سازهٔ با رفتار غیرخطی انتظار می رود. به همین جهت هنگام کنترل یا طرح اجزای نیرو کنترلساختمان در بخشهای دیگر این دستورالعمل باتوجه به این نکته، نیروهای داخلی نیز اصلاح می گردند. ضرایب C در رابطه (۳-۵) عبارتند از:

ضریب C_1 : برای محاسبه حداکثر تغییر شکلهای غیر ارتجاعی در سازه هایی که دارای حلقه های چرخه ای پایدار و کامل هستند ضریب C_1 در حداکثر تغییر شکلهای حاصل از تحلیل ارتجاعی خطی ضرب می شود. مقدار این ضریب که به روشهای محاسباتی و تجربی به دست آمده است با استفاده از رابطه (۳-۶) محاسبه می شود. اما اگر در تحلیل استاتیکی خطی مقدار R_u (نسبت مقاومت) در دسترس نباشد می توان از رابطه (۳-۹) نیز مقدار C_1 را محاسبه نمود. در این صورت مقدار C_1 نباید کمتر از یک اختیار گردد. شکل (ت ۳-۵) مقدار C_1 را برحسب زمان تناوب اصلی سازه برای دو رابطه فوق و مقدار T_o برابر ۰/۷ ثانیه نشان می دهد.



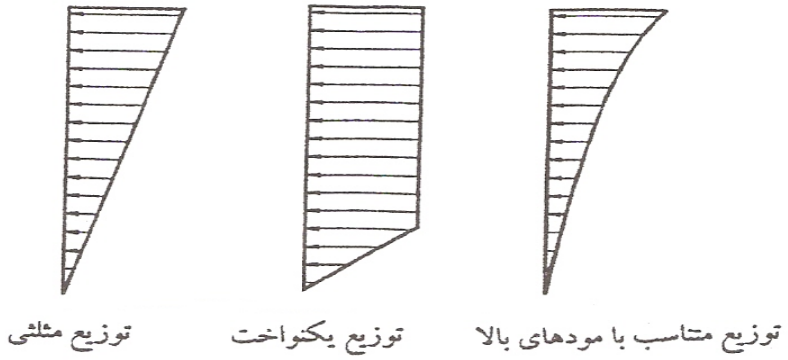
شکل (ت ۳-۵)- مقدار C_1 برحسب زمان تناوب اصلی سازه

ضـریب C_2 : این ضـریب اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزای سازه را بر تغییر شکلها در رابطه (۳-۵) اعمال می کند. زیرا در رابطه (۳-۵) رفتار اجزاء سـازه دو خطی و بدون افت ناشی از رفت و برگشتهای متوالی فرض شده است. به دنبال حرکات رفت و برگشتی و گسترش خرابی ها، سختی اجزای سازه کاهش یافته و مقاومت آنها افت می کند. در سازه هایی که دارای حلقه چرخه ای کامل و پایدار باشند ضریب C_2 برابر یک در نظر گرفته می شود. نظیر ساختمانهای قاب خمشی ویژه بتنی و فولادی، قابهای مهاربندی واگرا و قابهای با مهاربندهای کمانش تاب که ضوابط مربوطه در طرح و اجرای آنها رعایت شده باشد. این سیستم ها می توانند یا به عنوان سیستم اولیه یا به عنوان سیستم اضافه شده در طرح بهسازی ساختمان استفاده شده باشند. اما برای سازه هایی که دارای حلقه چرخه ای خوب نباشند حرکات رفت و برگشتی سازه موجب گسترش ترکها و خرابی شده و علاوه بر کاهش سختی و افزایش تغییر شکل ها، افت مقاومت را نیز به دنبال خواهد داشـت. از اینرو ضـریب C_2 برای این سـازه ها بزرگتر از یک در نظر گرفته می شود. مقدار C_2 برای تحلیل خطی۱/۰ و برای تحلیل غیر خطی مطابق رابطه (۳-۱۰) انتخاب می شود.

ضـریب C_m: در تحلیل استاتیکی خطی فقط مود اول ارتعاش در نظر گرفته می شود و فرض می گردد تمام مودها با مود اول هم جهت بوده و اثر آنها با یکدیگر جمع می شـود. لذا برش پایه محاسـبه شده از این طریق قدری بزرگتر از نتایجی خواهد بود که از تحلیل دینامیکی حاصـل می شـود. (هر چند مود اول سـهم عمده ای در پاسخ سازه دارد، اما به دلیل ارتعاش مودهای دیگر در جهت خلاف مود اول، شـتـاب طبقات در تمام لحظات در یک جهت نخواهند بود و اثر یکدیگر را تا حدی خنثی می کنند و باعث کاهش برش پایه تا حد ۲۰٪ خواهد شـد) و لذا ضریب C_m برای اصلاح این خطا، در رابطه محاسبه برش پایه وارد شده است. این ضریب که همواره کوچکتر از یک است با استفاده از جدول (۳-۴) تعیین می شود. این ضریب اثر کاهنده تا ۲۰٪ بر نیروهای جانبی خواهد داشت.

ت ۳-۳-۳-۳- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

نحوه توزیع نیروی جانبی در ارتفاع سـاختمان در طول ارتعاشـات زلزله بسـیار پیچیده اسـت. بعضـی از حالتهای مختلف توزیع نیروی جانبی در شکل (ت ۳-۶) نشان داده شده است.

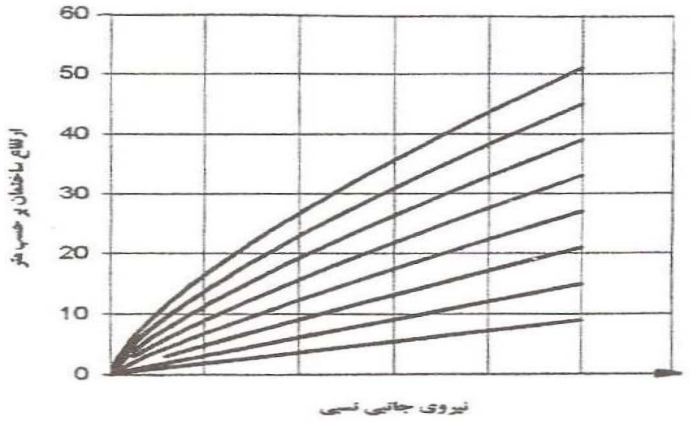


شکل (ت ۳-۶)- حالتهای مختلف توزیع نیروی جانبی

از نقطه نظر طراحی، توزیع نیروی جانبی باید به گونه ای انتخاب شود که بحرانی ترین شرایط را ایجاد نماید. چنانچه سازه در محدوده رفتار ارتجاعی خطی باشـد، توزیع نیروی جانبی تابع پارامترهای زیادی از جمله محتوای فرکانسـی و دامنه ارتعاشـات زلزله، فرکانسـها و شـکل مودهای سـازه می باشد. اگر سازه رفتار غیرخطی داشته باشد توزیع نیروی جانبی علاوه بر پارامترهای فوق تابع تسلیم موضعی یا کلی اجزاء سازه نیز خواهد بود و به همین جهت بسیار پیچیده تر می باشد.

به منظور تحلیل و طراحی لازم است علیرغم پیچیدگی های فوق روش ساده و عملی برای تعیین توزیع نیروی جانبی مورد استفاده قرار گیرد به نحوی که بحرانی ترین حالتهای ممکن را در بر داشته باشد. بر این اساس توزیع نیروی جانبی برای ساختمانها با زمان تناوب کوچکتر یا مساوی ۰/۵ ثانیه که درآنها مود اول ارتعاش نقش عمده دارد پارامتر k در رابطه (۳-۱۲) برابر یک اختیار می گردد به این ترتیب توزیع نیروی جانبی به شکل مثلثی می باشد.

در ساختمانهای با زمان تناوب بزرگتر یا مساوی ۲/۵ ثانیه اثر مودهای بالاتر از اول قابل توجه بوده و موجب شتابهای بزرگ در طبقات آخر ساختمان می گردد. برای آنکه توزیع نیروی جانبی با این پدیده مطابقت داشته باشد پارامتر k برابر ۲ انتخاب می شود. برای ساختمانهای با زمان تناوب بین ۰/۵ تا ۲/۵ ثانیه مقدار k از درون یابی خطی بدست می آید. شکل (ت ۳-۷) توزیع نیروی جانبی را برای قاب خمشی بتنی با فرض توزیع یکنواخت جرم در ارتفاع آن نشان می دهد. همان گونه که در این شکل ملاحظه می گردد با افزایش ارتفاع ساختمان توزیع نیروی جانبی از خط مستقیم به منحنی تبدیل می گردد.



شکل (ت ۳-۷)- توزیع نیروی جانبی را برای قاب خمشی بتنی با فرض توزیع یکنواخت جرم در ارتفاع

همچنین با افزایش k، نسبت لنگر واژگونی به برش پایه افزایش می یابد زیرا نقطه اثر برآیند نیروی جانبی بالاتر می رود، لذا در بعضی از اجزاء سازه مانند دیوارهای برشی بتنی که در آنها افزایش نسبت لنگر واژگونی به برش پایه ممکن است در جهت اطمینان نباشد این پدیده باید مورد توجه قرار گیرد.

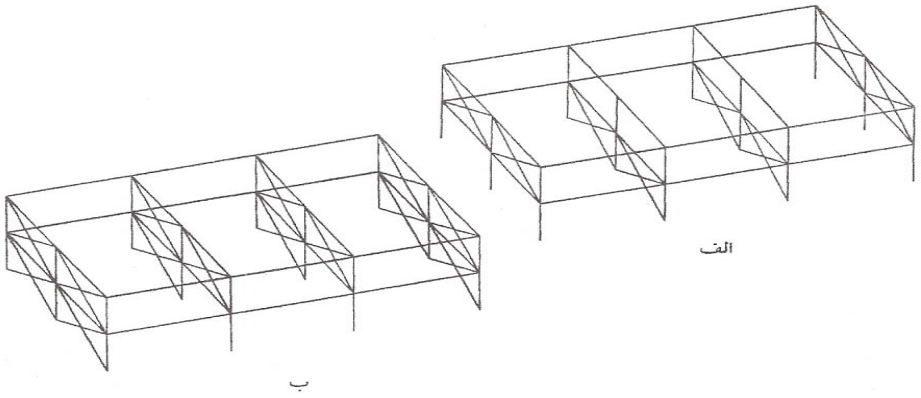
ت ۳-۳-۳-۴- توزیع نیروی جانبی در پلان

تفسیر ندارد.

ت ۳-۳-۳-۵- دیافراگم ها

دیافراگم طبقات درتعیین مسیر انتقال بار جانبی ایجاد شده در سازه تا تکیه گاه ها نقش قابل توجهی بر عهده دارند. دیافراگم طبقات علاوه بر انتقال نیروهای اینرسی (ایجاد شده در اجزای متصل به آن) به اجزای سیستم باربر جانبی، نقش هماهنگ کننده و تعدیل کننده توزیع بارجانبی را نیز در اجزای سیستم باربر جانبی برعهده دارند. ساختمانهای بسیاری به دلیل ضعف دیافراگم یا اتصال دیافراگم به سیستم باربر جانبی، هنگام زلزله تخریب شده یا خسارات زیادی را متحمل شده اند. به همین جهت ظرفیت باربری دیافراگم در صفحه افق و ظرفیت باربری اتصال سیستم باربر جانبی به دیافراگم ها باید متناسب با نیروهای القا شده در نظر گرفته شود. برای محاسبه نیروی

اینرسی وارد بر دیافراگم مطابق رابطه (۳-۱۳) ضریب زلزله متوسط طبقات بالاتر در مجموع جرم دیافراگم و اجزاء متکی به آن مانند کف سازی و دیوارهای جداکننده ضرب می شود.. تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی در ارتفاع، موجب قرار گرفتن دیافراگم در مسیر بارهای جانبی می شود. در این صورت، دیافراگم باید قابلیت جذب بار و توزیع آن در سایر سیستم‌های باربر جانبی را داشته باشد. شکل (ت ۳-۸) دو سیستم سازه‌ای را نشان می دهد که در آنها دیافراگم در مسیر انتقال بارجانبی قرار گرفته است. در شکل (ت ۳-۸ الف) تغییر موقعیت سیستم باربرجانبی موجب انتقال تمام نیروها از طریق دیافراگم شده است و در شکل (ت ۳-۸-ب) تغییر سختی سیستم باربر جانبی در وسط سازه موجب انتقال بخشی از نیروها از طریق دیافراگم شده است. زیرا سختی زیاد دیافراگم در صفحهٔ خود تغییر مکان قابهای میانی و قابهای طرفین را برابر می سازد. اما سختی کم قابهای میانی در اولین طبقه موجب نیروی برشی کمی در آنها شده است. در حالی که به دلیل تشابه قابها در طبقات بالاتر نیروی برشی قابها یکسان بوده است. لذا مازاد نیروی برشی قابهای میانی باید از طریق دیافراگم به قابهای طرفین انتقال یابد. نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی باید از طریق تحلیل مدل مناسب برآورد شود و جهت طراحی دیافراگم و اتصالات آن به سیستم باربر جانبی با نیروهای اینرسی جمع شود. چنانچه دیافراگم در مدل سازه در نظر گرفته شده باشد نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی مستقیماً از تحلیل مدل سازه برآورد می گردد. اما اگر دیافراگم ها در مدل وارد نشده باشند، نیروهای مذکور باید با استفاده از تحلیل مدل تیر بر روی تکیه گاه های ارتجاعی تخمین زده شود. برای این منظور تیر با سختی خمشی و برشی معادل سختی دیافراگم در صفحه افق و تکیه گاه های ارتجاعی با سختی معادل سیستم باربر جانبی در نظر گرفته می‌شود.



شکل (ت ۳-۸)- دو سیستم سازه ای که در آنها دیافراگم در مسیر انتقال بارجانبی قرار گرفته است.
الف) تغییر موقعیت سیستم باربرجانبی و انتقال تمام نیروها از طریق دیافراگم
ب) تغییر سختی سیستم باربر جانبی در وسط سازه و انتقال بخشی از نیروها از طریق دیافراگم

ت ۳-۳-۴- روش تحلیل دینامیکی خطی

در روش تحلیل دینامیکی خطی نیروها و تغییر شکلهای ناشی از زلزله با استفاده از روابط تعادل دینامیکی حاکم بر مدل ارتجاعی خطی محاسبه می شود. محدودیتهای استفاده از روش در بخش (۳-۳) آمده است. از آنجا که در این روش مشخصات دینامیکی سازه در تحلیل وارد می گردد، نتایج حاصل دقیق تر از روش تحلیل استاتیکی خطی است اما به هرحال رفتار غیرخطی مصالح و مدل منظور نمی‌شود.

تحلیل دینامیکی خطی می تواند به دو روش طیفی و روش تاریخچه زمانی انجام شـــود. در روش طیفی، طیف مورد اســـتفاده باید طیف ارتجاعی خطی بدون اصـلاح برای تغییر شکلهای غیر خطی باشد. نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی خطی برای سازه هایی که رفتار آنها در طول زلزله خطی باقی می ماند نزدیک به واقعیت اسـت اما مشـابه روش تحلیل اسـتاتیکی خطی، چنانچه رفتار سـازه از محدوده خطی خارج شده و غیرخطی شود، نیروهای داخلی حاصل از این روش بزرگتر از مقادیری است که در زلزله طرح پیش بینی می شود.

به همین جهت برای ارزیابی تلاشـهای تغییرشکل کنترل در معیارهای پذیرش این اعضا به این نکته با در نظر گیری ضریب اصلاح m در روابط توجه شده است.

ت ۳-۳-۴-۱- ملاحظات مدلسازی و تحلیل

ت ۳-۳-۴-۱-۱-حرکات زمین

ت ۳-۳-۴-۱-۲-روش تحلیل طیفی

تحلیل دینامیکی خطی به دو روش طیفی و تاریخچه زمانی انجام می شود. در مواردی که زمان تناوب تجربی و تحلیلی نزدیک هم هستند نیاز به همپایه کردن برش پایه حاصل از روش تحلیل طیفی نمی باشد. زیرا انتظار می رود برش پایه حاصل از روش تحلیل طیفی و روش تحلیل استاتیکی خطی نزدیک به هم باشند. ولی در مواردی که فاصله زمان تناوب تحلیلی و تجربی زیاد است (بیش از ۱/۴ برابر) برش پایه حاصل از روش تحلیل طیفی معمولا کمتر از برش پایه حاصل از روش تحلیل استاتیکی خطی می باشد. در این حالت اگر برش پایه تحلیل طیفی کمتر از ۸۰٪ برش پایه حاصـل از تحلیل اسـتاتیکی باشـد، مقدار برش پایه به ۸۰٪ برش پایه تحلیل استاتیکی همپایه می شود.

ت ۳-۳-۴-۱-۳-روش تحلیل تاریخچه زمانی

تفسیر ندارد.

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

تفسیر ندارد.

ت ۳-۳-۴-۳-دیافراگم ها

برای تفسیر این بند به بند (ت ۳-۳-۳-۵) مراجعه شود.

ت ۳-۳-۴-۴-برآورد نیروها و تغییرمکان ها

نتایج حاصـل از تحلیل دینامیکی خطی باید در ضـرایب اصـلاح C_1, C_2 ضـرب شود تا تغییر مکانهای حاصل به دلیل تفاوت تغییر مکان های غیرارتجاعی با ارتجاعی، اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزای سازه، به تغییر مکانهای واقعی زلزله طرح نزدیک شود. برای تفسیر ضرایب C به (ت ۳-۳-۳-۲) مراجعه شود. در صورت نیاز به لحاظ اثر پیچش، ضوابط بند ۳-۲-۳ می بایست اعمال گردد.

ت ۳-۳-۵- کنترل واژگونی در روش‌های خطی

در این دستورالعمل نیروهای جانبی ناشی از زلزله برای تحلیل خطی سازه، با اعمال ضرایب اصلاح C_1, C_2 افزایش داده می‌شوند تا تغییر مکانهای حاصل از تحلیل به مقادیر واقعی نزدیک شود به این ترتیب لنگر واژگونی محاسبه شده با استفاده از این نیروها بیش از مقدار واقعی خواهد بود. از آنجا که لنگر واژگونی نیرو کنترل است پس از محاسبه لنگر نیروهای جانبی، مقدار حاصل مطابق رابطهٔ (۳-۱۴) یا (۳-۱۵) بر ضرایب اصلاح تقسیم می گردد.

چنانچه لنگر واژگونی بر لنگر مقاوم حاصل از بارهای ثقلی غلبه کند، لازم است برای تأمین پایداری سازه اتصالات اضافی در نظر گرفته شود.

ت ۳-۴- روشهای تحلیل غیرخطی

ت ۳-۴-۱- محدوده کاربرد روشهای غیرخطی

ت ۳-۴-۱-۱- کاربرد روش استاتیکی غیرخطی

روش استاتیکی غیرخطی معمولاً دقیق تر از روش های خطی می باشد. اما در حالتی که رفتار اجزا سازه چرخه ای کاهنده باشد خطای این روش نسبت به روش دینامیکی غیرخطی، افزایش می یابد. برای ساختمانهای بلند و ساختمانهایی که در آنها اثر مودهای بالا قابل توجه است در کنار این روش باید از روش تحلیل دینامیکی خطی که توزیع بارجانبی را به دقت بیشتری برآورد می کند استفاده شود. همچنین می توان از روش‌های استاتیکی غیرخطی دیگری که اثر مودهای بالاتر را در نظر می گیرد، استفاده کرد.

ت ۳-۴-۱-۱-کاربرد روش دینامیکی غیرخطی

تفسیر ندارد.

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

تفسیر ندارد.

ت ۳-۴-۳-روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، بار جانبی به تدریج افزایش داده می شود تا آنجا که تغییر مکان در نقطه معینی از حد مورد نظر فراتر رود. درهنگام افزایش بار جانبی تغییر شکلها و نیروهای داخلی به طور مداوم تحت نظر قرار می گیرد. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است با این تفاوت که:

۱- رفتار غیر خطی تک تک اعضا و اجزاء سازه در تحلیل وارد می گردد.

۲- اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، بر حسب تغییر شکل برآورد می گردد.

در تحلیل اسـتاتیکی غیر خطی باید مدل رفتار غیر خطی به صـورت چند خطی یا در حالت ساده شده برای هر یک از اجزاء سازه به صورت دو خطی تعریف شود. در طول تحلیل، هنگام افزایش تدریجی بار جانبی، تغییر شکلها و نیروهای داخلی تمام اجزاء محاسبه شده و با ظرفیت آنها مطابق فصـلهای ۴، ۵ یا ۶ مقایسه می شود. هر چند این روش به مراتب پیچیده تر و وقت گیرتر از تحلیل استاتیکی خطی اسـت، اما نتایج حاصـل از آن رفتار واقعی سـازه را بهتر نشـان داده و اطلاعات مفیدتری جهت طراحی ارائه می دهد. برخلاف روشهای تحلیل خطی، در این روش به دلیل در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصـالح، نیروهای داخلی حاصل، با مقادیر مورد انتظار تحت زلزلهٔ طرح برابر می باشد.

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی از طیف طراحی نرم شده استفاده می شود. بنابراین نسبت به تغییرات زمان تناوب حساس نیست. یکی از معایب این روش آن است که اثرات حرکت رفت و برگشتی اجزاء سازه مستقیماً منظور نمی شود.

به این ترتیب ممکن اسـت محاسبه نیروها و برآورد تغییر شکلهای غیر ارتجاعی با خطا انجام شود خصوصاً زمانی که به دلیل افزایش تغییر شـکلهای غیر ارتجاعی اثر مودهای بالاتر قابل توجه شـود. در این شـرایط توصـیه می شود که از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شود. محدودیت های استفاده از این روش در بند(۳-۴-۱-۱) ارائه شده است.

نکته دیگری که هنگام اسـتفاده از روش تحلیل اسـتاتیکی غیرخطی باید مورد توجه قرار گیرد، اثر مودهای ارتعاشـی بالا در تحلیل سـیسـتم های طره ای اسـت. در این سـیستم ها، تحت بار جانبی استاتیکی که به تدریج افزایش می یابد در محل اتصال به پایه مفصل خمیری ایجاد شده و مانع از ایجاد مفصل در نقاط دیگر می گردد. نیروی برشی در تراز پایه نیز متناظر با ظرفیت خمشی در محل مفصل به دست می آید در حالی که اگر چنین سیستمی به روش دینامیکی تحلیل گردد، مشاهده می شود که به دلیل اثر مودهای بالاتر، نیروی برش پایه می تواند چندین برابر نیروی برشـی متناظر با ظرفیت خمشی مفصل خمیری باشد. به گونه ای که حتی سیستم سازه ای قبل از خمش تحت برش تخریب گردد.

از آنجا که در هر سـازه ای احتمال چند مود مختلف خرابی وجود دارد، لازم است هنگام استفاده از این روش، توزیع بار جانبی به گونه ای انتخاب شـود که بحرانی ترین مود خرابی نیز مورد بررسـی قرار گیرد. به همین جهت در عمل حداقل دو توزیع بار مختلف به سـازه اعمال می گردد.

ت ۳-۴-۳-۱-ملاحظات خاص مدل‌سازی و تحلیل

ت ۳-۴-۳-۱-۱-کلیات

مراحل تحلیل به روش استاتیکی غیرخطی به شرح زیر می باشد:

۱- مدل ارتجاعی شامل تمام اجزاء و اعضایی که درتعیین جرم، سختی، ظرفیت باربری و پایداری سازه نقش قابل ملاحظه ای دارند تهیه شـده و تحت بارهای ثقلی قرار داده می شـود. به طورکلی استفاده از مدلهای سه بعدی برای تحلیل استاتیکی غیرخطی به مدلهای دو بعدی ترجیح داده می شـود. در صـورتی که سازه دارای سختی پیچشی کم باشد یا به روشهای تحلیل خطی پیچش قابل ملاحظه ای در سازه مشاهده شود، استفاده از روشهای تقریبی بند (۳-۲-۳) برای تحلیل استاتیکی غیرخطی مناسب نبوده و لازم است از مدلهای سه بعدی استفاده شود؛

۲- علاوه بر بارهای ثقلی، مدل تحت بارجانبی قرار داده می شـــود. حداقل دو توزیع مختلف بار مطابق بند (۳-۴-۳-۱-۳) باید به سـازه اعمال شـود. شـدت بارجانبی به تدریج افزوده می شود و تغییر شکلها و نیروهای داخلی اعضا محاسبه می شود تا آنجا که یکی از اعضـا آنقدر تغییر شـکل دهد که مصالح آن تسلیم شده و سختی آن تغییر کند. سختی عضو تسلیم شده در مدل اصلاح شده و بارجانبی مجدداً افزایش داده می شود.

۳- گام سـوم تکرار می شـود و تعداد بیشتری از اعضا به مقاومت نهایی خود می رسند. هر چند میزان بار به تدریج افزایش می یابد اما توزیع آن معمولاً ثابت فرض می شـــود مگر آنکه طراح اســـتفاده از روشـــهای دقیق تری را که در آن توزیع بار متناســـب با تغییرشکلهای غیرارتجاعی تعیین می شود در نظر داشته باشد؛

۴- تغییر شکلها و نیروهای داخلی در هر گام افزایش نیروی جانبی محاسبه شده و با گام قبل جمع می شود؛

۵- افزایش شـــدت بـار تا آنجا ادامه می یابد که عملکرد ســـازه نامطلوب شـــود یا تغییر مکان جانبی در تراز بام (نقطهٔ کنترل) از تغییرمکان برآورد شده نظیر زلزله طرح (تغییر مکان هدف) بیشتر شود؛

۶- منحنی تغییر مکان نقطه کنترل برحسـب نیروی برش پایه ترسـیم می شـود. این منحنی رفتار غیر خطی سازه را بیان می کند. محل شکستگی منحنی، نقطهٔ تسلیم سازه را نشان می دهد؛

۷- با اسـتفـــاده از منحنی به دست آمده در گام قبل، زمان تناوب مؤثر از رابطه (۳-۱۶) به دست آمده و تغییر مکان هدف مطابق رابطه (۳-۱۷) برآورد می شـود. از آنجا که محاسـبه زمان تناوب مؤثر ممکن اسـت خود تابع تغییر مکان هدف باشد، این گام به روش آزمون و خطا انجام می شود؛

۸- پس از تعیین تغییر مکان هدف، برای بررسـی سـطح عملکرد سـازه نیروهای داخلی و تغییر شـکلهای اعضـای سـازه متناظر با تغییرمکان هدف مورد استفاده قرار می گیرند؛

۸-۱- برای تلاشهای تغییر شکل کنترل (مانند خمش تیرها) تغییرشکلها با تغییرشکلهای متناظر با سطح عملکرد مورد نظر براساس فصلهای ۵ یا ۶ مقایسه می‌شود؛

۸-۲- برای تلاشهای نیرو کنترل (مانند نیروی محوری فشاری در ستونها) نیروهای داخلی با ظرفیت اعضا براساس فصلهای ۵ یا ۶ مقایسه می شود.

۹- در صـورتیکه تغییر شـکلها یا نیروهای داخلی از مقادیر متناظر با سـطح عملکرد مورد نظر تجاوز کند آنگاه عملکرد سـازه مختل شده است.

در این دسـتورالعمل توصـیه شـده است که بارجانبی به تدریج افزایش یابد تا تغییر مکان نقطه کنترل به ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف برسـد. علت انتخاب ضـریب ۱/۵ آن است که طراح عملکرد سازه را در تغییر شکلهای بیش از تغییر مکان هدف بشناسد. زیرا تغییر مکان هدف و مدل غیر خطی به کار گرفته شـده، می توانند دارای خطای زیادی باشـند. هنگامی که طراح در محدوده وسیعتری از تغییر شکلها نسـبت به عملکرد سـازه آشـنایی داشـته باشد می تواند حساسیت نتایج را به خطاهای فوق تحت کنترل داشته باشد. با توجه به اینکه در سـازه غیرخطی اصـل جمع آثار معتبر نمی باشد، نمی توان اثرات بار ثقلی را به طور مستقل با اثرات بار جانبی جمع نمود. از این رو همان

گونه که در گام اول تحلیل به روش غیر خطی اشـاره شـد ابتدا بارهای ثقلی بر سـازه اعمال شده سپس بارهای جانبی به مجموعه بارها اضافه می شود.

ت ۳-۴-۳-۱-۲-نقطه کنترل

تفسیر ندارد.

ت ۳-۴-۳-۱-۳-توزیع بار جانبی

توزیع بارجانبی ناشـی از زلزله، تابع مشخصات دینامیکی سازه و رفتار غیرخطی آن‌است و در طول زلزله تغییر می‌کند. توزیع بارجانبی، توزیع نیروهای داخلی و تغییر شـکلها را در اجزاء سازه تعیین می‌کند. به گونه ای که برای مجموعه‌ای از اجزاء سازه یک توزیع بار و برای مجموعه ای دیگر ممکن اسـت توزیع دیگری حالت بحرانی ایجاد نماید. مطابق این دسـتورالعمل برای یافتن حالتهای بحرانی بیشتر باید حداقل دو توزیع بار جانبی به مدل اعمال گردد. به این ترتیب انتظار می رود که اکثر حالتهای بحرانی بررسی شود.

هنگامی که اثر مودهای ارتعاشی بالاتر قابل توجه باشد، توزیع بارجانبی متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی خطی انتخاب می شـود تا به این ترتیب اثر مودهای بالاتر به نحوی وارد شـود. همچنین توزیع یکنواخت نیز برای بررسـی حالتهای بحرانی در طبقات پائین در نظر گرفته شده است. در این توزیع، به دلیل پائین بودن نقطه اثر برآیند نیروهای جانبی، نسبت برش پایه به لنگر واژگونی بزرگ می باشد.

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

منحنی سـاده شده ی نیرو–تغییرمکان سازه با یک روش ترسیمی تکرار شونده با متعادل کردن سطح زیر منحنی ساده شده با منحنی واقعی تا تغییرمکان، Δ_d، به نحوی که منحنی سـاده شـده ضـوابط این بند را ارضا نماید، به دست می‌آید. تعریف منحنی ساده شـده نیرو-تغییرمکان که در ابتدا بر اسـاس ویرایش سـال ۱۳۸۵ نشـریه ۳۶۰ به دسـت می‌آمد، متعاقب مطالعاتی نظیر FEMA 440 (2005) به فرم ارایه شده در این بند تهیه شده است.

ت ۳-۴-۳-۱-۵-محاسبه زمان تناوب اصلی مؤثر

هنگامی‌که سازه دارای رفتار غیرخطی باشد سختی آن تغییر کرده و در نتیجه زمان تناوب آن ثابت نمی‌ماند. هرچند در هر گام اعمال بارجانبی، می‌توان زمان تناوب سـازه را برحسـب سـختی‌های لحظه‌ای تعیین کرد، اما از آنجا که با استفاده از طیف پاسخ ارتجاعی خطی هنگامی‌که رفتار سـازه غیرخطی باشـد، استفاده از طیف پاسخ ارتجاعی خطی، فقط تقریبی از پاسخ غیرارتجاعی به دست می آید، لذا خطا در محاسـبه زمان تناوب اهمیت زیادی ندارد. به همین جهت در این دستورالعمل برای سازه با رفتار غیرخطی زمان تناوب اصلی برحسب سختی متناظر با ۶۰٪ نیروی تسلیم محاسبه شده و به نام زمان تناوب مؤثر تعریف می‌شود.

اسـتفاده از روابط تجربی مطابق بند (۳-۳-۳-۱) برای اسـتفاده در روش تحلیل اسـتاتیکی غیرخطی مناسـب نیست زیرا با استفاده از روابط تجربی برای محدوده رفتار غیرخطی زمان تناوب کوچکتری به دست می آید که موجب تخمین نیروهای جانبی بزرگتر می‌شود.

ت ۳-۴-۳-۲-برآورد نیروها و تغییرشکل ها

نیروهای داخلی و تغییر شکل اجزای سازه باید برای حالتی که تغییر مکان نقطه کنترل برابر تغییر مکان هدف می شود، محاسبه گردد. روشهای مختلفی برای محاسبه تغییر مکان هدف وجود دارد که در این دستورالعمل به یک روش آن اشاره شده است. در این روش محاسبه تغییر مکان هدف با استفاده از رابطه ی (۳-۱۷) انجام می شود. در ادامه این قسمت ابتدا روش اشاره شده در دستورالعمل تشریح شده (روش اول) سپس روش دیگری نیز به نام روش طیف ظرفیت (روش دوم) برای برآورد تغییر مکان هدف ارائه می گردد.

۱- **روش اول** : در این روش با استفاده از بررسی های تحلیلی و آماری انجام شده بر روی سیستم های یک درجه آزادی با رفتار غیرخطی غیرکاهنده (دو خطی یا سه خطی) و نسبت میرایی ۵٪ تغییر مکان هدف مطابق رابطه (۳-۱۷) محاسبه شده است.

برای تبدیل سیستم سازه مورد نظر که دارای چندین درجه آزادی است به یک سیستم یک درجه آزادی پاسخ غیرخطی سازه مطابق شکل (۳-۵) به صورت چند خطی ساده می شود.

متغیرهای استفاده شده در رابطهٔ (۳-۱۷) به شرح زیر می باشند:

ضریب C_0 : این ضریب برای تبدیل تغییر مکان سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان نقطه کنترل (بام) در سیستم چند درجه آزادی اعمال شده است. با در نظر گرفتن فقط مود اول ($\emptyset_1$) و مدل با رفتار خطی ، ضریب C_0 برابر است با ضریب مشارکت مود اول و از رابطه (ت ۳-۱) محاسبه می شود:

$$C_o = \phi_{1,roof} \frac{\{\phi_1\}^T [M] \{I\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} \qquad \text{(ت ۳-۱)}$$

در این رابطه $[M]$ ماتریس جرم است که اگر به صورت قطری باشد آنگاه :

$$C_o = \phi_{1,roof} \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{1,i}^2} \qquad \text{(ت۳-۲)}$$

که درآن m_i جرم طبقهٔ i و $\emptyset_{1,i}$ شکل مود اول درطبقه ی i می باشد. در این دستورالعمل مقادیر تقریبی C_0 برای ساختمانهایی که دارای جرم یکنواخت در تمام طبقات هستند به صورت جدول (۳-۵) تنظیم شده است. اما برای ساختمانهای با جرم غیر یکنواخت در طبقات مختلف بهتر است مقدار C_0 با محاسبه ضریب مشارکت مود اول تعیین شود.

ضریب C_1 : این ضریب برای تبدیل تغییر مکان طیفی خطی به تغییر مکان حداکثر غیر خطی در رابطه اعمال شده است. ضریب C_1 مطابق رابطه (۳-۱۹) محاسبه می شود. در ساختمانهای با زمان تناوب زیاد معمولا اصل تساوی تغییر مکان برقرار است و تغییر مکان حداکثر غیرخطی ساختمان مستقل از تراز مقاومت جانبی ساختمان با تغییرمکان حداکثر خطی به صورت آماری برابر است. در این دستورالعمل اصل فوق وقتی برقرار است که زمان تناوب موثر ساختمان بیش از ۱ ثانیه باشد. در ساختمانهای با زمان تناوب کم معمولا اصل تساوی انرژی برقرار است و با کاهش تراز مقاومت جانبی ساختمان بر میزان تغییرمکان غیر خطی افزوده می شود. در این

دستورالعمل برای تغییرمکان حداکثر غیرخطی ساختمانهای با زمان تناوب موثر کمتر از ۰/۲ ثانیه، حد بالایی برای مقدار C_1 مطابق متن دستورالعمل داده شده است..

ضریب C_2: این ضریب اثر افزاینده ناشی از کاهش سختی و افت مقاومت اجزاء سازه در تغییر مکان نقطه هدف دارد. برای شرح بیشتر به تفسیر بند (۳-۳-۳-۲) مراجعه شود. ساختمانهای با زمان تناوب بالا در مدت مشابهی از زلزله نسبت به ساختمانهای با زمان تناوب کم، تعداد چرخه های کمتری را تجربه می کنند. به همین دلیل در این دستورالعمل برای ساختمانهای با زمان تناوب موثر برابر یا بیش از ۰/۷ ثانیه، مقدار C_2 برابر ۱ انتخاب شده است. در ساختمانهایی مانند ساختمانهای دارای سیستم قاب خمشی فولادی یا بتنی ویژه، قاب فولادی مهاربندی واگرا و یا سیستم قاب مهاربندی کمانش ناپذیر که میزان کاهش قابل ملاحظه ای در مقاومت ندارند می توان مقدار C_2 را برابر یک فرض کرد.

۲- **روش دوم** : برخلاف روش اول که در آن تغییر مکان هدف با استفاده از یک رابطه محاسبه می شود در این روش تغییر مکان هدف از تلاقی منحنی ظرفیت (منحنی نیرو- تغییر مکان جانبی) با طیف تقاضا (طیف پاسخ در دستگاه مختصات شتاب طیفی- تغییرمکان طیفی، طیف ADRS) تعیین می شود. نتایج حاصل از دو روش با انتخاب نسبت میرایی مناسب، نزدیک به یکدیگر خواهد بود زیرا در روش اول نسبت میرایی برای تغییر شکل های نزدیک به حالت تسلیم ۵٪ انتخاب شده است در حالیکه در روش دوم، میرایی براساس شکل منحنی هیتسرزیس تعیین می شود. مراحل روش ذکر شده در مراجعی مختلفی نظیر ATC 40 آورده شده است.

ت ۳-۴-۳-۲-۱- ساختمان با دیافراگم صلب

به تفسیر ۳-۴-۳-۲ مراجعه شود.

ت ۳-۴-۳-۲-۲- ساختمان با دیافراگم نیمه صلب

تفسیر ندارد.

ت ۳-۴-۳-۲-۳- ساختمان با دیافراگم نرم

تفسیر ندارد.

ت ۳-۴-۴-روش تحلیل دینامیکی غیرخطی

اساس، روال مدلسازی و معیارهای پذیرش این روش عموما مشابه روش استاتیکی غیرخطی می باشد. مهم ترین تفاوت این است که در اینجا پاسخ ها از طریق تحلیل تاریخچه زمانی محاسبه می شود. پاسخ های محاسبه شده می تواند به شدت به مشخصات هر زلزله حساس باشد. بنابراین تحلیل باید برای بیش از یک رکورد حرکت زمین انجام شود.

ت ۳-۴-۴-۱-ملاحظات خاص مدلسازی و تحلیل

۱- در تحلیلهای دو بعدی لازم است اثرات پیچش واقعی و اتفاقی طبق مورد ۶-۳ در بند ۳-۲-۳-۳ لازم است اثرات پیچش واقعی و اتفاقی در شتاب نگاشتها لحاظ گردد.

۲- همانند تحلیل استاتیکی غیرخطی بارهای ثقلی قبل از اعمال بارهای جانبی بر سازه اعمال شده باشند.

در تحلیل تاریخچه زمانی برای انتخاب گام زمانی در تحلیل، توصیه می شود موارد زیر مدنظر قرار گیرد:

۱- گام زمانی انتخابی نباید از گام زمانی که رکورد زلزله طبق آن ثبت شده است بیشتر باشد.

۲- گام زمانی برای تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی باید کوچکتر یا مساوی سه مقدار $T/100$ ، T_{90} و ۰,۰۱ ثانیه باشد.

(T زمان تناوب اصلی سازه می باشد که دارای بیشترین جرم موثر در راستای مورد نظر است و T_{90} زمان تناوب بیشترین مودی که ۹۰٪ جرم موثر سازه را تشکیل می دهند)

۳- لازم است تحلیل یکبار نیز نصف نمودن گام زمانی انتخابی انجام شود. اگر تفاوت نتایج کمتر از ۱۰٪ باشد، گام زمانی انتخاب شده مناسب می باشد.

اگر گام زمانی برای روش انتگرال گیری مستقیم خیلی بزرگ انتخاب شود، باعث می شود که عدم همگرایی در نتایج به وجود آید و نتایج خوبی حاصل نشود.

اگر در مراحل تحلیل تاریخچه زمانی از روش انتگرال گیری بر مبنای بردار ریتز استفاده شد باید تعداد مود های در نظر گرفته شده طوری باشند که ۹۰٪ جرم موثر کل را شامل شوند.

تحلیل غیرخطی سریع (Fast Nonlinear Analysis) روشی است که برای تحلیل ساختمانهایی به کار می رود که خود به طور معمول رفتار ارتجاعی و خطی دارند ولی دارای اعضایی نظیر میراگرها می باشد می باشند که دارای رفتار غیرخطی است.

ت ۳-۴-۴-۲-برآورد نیروها و تغییرشکل ها

در تحلیل تاریخچه زمانی یعضی از پاسخهای بدست آمده به جهت بارگذاری حساسیت ندارند مانند برش در ستون. در حالیکه بعضی از پاسخها مانند نیروی محوری فشاری و کششی در یک ستون و یا میزان جابجایی نسبی در یکی از گره های سازه به جهت وابسته هستند لذا در برآورد نیروها و تغییر شکل ها این تفاوت باید دیده شود.

ت ۳-۴-۵-کنترل واژگونی

در تحلیل غیر خطی ا اثرات واژگونی در ساختمان با وارد کردن مدلسازی رفتار غیر خطی اعضا وارد می شود. با واردکردن جزئیات رفتار غیر خطی اجزاء در مدل سازه مورد بررسی قرار می گیرد.

ت ۳-۵-ظرفیت اجزای سازه

برای محاسبه ظرفیت تلاشهای تغییر شکل کنترل از مقادیر مورد انتظار و برای محاسبه ظرفیت تلاشهای نیرو کنترل از مقائیر کرانه پایین ظرفیت اجزای سازه استفاده می شود.

ت ۳-۵-۱-ظرفیت اجزا در روشهای خطی

تفسیر ندارد.

ت ۳-۵-۲-ظرفیت اجزا در روشهای غیرخطی

تفسیر ندارد.

ت ۳-۶-معیارهای پذیرش

انتظار می رود در اغلب موارد روشهای خطی ارایه شده برآورد محافظه کارانه تری از پاسخ و عملکرد ساختمان در زلزله ارایه دهند. از آنجا که پاسخ های واقعی ساختمانها به زلزله عموما غیرخطی می باشد، انتظار می رود که روشهای تحلیل غیرخطی برآورد دقیق تری از پاسخ و عملکرد ساختمان به دست دهند. نظر به کارایی روشهای غیرخطی معیارهای پذیرش برای این روشها دقیق تر و با محافظه کاری کمتری نسبت به روشهای خطی می باشد. بنابر این به طور کلی انتظار می رود ساختمانهایی که معیارهای پذیرش روشهای خطی را اغنا نمی کنند، بعضا بتوانند معیارهای پذیرش روشهای غیرخطی را برآورده نمایند. از این رو توصیه می شود برای کاهش یا حذف حجم عملیات بهسازی غیر ضروری از روشهای غیرخطی تحلیل استفاده شود. توصیه می شود طراح کارفرمای طرح را از محدودیت های روش خطی آگاه کرده و در صورت ارضا نشدن معیارهای پذیرش روش خطی، با ارایه توجیهات فنی و اقتصادی او را به به کار گیری روشهای غیرخطی ترغیب نماید.

ت ۳-۶-۱-روش خطی

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

ت ۳-۶-۱-۱-۱- تغییرشکل‌کنترل

در نقاطی از اعضا که رفتار آنها تغییر شکل کنترل است آثار بارهای ثقلی و جانبی مطابق رابطه (۳-۲۶) ترکیب می شود. با استفاده از این رابطه که برحسب نیرو تنظیم شده برای اعضایی که رفتار آنها تغییر شکل کنترل است نیروها بیش از ظرفیت اعضا برآورد می گردد زیرا در تحلیل خطی، رفتار غیر خطی اعضا در نظر گرفته نشده است. به همین جهت در معیار پذیرش ضریب m به عنوان شاخصی از ظرفیت تغییرشکل غیرخطی، برای اعمال اثر رفتار غیرخطی بر روی نیروها منظور شده است.

ت ۳-۶-۱-۱-۲- نیرو کنترل

در نقاطی از اعضا که رفتار آنها نیرو کنترل است نیروهای حاصل از تحلیل نباید بیش از ظرفیت اعضا باشد .

برای این منظور باید مکانیزم رفتار غیرخطی برای سازه در نظر گرفته شود و براساس آن نیروهای داخلی اعضای مورد نظر محاسبه شود. در صورتیکه مکانیزم رفتار غیرخطی درست انتخاب نشده باشد نیروهای داخلی حاصل از آن نیز بزرگتر از مقدار واقعی خواهند بود.

در صورتیکه تعیین مکانیزم رفتار غیرخطی برای سازه ممکن نباشد یا مشکل باشد یا در حالاتی که نیروهای طراحی رفتار غیرخطی قابل ملاحظه ای در ساختمان ایجاد نمی کنند می توان با استفاده از رابطه (۳-۲۷) نیروهای داخلی اعضا را محاسبه نمود. ضرایب C_1 و C_2 برای افزایش برش پایه به منظور تخمین بهتری از حداکثر تغییرمکانهای ساختمان در محدوده غیرخطی معرفی شده اند. از آنجا که

در برآورد سطح نیروهای موجود در اعضا نیاز به این افزایش نمی باشد، این اثرات افزایشی با تقسیم نیروهای ایجاد شده در اعضا بر این ضرایب در رابطه ۳-۲۷ حذف شده اند.

در شکل (ت ۳-۹) چند حالت نشان داده شده است که در آنها نیروی داخلی اعضا برحسب ظرفیت همان عضو درنقاط دیگر یا اعضای دیگر متصل به آن برآورد شده است. شکل (ت ۳-۹ الف) ستون طره ای را نشان می دهد در این ستون لنگر خمشی ستون در محل تکیه گاه از نوع تغییرشکل کنترل است، اما نیروی محوری و برشی ستون از نوع نیرو کنترل می باشد. بنابراین لنگر خمشی پای ستون برابر ظرفیت مورد انتظار آن (Q_{CE}) خواهد بود و حداکثر نیروی برشی با توجه به روابط تعادل برابر Q_{CE}/L می باشد. که در آن L طول ستون است.

در شکل (ت ۳-۹ ب) قاب خمشی چند طبقه نشان داده شده است در این قاب لنگر خمشی تیرها از نوع تغییر شکل کنترل است و برش تیرها از نوع نیرو کنترل. در این قاب نیز حداکثر نیروی برشی تیر با نوشتن روابط تعادل برای دیاگرام آزاد تیر هنگامی که تحت لنگر انتهایی برابر ظرفیت مورد انتظار آن و بارهای ثقلی قرار دارد محاسبه می شود. در این حالت لنگر خمشی در نقاط داخلی تیر از نوع نیرو کنترل می باشد زیرا ایجاد مفصل خمیری به جز در دو انتهای تیر مطلوب نمی باشد.

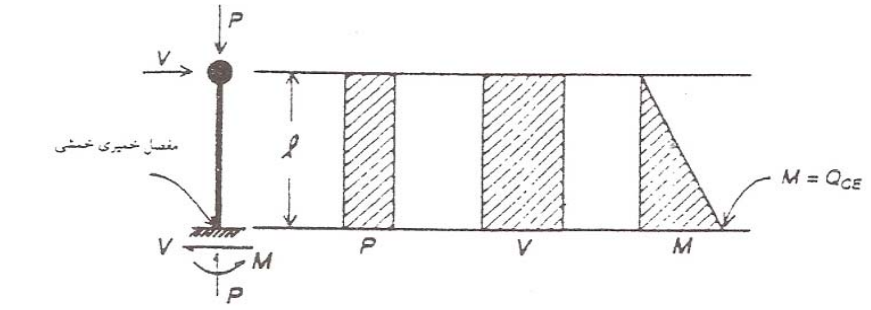
در شکل (ت ۳-۹ پ) ستون گوشه سازه قاب خمشی نشان داده شده است لنگر خمشی انتهای تیرها از نوع تغییر شکل کنترل و نیروی محوری ونیروی برشی ستون از نوع نیرو کنترل است.

چنانچه طراحی ستون برای نیروی محوری مد نظر باشد می توان نیروی محوری را از جمع نیروی برشی تیرها محاسبه نمود. برای این منظور نیروی برشی هر تیر متناظر با ظرفیت لنگر خمشی انتهایی و بار ثقلی روی آن برآورد می شود.

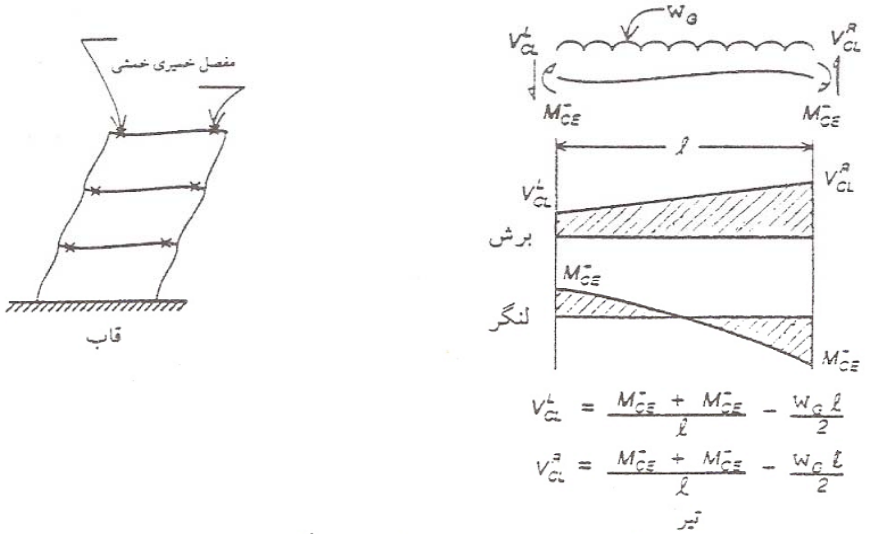
برای حالتهای بسیاری می توان مطابق مثالهای فوق حداکثر نیروی داخلی اعضا را برحسب ظرفیت اعضای متصل به آنها محاسبه نمود اما در صورتیکه چنین تحلیلی امکان پذیر نباشد یا رفتار سازه از محدوده خطی خیلی خارج نشده باشد، می توان نیروی داخلی اعضا را با استفاده از رابطه (۳-۱۸) محاسبه نمود.

برای برآورد تغییر شکلهای غیرخطی با استفاده از تحلیل خطی، ضریب C_1 در نیروهای جانبی زلزله ضرب شده است. به این ترتیب نیروهای جانبی به طور مجازی بزرگتر انتخاب می شوند تا تغییر شکلها به تغییر شکلهای واقعی هنگام زلزله طرح نزدیک شود. اما به این ترتیب نیروها به طور غیر واقعی بزرگتر به دست می آیند در حالیکه به دلیل رفتار غیرخطی سازه معمولاً نیروهای جانبی زلزله کاهش می یابند به همین جهت در رابطه (۳-۱۸) عکس ضریب C_1 برای واقعی شدن نیروها اعمال شده است.

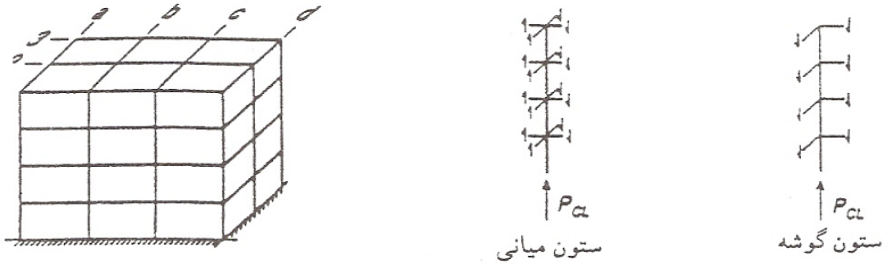
به طور مشابه ضرایب C_2 که برای اعمال اثر شکل رفتار چرخه ای، مشابه C_1 در نیروهای جانبی ضرب شده اند به همین دلیل در رابطه (۳-۱۸) عکس ضرایب C_2 برای واقعی شدن نیروها اعمال شده است.



الف) ستون طره و جرم در انتهای آن



ب) تیر با مفصل خمیری خمشی در نزدیکی ستون



پ) محاسبه حداکثر نیروی محوری ستون با استفاده از ظرفیت برشی تیرهای متصل به آن

شکل (ت ۳-۹)- نحوه تعیین نیروی داخلی اعضای نیرو کنترل در روش خطی بر حسب ظرفیت اعضا

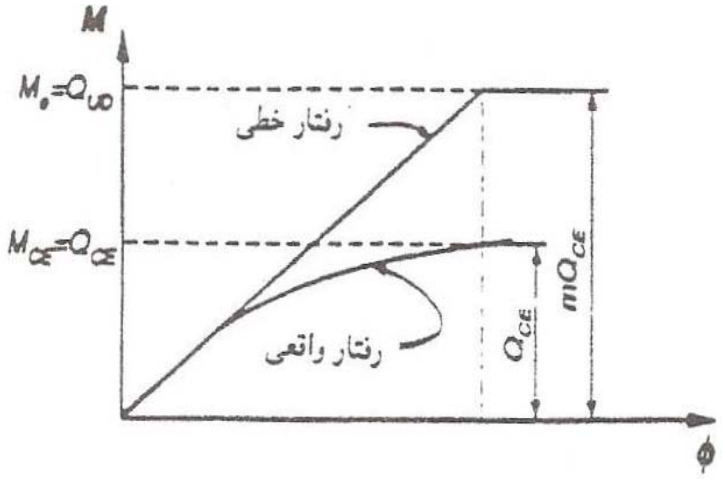
ت ۳-۶-۱-۲-معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی

ت ۳-۶-۱-۲- ۱-تغییرشکل‌کنترل

در روشهای تحلیل خطی، مدل سازه با رفتار ارتجاعی خطی تحت بارهای جانبی قرار داده می شود. مقدار بارهای جانبی چنان انتخاب می شـود که تغییر شـکل سـازه با آنچه که در زلزله طرح پیش بینی می شـود برابر شـود. در این صورت نیروهای داخلی نیز با نیروهای

هنگام زلزله طرح برابر خواهند بود اما چنانچه رفتار سـازه هنگام زلزله غیرخطی باشد، که معمولاً نیز چنین است، آنگاه نیروهای حاصل از تحلیل، بیش از نیروها هنگام زلزله خواهد شد. مقدار اختلاف بستگی به میزان غیرخطی شدن اعضا دارد.

به همین جهت در رابطه (۳-۲۸) برای مقایسـه نیروهای داخلی با ظرفیت عضـو ضریب m وارد شده است. این ضریب برحسب نوع رفتار عضـو در فصلهای۴، ۵ و۶ مشخص شده است. شکل (ت ۳-۱۰) رفتار یک عضو تغییر شکل کنترل را نشان می دهد. در این شکل نتایج حاصـل از تحلیل خطی برای سازه با رفتار غیرخطی مطابق خط مستقیم می باشد. اما رفتار غیرخطی سازه مطابق خط منحنی است به همین جهت برای مقایسه نیرو و ظرفیت، به طور مجازی ظرفیت اعضا در ضریب m ضرب می شود.



شکل (ت ۳- ۱۰)- رفتار یک عضو تغییر شکل کنترل

همچنین ظرفیت شـکل پذیری تمام اعضـای غیراصلی که در مدل سازی خطی حذف شده اند باید با تغییر شکل های ایجاد شده در سازه مقایسه شود. برای این منظور نیز لازم است از رابطه (۳-۲۸) استفاده شود.

ت ۳-۶-۱-۲- ۲-نیروکنترل

برای این نقاط حد پایین ظرفیت اعضـاء مطابق فصلهای ۵ و۶ برآورد می گردد و بدون اعمال ضریب m با نیروهای ناشی از بارهای ثقلی و جانبی مقایسـه می گردد. ضـریب m از آن جهت در محاسـبات وارد نمی شـود که در این نقاط رفتار غیرخطی انتظار نمی رود. همچنین تمام اعضـای غیراصـلی که در مدل سـازی خطی حذف شده اند باید مورد بررسی قرار گیرند. برای این منظور تغییر شکل های ناشی از تحلیل مدل به اجزای غیر اصلی تحمیل شده و آثار آن مورد بررسی قرار می گیرد.

ت ۳-۶-۲-روش‌های غیرخطی

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

در روشـهای غیرخطی نیروها و تغییر شکل ها مستقیماً از تحلیل مدل سازه محاسبه می شوند لذا نیازی به اصلاح آنها مانند آنچه که برای روشهای خطی انجام می شود نیست.

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

در روش های غیرخطی نیروها و تغییر شـکلها مستقیماً از تحلیل مدل سازه محاسبه می شوند. ظرفیت اعضا نیز براساس فصلهای ۵ و

۶ و برحسب سطح عملکرد مورد نظر تعیین می‌شود.

ت ۳-۶-۲-۲-۱ -تغییرشکل‌کنترل

وقتی همه اعضـا به صورت صریح در مدل با کل منحنی رفتاری خود (نه به صورت دو خطی محدود) مدلسازی می شوند، روش اسـتاتیکی غیرخطی قادر به در نظر گرفتن مشـارکت کامل همه اعضا حین کاهش مقاومت تا رسیدن به ظرفیت باقی مانده (پسماند) می باشد. لذا حد پذیرش اعضای غیر اصلی به منظور ارزیابی قابل اطمینان است. در روش استاتیکی غیرخطی ساده شده اعضای اصلی با کل منحنی رفتاری خود مدل نمی شـوند از این امکان اسـتفاده از معیارهای پذیرش اعضای غیر اصلی برای اعضای اصلی وجود ندارد و تنها معیارهای سخت گیرانه تر اعضای اصلی برای آنها استفاده می شود.

ت ۳-۶-۲-۲-۲-تلاش‌های نیروکنترل

ت ۳-۷-ملاحظات تکمیلی روشهای تحلیل

ت ۳-۷-۱-پیوستگی

کنترل پیوسـتگی بین قسـمت های مختلف تشـکیل دهنده سـاختمان توسـط اتصـالات مختلف انجام می شـود. کنترل ظرفیت این اتصـالات به عنوان تلاشهای نیروکنترل برای اطمینان از فرض مدلسازی پیوسته ساختمان لازم می باشد. منظور از وزن قسمت کوچکتر ساختمان (W) در رابطه ۳-۳۰ وزن موثر لرزه ای مطابق بند ۳-۳-۳-۲ می باشد.

ت ۳-۷-۲-دیوارها

عدم اتصـال کافی دیوارهای بنایی به سـازه، زمانی که این اعضـاء در برابر نیروهای اینرسـی عمود بر صـفحه قرار می گیرند، موجب خسـارات فراوانی می شـود. در سـازه هایی که دارای دیافراگم نرم هستند به دلیل تغییر شکلهایی که به دیوارها تحمیل می شود و شتاب بیشتری که در این نوع سازه ها بوجود می آید نیروی بزرگتری برای طراحی اتصالات دیوار به سازه در نظر گرفته شده است.

ت ۳-۷-۲-۱- اتصال به دیافراگم در جهت خارج از صفحه‌ی دیوار

تفسیر ندارد.

ت ۳-۷-۲-۲-مقاومت دیوار در جهت خارج از صفحه

توضـیحات بیشتر در مورد اعمال ضوابط این بند در مورد دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح و میانقابها در فصول هفتم و هشتم آورده شده است.

ت۳-۷-۳- اجزای غیرسازه‌ای

تأمین پایداری اجزای غیرسازه ای علاوه بر خدمت رسانی پس از زلزله از نظر تأمین ایمنی جانی افراد نیز دارای اهمیت می باشد.

ت۳-۷-۴- ساختمان‌های با اعضای مشترک

هنگام زلزله، وجود اعضای مشترک بین ساختمانهای مجاور مشکل ساز است. برای رفع این مشکل دو روش کلی زیر پیشنهاد می‌شود:

۱- به هم بستن ساختمانها بگونه ای که رفتار مجموعه مانند یک ساختمان واحد باشد.

۲- جداکردن ساختمانها بگونه ای که هر یک از دو ساختمان آزادانه و بطور مستقل از ساختمان مجاور ارتعاش کند.

در صورتی که روشهای فوق قابل اجرا نباشد باید با استفاده از اعضای کمکی، سیستم سازه‌ای به گونه‌ای تقویت شود که با تخریب جزئی یا کلی اعضای مشترک، عملکرد کل ساختمان مختل نگردد.

ت۳-۷-۴-۱- به‌هم‌بستن ساختمان‌ها

هنگامی که دو ساختمان به یکدیگر بسته می شوند اعضای متصل کننده باید برای تمام نیروهای ایجادشده در ناحیه اتصال کنترل شوند.

ت۳-۷-۴-۲-جداکردن ساختمان‌ها

هنگامی که دو ساختمان، به یکدیگر برخورد می کنند پاسخ دینامیکی آنها به شدت تغییر می کند و خرابی های موضعی در محل برخورد بوجود می آید بدترین حالت آن است که طبقات یک ساختمان، همتراز با وسط ستونهای ساختمان مجاور باشد در این صورت در اثر برخورد، ستونها به شدت آسیب می بینند. برای رفع این مشکل دو راه حل زیر پیشنهاد می گردد:

۱- تغییر پاسخ سیستم سازه ای ساختمان تحت بهسازی، بگونه ای که از برخورد جلوگیری شود (مثلاً افزایش سختی جانبی سازه).

۲- اضافه کردن اعضای کمکی، به گونه ای که خرابی موضعی ناشی از برخورد موجب خرابی کلی نگردد.

در این دستورالعمل برای زلزله «سطح خطر یک» برخورد دو ساختمان در صورتیکه اثر ضربه ناشی از آن توسط یک روش تحلیل مناسب لحاظ شده باشد مجاز است. برای این منظور ممکن است از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شود. در این حالت ساختمان نمی‌تواند مورد بهسازی ویژه قرار گیرد زیرا در محل برخورد، خرابی‌های موضوعی بسیاری در سازه و تجهیزات غیرسازه‌ای به وجود می‌آید.

ت۳-۷-۵- درزهای انقطاع

ت۳-۷-۵-۱-حداقل بعد درز انقطاع

برای تعیین بعد لازم برای درز انقطاع لازم است رفتار دو ساختمان مجاور یکدیگر مورد بررسی قرار گیرد و بعد درز انقطاع به گونه ای محاسبه شود که برخورد بین دو ساختمان به وجود نیاید. اما از آنجا که معمولاً دسترسی به اطلاعات ساختمان مجاور ساختمان تحت بهسازی میسر نیست در این دستورالعمل حداقل بعد درز انقطاع به صورت تجربی و مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ انتخاب شده است.

ت۳-۷-۵-۲- موارد استثنا

برای سطح ایمنی جانی یا پائین تر در صورتیکه تراز طبقات دو ساختمان مجاور هم تقریباً یکسان باشد به گونه ای که برخورد، بین سقفها اتفاق بیافتد و سقفها در مقابل ضربه ایجاد شده مقاوم باشند می توان از درز انقطاع صرف نظر نمود. در غیر این صورت اگر اختلاف

ارتفاع دو ساختمان زیاد باشد، یا ضربه ناشی از برخورد دو ساختمان موجب خسارت قابل توجه در ستونهای بالاترین طبقه ساختمان کوتاه تر و ستونهای همتراز آن در ساختمان بلند تر می شود لازم است درز انقطاع پیش بینی گردد.

تفسیر فصل ۴

ساختگاه و پی

ت۴-۱- محدوده کاربرد

مطالعات بهسازی ساختمانهای موجود و بهبود عملکرد لرزه ای آنها شامل بررسی پی ها و ارزیابی مخاطرات ژئوتکنیکی محتمل نیز می باشد. غالباً پی ها در ساختگاه هایی که پتانسیل جابجایی زمین در اثر گسلش، زمین لغزش یا روانگرایی وجود ندارد عملکرد خوبی دارند. از طرف دیگر معمولاً بهسازی پی ها به منظور بالا بردن قابلیت آنها در مقابل زلزله به دلیل محدودیت فضای کاری ناشی از وجود ساختمان بسیار مشکل و پرهزینه می باشد. بدین لحاظ، تقبل هزینه های سنگین بهسازی پی باید با توجه به نقشی که این عملیات در پاسخ لرزه ای کل سازه دارد به دقت ارزیابی گردد.

در برنامه ریزی مطالعات بهسازی لرزه ای شالوده ها علاوه بر توجه به سختی و ظرفیت باربری آنها باید مخاطرات ساختگاهی بالقوه ای را که ممکن است بر روی عملکرد ساختمانها تأثیر گذار باشند نیز مورد توجه قرار داد.

ت۴-۲- مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری

مخاطرات ساختگاه ناشی از ناپایداریهای آن در زلزله شامل شکست گسل، روانگرایی، نشست‌های ناهمسان، تراکم، زمین لغزش و سنگ ریزش می باشد. این مخاطرات باید در ارتباط با سطح خطر موردنظر مورد بررسی قرار گیرند. در صورتی که نقشه های پهنه‌بندی معتبر نشان دهنده وجود مخاطرات ژئوتکنیکی در محل باشد، لازم است از روش های شناسایی محلی خاک نیز برای اتخاذ تصمیم استفاده گردد. اگر نتایج بررسی مخاطرات ژئوتکنیکی لرزه ای نشان دهنده وضعیت غیر قابل قبولی برای خاک تکیه گاهی سازه باشد، این مخاطرات باید طبق بند ۴-۳ برطرف گردند.

ت-۴-۲-۱- گسلش

گسل به عنوان صفحه یا ناحیه ای تعریف می شود که در امتداد آن مصالح زمین واقع بر دو وجه مقابل، حرکات متفاوتی از یکدیگر در پاسخ به نیروهای تکتونیکی داشته اند.

در صورت مشکوک بودن به وجود گسل، باید با استفاده از اطلاعات زمین شناسی تعیین نمود که فونداسیون سازه روی گسل فعال قرار دارد یا خیر. در صورت قرار داشتن پی روی گسل فعال، حتی الامکان باید مطالعات تکمیلی برای تعیین موارد زیر نیز صورت گیرد:

۱) درجه فعالیت بر اساس سن آخرین حرکت گسل و نرخ لرزه خیزی آن؛

۲) نوع گسل (امتداد لغز، عادی، معکوس، مورب)؛

۳) عرض و گستردگی ناحیه‌ی شکستگی گسل؛

۴) راستای لغزش نسبت به سازه؛

۵) دامنه جابجایی‌های عمودی یا افقی متناسب با سطح خطر زلزله.

در هر صورت لازم است که ساختمان واقع بر گسل با توجه به جهت و مقدار تغییر مکان زمین براثر گسلش، مورد بررسی قرار گیرد و نتیجه گرفته شود که آیا اساساً بهسازی آن دربردارنده فایده ای خواهد بود یا خیر.

ت-۴-۲-۲- روانگرایی

روانگرایی خاک پدیده‌ای است که در طی آن خاک واقع در تراز زیر سطح آب زیر زمینی به میزان زیادی سختی و مقاومت خود را در اثر تکان‌های شدید زمین در زلزله یا هرگونه بارگذاری سریع دیگر از دست می‌دهد. نهشته‌های جوان و خاک‌های طبیعی نسبتا سست و خاکریزهای کوبیده نشده یا با کوبیدگی اندک، مستعد روانگرایی هستند. در این بین زمین‌های ماسه‌ای یا ماسه‌ی لای‌دار شل به طور ویژه مستعدند و لای و شن غیر متراکم نیز می‌توانند روانگرا شوند. خاک‌های ریزدانه با خاصیت خمیری بالا عموما مشکوک به روانگرایی نیستند مگر اینکه از رس به شدت حساس باشند. تحلیل روانگرایی زمین‌های مسطح یا با شیب ملایم شامل مراحل زیر است :

(۱) بررسی احتمال وقوع روانگرایی بر اساس مشخصات خاک و سطح آب زیرزمینی؛

(۲) تعیین مقاومت خاک در برابر روانگرایی با توجه به سطح خطر زلزله؛

(۳) ارزیابی عواقب روانگرایی، شامل گسترش جانبی و نشست.

در مورد ساختمانی که در مجاورت شیب یا یک سازه نگهدارنده خاک واقع است، تحلیل روانگرایی زمین‌های شیب‌دار ممکن است لازم باشد. چنین تحلیلی شامل گام‌های زیر است:

(۱) بررسی روانگرایی در مورد خاک‌های منقبض شونده (با نرم شوندگی کرنش)؛

(۲) احتمال بروز روانگرایی؛

(۳) بررسی نحوه‌ی پایداری خاک پس از روانگرایی.

بررسی مشخصات زیر می‌تواند برای تعیین اینکه زمین مورد نظر در معرض روانگرایی قرار دارد یا خیر، به کار گرفته شود:

۱- نوع و سن نهشته‌ها.

۲- نوع خاک: به طور کلی خاک‌های با شاخص خمیری کوچکتر از ۱۰، یعنی عمدتا زمین‌های ماسه‌ای شن‌دار درشت دانه، ماسه‌ها، ماسه‌ی لای دار و لای غیر خمیری، همچنین لای رس دار و رس لای دار، بسته به سطح خطر زلزله مشکوک به روانگرایی هستند.

۳- چگالی و یکنواختی خاک: خاک‌های درشت دانه‌ی غیر خمیری در صورتی که تراکم بالایی داشته باشند مشکوک به روانگرایی نیستند. خاک‌های ریزدانه محکم یا سخت (کم رطوبت) عموما در معرض خطر روانگرایی نمی باشند.

۴- تراز آب زیر زمینی: تنها خاک‌های اشباع، مشکوک به روانگرایی‌اند. به علاوه، اگر تراز آب زیر زمینی بسیار پایین‌تر از کف پی یا سطح زمین باشد، بعید است که اثرات روانگرایی در عمق به سطح زمین رسیده یا سازه سطحی را تحت تاثیر قرار دهد.

امکان وقوع روانگرایی بستگی به ظرفیت خاک (مقاومت در برابر روانگرایی) و سطح خطر زلزله دارد. اگر چه روش‌های متنوعی برای بررسی امکان روانگرایی وجود دارد (Youd et al., 2001)، رویکردی که به طور گسترده‌تری مورد استفاده قرار گرفته روش ادریس یا روش تجربی تنش چرخه‌ای می‌باشد (Seed & Idriss،1971، Whitman،1971). چگونگی استفاده از این روش در عمل توسط Youd et al. (2001) تشریح شده است. در شکل فعلی این روش، از روش استاندارد SPT، روش نفوذ مخروط (CPT)، یا روش سرعت موج برشی (V_s) برای تعیین مقاومت روانگرایی استفاده می‌شود، که در این بین آزمایش SPT یا ترکیبی از SPT و CPT بیشتر مورد توجه است. استفاده از مقاومت نفوذ به جای سرعت موج برشی برای ارزیابی احتمال روانگرایی از نقطه نظر مهندسی موجه دانسته می‌شود چرا که بسیاری از عواملی که بر مقاومت نفوذ اثر می‌گذارند بر مقاومت روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای نیز تاثیر مشابهی دارند. علاوه بر این، روش تنش چرخه‌ای مبتنی بر عملکرد مشاهده شده از نهشته‌های خاکی در زلزله‌های بزرگ دنیا می‌باشد (Idriss & Boulanger 2008,Cetin et al .2004,Youd at al.2001). Idriss و Boulanger (۲۰۰۸) گزارش به روزآمده‌ای در مورد ارزیابی وقوع، عواقب و چگونگی مقابله با روانگرایی خاک در زلزله‌ها ارائه نموده‌اند.

گسترش جانبی خاک یکی از عواقب روانگرایی می‌باشد. گسترش جانبی عبارت است از شکست خاک در زمین‌های مسطح مجاور ساحل رودخانه‌ها یا زمین‌های با شیب ملایم (عموما کمتر از ۶ درصد) واقع بر خاک روانگرا شده. تکان‌های زمین در زلزله، پایداری زمین‌های با شیب ملایم حاوی خاک‌های روانگرا شونده را با تجاوز تنش‌های خاک (حاصل از اثر ترکیبی نیروهای اینرسی و نیروی برشی استاتیکی) از مقاومت خاک روانگرا شونده، تحت تاثیر قرار می‌دهد. ناپایداری موقتی به صورت حرکت خاک به پایین شیب در وسعت زیاد ظاهر می‌شود. در مدت زمان مربوط به زلزله‌های متوسط یا بزرگ، ممکن است این ناپایداری چندین بار روی دهد و منجر به افزایش حرکت خاک رو به پایین شیب گردد. میزان تغییر مکان حاصله می‌تواند از چند سانتی متر تا چندین متر تغییر نماید و منجر به قطعه قطعه شدن سطح زمین و شکافهای افقی و قائم شود.

ارزیابی تغییر مکان‌های ناشی از گسترش جانبی به روش‌های تجربی، نیمه تجربی و عددی ممکن است. متداول‌ترین روش تجربی مورد استفاده روش ارائه شده توسط Bartlett & Youd (۱۹۹۲) است که به وسیله Youd و همکاران (۲۰۰۲) به روزآوری شده است. در این روش تغییر مکان‌های جانبی به صورت تابعی از شدت لرزش زمین (بزرگا و شتاب حداکثر) و مشخصات نهشته‌های نرم (ضخامت، دانه بندی و درصد ریزدانه خاکهای ماسه‌ای با SPT کوچکتر از ۱۵) تخمین زده می‌شوند. روش‌های تجربی دیگر شامل روش‌های Bardet et al. (2002) و Rauch & Martin(2002) می‌باشد. روش‌های نیمه تجربی مختلفی نیز بر اساس اندازه‌گیری آزمایشگاهی کرنش برشی توسط محققین زیر توسعه یافته است: Yoshimine & Ishihara (1992)، Zhang et al. (2004) و Idriss & Boulanger (2008). Olson & Johnson (2008) روشی را پیشنهاد کردند که در آن از تحلیل بلوک لغزشی نیومارک به همراه شاخص موسوم به نسبت مقاومت برشی روانگرا شده که توسط Olson & Stark (2002) پیشنهاد شده بود استفاده شده است. در این روش امکان استفاده از تاریخچه حرکات زمین محل در تخمین تغییر مکان‌های جانبی وجود دارد. علاوه بر روش‌های تجربی و نیمه تجربی فوق، می‌توان از روش‌های پیچیده‌تر تحلیل عددی برای محاسبه تغییر مکان‌ها با استفاده از مدل‌های ساختاری مختلف بهره جست، که شامل موارد زیر می‌باشد:

روش UBCsand (Beaty & Byrne ۱۹۹۸، Pudola ۱۹۹۹)، Norsand (Jefferies & Been ۲۰۰۶)، یا مدل تنش موثر که توسط Yang و همکاران (۲۰۰۳) پیشنهاد شده است. (۲۰۰۸) Idriss & Boulanger نیز روشی شامل انتگرال گیری قابلیت کرنشی خاک برای تعیین یک شاخص تغییر مکان جانبی در گسترش جانبی ارائه نموده‌اند.

نشست زمین‌های مسطح یا با شیب ملایم نیز از پدیده‌های ناشی از روانگرایی است. روانگرایی همراه با افزایش فشار آب حفره‌ای است. همراه با اتلاف این فشار، خاک روانگرا شده مجددا تحکیم شده و نشست‌هایی در سطح خاک روی می‌دهد. به علت تفاوت مشخصات خاک در امتداد افقی، این نشست‌ها اغلب به صورت غیر یکنواخت خواهند بود. نشست‌های غیر یکنواخت می‌توانند بسیار بزرگ باشند به ویژه در هنگامی که با گسترش جانبی یا از دست رفتن مقاومت خاک نیز همراهی شوند. مقدار نشست می‌تواند از چند سانتی متر در هنگام روانگرایی لایه‌های نازک تا چند متر در روانگرایی رسوبات ضخیم و نرم تغییر نماید. روش‌های نیمه تجربی مختلفی برای تخمین نشست حاصل از روانگرایی وجود دارد که شامل موارد زیر است: (۱۹۸۷) Tokimatsu & Seed،(۱۹۹۲ Ishihara & Yoshimine و (۲۰۰۲) .Zhang et al. این روش‌ها اساسا بر مبنای اندازه گیری آزمایشگاهی کرنش‌های حجمی یا محوری ناشی از اتلاف فشار آب حفره‌ای‌اند. (۲۰۱۰) .Dashti et al تاثیر پی‌های سطحی را بر نشست‌های ناشی از روانگرایی بررسی نموده‌اند ولی روش آنها ساده نبوده و حتما باید توسط یک متخصص ژئوتکنیک انجام شود.

روانگرایی خاک در مجاورت دیوارهای حائل می‌تواند فشار جانبی خاک وارد بر دیوار را افزایش دهد. این فشار جانبی را می‌توان با استفاده از فشار مایعی با وزن حجمی مساوی وزن حجمی حالت اشباع خاک به علاوه نیروی اینرسی خاک، برابر با فشار هیدرودینامیک تقریب زد.

پدیده‌ی دیگری که معمولا در هنگام روانگرایی خاک دیده می‌شود شناوری مخازن یا سازه‌هایی است که در خاک روانگرا شده مدفون هستند. قابلیت شناوری یک سازه مدفون یا حفاری شده را می‌توان با مقایسه وزن کل سازه مزبور با نیروهای برکنش افزایش یافته ناشی از ایجاد فشار آب حفره‌ای در حین روانگرایی تعیین نمود.

در زمین‌های شیبدار، روانگرایی جریانی می‌تواند در اثر تنش‌های برشی استاتیکی پیش راننده که بزرگتر از مقاومت برشی روانگرایی هستند (مثلا در زمین‌های با شیب بیشتر از ۶٪)، در زیر خاکریزها یا در زیر پی‌ها، رخ داده و منجر به تغییر مکان‌هایی از چند متر تا چند صد متر شود. ارزیابی روانگرایی در زمین‌های شیبدار شامل تعیین وجود خاک‌های منقبض شونده (با نرم شوندگی کرنشی) در زیر سازه بوده و می‌تواند با مقایسه مقاومت نفوذ با مقاومت‌های آستانه نفوذ، مانند مقادیر پیشنهاد شده توسط (۱۹۹۳) Ishihara، (۱۹۹۵) Baziar & Dobry، یا (۲۰۰۳) Olson & Stark، انجام شود. اگر خاک مشکوک به روانگرایی موجود نباشد، روانگرایی جریانی نیز ممکن نخواهد بود.

تحلیل شروع روانگرایی در خاک‌های مشکوک لازم است. تحلیل شروع روانگرایی را می‌توان بر حسب نسبت‌های مقاومت تسلیم پیشنهادی توسط (۲۰۰۳) Olson & Stark یا با تصحیح تنش زمین شیبدار و سربار پیشنهاد شده توسط (۱۹۹۰) Seed & Harder، (۲۰۰۳) .Seed et al، و (۲۰۰۸) Seed & Boulanger به انجام رساند. اگرچه، رویکردهای فوق با عدم قطعیت‌های فراوان همراه بوده و بایستی توسط یک متخصص ژئوتکنیک انجام گردد.

اگر در یک زمین شیبدار روانگرایی روی دهد، امکان وقوع زمین لغزش جریانی را می‌توان با یکی از روش‌های متداول تحلیل حدی پایداری شیب با تامین تعادل نیرویی و لنگری بررسی کرد؛ مثلا روش Morgenstern & Price، Spencer، یا تعادل حدی کلی. برای خاک روانگرا شده باید یک مقاومت برشی روانگرا شده در تحلیل پایداری در نظر گرفت. این مقاومت را می‌توان بر اساس توصیه‌های Seed & Harder (۱۹۹۰) یا Stark & Olson (۲۰۰۲) تعیین نمود. چنین محاسباتی باید توسط یک متخصص ژئوتکنیک انجام شود.

وقوع روانگرایی در خاک‌های نگهدارنده پی‌های ساختمانی می‌تواند به از دست رفتن ظرفیت باربری خاک و بروز نشست‌های بزرگ همراه با دوران‌های سریع پی منجر شود. در واقع، هرگونه افزایش فشار آب حفره‌ای در خاک باعث کاهش مقاومت خاک (یعنی نرم شدگی آن) و کاهش ظرفیت باربری خواهد شد.

امکان از دست رفتن ظرفیت باربری در زیر یک پی منفرد یا گسترده به عمق لایه روانگرا شده در زیر پی، ابعاد پی و مقدار بار وارده بر پی (شامل لنگر ناشی از خروج از مرکزیت) می‌باشد. اگر پی کوچکی که بار کمی بر آن وارد می‌شود به اندازه کافی در بالای تراز لایه روانگرا شده قرار گرفته باشد، ممکن است ظرفیت باربری خاک از دست نرود. ظرفیت باربری پی را در حالتی که پی در فاصله مشخصی در بالای لایه روانگرا شونده واقع باشد، می‌توان با استفاده از مقاومت برشی روانگرا شده (Harder & Seed ۱۹۹۰، Olson & Stark ۲۰۰۲)، مقاومت برشی نرم شده و یا مقاومت برشی زهکشی شده یا نشده‌ی لایه‌ی روانگرا نشده (بسته به مورد) و سپس استفاده از روابط ظرفیت باربری خاک‌های لایه‌ای محاسبه نمود (مثلا Meyerhof ۱۹۷۴، Hanna &Meyerhof ۱۹۸۰، Hanna ۱۹۸۱).

ظرفیت پی‌های شمعی اصطکاکی یا پایه‌ها را می‌توان به طور مشابه بر اساس مقاومت لایه‌های روانگرا شده، نرم و روانگرا شده و روانگرا نشده‌ای که پی در داخل آنها قرار دارد، محاسبه کرد. چنین محاسباتی دارای عدم قطعیت‌های فراوان بوده و بایستی توسط یک متخصص ژئوتکنیک به انجام برسد.

در حین گسترش جانبی یا شکست جریانی خاک، نیروهای جانبی بزرگی می تواند بر پی ساختمان‌ها وارد شده و به حرکت جانبی سازه یا خسارت فراوان به پی‌های شمعی بینجامد. روش تثبیت شده‌ای برای تعیین نیروهای ناشی از گسترش جانبی وجود ندارد ولی بعضی ساز و کارها در این ارتباط موجودند. در نتیجه، چنین محاسباتی با عدم قطعیت‌های زیادی همراه بوده و باید توسط یک متخصص ژئوتکنیک انجام پذیرد.

ت۴-۲-۳- فرونشست

تکان‌های شدید زمین در زلزله ممکن است به نشست زمین‌های غیر روانگرا انجامیده و باعث خسارت دیدن سازه‌ها گردد. در خاک‌های اشباع، نشست مزبور به علت تولید فشار اضافی آب حفره‌ای و تحکیم متعاقب آن پس از اتمام لرزش زمین روی می‌دهد در حالیکه در ماسه‌های خشک این نشست به علت لرزش اتفاق می‌افتد. انواع خاک‌های مشکوک به روانگرایی (یعنی خاک‌های طبیعی نسبتا غیر متراکم، یا خاکریزهای کوبیده نشده یا کم کوبیده شده)، عموما در معرض نشست‌های غیر یکنواخت نیز می‌باشند. روشهای محاسباتی پیشنهاد شده توسط Tokimatsu & Seed (۱۹۸۷)، Ishihara & Yoshimine (۱۹۹۲)، et al. (۲۰۰۲) Zhang را برای خاک‌های درشت دانه اشباع غیر روانگرا؛ روشهای پیشنهادی Tokimatsu & Seed (۱۹۸۹) و al. (۲۰۰۱)

Stewart et را برای خاک‌های درشت دانه‌ی خشک غیر روانگرا و روش‌های پیشنهادی Stewart et al. (۲۰۰۴) را برای خاک‌های ریزدانه‌ی غیر روانگرا می‌توان به کار برد.

ت۴-۲-۴- زمین لغزش و سنگ ریزش

اگر قطعات سنگی یا تخته سنگ‌ها در بالا دست محل موجود نبوده اما ناهمواری‌ها یا شیب‌های تندی در نزدیکی محل موجود باشند، باید عملکرد محتمل این ناهمواری‌ها تحت زلزله ارزیابی گردد. تراز بارگذاری زلزله در چنین محاسباتی باید با سطح خطر مورد استفاده در هدف بهسازی ساختمان متناسب باشد.

در بعضی مکان‌ها ممکن است مخاطرات ناشی از حرکت زمین لغزش‌های بزرگ از بالا به سمت محل، یا فروریزش پایین دست به وجود آید. احتمال بروز این مخاطرات باید در هنگام مطالعات ساختگاهی بررسی شده و می‌تواند به چالش‌های قابل توجهی، اگر نیاز به دسترسی به املاک مجاور باشد، بینجامد.

ت۴-۳- کاهش مخاطرات ساختگاهی

راهکارهایی وجود دارد که با استفاده از آن‌ها می‌توان عملکرد لرزه‌ای را در محل‌هایی که در معرض برخی مخاطرات ساختگاهی هستند با هزینه موجهی بهبود بخشید؛ اگرچه، برخی دیگر از مخاطرات ممکن است آن قدر جدی باشند که بر طرف کردن آن‌ها از نظر اقتصادی عملی نباشد. مباحث مطرح شده در این بخش مبتنی بر این فرض هستند که گستره مخاطرات ساختگاهی پس از تصمیم گیری در مورد طرح بهسازی یک ساختمان معلوم شده است، اگر چه ممکن است اتخاذ چنین تصمیمی و نیز انتخاب هدف بهسازی با آگاهی کامل از وجود مخاطرات ساختگاهی جدی در محل و نیاز به بر طرف کردن آنها به عنوان قسمتی از برنامه بهسازی همراه بوده باشد.

راهکارهای ممکن برای مقابله با مخاطرات ساختگاهی لرزه‌ای در قسمت‌های زیر ارائه شده است.

گسلش. اگر عملکرد سازه‌ای یک ساختمان تحت حرکت تکیه گاهی معلوم در اثر گسلش در زلزله معیارهای سطح عملکرد مورد نظر را تأمین ننماید، تمهیداتی برای رفع مشکل و نیل به عملکرد قابل قبول به شرح زیر باید اتخاذ گردد: سخت و یا مقاوم کردن سازه و پی آن؛ و اصلاح سیستم سازه و پی به منظور توزیع اثرات حرکات قائم نامساوی روی یک محدوده افقی گسترده‌تر منجر به کاهش تغییر شکل چرخشی. مقابله با حرکات بزرگ ناشی از گسلش عموماً راه حل اقتصادی ندارد. اگر عواقب سازه‌ای حرکات افقی و قائم تخمینی گسل در سطح عملکرد مربوطه قابل قبول نباشند، سازه، پی یا هر دو باید به قدر کافی سخت یا مقاوم شوند که عملکرد مورد نظر را تأمین نمایند. چگونگی تمهیدات مربوط کاملا به مشخصات سازه و نوع عدم کفایت آن وابسته است. استفاده از پی نواری قوی یا پی گسترده برای افزایش مقاومت در برابر تغییر مکان افقی مؤثر است. حداکثر مقدار نیروهای افقی گاهی به ظرفیت لغزش اصطکاکی پی‌های منفرد یا گسترده محدود است. اثرات تغییر مکانهای قائم، مشابه موارد ناشی از نشست نامساوی دراز مدت می‌باشند.

روانگرایی. اگر عملکرد سازه‌ای یک ساختمان که تحت حرکت تخمینی زمین ناشی از روانگرایی حین زلزله ارزیابی شده، شرایط سطح عملکرد انتخابی را تأمین ننماید، یک یا چند مورد از تمهیدات زیر را باید برای دستیابی به عملکرد قابل قبول اتخاذ نمود.

اصلاح سازه. سازه را باید برای ارتقای استحکام در برابر تغییر شکل تخمینی زمین ناشی از روانگرایی، مقاوم نمود. این راه حل ممکن است تنها برای مقادیر کوچک تغییر شکل‌های زمین عملی باشد.

اصلاح پی. سیستم پی باید به منظور کاهش یا حذف تغییر مکان‌های نامساوی پی اصلاح شود که برای آن می‌توان از اجرای ریز شمع در زیر شالوده سطحی موجود برای انتقال بار آن به لایه‌های عمیق‌تر غیر روانگرا، یا از سخت کردن یک سیستم شالوده کم عمق با اجرای پی نواری بین شالوده‌های منفرد یا از راه حل‌های قابل قبول دیگر استفاده نمود.

اصلاح شرایط خاک. از تکنیک‌های ذیل برای اصلاح خاک و کاهش یا حذف روانگرایی در زیر ساختمان موجود می توان بهره جست: تزریق گروت (به درون کل لایه روانگرای زیر یک ساختمان، یا به طور موضعی در زیر برخی از اجزای پی)، اختلاط خاک، تعبیه زهکش، یا تعبیه یک سیستم دائمی حذف آب.

سایر انواع روش‌های اصلاح خاک که عموماً برای ساخت و سازهای جدید مورد استفاده قرار می گیرند به علت اثراتی که روی ساختمان می‌گذارند کمتر قابل استفاده در مورد ساختمان های موجود هستند. بنابراین، حذف و جایگزینی خاک روانگرا یا متراکم سازی خاک روانگرا به هر روش، در زیر یک ساختمان موجود قابل اجرا نیست.

مقابله با گسترش جانبی. در این شرایط باید حجم‌های بزرگی از خاک، پایدار سازی شده و یا از سازه‌های پشت بند استفاده گردد.

اگر احتمال گسترش جانبی قابل توجهی در اثر روانگرایی در محل وجود داشته باشد، مقابله با خطر روانگرایی می‌تواند مشکل‌تر باشد. این به آن علت است که امکان بروز حرکات ناشی از گسترش جانبی در زیر یک ساختمان می‌تواند علاوه بر خاک محل به رفتار توده‌های خاک موجود در فواصل بسیار دورتر از ساختمان نیز بستگی داشته باشد.

تحکیم برای حذف نشست نامساوی. اگر عملکرد سازه‌ای یک ساختمان تحت نشست نامساوی لرزه‌ای محاسباتی، ضوابط سطح عملکرد مورد نظر را تامین ننماید، یکی از تمهیدات ذکر شده برای مقابله با روانگرایی را در اینجا نیز باید برای تامین عملکرد قابل قبول اتخاذ نمود.

زمین لغزش. اگر عملکرد سازه‌ای یک ساختمان تحت حرکات محاسباتی زمین ناشی از زمین لغزش در زلزله ضوابط سطح عملکرد مورد نظر را تامین ننماید، از تمهیدات زیر باید در دستیابی به عملکرد مورد نظر استفاده شود:

تسطیح، زهکشی، تعبیه پشت بند، اصلاح سازه، تعبیه ی دیوار وزنی، میخ کوبی و زهبند، تعبیه دیوار خاکی با پایداری مکانیکی، حفاظ آوار یا قطعات سنگ، مقاوم سازی ساختمان در مقابل تغییر شکل، تعبیه تیر در پی، تعبیه دیوار برشی، اصلاح یا جایگزینی خاک، تزریق گروت، متراکم سازی خاک.

سیل یا آب گرفتگی. اگر عملکرد سازه‌ای یک ساختمان تحت سیل یا آب گرفتگی ناشی از زلزله ضوابط سطح عملکرد مورد نظر را تامین ننماید، آنگاه یک یا چند مورد از تمهیدات زیر باید برای دست یابی به عملکرد قابل قبول مورد استفاده قرار گیرد:

اصلاح تاسیسات سد، خط لوله یا کانال انتقال آب مجاور، منحرف ساختن مسیر سیل مورد پیش‌بینی، انجام روسازی مناسب در اطراف ساختمان برای کاهش آب شستگی، و احداث موج شکن یا دیواره محافظ.

ت۴-۴- ظرفیت باربری، مقاومت، سختی و معیارهای پذیرش پی

ضوابط این بند با این فرض اساسی ارائه شده که خاک پی در حین زلزله به طور قابل توجهی دچار کاهش مقاومت نمی‌گردد. به طور کلی، خاک‌ها شکل پذیری زیادی دارند مگر این‌که در بارگذاری چرخه‌ای سختی و مقاومت آن‌ها تنزل زیادی پیدا کند. با چنین فرضی، ضوابط این بخش به منظور ارزیابی توانایی پی برای تحمل بار زلزله بدون تغییر شکل‌های زیاد تدوین شده اند.

مقدار تغییر شکل‌های قابل قبول خاک در درجه اول به اثر چنین تغییر شکل‌هایی بر سازه بستگی دارد و این نیز به نوبه خود وابسته به سطح عملکرد سازه است. به طور کلی، اگر بارهای وارده به پی در حین زلزله از کران بالای ظرفیت‌های مورد انتظار خاک بیشتر نشود، می‌توان فرض کرد که تغییر شکل‌های خاک نسبتا کوچک خواهند بود.

ت ۴-۴-۱- ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی

هرگاه تنش مجاز تکیه گاهی خاک برای ترکیب بار مرده به علاوه زنده (ثقلی) روی نقشه‌ها یا در گزارش قبلی خاک ذکر شده باشد، می‌توان در روش تجویزی ظرفیت باربری خاک را با این فرض که ضریب اطمینانی برابر ۳ به کار رفته، محاسبه نمود. هرگاه چنین اطلاعاتی موجود نباشد می‌توان از مطالعات ساختگاهی استفاده کرد.

ت ۴-۴-۱-۱- روش تجویزی

حدود اولیه و تقریبی ظرفیت باربری مورد انتظار شالوده‌های تک و گسترده را می‌توان با استفاده از مقادیر داده شده در جدول ت۴-۱ محاسبه نمود

جدول ت۴-۱- ظرفیت باربری اولیه پی‌های سطحی

نوع مصالح	فشار قائم (KPa)	فشار جانبی (KPa /m)	مقاومت لغزشی	
			ضریب بار قائم	مقاومت (KPa)
توده سنگ‌های آذرین فشرده	۴۰۰	۳۵	۰/۸	–
توده سنگ‌های رسوبی	۲۰۰	۱۲	۰/۷	–
شن ماسه‌دار و شن (GW , GP)	۲۰۰	۶	۰/۷	–
ماسه، ماسه لای‌دار، ماسه رس‌دار، شن لای‌دار و شن رس‌دار (GC, GM, SC, SM, SP, SW)	۱۵۰	۴	۰/۵	–
رس، رس ماسه‌دار، رس لای‌دار و لای رس‌دار (CH, MH, ML, CL)	۱۰۰	۳	–	۱۰

در کاربرد این جدول، به نکات ذیل توجه گردد:

۱) مقادیر ظرفیت حدی مندرج در این جدول محافظه‌کارانه می‌باشند و استفاده از مقادیر بیشتر نیازمند مطالعات ژئوتکنیکی می‌باشد؛

۲) ظرفیت حدی قائم و جانبی را می‌توان توأم با هم به کار برد؛

۳) برای خاک‌های آلی (OL, OH, PT)، مقاومت خاک با مطالعات ساختگاهی تعیین می‌شود.

۴) مقادیر ارائه شده برای شالوده‌های با عرض و عمق حداقل ۳۰ سانتیمتر می‌باشد. جز در خاک‌های ردیف آخر جدول (CH, MH, ML, CL)، با افزایش هر نیم متر بر عرض یا عمق شالوده، می‌توان اعداد مذکور را ۳۰٪ افزایش داد، مشروط بر آنکه مقدار افزایش یافته بیش از سه برابر مقدار اولیه نگردد؛

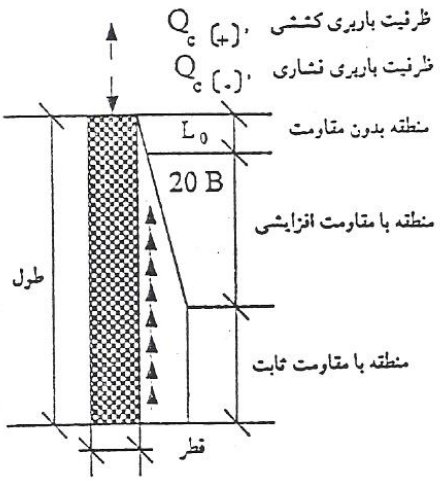
۵) ضریب بار قائم در ستون چهارم جدول صرفاً به بار مرده اعمال می‌گردد؛

۶) عدد ستون آخر باید در سطح تماس ضرب شده تا مقاومت لغزشی خاک‌های ریزدانه بدست آید. حداکثر نیروی مقاوم به نصف بار مرده محدود می‌شود؛

۷) فشار جانبی قابل تحمل در جدول برای حداکثر ارتفاع یک متر خاک است و به ازای هر متر افزایش ارتفاع خاک، مقاومت جانبی می‌تواند به میزان مقدار ارائه شده در جدول و حداکثر تا ۱۵ برابر افزایش داده شود.

محاسبه ظرفیت باربری اولیه و تقریبی شمع‌ها یا پایه‌ها در خاک‌های دانه‌ای را با استفاده از شکل ت۴-۱ و در خاک‌های چسبنده را با استفاده از شکل ت ۴-۲ می‌توان به انجام رساند. مقادیر پارامترهای مورد نیاز در اشکال فوق در جداول (ت ۴-۲) تا (ت۴-۵) ارائه شده است.

پروفیل خاک		
ضخامت	دانسیته مرطوب	زاویه مقاومت برشی
L_i	γ_i	ϕ_i
L_0	γ_0	ϕ_0
L_1	γ_1	ϕ_1
L_2	γ_2	ϕ_2
etc.	etc.	etc.
etc.	etc.	etc.
L_L	γ_t	ϕ_t



ظرفیت باربری فشاری

$$Q_c(-) = P_t N_q A_t + \sum_{i=1}^{t-1} F_{di} P_i \tan\delta_i \, a_s \, L_i$$

ظرفیت باربری کششی

$$Q_c(+) = \sum_{i=1}^{t-1} F_{ui} P_i \tan\delta_i \, a_s \, L_i$$

$$P_i = \sum_{j=0}^{i} L_j \gamma_j \le P_c$$

شکل (ت ۴-۱) ظرفیت باربری اولیه و تقریبی شمع‌ها یا پایه‌ها در خاک‌های دانه‌ای

B = قطر شمع یا ستون

L_0 = 3B برای استفاده با مقادیر بالای F_{di} یا F_{ui}

= 5B برای استفاده با مقادیر پایین F_{di} یا F_{ui}

P_i = تنش قائم مؤثر در عمق i

P_c = تنش قائم مؤثر P_i در عمق $L_0 + 20B$

P_t = تنش مؤثر P_i در نوک یا در i= t

N_q = ضریب ظرفیت باربری

A_t = سطح باربر شمع در نوک

F_{di} = ضریب تنش افقی مؤثر برای بارهای رو به پایین

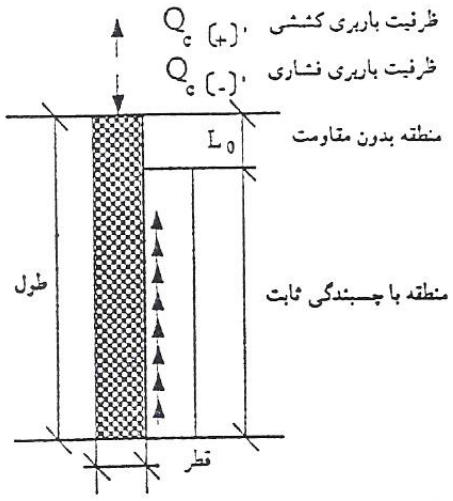
F_{ui} = ضریب تنش افقی مؤثر برای بارهای رو به بالا

δ_i = زاویه اصطکاک بین شمع یا ستون در خاک در عمق i

a_s = سطح جانبی شمع یا ستون بر واحد طول

پروفیل خاک

ضخامت L_i	دانسیته مرطوب γ_i	چسبندگی C_{ai}
L_0	γ_0	C_0
L_1	γ_1	C_1
L_2	γ_2	C_2
etc.	etc.	etc.
etc.	etc.	etc.
L_L	γ_t	C_t



ظرفیت باربری فشاری

$$Q_c(-)=C_t N_c A_t + \sum_{i=1}^{t} C_{ai} a_s L_i$$

ظرفیت باربری کششی

$$Q_c(+) = \sum_{i=1}^{t} C_{ai}\, a_s\, L_i$$

شکل (ت ۴-۲): ظرفیت باربری اولیه و تقریبی شمع‌ها یا پایه‌ها در خاک‌های چسبنده

B = قطر شمع یا ستون

$4B = L_0$

C_t = مقاومت چسبندگی خاک در نوک

N_c = ضریب ظرفیت باربری که برای $L > 4B$ برابر 9 و برای $L \le 4B$ برابر $\frac{9L}{4B}$ می‌باشد.

A_t = سطح باربر شمع در نوک

C_{ai} = مقاومت چسبندگی خاک در عمق i

a_s = سطح جانبی شمع یا ستون بر واحد طول

جدول ت ۴-۲: ضرائب ظرفیت باربری پیش فرضی N_q برای شمع‌ها و پایه‌ها

نوع	زاویه اصطکاک داخلی خاک (ϕ)											
شمع یا پایه	۲۶	۲۸	۳۰	۳۱	۳۲	۳۳	۳۴	۳۵	۳۶	۳۷	۳۸	۳۹	≥۴۰
شمع کوبیده شده	۱۰	۱۵	۲۱	۲۴	۲۹	۳۵	۴۲	۵۰	۶۲	۷۷	۸۶	۱۲۰	۱۴۵
پایه حفاری شده	نصف مقادیر ارائه شده جهت شمع کوبیده شده												

جدول ت ۴-۳: ضرائب F_{di} و F_{ui} در شکل‌های ت۴-۱ و ت ۴-۲

نوع شمع یا پایه	بارگذاری فشاری		بارگذاری کششی	
	حد پایین	حد بالا	حد پایین	حد بالا
Hشمع کوبیده شده با مقطع	۰/۵	۱	۰/۳	۰/۵
شمع کوبیده شده با مقطع ثابت	۱	۱/۵	۰/۶	۱
شمع کوبیده شده با مقطع باریک شونده	۱/۵	۲	۱	۱/۳
شمع کوبیده شده توسط جت آب	۰/۴	۰/۹	۰/۳	۰/۶
پایه حفاری شده	۰/۷	۰/۷	۰/۴	۰/۴

جدول ت ۴-۴: زاویه اصطکاک (δ) جدار شمع یا پایه با خاک

نوع مصالح شمع یا پایه	δ (درجه)
فولاد	۲۰
بتن	ϕ ۰/۷۵
چوب	ϕ ۰/۷۵

جدول ت۴-۵: مقادیر چسبندگی (C_t) و چسبیدگی (C_a) برای شمع‌ها

جنس شمع	سختی خاک (مقدار تقریبی عدد S.P.T.)	C_t (KPa)		C_a (KPa)	
		حد پایین	حد بالا	حد پایین	حد بالا
چوب و بتن	بسیار نرم (۲ >)	۰	۱۲	۰	۱۲
	نرم (۲–۴)	۱۲	۲۴	۱۲	۲۳
	سخت متوسط (۴–۸)	۲۴	۴۸	۲۳	۳۶
	سخت (۸–۱۵)	۴۸	۹۶	۳۶	۴۵
	بسیار سخت (۱۵<)	۹۶	۱۹۰	۴۵	۶۲
فولاد	بسیار نرم (۲ >)	۰	۱۲	۰	۱۲
	نرم (۲–۴)	۱۲	۲۴	۱۲	۲۲
	سخت متوسط (۴–۸)	۲۴	۴۸	۲۲	۳۴
	سخت (۸–۱۵)	۴۸	۹۶	۳۴	۳۴
	بسیار سخت (۱۵<)	۹۶	۱۹۰	۳۴	۳۶

ت-۴-۴-۱-۲- روش مطالعات ساختگاهی

مطالعات ساختگاهی ژئوتکنیکی باید معطوف به مناطقی از خاک باشد که در زیر یا نزدیکی پی‌ها هستند، یعنی مناطقی که در آن‌ها انتظار می‌رود مقاومت خاک برای تحمل بارهای وارده بسیج گردد.

ت ۴-۴-۲- مشخصات نیرو- تغییرشکل پی

ضوابطی که در این بند ارائه می‌شود به منظور افزایش دقت مدل سازه با در نظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک برای تحلیل در برابر زلزله است. در تحلیل اندرکنش سازه و خاک، انعطاف‌پذیری خاکی که سازه بر آن متکی است در نظر گرفته می‌شود. روش‌های دقیق تحلیلی اندرکنش سازه و خاک شامل روش مستقیم و روش زیرسازه می‌باشد. در روش اول لازم است بخش قابل توجهی از خاک تکیه‌گاهی سازه همراه با آن در یک شبکه تفصیلی اجزاء محدود مدل شود. در روش زیرسازه اثر انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه تنها با بکارگیری جرم‌ها، فنرها و میراگرهایی در محل تکیه‌گاه لحاظ می‌شود که مشخصات آنها با فرکانس ارتعاش تغییر می‌نماید.

با حفظ سادگی و با در نظر داشتن دقت لازم برای محاسبات، در حالت کلی مدل‌سازی سازه برای تحلیل اندرکنش سازه و خاک را می‌توان به یکی از دو روش تقریبی سازه معادل یا اصلاح شرایط مرزی به انجام رساند. در روش اول باز هم تکیه‌گاه سازه صلب فرض می‌شود اما مشخصات دینامیکی سازه به گونه‌ای اصلاح می‌شود که اندرکنش سازه با خاک در نظر گرفته شود. در روش دوم با اضافه کردن فنرهایی نظیر هر درجه آزادی در سطح مشترک سازه و خاک، اندرکنش محسوب می‌گردد. مشخصات این فنرها در حالت استاتیکی به دست آمده و از وابستگی آنها به فرکانس ارتعاش صرف نظر می‌شود که در حوزه فرکانس‌های معمول تقریب مناسبی است.

استفاده از روش سازه معادل تنها در هنگام تحلیل به روش استاتیکی معادل مجاز است. از روش اصلاح شرایط مرزی در همه حال می‌توان استفاده نمود. از آنجایی که در نظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک در بسیاری حالات باعث کاهش برش پایه می‌شود، به منظور حفظ محافظه‌کاری لازم، حداکثر این کاهش به ۳۰٪ محدود شده است.

تحلیل مدل سازه‌ای که اندرکنش آن با خاک در نظر گرفته شده را می‌توان به صورت کلاسیک یا غیرکلاسیک انجام داد. در تحلیل کلاسیک ماتریس میرایی به نحوی متناسب با ماتریس‌های جرم و سختی سازه فرض می‌گردد در حالی که در تحلیل غیرکلاسیک ماتریس میرایی در فرم کلی خود به کار گرفته می‌شود. رفتار لرزه‌ای یک مدل اندرکنشی سازه و خاک در حالت کلی به صورت غیرکلاسیک بوده و به صورت‌های متداول قابل محاسبه نیست. تحقیقات نشان می‌دهد که به جز برای سازه‌های با زمان تناوب بسیار کوچک اختلاف دو روش تحلیل کلاسیک و غیرکلاسیک زیاد نیست. به منظور حفظ سهولت در کاربرد می‌توان تحلیل یک مدل اندرکنشی سازه و خاک را به روش کلاسیک و معمولی متداول به انجام رساند اما هر گاه ممکن باشد، استفاده از روش‌های دقیق‌تر توصیه می‌شود.

یکی از معیارهای ذکر شده در تحقیقات آن است که هرگاه نامساوی ت۴-۱ برقرار باشد در نظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک در مدل‌سازی و تحلیل لازم بوده و اثر قابل ملاحظه‌ای بر نتایج خواهد گذاشت:

$$\frac{\bar{h}}{V_s T} > 0.1 \qquad (ت۴-۱)$$

در نامساوی فوق، $\overline{h}$ و T ارتفاع مرکز جرم (m) و زمان تناوب اصلی سازه (ثانیه) با فرض تکیه‌گاه صلب می‌باشد. در ساختمان‌های حداقل ۲ طبقه، $\overline{h} = 0.7h$ که در آن h ارتفاع کل سازه است. در ساختمان‌های یک طبقه $\overline{h} = h$ در نظر گرفته می‌شود. همچنین V_s متوسط سرعت موج برشی در ۳۰ متر اول ضخامت خاک تکیه‌گاهی سازه است.

در هر حال در نظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک هنگامی که سطح عملکرد مورد بررسی، قابلیت استفاده بی‌وقفه می‌باشد ضروری است.

در روش سازه معادل اگرچه اندرکنش سازه و خاک به حساب می‌آید اما باز هم تکیه‌گاه سازه صلب فرض می‌شود. در این روش زمان تناوب و نسبت میرایی معادل سازه باید به کار گرفته شود که در حالت کلی مقادیری بزرگتر از مقادیر نظیر مربوط به حالت صرف نظر کردن از اندرکنش می‌باشند. بنابراین کاربرد این روش همیشه منجر به کاهش برش پایه و نیروهای جانبی می‌شود اما تغییرمکان‌های جانبی ممکن است افزایش یابند.

جزئیات این روش در فصل پنجم آئین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت (۱۳۸۶) ذکر شده است.

مدل‌سازی سازه ساختمان و پی آن در برابر زلزله می‌تواند به یکی از سه صورت زیر انجام گیرد:

۱)مدل‌سازی مجزا، ۲) مدل‌سازی نیمه مجزا، ۳) مدل‌سازی توأم.

تقریباً در تمامی این روش‌ها فرض اساسی آن است که حرکت زمین در پای سازه با حالتی که سازه موجود نباشد یکی است. در مدل‌سازی مجزا، سازه با تکیه گاه صلب با شرایط انتهایی گیردار، مفصلی یا غلتکی برای ستون‌ها و دیوارها مدل شده و پس از تحلیل آن عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی به دست می‌آید. سیستم پی نیز جداگانه در نرم‌افزار مربوط به خود متکی بر فنرهای قائم مدل‌سازی شده و عکس‌العمل‌های (اصلاح شده) سازه روی آن قرار داده می‌شود. سختی این فنرها از رابطه ۴-۱۰ دستورالعمل به دست می‌آید. پس از تحلیل پی، نیروهای داخلی آن به دست آمده و برای ارزیابی با کرانه پایین مقاومت مقاطع مقایسه می‌گردد. در این نوع مدل‌سازی، اندرکنش سازه و خاک در نظر گرفته نمی‌شود.

اگر پی ساختمان نسبت به خاک زیر آن طبق روابط ۴-۴ یا ۴-۵ صلب باشد، می‌توان از مدل‌سازی نیمه مجزا استفاده کرد. در مدل‌سازی نیمه مجزا تکیه‌گاه ستون‌ها و دیوارها به صورت انعطاف‌پذیر در نظر گرفته می‌شود. انعطاف‌پذیری هر تکیه‌گاه با مدل‌سازی آن به صورت فنر تأمین می‌گردد. بدین منظور در گره پای هر ستون یا پای هر دیوار که به صورت ستون معادل در نظر گرفته شده است، به ازای هر یک از ۶ درجه آزادی ممکن یک فنر قرار داده می‌شود. مشخصات این فنرها از روابط ۴-۸ و ۴-۹ دستورالعمل به دست می‌آید. در نتیجه تحلیل، عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی سازه (نیروهای داخلی فنرها، که می‌توانند کششی هم باشند) تعیین می‌شود. این نیروها (در روش‌های خطی پس از اصلاح) برای تحلیل سیستم پی که عیناً مشابه روش مجزا مدل شده‌اند به کار گرفته می‌شوند. با این نوع مدل‌سازی، اندرکنش سازه و خاک خود به خود در نظر گرفته شده است.

در روش مدل‌سازی توأم، اعضای سازه و پی همراه با هم در یک مدل واحد و در یک نرم‌افزار مدل‌سازی می‌شوند. در هر گره از سیستم پی روی خاک فنرهایی عمود بر بدنه پی عیناً مشابه روش مدل‌سازی مجزا تعریف می‌گردد. به جای آن می‌توان بخشی از خاک را هم تا فاصله نسبتاً زیادی از سازه به همراه سازه و پی آن مدل نمود و شرایط مرزی مناسبی برای گره‌های انتهایی مدل در

خاک تعریف کرد. پس از تحلیل این سیستم توأم، نیروهای داخلی کلیه اعضای سازه و پی و تنش‌های فشاری خاک مستقیماً به دست می‌آیند. در صورت به کشش افتادن فنرهای خاک، این فنرها باید به روش مناسبی در حین تحلیل حذف گردند. بدیهی است که در این روش نیز مانند روش نیمه مجزا اندرکنش سازه و خاک لحاظ می‌گردد.

در مجموع می‌توان گفت که بین سه روش فوق، روش مجزا از همه ساده‌تر ولی در عین حال تقریبی‌تر است. چون در نظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک عموماً باعث کاهش نیروهای وارده بر سازه می‌شود، روش مجزا معمولاً جواب‌های محافظه‌کارانه‌تری می‌دهد اگرچه ممکن است پاسخ بعضی از اعضا را به طور موضعی افزایش دهد. در دو روش دیگر که اندرکنش در نظر گرفته می‌شود مدل پیچیده‌تر بوده ولی معمولاً نتایج نشان‌دهنده نیاز به بهسازی کمتری در اعضا نسبت به روش مجزا خواهد بود.

در صورتی که نتایج تحلیل سازه به یکی از سه روش فوق، نشان دهنده بروز نیروی محوری کششی در پای ستون (یا دیوار) باشد، در هر حال عضو مربوطه، به روش‌های مندرج در فصول ۵ و ۶ دستورالعمل مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. اثر بروز کشش در پای ستون یا دیوار بر پایداری آن باید در هنگام ارزیابی پی مورد توجه قرار داده شود. در این حال اگر روابط ۳-۱۴ و ۳-۱۵ دستورالعمل در تراز پای ستون‌ها برقرار باشد نگرانی از بابت پایداری کلی سازه در این تراز وجود نخواهد داشت.

ت ۴-۴-۲-۱- پی‌های سطحی

با وجود دانستن این‌که رفتار نیرو-تغییر شکل پی غیر خطی است، فرض رفتار ارتجاعی-خمیری برای شکل مسیر نیرو-تغییر شکل قابل قبول دانسته می‌شود. برای لحاظ کردن عدم قطعیت رفتار پی، در محاسبه سختی و مقاومت پی باید کران‌های بالا و پایین نیز در نظر گرفته شده و حساسیت واکنش سازه به این مقادیر بررسی گردد. عدم قطعیت رفتار خاک ناشی از اثرات نرخ کرنش، گسیختگی پیش رونده، اثرات بارگذاری چرخه‌ای، تغییرات طبیعی مشخصات مکانیکی خاک، و عدم پیروی از رفتار واقعی غیرخطی خاک با در نظر گرفتن مسیر ارتجاعی-خمیری می‌باشد. برآیند اثرات فوق مقادیری از سختی و مقاومت خاک است که عموما ۲ برابر بیشتر یا کمتر از مقادیر مورد انتظار می‌باشند.

ت ۴-۴-۲-۱-۱- کنترل صلبیت سازه پی نسبت به خاک پی

در جدول ۴-۱ دستورالعمل ملاحظات ذیل در ارتباط با رابطه مدول برشی و شتاب حداکثر زمین قابل ذکر است:

۱- با نزدیک شدن مقدار شتاب حداکثر زمین به صفر، ضریب کاهش مدول به عدد یک نزدیک می‌شود.

۲- اثرات کاهش مدول در خاک‌های نرمتر بسیار مهم و در خور توجه می‌باشد.

مقدار برش‌ها و لنگرهای بدست آمده در اجزای شالوده زمانی که این اجزا صلب فرض می‌شوند، محافظه‌کارانه می‌باشد. در عین حال، فشارهای خاک در این حالت ممکن است به میزان در خور توجهی کمتر از واقعیت در نظر گرفته شود. بنابراین باید میزان سختی پی به نحو مطمئنی محاسبه گردد. رابطه (۴-۵) دستورالعمل در واقع برای تیرهای واقع بر بستر ارتجاعی که یک بار نقطه‌ای را در وسط دهانه تحمل می‌کنند بسط داده شده است. نتایج حاصل از کاربرد رابطه فوق در مقایسه با روابط دقیق‌تر مربوط به تیر انعطاف‌پذیر واقع بر بستر ارتجاعی حداکثر ۳٪ اختلاف دارد.

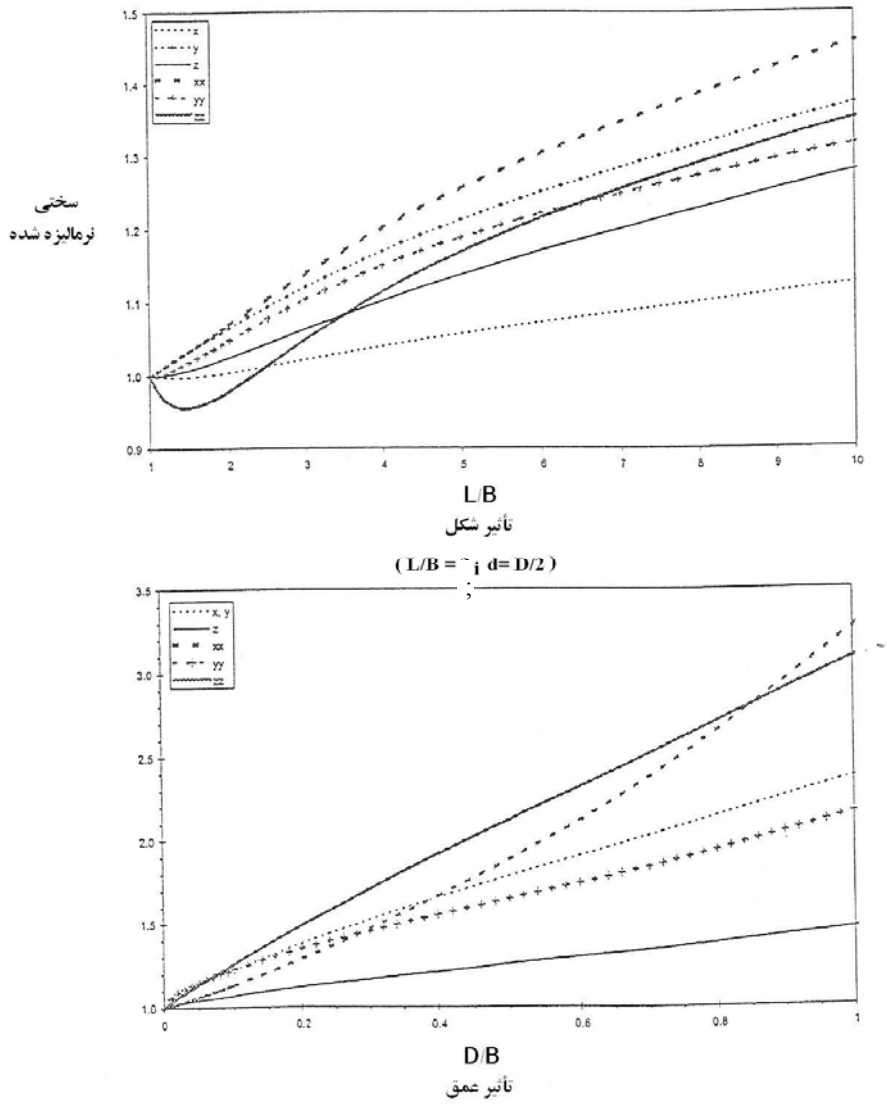
رابطه ۴-۴ دستورالعمل نیز برای صفحات مستطیلی واقع بر بستر ارتجاعی در معرض یک بار نقطه‌ای واقع در مرکز توسعه داده شده است. اساس رابطه فوق، راه حل ارائه شده توسط تیموشنکو در سال ۱۹۵۹ برای صفحات واقع بر بستر ارتجاعی می‌باشد. راه حل کلی وی در اینجا با محدود کردن بارگذاری به یک بار مرکزی ساده شده است. کاربرد اولین ۵ مقدار m و n برای دستیابی به

دقتی منطقی کفایت می‌نماید.

تاکنون راه حل‌های مختلفی مبتنی بر سختی فنر برای پی‌هایی به شکل‌های مختلف واقع بر سطح نیم فضای همگن یا مدفون در آن ارائه شده است. از آنجا که کاربرد شالوده‌های مستطیلی در ساختمان‌ها بسیار متداول است راه‌حل‌های کلی مبتنی بر سختی فنر در دستورالعمل برای پی‌های مستطیلی ارائه شده که شامل شالوده‌های نواری نیز می‌شود.

با استفاده از روابط ۴-۸ و ۴-۹ دستورالعمل یک روند دو مرحله‌ای لازم است. ابتدا سختی فنرها برای شالوده‌ای واقع بر سطح محاسبه می‌گردد، سپس برای هر رابطه سختی، یک ضریب تصحیح عمق در نظر گرفته می‌شود. سختی پی واقع در عمقی معین حاصل ضرب دو عبارت فوق می‌باشد. شکل ت ۴-۳ اثر نسبت ابعاد پی و عمق آن را بر مؤلفه‌های مختلف سختی پی نشان می‌دهد.

بر اساس مطالعات گزتاس (Gazetas)، ارتفاع مؤثر سطح تماس جدار، d، می‌تواند مساوی با میانگین ارتفاعی از جدار که به خوبی در تماس با خاک اطراف است در نظر گرفته شود. این ارتفاع در حالت کلی کمتر از ارتفاع واقعی جدار در نظر گرفته می‌شود تا جدایی محتمل خاک و دیواره پی که ممکن است بر اثر لغزش یا عوامل دیگر در نزدیکی سطح زمین رخ داده باشد، لحاظ گردد.



شکل (ت-۴-۳): اثرات شکل و عمق شالوده

ت ۴-۴-۲-۱-۲- مدول برشی دینامیکی خاک

مشخصات ارتجاعی مورد انتظار خاک مربوط به محاسبه سختی دینامیکی پی باید با در نظر گرفتن خاکی که درست در زیر پی تا عمقی مساوی یک تا دو برابر عرض پی قرار دارد، به دست آید. اگر مشخصات خاک در این محدوده به شدت متغیر نباشد، متوسط مشخصات را می‌توان در عمقی برابر $D + (\sqrt{BL}/2)$ از سطح زمین به دست آورد که در آن D عمق کف پی و B و L ابعاد پلان پی می‌باشند. ضریب پواسون خاک را تحت زلزله می‌توان مساوی ۰/۲۵ فرض کرد، به جز رس اشباع که برای آن ضریب پواسون برابر ۰/۵ است. مدول برشی اولیه خاک، G_0، را می‌توان بر اساس معادلات ت ۴-۲ یا ت ۴-۳ (a،b،c) محاسبه کرد. معادله ت ۴-۲ برای هر نوع خاک مناسب است ولی مدول برشی حاصل از آن می‌تواند دست پایین باشد چون اثر تحکیم خاک در اثر وزن ساختمان در آن لحاظ نشده است. معادله ت ۴-۳ (a) برای خاک‌های رسی و معادلات ت ۴-۳ (b،c) برای خاک‌های ماسه‌ای مناسبند. در معادلات ت ۴-۳ (b،c) اثر تحکیم خاک تحت وزن ساختمان لحاظ شده است (Krammer 1996, Seed et al.1986, Salgado 2008).

$$G_0 = \frac{\gamma V_s^2}{g} \qquad \text{(ت ۴-۲)}$$

$$G_0 = 120\, p_a\, (N_{60})^{0.77} \qquad \text{(ت ۴-۳-a)}$$

$$G_0 = 435 (N_1)_{60}^{1/3} \sqrt{p_a\, \sigma'_{mp}} \qquad \text{(ت ۴-۳-b)}$$

$$G_0 = \frac{625 \sqrt{p_a\, \sigma'_{mp}}}{0.3+0.7 e_v^2} \qquad \text{(ت ۴-۳-c)}$$

که در آن σ'_{mp} تنش موثر میانگین $(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$ در عمق مورد نظر است و برابر با مقدار بزرگتر از روابط (ت ۴-۴- a و b) در نظر گرفته می‌شود:

$$\sigma'_{mp} = \frac{1}{6}\left(0.52 - 0.04\frac{L}{B}\right)\frac{Q}{A} \qquad \text{(ت ۴-۴-a)}$$

$$\sigma'_{mp} \geq \sigma'_{v0} \qquad \text{(ت ۴-۴-b)}$$

که در آن:

V_s = سرعت موج برشی در عمق مورد نظر؛

γ = وزن حجمی کل خاک؛

g = شتاب ثقل؛

N_{60} = عدد نفوذ استاندارد که به انرژی چکش معادل با بازده ۶۰ ٪ اصلاح شده است؛

p_a = فشار اتمسفر؛

$(N_1)_{60}$= عدد نفوذ استانداردکه به تنش موثر محصورشدگی واحد نرمال شده و به انرژی چکش معادل با بازده ۶۰ ٪ اصلاح شده است؛

e_v = نسبت تخلخل؛

Q = بار قائم مورد انتظار؛

$A = B \times L$؛

σ'_{v0} = تنش قائم موثر در عمق در عمق D+B/2.

لازم به ذکر است که معادلات فوق به سیستم آحاد خاصی بستگی ندارند.

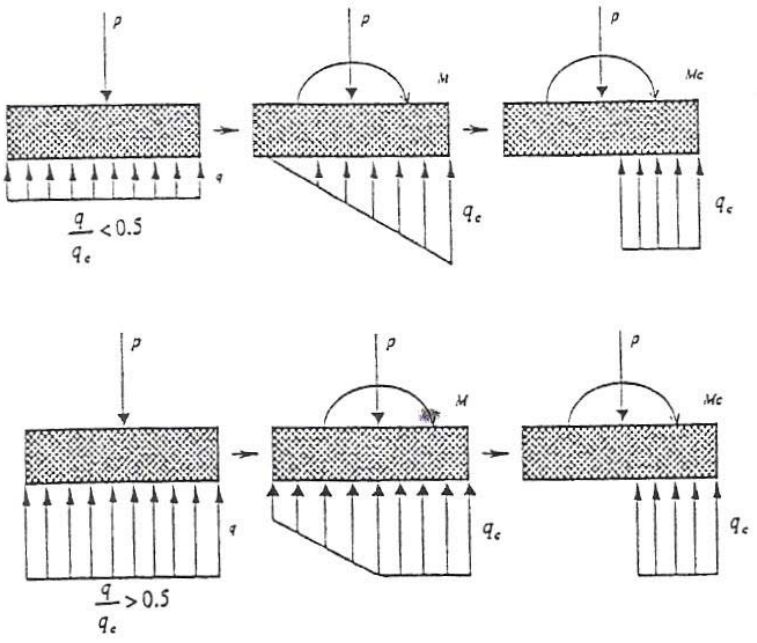
ت ۴-۴-۲-۱-۳- سختی

در این بند سه حالت مختلف برای تعیین سختی فنرهای پی ذکر شده است. حالت‌های اول و دوم مربوط است به پی‌هایی که نسبت به خاک صلب هستند و حالت سوم مربوط به پی‌های انعطاف پذیر می باشد. در پی‌های صلب، در تحلیل خطی استفاده از حالت اول و در تحلیل غیر خطی، که نیاز به دقت بیشتری دارد، استفاده از حالت دوم مناسب‌تر است. در حالت دوم با توجه به گسترده بودن فنرها، در صورت استفاده از فنرهای فقط فشاری، اندرکنش لنگر و نیروی محوری به دقت قابل مدلسازی است. برآیند سختی قائم و چرخشی در حالت دوم بایستی تقریبا مساوی حالت اول باشد.

ت ۴-۴-۲-۱-۴- ظرفیت باربری کلی پی

معادله(۴-۱۲) کران بالای ظرفیت لنگری پی را در حضور بار قائم محاسبه می کند. این معادله باید به همراه معادلات (۳-۱۴) و (۳-۱۵) به کار رود. دو معادله اخیر ظرفیت واژگونی کلی سازه را در هر تراز (از جمله در تراز پی) به دست داده و معادله (۴-۱۲) ظرفیت لنگر وارده بر هر پی را برای جلوگیری از تغییرشکل‌های بیش از حد در محل پی در اثر رفتار غیرخطی خاک تعیین می‌نماید.

در پی‌های صلب تحت اثر توأم لنگر خمشی و بار قائم، فشار تماس در کناره‌های شالوده متمرکز می‌گردد، به ویژه هنگامی که پی در یک طرف از خاک جدا شده و دچار برکنش شده باشد. لنگر خمشی نهایی، M_c وابسته به نسبت تنش قائم، q، به ظرفیت باربری مورد انتظار، q_c است. با فرض اینکه تنش‌ها در محل تماس متناسب با تغییر مکان قائم بوده و تا رسیدن به ظرفیت باربری مورد انتظار، q_c ، رفتار خاک الاستیک باشد، می‌توان نشان داد که اگر q/q_c کمتر از ۰/۵ باشد برکنش شالوده قبل از گسیختگی خاک و بروز رفتار خمیری آن به وقوع خواهد پیوست. اگر q/q_c بزرگتر از ۰/۵ باشد، تنش در خاک قبل از برکنش پی به تنش گسیختگی می‌رسد. موارد فوق‌الذکر در شکل ت۴-۴ نشان داده شده است.



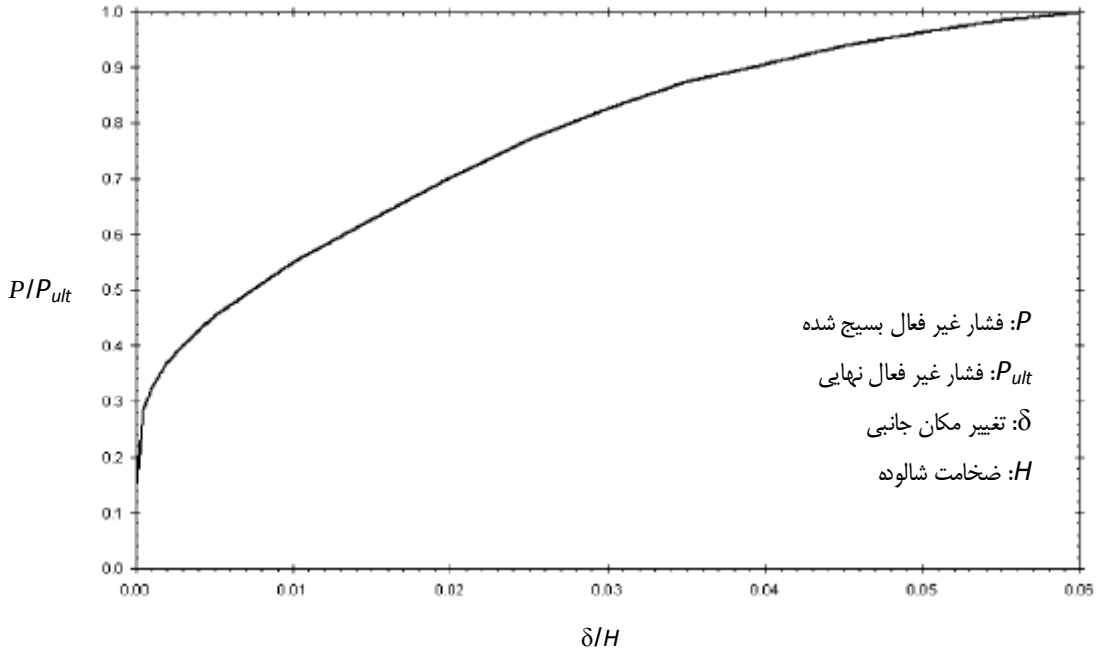
شکل (ت-۴-۴): توزیع ایده‌آل فشار در کف شالوده‌های صلب در معرض لنگر واژگونی

برای پی‌های در معرض بارهای جانبی، نیروی مقاوم در کف شالوده (V) برابر با $C + N\,\mu$ در نظر گرفته می‌شود که در آن C نیروی چسبندگی مؤثر (حاصل ضرب تنش چسبندگی مؤثر، c، در مساحت کف پی)، N نیروی عمودی (فشاری) و μ ضریب اصطکاک است. در صورت در نظر گرفتن مقاومت کناره‌ها، این مقاومت نیز به طریق مشابه محاسبه می‌گردد. ضریب اصطکاک غالباً توسط مطالعات ژئوتکنیک تعیین می‌گردد. در صورت نبود چنین مطالعاتی، μ ممکن است بر اساس حداقل زاویه اصطکاک داخلی مؤثر خاک و ضریب اصطکاک بین خاک و شالوده با توجه به مراجع ژئوتکنیکی معتبر تعیین گردد. مقاومت ناشی از فشار مقاوم غالباً توسط مشاور ژئوتکنیک به صورت ضرایب فشار مقاوم یا فشار مایع معادل تعیین می‌گردد. مسأله فشار مقاوم به نحو گسترده‌ای در ۲۰۰ سال اخیر مورد بررسی قرار گرفته و در نتیجه راه حل‌ها و توصیه‌های بیشماری در این زمینه موجود است. روش مورد استفاده می‌بایست حداقل اثرات زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی را به نحوی مناسب شامل باشد.

ت ۴-۴-۲-۲- پی های عمیق

ت ۴-۴-۲-۲-۱- پارامترهای سختی

چون مقاومت ناشی از فشار مقاوم خاک ممکن است بخش مهمی از مقاومت کل را در بر گیرد و پی‌های عمیق جهت بسیج مقاومت مورد انتظار غالباً نیازمند تغییر مکان‌های جانبی بزرگتری نسبت به شالوده‌های سطحی می‌باشند، ممکن است در نظر گرفتن رابطه نیرو- تغییر مکان فقط بر اساس سختی مؤثر اولیه مناسب نباشد. به این ترتیب می توان میزان مشارکت فشار مقاوم را بر اساس شکل ت ۴-۵ محاسبه نمود.



شکل (ت۴-۵): نمودار میزان بسیج فشار مقاوم خاک.

اگرچه اثرات گروه و تأثیر مایل بودن شمع‌ها مستقیماً در روابط ۴-۱۳ و ۴-۱۴ دستورالعمل در نظر گرفته نشده‌اند، لیکن می‌توان فرض نمود که اثرات مذکور از محدوده تقریبات موجود فراتر نخواهند رفت.

ت ۴-۴-۲-۲-۲- ظرفیت باربری

نحوه محاسبه ظرفیت جانبی یک سر شمع مشابه با یک شالوده سطحی است، به جز آنکه سهم مقاومت کف در نظر گرفته نمی‌شود. در بند ت ۴-۴-۲-۱-۴ جزئیات محاسبه ارائه شده است.

ت ۴-۴-۳- معیارهای پذیرش

به طور کلی می‌توان ارزیابی لرزه‌ای سازه و پی را به طور جداگانه به انجام رساند. در این حال، سازه و پی در دو نرم افزار جداگانه تحلیل و ارزیابی می‌گردند. عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی حاصل از تحلیل سازه (با تکیه گاه صلب یا انعطاف پذیر) استخراج شده و در تحلیل و ارزیابی سیستم پی مورد استفاده قرار می‌گیرند. صرف نظر از روش تحلیل سازه، این عکس‌العمل‌ها باید معرف نیروهای واقعی وارد بر پی باشند، به عبارت دیگر از نوع تلاش‌های نیرو کنترل محسوب می‌شوند.

برای تحلیل و ارزیابی پی در دسترس بودن اطلاعات زیر لازم است:

۱) نیروهای (واقعی) سازه وارد بر پی، به عبارت دیگر، عکس‌العمل‌های پای ستون‌ها و دیوارها؛

۲) مشخصات هندسی پی، شامل ابعاد بتن و میلگرد؛

۳) کرانه پائین مقاومت مصالح پی، شامل مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم میلگردهای طولی و عرضی؛

۴) تنش مجاز و سختی فنری خاک.

ارزیابی پی شامل کنترل تنش فشاری موجود بین سازه پی و خاک زیر آن و نیز نیروهای داخلی اعضای پی می‌باشد.

ت ۴-۴-۳-۱- روش های خطی

ت ۴-۴-۳-۱-۱- ارزیابی برکنش

برای کنترل برکنش، به ویژه در مواردی که انعطاف پذیری تکیه گاه درنظر گرفته نمی شود، باید واژگونی کلی سازه در تراز پی با استفاده از روابط (۳-۱۴) و (۳-۱۵) و برکنش پی با رابطه (۴-۱۵) کنترل گردد.

ت ۴-۴-۳-۱-۲- ارزیابی خاک و سازه پی

ت ۴-۴-۳-۱-۲-۱- فرض تکیه گاه صلب

چگونگی تعیین عکس‌العمل‌های سازه روی پی بستگی به نوع مدل‌سازی و نوع روش تحلیل سازه دارد. در روش تحلیل خطی سازه، طبق فصل ۳ دستورالعمل مقادیر عکس‌العمل های تکیه‌گاهی سازه بسیار بزرگ‌تر از مقادیر واقعی است. قبل از بکارگیری این

نیروها برای تحلیل و ارزیابی پی در یک نرم‌افزار دیگر، باید مقدار آنها کاهش داده شده و به مقدار واقعی تبدیل شود. این کار طبق بند ۳-۶-۱-۱-۲ دستورالعمل انجام می‌گیرد.

ت ۴-۴-۳-۱-۲-۲- فرض تکیه گاه انعطاف پذیر

رفتار خاک زیر پی یک رفتار شکل‌پذیر فرض می‌شود، به عبارت دیگر اجازه داده می‌شود که خاک زیر پی در اثر نیروهایی که در هنگام زلزله از سازه بر آن وارد می‌شود در حین زلزله رفتار غیرخطی داشته باشد. بنابراین تنش‌های وارد بر خاک از سوی پی، از نوع تلاش‌های تغییر شکل کنترل هستند.

از سوی دیگر، هیچگونه آسیب یا خرابی در سازه پی در حین زلزله مجاز نبوده و اعضای سازه‌ای پی باید در زلزله رفتار خطی داشته باشند. بنابراین نیروهای داخلی اعضای پی شامل پی منفرد، پی نواری، پی گسترده، سرشمع و شمع از نوع تلاش‌های نیروکنترل می‌باشند.

طبق دستورالعمل حداکثر تنش قابل قبول خاک برابر است با حاصلضرب تنش مجاز آن در ۳ و در ۲ (یعنی ۶ برابر تنش مجاز). ضریب ۲ به علت قابل قبول بودن در نظر گرفتن کران بالای تنش می‌باشد. این تنش باید با تنش ناشی از نیروهای واقعی وارد بر پی مقایسه گردد. اعضای سازه‌ای پی نیز باید تحت این نیروها به صورت نیروکنترل ارزیابی گردند.

ت ۴-۴-۳-۲- روش های غیرخطی

ت ۴-۴-۳-۲-۱- مدل سازه با فرض تکیه گاه ثابت

هنگامی که روش تحلیل سازه، غیرخطی باشد مقادیر عکس‌العمل‌ها واقعی بوده و می‌توانند مستقیماً در تحلیل و ارزیابی پی مورد استفاده قرار گیرند.

ت ۴-۴-۳-۲-۲- مدل سازه با فرض تکیه گاه انعطاف پذیر

در تحلیل، اگر تنش در بخشی از کف پی به صفر برسد، اصطلاحاً در آن ناحیه پی به کشش افتاده یا برکنش روی داده است. در این حالت نیز تنش فشاری خاک و نیروهای داخلی پی مانند حالتی که تمام پی در فشار است ارزیابی شده و مسئله متفاوتی نخواهد بود. در این حال اگر سازه ساختمان به روش مجزا تحلیل شده باشد، نتایج تحلیل و ارزیابی آن معتبر نبوده و یکبار دیگر باید حداقل برای ترکیباتی از بارهای ثقلی و زلزله که بیشترین برکنش را در پی باعث شده‌اند به یکی از روش‌های نیمه مجزا و توأم مدل‌سازی، تحلیل و ارزیابی گردد.

در تمام حالات فوق باید ظرفیت لنگری پی را به مقدار حاصل از رابطه ۴-۱۲ دستورالعمل محدود نمود و طبق بند ۶- ۴-۳-۳ دستورالعمل نیز می توان نیروهای وارد بر هر بخش از پی را به ۱/۲۵ برابر مقاومت اعضای سازه ساختمان متصل به آن بخش محدود کرد.

ت ۴-۵- فشار لرزه‌ای جانبی خاک

واکنش دینامیکی انواع دیوارهای حائل حتی در ساده‌ترین حالات نیز بسیار پیچیده است. واکنش تکیه‌گاهی دیوار و خاک پشت

آن، واکنش اینرسی و خمشی خود دیوار و طبیعت حرکات تکیه‌گاهی بر فشارهای وارده بر دیوار و حرکات آن مؤثرند. از آنجا که موارد ثبت شده از نحوه واکنش لرزه‌ای دیوار بسیار اندک است، قسمت اعظم دانش موجود در این زمینه از آزمایش روی مدل‌ها و تحلیل‌های عددی به دست آمده است. با توجه به نتایج این آزمایش‌ها و تحلیل‌ها (که اکثرشان روی دیوارهای وزنی انجام شده‌اند) موارد ذیل در خور توجه است:

۱- حرکات جانبی دیوار نگهبان می‌تواند شامل انتقال و چرخش توأم باشد؛

۲- مقدار و نحوه توزیع فشارهای دینامیکی روی دیوار مستقیماً بستگی به نوع حرکت دیوار (انتقال یا چرخش) دارد؛

۳- حداکثر فشار خاک روی دیوار وقتی روی می‌دهد که دیوار به سمت خاک حرکت کند و حداقل آن وقتی است که دیوار از خاک دور شود؛

۴- شکل توزیع فشار زمین در پشت دیوار همزمان با حرکت دیوار تغییر می‌کند. بنابراین نقطه اثر فشار خاک در پشت دیوار در این حال در حرکت است. این نقطه وقتی دیوار به سمت خاک حرکت کرده در بالاترین موقعیت خود و وقتی دیوار از خاک دور شده در پایین‌ترین محل خود می‌باشد.

۵- فشارهای دینامیکی روی دیوار از واکنش دینامیکی دیوار و خاک پشت آن تأثیر می‌پذیرند و در نزدیکی فرکانس طبیعی سیستم به حداکثر می‌رسند. تغییر مکان‌های دائمی دیوار نیز در فرکانس‌های نزدیک به فرکانس‌های طبیعی سیستم بیشترین مقدار را به خود می‌پذیرند.

۶- پس از یک زلزله بزرگ ممکن است فشارهای استاتیکی دائم وارد بر دیوار بزرگتر از قبل باشند.

با توجه به پدیده های پیچیده و متقابل فوق و تغییرپذیری و عدم اطمینان ذاتی خواص خاک، در حال حاضر ممکن نیست که کلیه جوانب واکنش دیوارهای نگهبان به زلزله را به طور دقیق مورد تجزیه و تحلیل قرار داد. در نتیجه، در اغلب حالات مدل‌های ساده شده‌ای که بر فرضیات ساده کننده متعددی در مورد خاک، سازه، و حرکات ورودی مبتنی هستند، برای طراحی دیوارهای حائل در برابر زلزله به کار می‌روند.

طراحی دیوارهای نگهبان در برابر زلزله از بسیاری جوانب مشابه طراحی برای حالت استاتیکی است. در هر دو حالت، اشکال خرابی بالقوه دیوار شناسایی شده و دیوار طوری طراحی می‌شود که از این خرابی‌ها ممانعت به عمل آید. اگرچه واکنش دیوارهای حائل در حالات بارگذاری زلزله بسیار پیچیده‌تر از حالت استاتیکی است، در روش‌های معمول طراحی، همانگونه که در بالا ذکر شد، از فرضیات ساده کننده‌ای استفاده می‌شود تا مسئله از نقطه نظر مهندسی قابل حل باشد. واکنش دینامیکی این دیوارها، نمونه پیچیده‌ای از اندرکنش سازه و خاک می‌باشد.

اکثر موارد خرابی دیوارهای نگهبان در حین زلزله در نواحی ساحلی روی داده است، جایی که دیوار حائل به عنوان یک دیوار ساحلی عمل می‌کند. در این حال خرابی عمدتاً به خاطر وقوع روانگرایی در خاک پشت دیوار اتفاق افتاده است.

رفتار لرزه‌ای یک دیوار نگهبان تابعی از فشار کل وارد بر دیوار (یعنی مجموع فشارهای استاتیکی و دینامیکی) در حین زلزله است. آستانه فشارهای دینامیکی که موجب خسارت در دیوار هستند به مقدار فشارهای استاتیکی موجود در قبل از زلزله بستگی دارد.

بنابراین، قبل از تحلیل رفتار لرزه‌ای یک دیوار نگهبان، یک تحلیل اولیه از رفتار دیوار تحت بارهای استاتیکی ضروری خواهد بود.

رابطه ۴-۲۰ در متن دستورالعمل به عنوان رابطه ساده شده‌ای جهت محاسبه اضافه نیروی وارد بر دیوارهای حائل در هنگام وقوع زلزله ارائه گردیده است. این رابطه در اصل توسط Seed و Whitman در سال ۱۹۷۰ با توجه به روش مونونوبه- اوکابه پیشنهاد گردید. در صورت پاسخگو نبودن دیوار برای نیروهای زلزله طبق رابطه فوق، توزیع اضافه فشار خاک در حین زلزله برای دیواری که یک توده خاک غیراشباع با سطح افقی را نگه می‌دارد در بالای سطح آب زیرزمینی می‌تواند از رابطه دقیق‌تر ت۴-۵ نیز محاسبه گردد:

$$p_e = [C_e - C]\gamma\,[H - h] \qquad (ت-۴-۵)$$

در رابطه فوق، p_e اضافه فشار خاک در حین زلزله وارد بر دیوار حائل ساختمان بر حسب KN/m^2 در عمق h از سطح زمین (برحسب m)، H ارتفاع کل دیوار(m)، γ وزن حجمی خاک پشت دیوار (KN/m^3)و C_e ضریب فشار خاک در حین زلزله می‌باشد که از روابط ت-۴-۶ تا ت-۴-۸ به دست می‌آید:

$$C_e = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{[1+a]^2\cos^2\psi} \qquad (ت-۴-۶)$$

$$\psi = \tan^{-1} A \qquad (ت-۴-۷)$$

$$a = \left[\frac{\sin\phi.\sin(\phi-\psi)}{\cos\psi}\right]^{1/2} \qquad (ت-۴-۸)$$

در روابط فوق، φ زاویه اصطکاک داخلی خاک پشت دیوار و A شتاب مبنای طرح است که می‌تواند با توجه به بند ۱-۷ دستورالعمل محاسبه گردد.

C در رابطه ت-۴-۵ ضریب فشار استاتیکی است که از رابطه ت-۴-۹ محاسبه می‌گردد:

$$C = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} \qquad (ت-۴-۹)$$

باید داشته باشیم:

$$C_e - C \geq 0.8A \qquad (ت-۴-۱۰)$$

محدودیت حداقل مقدار $0.8A$ در جمله $C_e - C$ برای آن اعمال شده است که فشار جانبی محاسبه شده توسط رابطه ت-۴-۵ از فشار جانبی داده شده در متن دستورالعمل در هیچ حالتی کمتر نگردد.

اگر لازم باشد که دیوار نگهبان ساختمان به عنوان بخشی از سیستم پی برای مقاومت در برابر نیروی لغزشی و لنگر واژگونی ساختمان در حین زلزله عمل کند، ممکن است فشارهای جانبی بزرگتری بر دیوار وارد گردند. حداکثر فشاری که می‌تواند در این حال توسط خاک تأمین گردد همان فشار مقاوم خاک است. به خاطر عدم اطمینانی که در مورد جهت یا اهمیت نیروی اینرسی خاک در

تأمین ظرفیت فشار مقاوم خاک وجود دارد، پیشنهاد شده است که فشار مقاوم خاک با استفاده از روابط رایج فشار مقاوم استاتیکی خاک محاسبه گردد.

اگر دیوار طبق رابطه (ت ۴-۵) هم برای زلزله پاسخ‌گو نباشد، باید به بهسازی آن مبادرت ورزید.

فشارهای جانبی لرزه‌ای خاک که در این بند محاسبه شد فقط باید به منظور ارزیابی دیوارهای حائل ساختمان به کار روند و نبایستی به برش پایه ساختمان اضافه گردند.

در حالتی که تراز آب زیرزمینی بالاتر از کف پی دیوار باشد، برای محاسبه فشار جانبی کل در حین زلزله چنین عمل می‌شود: در محاسبه فشار استاتیکی، از وزن حجمی غوطه‌ور خاک در زیر سطح آب استفاده می‌شود تا بخشی از مؤلفه استاتیکی فشار به دست آید. بر این مؤلفه، نیروی هیدرواستاتیکی افزوده می‌گردد تا کل فشار استاتیکی حاصل گردد. برای محاسبه بخش دینامیکی فشار جانبی باید از وزن حجمی اشباع خاک در زیر سطح آب استفاده شود.

معادلات فوق برای محاسبه جزء دینامیکی فشار جانبی خاک وارد بر دیوار نگهبان ساختمان، شکل ساده شده‌ای از رابطه مونونوبه- اوکابه در حالت محرک می‌باشد که فشار استاتیکی از آن کسر شده است. در اینجا فرض بر آن است که حرکات جانبی ساختمان اجازه گسترش فشار جانبی محرک در خاک را می‌دهد. روش‌های دیگری نیز در گذشته برای محاسبه فشارهای جانبی وارد بر دیوار در حین زلزله پیشنهاد شده است. روشی که موارد استفاده بیشتری داشته، روش وود (Wood, 1973) می‌باشد که مقادیری از مرتبه دو برابر آنچه که توسط (Seed and Whitman, 1970) طبق رابطه ۴-۲۰ دستورالعمل پیشنهاد شده است را به دست می‌دهد. با این حال، دلیل انتخاب رابطه پیشنهادی توسط سید و ویتمن در متن دستورالعمل آن است که نتایج تحلیل‌های ارتجاعی اجزای محدود انجام شده و یک مورد اندازه‌گیری میدانی توسط چنگ و همکاران (Chang et al, 1990) تقریباً بر مقادیر محاسبه شده توسط رابطه سید و ویتمن (مونونوبه- اوکابه) منطبق می‌باشند. در یک مقاله مروری، ویتمن (Whitman, 1991) نتیجه گرفت که رابطه مونونوبه- اوکابه در اکثر موارد به جز دیوار حائل ساختمان‌ها از دقت کافی برخوردار می‌باشد. سایر انتشاراتی که در آنها در مورد فشار جانبی لرزه‌ای خاک بحث شده است، شامل این موارد: (Martin, 1993)، (Soydemir,1991) و استاندارد شماره ۴ (ASCE Standard 4, 1994).

ت ۴-۶- بهسازی پی

بهسازی پی برای ارتقای عملکرد آن در برابر زلزله می‌تواند شامل بهسازی خاک، بهسازی شالوده (پی سطحی)، بهسازی شمع (پی عمیق) یا ترکیبی از آنها باشد. توصیفی از روش‌های ممکن در هر یک از موارد بالا در ادامه ذکر شده است.

۱- **بهسازی خاک**: اگر بهسازی خاک منجر به یک یا چند مورد از دستاوردهای زیر شود می‌تواند در ارتقای لرزه‌ای رفتار پی مؤثر باشد: (۱) افزایش ظرفیت باربری قائم پی، (۲) افزایش مقاومت اصطکاکی کف پی، (۳) افزایش فشار مقاوم خاک در حرکت جانبی پی. روش های بهسازی خاک وقتی سازه موجود است محدودند. مثلاً در این حال نمی‌توان از جایگزینی خاک با مصالح مرغوب‌تر یا متراکم کردن آن استفاده کرد چون منجر به نشست‌های قابل ملاحظه در حین عملیات می‌شوند که جلوگیری از آن بسیار مشکل و پرهزینه است.

متداول‌ترین روش در این زمینه تزریق گروت به خاک است که خود شامل طریقه‌های متنوعی است. تزریق گروت به روش تراکمی در خاک‌های مختلفی باعث افزایش چگالی و مقاومت شده و همچنین می‌تواند محیط واسطه‌ای را برای انتقال بار به لایه‌های مقاوم‌تر زیرین فراهم نماید. استفاده از این روش متضمن نظارت دقیق کارگاهی برای پرهیز از تورم خاک یا برکنش شالوده‌ها و کف ساختمان یا راهیابی به فضاهای گودتر در ساختمان‌های مجاور می باشد.

تزریق گروت به روش نفوذی در زمین‌های ماسه‌ای به خصوص اگر از مواد مضاف در مخلوط گروت استفاده شود، می‌تواند افزایش قابل ملاحظه‌ای را در مقاومت آن پدید آورد اما هرچه مصالح ریزدانه تر باشند تاثیر آن کمتر خواهد بود. تزریق گروت به روش پرتابی نیز به همین منظور می تواند مورد نظر قرار گیرد. کلیه روشهای فوق می توانند در افزایش مقاومت اصطکاکی کف شالوده نیز مؤثر باشند.

برای افزایش فشار مقاوم خاک در حرکت جانبی شالوده می‌توان به یکی از روش‌های زیر عمل نمود:

جایگزینی بخشی از خاک که در مجاورت شالوده‌ها است با خاک مقاوم‌تر، متراکم‌تر یا آمیخته با مواد مقاوم (مانند سیمان)؛ تزریق گروت شامل روش‌های نفوذی و پرتابی؛ و تراکم درجا به روش‌های ضربه‌ای یا ارتعاشی. از تراکم درجا وقتی می‌توان استفاده نمود که لایه‌هایی از خاک که به تراکم نیاز دارند بیش از حد، ضخیم نبوده و ارتعاش منتقله از خاک به سازه مشکل‌آفرین نباشد.

۲- **بهسازی شالوده (پی سطحی)**: برای بهسازی پی‌های سطحی می‌توان از روش‌های زیر یا نظایر آنها بهره جست:

۲-۱) احداث پی جدید برای اعضای سازه‌ای جدید که طبق طرح بهسازی به ساختمان اضافه شده‌اند.

۲-۲) افزایش سطح پی‌های موجود برای اضافه کردن ظرفیت باربری یا ظرفیت برکنش. در این حال برای محاسبه ظرفیت باربری پی در وضعیت جدید باید اثر تنش‌های موجود در کف پی قدیم را در نظر گرفت یا با جک زدن زیر عناصر سازه‌ای روی پی، توزیع یکنواخت تنش در کف پی در وضعیت جدید را فراهم نمود.

۲-۳) دوختن پی موجود به لایه‌های زیرین و مقاوم‌تر خاک توسط ریز شمع‌هایی که در زیر پی اجرا می‌شوند نیز یک روش ممکن است. در این روش با استفاده از غلاف‌های باریک و سوراخ‌دار فولادی، گروت به خاک زیر پی در نقاط مختلف تزریق شده و عملاً نقش واسطه را در انتقال بار از کف پی موجود به لایه‌های زیرین ایفا می‌نماید. در این حال ممکن است از جک زدن و باربرداری از پی موجود نیز استفاده گردد.

۲-۴) برای افزایش مقاومت برکنش پی ممکن است بتوان جرم خاک روی پی را اضافه نمود.

۲-۵) اگر مشکل، تغییر مکان جانبی متفاوت در بخش‌های مختلف مجموعه پی‌های ساختمان باشد، می‌توان از دوختن این بخش‌ها به یکدیگر با استفاده از تیر یا دال جدید استفاده کرد.

۳- **بهسازی شمع (پی عمیق):** منظور از پی عمیق در اینجا شمع‌های رانده شده از جنس فولاد، بتن یا چوب، و شمع‌های درجا ریز بتنی و نهایتاً شمع‌های حفاری شده بتنی می‌باشد. روش‌های زیر می‌توانند در بهسازی اینگونه پی‌ها مؤثر باشند:

۳-۱) در صورتی که شمع‌های موجود برای حمل بار اعضای جدید کافی نباشند می‌توان از ایجاد پی‌های سطحی یا عمیق جدید

به این منظور استفاده کرد. در صورت استفاده از پی عمیق، شمع‌های رانده شده و فولادی، بتنی یا چوبی یا شمع‌های درجا ریز یا حفاری شده بتنی می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند.

۳-۲) در صورتی که شمع‌های موجود چوبی باشند، می‌توان شمع‌های چوبی جدیدی را به آنها افزود. اتصال بین سرشمع و این شمع‌های جدید باید قادر به انتقال نیروهای کششی احتمالی ناشی از برکنش باشد. در این حال باید شمع‌های موجود از نظر وجود پوسیدگی، موریانه‌خوردگی، ترک‌خوردگی و سایر ضعف‌های ظاهری مورد مشاهده و بررسی قرار گیرند.

۳-۳) از شمع‌های رانده شده فولادی، بتنی یا چوبی یا شمع‌های درجا ریز یا حفاری شده بتنی می‌توان برای افزایش ظرفیت‌های باربری قائم و افقی پی‌های شمعی موجود استفاده نمود. در صورت استفاده از روش های کوبشی باید به احتمال افزایش نشست اجزای پی موجود توجه نمود.

ت ۴-۷- کاهش حرکت ورودی و افزایش میرایی ناشی از انعطاف پذیری خاک

ت ۴-۷-۱- نسبت میرایی معادل

افزایش یافتن نسبت میرایی در یک سیستم سازه و خاک نسبت به سازه مشابه ولی با تکیه گاه صلب می تواند در سیستم های سازه ای سخت مانند سیستم های دارای دیوار برشی یا مهاربندی با اهمیت باشد، به ویژه هنگامی که خاک تکیه گاهی، نرم یا نسبتا نرم است. روش ارائه شده در این بند برای شالوده های کشیده با نسبت طول به عرض بزرگتر از ۲ و با عمق مدفون نسبتا زیاد محافظه کارانه است ولی برای سازه های با دهانه های کوتاه که در آنها امکان تداخل امواج ساطع شده از پی به خاک وجود دارد، می تواند در جهت خلاف اطمینان باشد.

تفسیر فصل ۵

بهسازی سازه‌های فولادی

ت ۵-۱- محدوده کاربرد

این فصل شامل کلیه سیستمهای فولادی بوده و شامل چگونگی مرمت اعضای فولادی آسیب دیده در زلزله نمی گردد. مطالب ارائه شده در این فصل به دو قسمت قابل تقسیم اند. قسمت اول که شامل بخش های ۵-۱ تا ۵-۲ می شوند ضوابطی کلی اند که باید در روال مدلسازی عددی هر سیستم فولادی در نظر گرفته شوند. قسمت دوم که در برگیرنده بخش های ۵-۳ تا ۵-۹ می باشد ضوابط لازم به تفکیک سیستم فولادی مورد نظر می باشند. ضوابط کلی بخش های ۵-۱ تا ۵-۲ اهداف زیر را پی می گیرند:

۱- مشخص کردن فرضیات قابل قبول در تهیه مدل تحلیلی ساختمان. ضوابط مربوط به نحوه مدلسازی سختی اعضا، نحوه تعیین ظرفیت و مقاومت اعضا از جمله ضوابط ارائه شده در جهت تعیین فرضیات مدلسازی می باشند.

۲- انجام طبقه بندی ها و تفکیک های لازم بین مودهای رفتاری و پاسخهای اعضا. مباحثی مثل طبقه بندی پاسخها به دو دسته نیرو کنترل و تغییر شکل کنترل و بحث طبقه بندی شکل پذیری نیاز اعضا از زمره ضوابط ارائه شده در جهت انجام تفکیک های لازم می باشند. به دنبال ضوابط کلی بخش های ۵-۱ تا ۵-۲، در بخش های ۵-۳ تا ۵-۹ ضوابط خاص مربوط به یک سیستم یا عنصر فولادی که نقش تعیین کننده ای در باربری ثقلی و لرزه ای ساختمان دارد معرفی شده اند. بنابراین مهندس طراح در روند بررسی آسیب پذیری و تهیه مدل تحلیلی ساختمان موجود و نیز تهیه مدل تحلیلی ساختمان موجود بعد از اعمال شیوه بهسازی پیشنهادی (ساختمان بهسازی شده) باید ابتدا ضوابط عمومی بخش های ۵-۱ تا ۵-۲ را بررسی و سپس با توجه به سیستم ساختمان به بخش های ۵-۳ تا ۵-۹ مراجعه نماید.

روال ارائه مطالب تدوین شده در بخش های ۵-۳ تا ۵-۹ از قالب یکسانی تبعیت می کند. در ابتدای هر بخش انواع مختلف سیستم مورد نظر دسته بندی می شوند، مثلا سیستم قاب خمشی فولادی و انواع مختلف این سیستم به صورت قابهای خمشی با اتصالات صلب، قابهای خمشی با اتصالات نیمه صلب و... معرفی شده اند. سپس برای هر نوع از سیستم سازه ای مورد بحث ضوابط مورد نیاز در پنج بند اصلی ارائه شده اندکه عبارتند از:

۱- ملاحظات کلی؛

۲- سختی؛

۳- مقاومت؛

۴- معیارهای پذیرش؛

۵- معیارهای بهسازی.

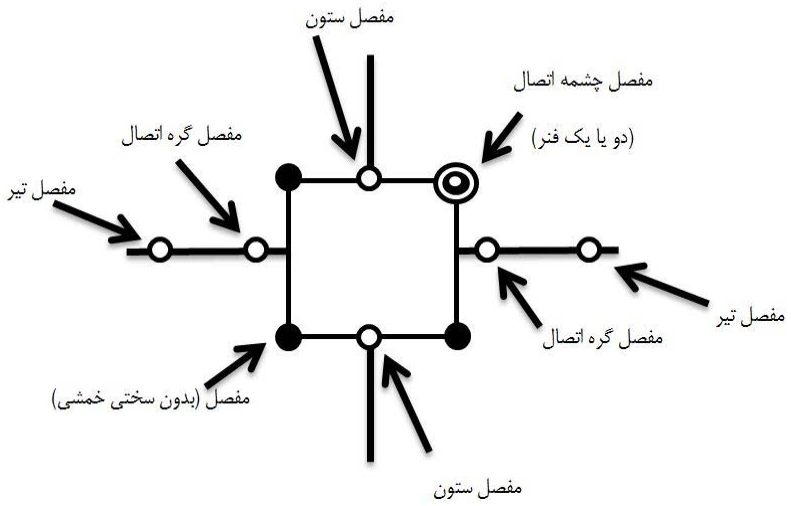
در بند ملاحظات کلی، ویژگیهایی از قبیل مودهای رفتاری و اثرات پدیده های گوناگون که باید یک مدل تحلیلی مناسب برای سیستم مورد بحث دارا باشد بیان شده اند. در بند مربوط به سختی، نحوه مدلسازی سختی اجزا در روشهای استاتیکی و دینامیکی خطی و استاتیکی و دینامیکی غیرخطی معین شده اند. در بند مربوط به مقاومت، برای استفاده از مدل تحلیلی ساختمان دستورالعمل‌هایی جهت برآورد مقاومت اجزا ارائه شده اند. در بند مربوط به معیارهای پذیرش، برای روش تحلیل مورد استفاده اعم از

استاتیکی خطی، دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و یا دینامیکی غیرخطی و برای هر سطح عملکرد مورد نظر محدوده قابل قبول پاسخهای اعضا معین شده اند. در بند معیارهای بهسازی ضوابطی کلی برای روش بهسازی ارائه شده است. لازم به یادآوری است در اینجا هدف دستورالعمل ارائه شده مشخص کردن شیوه های بهسازی نیست بلکه هدف روالی است که باید در یک پروژه بهسازی طی و نحوه مدل سازی و قابل قبول بودن شیوه بهسازی کنترل گردد. در حالت کلی هر شیوه ای که توسط مهندس طراح به کار گرفته شود، به شرطی که ضوابط و معیارهای پذیرش ارائه شده را اقناع نماید، قابل قبول می باشد.

ت ۵-۲- ملزومات و فرضیات طراحی

ت ۵-۲-۱- سختی

در مورد مدلسازی چشمه اتصال علاوه بر روش ساده ذکر شده در دستورالعمل، به صورت شکل (ت۵-۱) نیز می تواند مدلسازی گردد:



شکل (ت ۵-۱): نحوه مدلسازی چشمه اتصال

در مدلسازی چشمه اتصال هنگامی از دو فنر استفاده می گردد که در نظر گرفتن سخت شدگی کرنشی نیز مد نظر باشد. در روش فوق رفتار مذکور در تحلیل خطی و غیر خطی به وسیله مفصل چشمه اتصال مطابق شکل (ت-۵-۱) دیده می شود.

ت ۵-۲-۱-۱- روش‌های خطی

تفسیر ندارد.

ت ۵-۲-۱-۲- روش‌های غیرخطی

تفسیر ندارد.

ت ۵-۲-۲- مقاومت

تفسیر ندارد.

ت ۵-۲-۲-۱- روش های خطی

تفسیر ندارد.

ت ۵-۲-۲-۱-۱- رفتار تغییر شکل کنترل

تفسیر ندارد.

ت ۵-۲-۲-۱-۲- رفتار نیرو کنترل

تفسیر ندارد.

ت ۵-۲-۲-۲- روش های غیر خطی

تفسیر ندارد.

ت ۵-۲-۲-۲-۱- رفتار تغییر شکل کنترل

تفسیر ندارد.

ت ۵-۲-۲-۲-۲- رفتار نیرو کنترل

تفسیر ندارد.

ت ۵-۲-۳- معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

ت ۵-۲-۳-۱- روش های خطی

تفسیر ندارد.

ت ۵-۲-۳-۲- روش های غیر خطی

تفسیر ندارد.

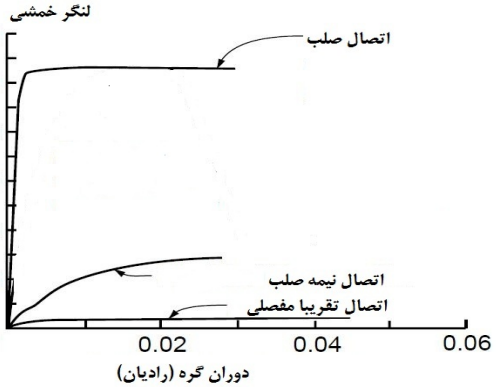
ت ۵-۳- قاب‌های خمشی فولادی

ت ۵-۳-۱- کلیات

قابهای خمشی فولادی، قابهایی هستند که مقاومت لرزه‌ای در آنها از طریق خمش تیرها و ستونها و نیز توسط اتصال خمشی تیر به ستون تأمین می‌گردد. اتصال خمشی تیر به ستون، اتصالی است که برای تأمین مقاومت خمشی در گره بین تیر و ستون و همچنین مقاومت برشی در چشمه‌ی اتصال طراحی می‌گردد.

اجزای یک قاب خمشی شامل تیرها، ستونها و اتصالات آن می‌باشد. برای تیرها و ستونها ممکن است از نیمرخ‌های نوردشده و یا مقاطع مرکب از نیمرخ نورد شده و یا ساخته شده از ورق استفاده شود. برای ساخت مقاطع مرکب می‌توان از پیچ یا جوش استفاده نمود. ممکن است اجزا به وسیله مصالحی نظیر عایق‌های حرارتی و یا عایق های ضد زنگ پوشش داده شوند و همچنین ممکن است به وسیله مصالح بنایی و یا بتن دورگیر شده باشند.

اتصالات بین اعضا ممکن است به صورت صلب و یا نیمه صلب طراحی گردند. تفاوت رفتار این اتصالات در شکل زیر قابل مشاهده است.



شکل (ت ۵-۲): مقایسه رفتار اتصالات صلب و نیمه صلب

ت ۵-۳-۲- قاب‌های خمشی با اتصالات صلب

ت ۵-۳-۲-۱- کلیات

بسیاری از ساختمان‌های که در دهه۵۰ و یا قبل از آن با اتصال نبشی بالایی و پایینی و نبشی جان در ایران ساخته شده‌اند، بر این باور طراحی شده که این‌گونه اتصالات از نوع با اتصالات صلب بوده و قادر به انتقال لنگر بین اعضا می‌باشند. در صورتی که رفتار این نوع اتصالات به صورت نیمه صلب بوده و لذا باید در برابر نیروهای جانبی کنترل و در صورت لزوم بهسازی گردند.

اتصالات صلب، اتصالاتی هستند که در جدول (۵-۱) دستورالعمل به عنوان صلب مشخص شده‌اند. برای اتصالاتی که در جدول (۵-۱) دستورالعمل مشخص نشده‌اند، در صورتی این اتصالات صلب درنظر گرفته می‌شوند که موارد ۱ و ۲ بیان شده در بند (۵-۳-

۲-۱) دستورالعمل را ارضا نمایند.

در اتصالات با ورق بالایی و پایینی نیز که از اتصالات صلب رایج در ایران می‌باشند، به غیر از مسأله کنترل نوع جوش و مقاومت جوش، طول آزاد جوش نشده ورق اتصال باید در حدی باشد که شرایط مورد ۲ بند (۵-۳-۲-۱) دستورالعمل را ارضا نماید. اتصالات با ورق انتهایی که به وسیله جوش شیاری به مقطع تیر جوش شده و سپس توسط پیچ به بال ستون متصل گردیده‌اند در صورتی می توانند در مدلسازی، صلب فرض شوند که موارد ۱ و ۲ بیان شده در بند (۵-۳-۲-۱) دستورالعمل را ارضا نمایند.

در اکثر حالات در قابهای صلب که در آنها از تیرهای ماهیچه دار استفاده شده است نمی‌توان خصوصیات قابهای ویژه را صادق دانست مگر آن که با تقویت ستونها از قوی‌تر بودن ستونها نسبت به تیرها اطمینان حاصل نمود.

با توجه به استفاده از ستون های با مقاطع مرکب در سازه های قاب خمشی موجود که در اکثر موارد مطابق ویرایش های گذشته مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله طراحی شده اند و نحوه اجرای آن ها که در برخی موارد باعث صلبیت بیشتر این اتصالات می گردد که خود سبب انتقال لنگر زیادی در جهت محور بدون مصالح آن ها می گردد؛ لذا از مقادیر ارائه شده در جدول ۵-۳ دستورالعمل جهت ارزیابی سازه های قاب خمشی طراحی شده با ستون های با مقاطع مرکب می توان بهره برد.

با توجه به جدول ۵-۳ برای تیرها با مقاطع غیر فشرده، با توجه به احتمال کمانش موضعی برای لنگر بیش از لنگر تسلیم، تنها از ظرفیت نیرویی آنها به منظور تحلیل به روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی می توان استفاده کرد.

ت ۵-۳-۲-۲- سختی

در سازه های قاب خمشی به طور کلی اجزای سیستم لرزه بر را می توان به ۵ گروه تقسیم بندی نمود. این گروه ها عبارتند از تیر، ستون، چشمه اتصال، اتصال تیر به ستون و اتصال ستون به پی. در مورد نحوه مدلسازی هر گروه در بخش های مرتبط به طور کامل اشاره شده است.

ت ۵-۳-۲-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

در حالت خطی از بین اجزای اصلی سیستم لرزه بر سازه، تیرها و ستون ها باید در مدلسازی دیده شوند. در مورد مدلسازی چشمه اتصال می توان از بخش ۴ بند ۵-۲-۱-۱ استفاده کرد. مدل‌سازی گره اتصال برای قاب‌های صلب به استثنای مواردی که گره‌ها به‌منظور شکل‌گیری مفاصل خمیری به دور از بر ستون، صلب گردیده‌اند نیاز نمی‌باشد. برای چنین گره‌هایی المان صلبی بین ستون و تیر تعریف می‌شود تا دهانه موثر تیر مشخص شود.

ت ۵-۳-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

برای تمام اجزا سخت شدگی کرنشی منظور شود. برای رفتار غیرخطی اتصالات می‌توان از نتایج گزارش‌های معتبر حاوی نتایج آزمایش استفاده نمود. در مورد مدلسازی چشمه اتصال می توان از بخش ۴ بند ۵-۲-۱-۱ استفاده کرد. مدل‌سازی گره اتصال برای قاب‌های صلب با استفاده از مقادیر ارائه شده برای دوران پلاستیک اتصالات صلب در جدول ۵-۳ صورت گیرد.

ت ۵-۳-۲-۳-۲- روش دینامیکی غیرخطی

جهت کسب اطلاع از رفتار غیرخطی اتصالات می توان از نتایج گزارش‌های معتبر حاوی نتایج آزمایش استفاده نمود.

ت ۵-۳-۲-۳- مقاومت

ت ۵-۳-۲-۳-۱- کلیات

تفسیر ندارد.

ت ۵-۳-۲-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

در مورد مقاومت انواع اتصالات صلب و حالات حدی شکست آن‌ها می‌توان از مدارک فنی معتبر استفاده نمود.

ت ۵-۳-۲-۳-۳- روش استاتیکی غیرخطی

تفسیر ندارد.

ت ۵-۳-۲-۳-۴- روش دینامیکی غیرخطی

جهت کسب اطلاع از رفتار غیرخطی اتصالات می توان از نتایج گزارش های معتبر حاوی نتایج آزمایش استفاده نمود.

ت ۵-۳-۲-۴- معیارهای پذیرش

ت ۵-۳-۲-۴-۱-کلیات

عموما در قابهای خمشی فولادی، اتصالات حاکم بر رفتار و تعیین کننده مقاومت آن ها می باشند. به هرحال برای هرکدام از اعضا و اجزای سازه فولادی معیارهای پذیرش باید بر اساس حالت حدی مربوطه کنترل گردد.

ت ۵-۳-۲-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

ظرفیت اتصالات با توجه به حالات حدی شکست آن ها ارزیابی می گردد. این حالات حدی شکست به دو دسته تغییر شکل کنترل و نیرو کنترل تقسیم می گردند. در واقع برای یک اتصال ممکن است چند حالت حدی داشته باشیم؛ مانند اتصال مطابق ردیف ۹ از جدول ۵-۱ دستورالعمل که حالات حدی این اتصال با توجه به جدول ۵-۲ دستورالعمل به دو دسته تغییرشکل کنترل (در مقطع خالص ورق) و نیرو کنترل (شامل اتصال ورق های زیرسری و روسری و اتصال برشی جان) تقسیم می گردد.

مقادیر m داده شده در جدول (۵-۲) دستورالعمل براساس مشخصات و ضوابط خاصی از اتصال داده شده است. وجود یا عدم وجود ورق پیوستگی، سختی چشمه اتصال، نسبت دهانه به عمق تیر و همچنین لاغری بال و جان تیر می‌توانند درm مؤثر باشند. براساس تحقیقات انجام گرفته عدم ارضای شرایط لازم برای هر یک از چهار مورد بیان شده باعث تقلیل در ضریب m می گردد. لذا

مقادیر m داده‌شده در جدول (۵-۲) دستورالعمل 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 به بیان جزئیات لازم برای ورق پیوستگی براساس ضخامت بال ستون می‌پردازد که عدم ارضای این جزئیات باعث تقلیل ضریب m می‌شود.

شرط دوم براساس تحقیقات انجام گرفته بر روی چشمه اتصال و تأثیر مقاومت آن بر روی شکل پذیری اتصال بیان شده است. تحقیقات انجام گرفته دراین زمینه حاکی از آن است‌که به هنگامی که مقاومت چشمه اتصال درمقایسه با مقاومت خمشی تیرخیلی زیاد و یاخیلی‌کم می‌باشدعملکرد اتصال با کاهش شکل‌پذیری همراه است. چشمه اتصالی با مقاومتی بین ۶۰٪ تا ۹۰٪ مقاومت خمشی تیر، تعادل تسلیم را بین تیر و چشمه اتصال فراهم می‌نماید و لذا باعث رفتار مطلوب برای اتصال می‌گردد.

شرط سوم به تأثیر نسبت دهانه به عمق تیر در مقدار m اختصاص دارد. هر چه طول تیر بیشتر می‌گردد چرخش ارتجاعی بیشتر شده و لذا از رفتار شکل پذیر، کمتر می‌توان بهره‌گرفت به همین خاطر مقدار m با افزایش نسبت دهانه به عمق تیر از مقدار۱۰ بایدکاهش یابد. علاوه برآن در مقادیرکوچک نسبت دهانه به عمق تیر نیز ظرفیت چرخش خمیری تیرکاهش می یابد که تأثیر آن در m بیان نشده است لذا مقادیر داده شده درجدول برای مقادیر $5 < \frac{L}{d} < 10$ قابل قبول است.

شرط چهار تأثیر کمانش موضعی را در رفتار شکل پذیر عضو مشخص می‌کند. لاغری بال و جان تیر بر روی شکل پذیری خمشی تیر مؤثر بوده و لذا بر روی رفتار اتصال نیز تأثیر خواهند گذاشت. خطر کمانش موضعی به دلیل افزایش لاغری بال یا جان تیر منجر به تقلیل m خواهد شد.

مقادیر ضرایب تقلیل با توجه به بند ۵-۳-۲-۴-۲ قسمت ۴ بخش الف تعیین می گردد.

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 تغییرشکل کنترل یا نیرو کنترل برآورده نمایند. برای اعضایی چون کف ستون ها، حالات حدی مربوطه را می توان به دو دسته حالات حدی مقاومت صفحه کف ستون که تغییرشکل کنترل و حالات حدی مقاومت پیچ های مهاری که نیرو کنترل می باشند، تقسیم کرد. در برخی حالات حدی مانند قلوه کنی و پکیدگی بتن که امکان استفاده از رابطه ۳-۲۸ دستورالعمل برای بررسی معیار پذیرش عضو وجود ندارد، باید ضوابط مرتبط موجود در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان به طور کامل ارضا گردد.

ت ۵-۳-۲-۴-۳- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

مقادیر داده شده در جدول (۵-۳) براساس مشخصات و ضوابط خاصی از اتصال داده شده است. وجود یا عدم وجود ورق پیوستگی، سختی چشمه اتصال، نسبت دهانه به عمق تیر و همچنین لاغری بال و جان تیر می تواند در چرخش خمیری اتصال مؤثر باشند. لذا براساس تحقیقات انجام گرفته عدم ارضا شرایط زیر برای هر یک از چهار مورد بیان شده باعث تقلیل در اعداد جدول (۵-۳) می گردد.

شرط اول به بیان جزئیات لازم برای ورق پیوستگی براساس ضخامت بال ستون می پردازد که عدم ارضا این جزئیات باعث تقلیل چرخش خمیری اتصال می گردد.

شرط دوم براساس تحقیقات انجام گرفته بر روی چشمه اتصال و تأثیر مقاومت آن بر روی رفتار اتصال بیان شده است. تحقیقات انجام گرفته در این زمینه حاکی از آن است که به هنگامی که مقاومت چشمه اتصال در مقایسه با مقاومت خمشی تیر خیلی زیاد و یا خیلی کم می باشد عملکرد اتصال در حد مطلوب نخواهد بود. چشمه اتصالی با مقاومتی بین ۶۰٪ تا ۹۰٪ مقاومت خمشی تیر، تعادل تسلیم را بین تیر و چشمه اتصال فراهم می نماید و لذا باعث رفتار مطلوب برای اتصال می گردد.

شرط سوم تأثیرکاهش نسبت دهانه به عمق تیر را درظرفیت چرخش خمیری نیز مشخص می کند. تحقیقات نشان می دهد که ظرفیت چرخش خمیری با کاهش دهانه ای که در آن مفصل خمیری شکل می گیرد، تقلیل می یابد. ضریب کاهش ارائه شده برای محدوده بین ۵ تا ۸ می باشد و برای کمتر از ۵ قابل قبول نیست.

شرط چهارم تأثیر کمانش موضعی را در رفتار شکل پذیر عضو مشخص می کند. لاغری بال و جان تیر بر روی چرخش خمشی تیر مؤثر بوده و لذا بر روی رفتار اتصال نیز تأثیر خواهند گذاشت. لذا خطر کمانش موضعی به دلیل افزایش لاغری بال یا جان تیر با تقلیل چرخش خمیری همراه خواهد بود.

ت ۵-۳-۲-۵- معیارهای بهسازی

برای بهسازی قابهای با اتصالات صلب راهکارهای متنوعی موجود است. نمونه ای از راهکارهای بهسازی به شرح زیر می باشد:

۱- اضافه نمودن مهاربندهای فولادی در یک یا چند دهانه از هر طبقه به شکل مهاربند با محورهای متقارب و یا با محورهای غیرمتقارب. معیار طراحی برای قابهای فولادی مهاربندی شده در بخش (۵-۴) داده شده است. مهاربندی، سختی قاب فولادی را به مقدار قابل توجهی افزایش می دهد. در طراحی اتصال بین مهاربند جدید و قاب موجود باید دقت کافی مبذول نمود. موقعیت مهاربندی های اضافه شده باید به نحوی باشد که باعث افزایش پیچش افقی سیستم نگردد.

۲- اضافه نمودن دیوار برشی بتنی، فولادی یا دیوار برشی با مصالح بنایی و یا دیوار میان قاب در یک یا چند دهانه از هر طبقه ساختمان سختی و مقاومت قاب را افزایش می دهد. معیار طراحی دیوارهای برشی بتنی و مصالح بنایی در فصول ۶ و۷ بیان شده است. موقعیت دیوارهای اضافه شده باید به نحوی باشد که باعث افزایش پیچش افقی در سیستم نگردد.

۳- اضافه نمودن قابهای فولادی جدید از بیرون ساختمان و اتصال آن به ساختمان موجود، توزیع سختی ساختمان موجود را تغییر می دهد، لذا باید توزیع نیروی زلزله به دقت کنترل گردد. گرچه این روش از نظر عملکرد سازه ای مؤثر است، اما فرم معماری ساختمان را تغییر می دهد. مزیت این روش آن است که امر بهسازی ساختمان بدون مزاحمت انجام می گیرد.

۴- انجام تمهیدات لازم جهت شکل گیری مفصل پلاستیک در تیر به دور از گره اتصال باعث می گردد که تنش در اتصال جوشی کاهش یافته و لذا احتمال بروز شکست ترد کاهش یابد. برای این منظور روش های متفاوتی نظیر اضافه نمودن ورق های افقی پوششی، سخت کننده قائم یا ماهیچه ها در محل اتصال را می توان نام برد. روش های دیگری که نتیجه آن برداشتن مصالح از تیر باشد نیز می تواند مفید واقع گردد. هر تغییری که در اتصالات خمشی صورت گیرد، می تواند سختی سازه را به میزان قابل توجهی تغییر دهد، بنابراین محاسبه مجدد توزیع نیروهای زلزله لازم می گردد. این روش در مواقعی

که سخت شدگی مجدد فولاد در ناحیه مفصل خمیری جدید سبب افـزایش تـنش بـیش از مقـدار قبلـی در مصـالح جـوش می‌گردد، مجاز نمی باشد.

۵- اضافه نمودن سیستم های میراگر نیز می تواند در بهسازی قابهای صلب مؤثر باشد. برای اطلاعات بیشتر به فصل دهم ایـن دستورالعمل مراجعه شود.

۶- افزایش مقاومت و سختی قاب موجود با جوش دادن ورق یا نیمرخ به بعضـی از اعضـا از دیگـر روشـهای متـداول بهسـازی می‌باشد.

ت ۵-۳-۳- قاب‌های نیمه‌صلب

ت ۵-۳-۳-۱- کلیات

اتصالات نیمه صلب، اتصالاتی هستند که در جدول (۵-۱) دستورالعمل به عنوان نیمه صلب مشخص شـده‌انـد. در صـورتی کـه اتصال شرایط پذیرش اتصال صلب بند ۵-۳-۲-۱ دستورالعمل را نداشته باشد، نیمه صلب در نظر گرفته می شود.

ت ۵-۳-۳-۲- سختی

۵-۳-۳-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

اتصالات با توجه به شرایط بیان شده در بخش ۲ بند ۵-۳-۳-۲-۱ دستورالعمل مدل مـی گردنـد. در مـورد تیـر، سـتون و سـایر اعضای لرزه بر مانند شرایط ذکر شده برای اتصالات صلب استفاده می شود.

ت ۵-۳-۳-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

جهت کسب اطلاع از رفتار غیرخطی اتصالات می‌توان از نتایج گزارش‌های معتبر حاوی نتایج آزمایش استفاده نمود.

ت ۵-۳-۳-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

جهت کسب اطلاع از رفتار غیرخطی اتصالات می‌توان از نتایج گزارش‌های معتبرحاوی نتایج آزمایش استفاده نمود.

ت ۵-۳-۳-۳- مقاومت

ت ۵-۳-۳-۳-۱- کلیات

تفسیر ندارد.

ت ۵-۳-۳-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

تفسیر ندارد.

ت ۵-۳-۳-۳-۳- روش استاتیکی غیرخطی

تفسیر ندارد.

ت ۵-۳-۳-۳-۴- روش دینامیکی غیرخطی

جهت کسب اطلاع از رفتار غیرخطی اتصالات می‌توان از نتایج گزارش‌های معتبر حاوی نتایج آزمایش استفاده نمود.

ت ۵-۳-۳-۴- معیارهای پذیرش

ت ۵-۳-۳-۴-۱- کلیات

عموما در قابهای خمشی فولادی با اتصالات نیمه صلب، اتصالات حاکم بر رفتار و تعیین مقاومت آن‌ها می‌باشند. به هر حال باید معیارهای پذیرش را برای مکانیزم‌های کنترل کننده سیستم بررسی نمود.

ت ۵-۳-۳-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

تفسیر ندارد.

ت ۵-۳-۳-۴-۳- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تفسیر ندارد.

ت ۵-۳-۳-۵- معیارهای بهسازی

راهکاری بهسازی شرح داده شده در بند (ت ۵-۴-۲-۵) می‌تواند برای قابهای نیمه صلب نیز مؤثر باشد. قابهای نیمه صلب عموما بسیار انعطاف پذیرتر از آن هستند که بتوانند عملکرد لرزه‌ای کافی برای سیستم فراهم نمایند.

اتصالات در قابهای نیمه صلب معمولا از اجزای ضعیف، انعطاف پذیر و یا هر دو مورد ذکر شده ساخته شده اند. اضافه کردن مهاربندهای واگرا و همگرا و همچنین میانقابهای مسلح بتنی یا بنایی می تواند معیار موثری در بهسازی این دسته از سازه ها باشد.

در اتصالات پیچی یا پرچی، اتصال را می توان با جایگزین کردن پرچ ها با پیچ های با مقاومت بالا، یا جوش یا جوش کردن سخت کننده به قطعات اتصال و یا ترکیبی از این موارد بهسازی نمود.

ت ۵-۴- قاب‌های با مهاربندی فولادی

ت ۵-۴-۱- کلیات

قابهای مهاربندی شده مانند خرپاهای قائمی عمل می نمایند که درآن ها ستونها به مثابه بالهای خرپا بوده و تیرها و مهاربندها اعضای جان آن را تشکیل می دهند.

اعضای قاب یا به صورت فولادی تنها یا به صورت فولادی با رویه غیرسازه ای برای حفاظت از آتش یا فولادی مدفون در بتن یا مصالح بنایی می باشند.

ت ۵-۴-۲- قاب‌های با مهاربندی همگرا

ت ۵-۴-۲-۱-کلیات

قابهای مهاربندی شده هم مرکز، سیستم های ساختمانی فولادی بسیار مؤثری برای تحمل بارهای جانبی ناشی از زلزله یا باد می باشند زیرا عملکرد کامل خرپایی دارند. با این حال این سیستم قابهای مهاربندی شده در آئین نامه های طراحی ساختمان های مقاوم در برابر زلزله، خیلی شکل پذیر شناخته نشده است. رفتار غیرشکل پذیر این سازه ها عمدتا از ترک خوردگی و انهدام زود هنگام اعضا یا اتصالات سازه در حین تغییر شکل های چرخه ای بزرگ در محدوده پس از کمانش اعضا ناشی می شود. سبب اصلی این پدیده، فلسفه حاکم برآئین نامه هاست. به جای آنکه مقرر داشته شود که اعضای مهاربندی و اتصالات آنها تغییرشکل های چرخه ای پس از کمانش را بدون شکست های زود هنگام تحمل نمایند (یعنی شکل پذیری کافی داشته باشند)، آئین نامه ها عموما نیروهای جانبی بیشتری را در طرح آن ها لازم می دارند. مهاربندهای هم محوری (CBF) که به شکل فوق طراحی شده اند ممکن است نتوانند در مقابل یک زلزله بزرگ مقاومت کنند و این موضوع عواقب جدی را به دنبال خواهد داشت.

در حین یک زلزله بزرگ، اعضای مهاربندی در مهاربندهای همگرا تحت تغییر شکل های بزرگی درکشش چرخه ای در محدوده پس از کمانش قرار می گیرند که باعث می شود دورانهای چرخه ای متناوبی در محل مفصل های پلاستیک صورت پذیرد که کاملا به آنچه در تیرها وستونهای قابهای خمشی روی می دهد شبیه است.

در واقع باید انتظار داشت که در یک مهاربند همگرا در تغییر مکانهای نسبی طبقه ای برابر با حدودا ۰/۳٪ تا ۰/۵٪ مهاربند ها جاری شده و کمانش نمایند. در یک زلزله بزرگ ممکن است مهاربندها در محدوده پس از کمانش دچار تغییر شکلهای محوری ۱۰ تا۲۰ برابر تغییر مکان حد جاری شدن کششی خود شوند، برای دوام آوردن تحت چنین تغییر شکل های چرخه ای بزرگی بدون انهدام زود هنگام، جزئیات اعضای مهاربندی و اتصالات آن ها باید به نحو مناسبی طراحی گردد. در گذشته این موضوع کمتر مورد توجه قرار گرفته است.

درمطالعاتی که انجام شد (Goel , 1991 و Goel, 1987; Hassan و Tang) ثابت گردید که در مهاربندهای همگرایی که دقیقا طبق ضوابط آئین نامه (۱۹۸۸) UBC طراحی شده بودند، انهدام زود هنگام در مهاربندها روی داد که منجر به تغییر مکانهای نسبی طبقات تا ۷٪ و بیشتر گردید. این موضوع منجر به افزایش شدید نیاز شکل پذیری در تیرها وستونها می گردد.

در محدوده پس از کمانش یک عضو مهاربندی، کمانش موضعی اعضای فشاری حاکم بر تعیین ظرفیت خمشی خمیری و در نتیجه ظرفیت فشاری عضو می باشد. از آن مهمتر، وسعت و شدت کمانش موضعی، تأثیر اساسی بر نحوه شکست عضو و شکل پذیری آن دارد چرا که تمرکز شدیدی از کرنش های چرخشی تناوبی در محل وقوع کمانش موجود است. بنابراین ، برای جلوگیری از انهدام زود هنگام اعضای مهاربندی، نسبت عرض به ضخامت آن ها (فشردگی مقطع) باید بسیار کمتر از آنچه در حال

حاضر معمول است نگه داشته شود. به عنوان مثال این مقدار برای اعضای با مقطع بسته ی مستطیلی عدد $800/\sqrt{F_y}$ پیشنهاد شده (Tang,Goel, 1987) که نصف مقدار مقرر شده در برخی از ویرایش های مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان می باشد. در مقایسه با طرح خمیری که بر اساس شکل پذیری تحت بارگذاری یک جهته است، طراحی لرزه ای مبتنی بر توانایی عناصر مختلف سازه برای تحمل تغییر شکل های بزرگ چرخه ای غیر ارتجاعی در هنگام وقوع یک زمین لرزه بزرگ می باشد.

اگر شکل پذیر بودن اعضای مهاربندی با کاربرد مقاطع فشرده تضمین گردد و سایر اعضای قاب نیز با استفاده از مقاومت مهاربندها به نحو مناسبی طرح شوند، استفاده از نیروهای طراحی افزایش یافته برای طرح یک مهاربند همگرا لازم نخواهد بود.

همانگونه که ذکر شد، کمانش موضعی تعیین کننده ترین عامل مؤثر بر ظرفیت شکل پذیری و اتلاف انرژی اعضای مهاربندی می باشد. اگر برای مهاربند از مقاطع بسته استفاده شود، به جای استفاده از نسبت عرض به ضخامت کوچکتر می توان از روش پرکردن مقطع از بتن استفاده نمود. بدین ترتیب نسبت مؤثر عرض به ضخامت در حدود ۵۰٪ کاهش می یابد و مقاومت در برابر شکست موضعی ۳ برابر می گردد (Lee,Goel,1987). اگر نبشی های جفت با هم یک مقطع بسته تشکیل دهند بسیار بهتر از حالتی رفتار خواهند کرد که پشت به پشت قرار گیرند (Aslani,Goel,1989). در مورد مقاطع ساخته شده مانند نبشی ها یا ناودانیهای جفت، توصیه شده که فاصله بین ورقهای دوخت طوری باشد که $\frac{L}{r}$ تک تک دو عضو از ۰/۴ برابر KL/r کل مهاربند تجاوز ننماید (Xu,Goel,1990). در مورد اتصالات با ورق اتصال تک و در مورد کمانش خارج از صفحه ی عضو، ورق اتصال باید طول آزادی برابر حدود دو برابر ضخامت خود داشته باشد تا از چرخش خمیری چرخه ای آزادانه عضو در ناحیه پس از کمانش ممانعت ننماید(Astaneh, Goel, Hanson, 1986). بعضی از توصیه های فوق مانند پرکردن مقاطع بسته با بتن و افزایش تعداد ورقهای دوخت در اعضای ساخته شده را می توان در ارتقای لرزه ای ساختمان های موجود به کار برد.

با توجه به پژوهش های سال های اخیر (Fahnestock and Stoakes 2009, Stoakes and Fahnestock 2010) افزایش مقاومت خمشی و صلبیت اتصالات تیر و ستون در قاب های مهاربندهای همگرا غیرشکل پذیر، نامعینی این دست از سازه ها را افزایش و سبب بهبود عملکرد آن ها به هنگام فروریزش بعد از گسیختگی مهاربند های کمانش کرده می گردد.

ت ۵-۴-۲-۲- سختی ، ت ۵-۴-۲-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی تا ت ۵-۴-۲-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

هدف استفاده از روش های خطی استاتیکی یا خطی دینامیکی آن است که قابل قبول بودن اعضا، اجزا و اتصالات به روشی ساده ارزیابی شود. برخلاف سایرسیستم های قاب مهاربندی شده، عملکرد و رفتار لرزه ای یک سیستم مهاربند همگرا تا حد زیادی توسط اعضای مهاربندی و اتصالات آن ها تعیین می گردد. استفاده از یک روش خطی به منظور ارزیابی معمولا مبتنی بر این استدلال است که عضو مورد نظر قادر است تحت تغییر شکل های چرخه ای رفت و برگشتی بدون افت قابل ملاحظه در مقاومت به تغییر مکان‌های حداکثری برسد. معمولا این امر در مورد مهاربندهای همگرا صادق نیست و ضرایب m داده شده در جدول (۵-۲) با در نظر گرفتن عوامل مربوطه تعیین شده اند. استفاده از روش های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی برای ارزیابی دقیق تر توصیه می گردد.

اعضای اصلی یک سیستم مهاربند همگرا عبارتند از تیرها، ستونها و مهاربندها. به علت عملکرد خرپایی، این سیستم معمولا به طرز چشمگیری سخت تر از یک قاب خمشی با مقاومت مساوی است، اما تنها تا قبل از کمانش یا جاری شدن اعضای مهاربندی، که در مقدار نه چندان بزرگی از تغییر مکان نسبی بین طبقه ای روی می دهد. با افزایش تغییر مکان نسبی طبقات، کمانش مهاربندها و متعاقب آن جاری شدن مهاربندهای کششی به وقوع می پیوندد و عملکرد خرپایی تا حدی از میان می رود اما ستونها هنوز با خمش خود مقاومت برشی قابل ملاحظه اضافی را تأمین می نمایند. مقاومت و سختی که توسط ستونها تأمین می شود نه فقط مربوط به ستونهای موجود در دهانه های مهاربندی شده بلکه مربوط به تمام ستونهای دیگری هم هست که فقط برای بار ثقلی طراحی شده اند. علت این امر آن است که حتی وقتی که اتصالات تیرها به ستونها خمشی نیست، ستونهای موجود در قابهای فولادی عموما به طور پیوسته ساخته می شوند. بنابراین، سازه های دارای مهاربند همگرا می توانند اضافه مقاومت بسیار بالایی پس از کمانش مهاربندهای فشاری داشته باشند. در تحلیل غیرخطی، می توان همه ستونها را در مدل منظور نمود، البته باید پیوستگی آن‌ها در طول و اتصال مناسب آن ها به کف ستون به نحو مناسبی تأمین گردد.

رفتار نیرو– تغییر مکان یک مهاربند به نیروی کششی حد جاری شدن یعنی $P_y=AF_y$، نیروی فشاری کمانش و نیروی فشاری پس ماند پس از کمانش آن وابسته است، که همگی توابعی از تنش جاری شدن و نسبت لاغری مهاربند هستند. نیروی پس ماند نیز از فشردگی، شکل سطح مقطع، و سایر جزئیات عضو تأثیر می پذیرد. در اغلب مهاربندها نیروی پس ماند در حدود ۲۰٪ نیروی کمانش می باشد. در تحلیل غیرخطی استاتیکی که ساده تر است، منحنی تغییر مکان محوری– نیروی محوری یک مهاربند در فشار می تواند مشابه با یک عضو ارتجاعی– خمیری با حد جاری شدن مساوی با نیروی پس ماند مدل گردد. نیروی پس ماند را می توان از جدول (۵–۳) و شکل (۵–۲) به دست آورد. با این حال، یک تحلیل ارتجاعی نیز لازم خواهد بود تا حداکثر نیروی محوری منتقل شده به ستون، تیر و اتصالات تیر به ستون به دست آورده شود.

ت ۵-۴-۲-۲-۲-روش استاتیکی غیر خطی

در استفاده از روش استاتیکی غیرخطی بیان‌شده در بند ۵–۴–۲–۲–۲ ، معیارهای زیر حاکم خواهند بود، که توجه به آن ها بسیار مهم است:

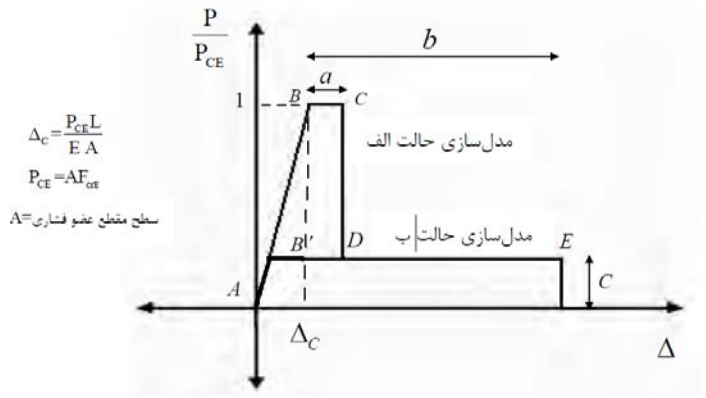
۱– همه تلاشها در تیرها و ستون‌ها و اتصالات دهانه مهاربندی شده قاب، نیرو کنترل می باشند و لذا نیازی به مدلسازی غیرخطی آن ها نمی باشد. در قاب های با اتصالات ساده تلاشهای تیرها، ستون ها و اتصالات نیرو کنترل منظور می شوند. المان های قاب با اتصالات صلب در دهانه های مهاربندی با توجه به رفتار تغییرشکلی خود انرژی ورودی به سازه را مستهلک می نمایند. اما با نگاهی به پیکربندی این اتصالات در دهانه های مهاربندی می توان دریافت که این رفتار برای این گروه از المان ها امکان پذیر نخواهد بود. درنتیجه منطقی ترین رفتار برای این اعضا رفتار نیرو کنترل می باشد.

۲– منحنی غیرخطی نیرو– تغییرمکان مهاربندها در فشار را می‌توان مطابق یکی از روش‌های زیر مدل نمود:

الف– منحنی غیرخطی نیرو– تغییرمکان مهاربندها مطابق شکل (ت۵–۳) با استفاده از پارامترهای معرفی‌شده در جدول (۵–۴) دستورالعمل مدل شود. پارامتر Δ در شکل (ت۵–۳) معرف تغییر شکل محوری ارتجاعی و غیر ارتجاعی عضو می‌باشد.

پارامتر Δ_C در جدول (۵-۴) دستورالعمل بیانگر تغییرشکل محوری در بار کمانشی مورد انتظار در نقطه B شکل (ت۵-۳) 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 می تواند با فرض رفتار ارتجاعی– خمیری مطابق منحنی $AB'DE$ شکل (ت۵-۳) 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) دستورالعمل قابل تعیین می‌باشد. در تحلیل های غیرخطی، افت شدید مقاومت در ناحیه فشاری مدل رفتاری مهاربند، منجر به خطاهای محاسباتی و عدم همگرایی در تحلیل می شود که گاه به اشتباه به عنوان نقطه فروریزش عضو تخمین زده می شود. این اتفاق به سبب کوچک بودن مقادیر تعیین شده برای ناحیه a در شکل (ت۵-۳) و در جدول (۵-۴) دستورالعمل اتفاق می افتد. برای رفع این مشکل می توان از روش ذکر شده در این بند استفاده کرد. البته مهندس طراح باید در برآورد نیروهای فشاری اعمالی به ستون کناری مهاربند، وضعیت پیش از کمانش را نیز مد نظر قرار دهد و به صورت جداگانه حداکثر تلاشی را که از مهاربند به ستون اعمال می شود بر مبنای بار کمانشی مهاربند P_{CE} تعیین نماید.



شکل (ت ۵-۳): منحنی نیرو- تغییرشکل برای مهاربند فشاری در دو حالت الف و ب

۱- مهاربندها معمولا به صورت ستونی با مفصل پلاستیکی در وسط المان مدل می گردند. این نحوه مدلسازی به منظور در نظر گرفتن اثرات محوری اولیه و اثرات خمشی ثانویه آن است.

۲- یکی از مواردی که در بسیاری از پروژه های بهسازی دیده می شود، تمایل مهندسان طراح به طراحی دست بالا و استفاده از مقاطع بزرگ تر از حد مورد نیاز به ویژه برای مهاربندها است. در بسیاری از موارد دیده می شود که مهندسان برای آنکه محدودیت های مندرج در نشریه ۳۶۰ برای استفاده از روش خطی را به سادگی برآورده نمایند، از مقاطع بزرگ تر برای محدود کردن DCR اعضا استفاده می نمایند، که در خصوص مهاربندها نتیجه عامل فوق، عدم استفاده از تمام ظرفیت شکل پذیری اعضای مهاربندی و ایجاد مقادیر نیرویی بزرگ تر در مهاربندهای سازه خواهد بود. ایجاد نیروی بزرگ تر در سیستم مهاربندی، مقادیر نیروی اعمال شده از مهاربند به ورق های اتصال، ستون ها، پای ستون و در نهایت شالوده را افزایش داده و خود می تواند عامل کاهش شکل پذیری و عملکرد نامناسب کل سازه گردد. به عنوان مثال سیستم مهاربندی را در نظر بگیرید که با توجه به شکل پذیری مناسب، مقدار ضریب کاهش نیرویی آن در روش خطی مطابق

نشریه ۳۶۰ برابر با m=۶ تعریف شده است. اگر این مهاربند به گونه ای دست بالا طراحی یـا اجـرا شـده باشـد کـه مقـدار حداکثر نیروی اعمالی به ظرفیت آن برابر با ۲ باشد (DCR=2)، ممکن است در حین زلزله تا ۳ برابر مهاربندی که مقـدار حداکثر نیروی اعمالی به ظرفیت آن برابر با ۶ می باشد (DCR=6)، نیرو به آن وارد شده که البته این نیروی زیاد باید بـه ستون ها وشالوده منتقل گردد.

۳- با توجه به رفتار نیرو کنترل در ستون های کنار مهاربندی، لازم است نیروی آن ها با توجـه بـه نیـروی اعضـای تغییرشـکل کنترل متصل شونده به این ستون ها بر اساس حداکثر نیروی قابل عبور از آنها تعیین می گردد. این امر به سادگی با فـرض رسیدن مهاربندها به حداکثر ظرفیت خود و محاسبه تصویر آن در راستای ستون قابل انجام است.

ت ۵-۴-۲-۳- مقاومت، ت ۵-۴-۲-۳-۱- کلیات تا ت ۵-۴-۲-۳-۴- روش دینامیکی غیرخطی

ضریب طول مؤثر برای محاسبه مقاومت مورد انتظار مهاربند بسیار مهم است. در مورد مهاربند های همگرای قطـری، V یـا V معکوس که توسط ورقهای اتصال جوشی به ستون و تیر متصل شده اند، به همراه ضریب طول کمانش k برابر ۰/۸ بـرای کمـانش درون صفحه و برابر ۱ برای کمانش برون صفحه به کار رود. در مورد اتصالات پیچی مقدار k برابر ۰/۹ مناسب خواهد بود.

اتصالات مهاربندها به تیر وستون نیرو کنترل می باشد و باید ظرفیت کرانه پایین آنها از حداکثر نیروی اعمالی به مهاربند در حین زلزله (با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی آن) و یا ظرفیت مورد انتظار مهاربند بیش تر باشد.

ت ۵-۴-۲-۴- معیارهای پذیرش

ت ۵-۴-۲-۴-۱- کلیات

تفسیر ندارد.

ت ۵-۴-۲-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مقادیر m داده شده در جدول (۵-۲) دستورالعمل مشروط بر آن است که اعضا شرایط ذکـر شـده در بنـد ۵-۴-۲-۴-۲ را ارضـا نمایند.

در مواردی که اتصالات مهاربندها ضوابط کنترل فشاری مورد نیاز مبحث دهم مقـررات ملـی سـاختمان را بـرآورده ننمایـد بایـد معیارهای پذیرش در ضریب ۰/۸ ضرب گردد. این ضابطه به جهت جلوگیری از ضعف و له شـدن ورق گاسـت در نظـر گرفتـه شـده است.

برای مهاربندهایی که تنها برای کشش طراحی می شوند، مقادیر مندرج در جدول (۵-۲) دستورالعمل باید نصف شود؛ اما نیاز بـه انتخاب m های کمتر از ۱ نمی باشد. این ضابطه به ظرفیت کم مهاربندهای کششی اشاره دارد.

در مهاربندهای چاق مقادیر m داده شده در جدول (۵-۲) دستورالعمل مشروط به استفاده از مقاطع فشرده لرزه ای است. در مقاطع غیرفشرده اعداد جدول مذکور نصف شده و برای مقاطع غیر فشرده بنابر نسبت ابعادی از درون یابی خطی استفاده می گردد. در هر حال نیاز به درنظر گرفتن مقادیر کمتر از ۱ نمی باشد.

به هنگام ارزیابی مهاربندهای شورون، برای اتصالات مهاربندها ضوابط کنترل فشاری مورد نیاز مبحث دهم مقررات ملی ساختمان را برآورده ننماید باید معیارهای پذیرش در ۰/۶ ضرب گردد. این ضابطه به جهت جلوگیری از ضعف و له شدن ورق گاست در نظر گرفته شده است.

به هنگام ارزیابی خطی مهاربندهای شورون، تیرها باید مجددا کنترل گردند. این کار به سبب در نظر گرفتن اثرات نیروی نامتعادل ناشی از مهاربندها می باشد.

ت ۵-۴-۲-۴-۳- روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

به هنگام ارزیابی غیرخطی مهاربندهای شورون، نیازی به ارزیابی مجدد تیرها نمی باشد. زیرا اثرات ناشی از نیروی نامتعادل در رفتار غیر خطی اعضا دیده می شود.

ت ۵-۴-۲-۵- معیارهای بهسازی

معیارهای ذکر شده برای بهسازی قابهای با اتصالات صلب در بند ۵-۴-۲-۵ در مورد قابهای مهاربندی شده نیز می توانند مؤثر باشند.

ت ۵-۴-۳- قاب‌های با مهاربندی واگرا

ت ۵-۴-۳-۱- کلیات

قاب با مهاربندی واگرا، نمایانگر یک سیستم قاب بندی شده مرکب است که هم سخت و هم شکل پذیر می باشد. حضور تیر پیوند، عامل اصلی تامین سختی و شکل پذیری مطلوب قاب می باشد. اگرطول تیر پیوند از مقدار $1.6\ M_{CE}/V_{CE}$ کمتر باشد، رفتار تیر پیوند برشی بوده و اگر بزرگتر یا برابر $2.6\ M_{CE}/V_{CE}$ باشد، رفتار تیر پیوند خمشی می باشد. M_{CE} و V_{CE} به ترتیب ظرفیت خمشی و ظرفیت برشی مورد انتظار مقطع می باشد. طول پیوندهایی که در میانه دو ناحیه فوق قرار دارند، تحت اندرکنش خمش و برش قرار می گیرند.

تیر پیوند برشی سخت تر از تیر پیوند خمشی است و همچنین شکل پذیری بالاتری در آن مورد نیاز است. سختی قاب با افزایش طول پیوند سریعا کاهش می یابد.

ت ۵-۴-۳-۲- سختی، ت ۵-۴-۳-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی تا ت ۵-۴-۳-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

تغییر شکل های برشی ارتجاعی در سختی عضو پیوند که عموما به صورت یک تیر مدل می شود اثر مهمی دارند. سختی متناظر با تغییر شکل خمشی توسط رابطه زیر داده می شود:

$$K_b = \frac{12EI}{e^3} \qquad (ت ۵-۱)$$

که در آن E مدول یانگ ، I لنگر اینرسی مقطع و e طول پیوند می باشد. به طور مشابه، سختی متناظر با تغییر شکل برشی از رابطه زیر بدست می آید:

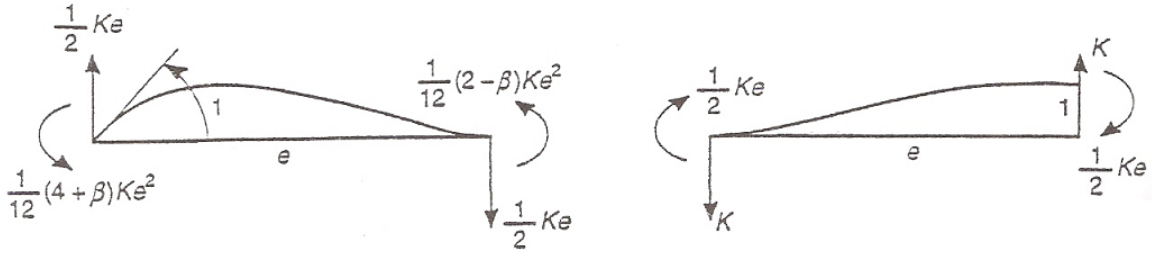
$$K_s = \frac{GA_w}{e} \qquad (ت ۵-۲)$$

که در آن G مدول برشی و $A_w = t_w\,[d_b\text{-}2t_f\,]$ مساحت سطح مقطع جان می باشد. نسبت سختی خمشی به برشی، $\beta = K_b / K_s$ اهمیت تغییر شکل برشی را در سختی نشان می دهد. سختی ترکیبی تیر پیوند، K_e را می توان برحسب نسبت β و سختی خمشی K_b به صورت زیر نشان داد:

$$K_e = \frac{K_b K_s}{K_b + K_s} = \frac{K_b}{1+\beta} \qquad (ت ۵-۳)$$

ضرایب سختی تیر پیوند در شکل (ت ۵-۵) داده شده اند. وقتی که قاب با مهاربندی واگرا، توسط یک نرم افزار تحلیل سازه مورد تحلیل قرار می گیرد، باید دقت گردد که اثرات تغییر شکل های برشی توسط نرم افزار در نظر گرفته شود. به بیان ساده تر، کوتاه بودن تیر پیوند باعث می شود که از تغییرشکل های برشی نسبت به تغییرشکل های خمشی نتوان صرف نظر کرد و در نتیجه طبق رابطه (ت ۵-۳) اثرات تلاش های برشی و خمشی باید به صورت همزمان در نظر گرفته شود. در تیر پیوند خمشی β ناچیز بوده و لذا از رفتار برشی تیر پیوند صرف نظر می شود.

در تیر پیوند برشی، استهلاک انرژی توسط رفتار غیر ارتجاعی برشی جان تیر پیوند در تمام طول تیر پیوند صورت می گیرد. در تیر پیوند خمشی، استهلاک انرژی با شکل گیری مفاصل خمشی غیر ارتجاعی در دو انتهای تیر پیوند انجام می شود. استهلاک انرژی در برش به دلیل اینکه در تمام طول تیر جاری شدن برشی صورت می گیرد، پربازده تر استهلاک انرژی درخمش می باشد.

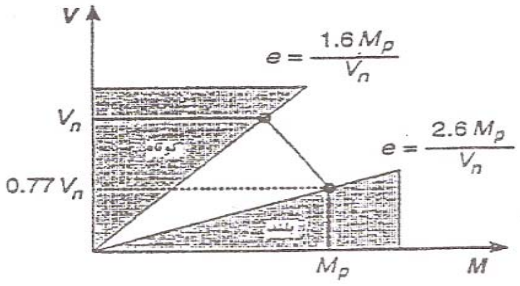


شکل (ت ۵-۵) : ضرایب سختی برای تیر پیوند به طول e

ظرفیت خمیری یک تیر پیوند توسط اندرکنش برش و خمش تعیین می‌شود. برای مقاصد طراحی، نمودار اندرکنش برش- خمش ایده آلی طبق شکل (ت ۵-۶) را می توان به کار برد.

ظرفیت خمشی مورد انتظار یک تیر توسط رابطه زیر داده می‌شود:

$$M_{CE} = ZF_{ye} \qquad (ت۵-۴)$$



شکل (ت ۵-۶) : اندرکنش برش و خمش

که در آن F_{ye} مقاومت جاری شدن مورد انتظار فولاد و Z اساس خمیری مقطع می باشد. مقاومت جاری شدن مورد انتظار برشی یک تیر عبارت است از:

$$V_{CE} = 0.6\ F_{ye}\ A_w \qquad \text{(ت ۵-۵)}$$

که در آن $A_w = t_w\ [d_b - 2t_f]$ عبارت است از مساحت مقطع جان. این مقادیر ظرفیت خمشی و برشی یک تیر پیوند را تعیین می کنند، که در نمودار اندرکنش برش- خمش در شکل (ت ۵-۶) نشان داده شده اند. خمش M ، برش V و طول پیوند e از طریق تعادل استاتیکی به هم مربوط اند. خطوط شعاعی که از مبدا مختصات این نمودار ترسیم شده اند نمایانگر خطوط تعادل به ازای مقادیر ثابت e می باشند.

مقادیر $1.6\ M_{CE}/V_{CE}$ و $2.6\ M_{CE}/V_{CE}$ که محدوده تیرهای پیوند برشی و خمشی را در شکل (ت ۵-۶) تعریف می کنند مبتنی بر مشاهدات تجربی می باشند. بر اساس نوع رفتار تیر پیوند، محل و جزئیات سخت کننده های جان و بال درناحیه تیر پیوند تعیین می گردد. زیرا در تیر پیوند برشی کمانش جان حاکم بر طرح است در حالی که در تیر پیوند خمشی، کمانش موضعی بال مهم خواهد بود. برای دیدن ضوابط مربوط به موقعیت و جزئیات سخت کننده ها باید به آئین نامه های معتبر رجوع شود.

در یک تیر پیوند برشی، جان تیر جاری می شود اما بالهای تیر ارتجاعی می مانند. پس ظرفیت خمیری یک تیر پیوند برشی به لنگری که توسط تیر پیوند حمل می شود بستگی ندارد و بنابراین ظرفیت برشی برابر است با $Q_{CE}=V_{CE}$. یک تیر پیوند خمشی با تشکیل مفصل خمیری جاری می شود. تأثیر تنش های برشی براین جاری شدن آنقدرکوچک است که بر مقاومت تیر پیوند اثری ندارد. در حین جاری شدن تیر پیوند، نیروها شروع به باز توزیع می کنند طوری که در هر دو انتهای تیر پیوند لنگر خمیری کامل مقطع تشکیل شود. تعادل استاتیکی اقتضا می کند که: $V=2M_{CE}/e$. بنابراین، ظرفیت برشی را می توان به طور معادل به صورت $Q_{CE}=2M_{CE}/e$ نشان داد. مشاهدات نشان می دهد که کوتاهترین طول لازم برای تیر پیوند خمشی برابر است با $e=2.6M_{CE}/V_{CE}$.

تغییر شکل تیر پیوند برحسب زاویه بین محور پیوند و محور تیر مجاور پیوند مشخص می شود که درشکل (ت ۵-۷) نشان داده شده است. زاویه ی تغییر شکل پیوند در اولین جاری شدن را می توان از تقسیم نیروی برشی بر سختی به دست آورد:

$$\gamma_y = \frac{Q_{CE}}{K_e} \qquad \text{(ت ۵-۷)}$$

با توجه به جدول(۳–۵) دستورالعمل مقادیر زاویه چرخش خمیری برای تیر پیوند در سه گروه طبقه بندی شده است. گروه اول برای تیرهای پیوند با $e \le \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$ است. گروه دوم برای تیرهای پیوند با $e > \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$ ارائه شده است. گروه سوم برای تیرهای پیوند با رفتار بینابینی که زاویه چرخش خمیری آن ها را باید از درون یابی بین مقادیر ارائه شده در گروه اول و دوم مشخص کرد.

مقادیر زاویه چرخش خمیری ارائه شده در جدول (۳–۵) دستورالعمل بر اساس نمودار برش–دوران شکل (ت–۵–۸) است. علت بیان دوران به عنوان شاخص معرفی تیر پیوند برای معرفی ظرفیت تغییر شکل برشی آن است که با توجه به تقسیم بندی بیان شده، برای المان ها با $e > \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$ رفتار خمشی حاکم بوده و در رفتار خمشی دوران پلاستیک بیان کننده رفتار اعضا می باشد. در محور عمودی نیز بدین علت نیروی برشی در نظر گرفته شده است که برای تیرهای پیوند با رفتار خمشی به راحتی می توان تلاش‌های برشی متناظر تلاش های خمشی را محاسبه نمود؛ و برای تیرهای پیوند کوتاه تر تلاش های برشی، رفتار غالب اعضا را تعیین می نمایند. لذا دستورالعمل برای ایجاد وحدت رویه، با توجه به طول های گوناگون تیر پیوند، بدین صورت نمودار رفتاری تیرهای پیوند را به صورت برش– دوران درنظر گرفته است.

ت ۵–۴–۳–۳– مقاومت، ت ۵–۴–۳–۴– معیارهای پذیرش، تا ت ۵–۴–۳–۴–۳– روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

ظرفیت تغییر شکل یک تیر پیوند γ_P (شکل ت–۵–۷)، به طول تیر پیوند و جزئیات سخت کننده های جان و بال تیر پیوند بستگی دارد. یک منحنی ایده آل شده در مورد رفتار تیر پیوند در شکل (ت ۵–۸) نشان داده شده است. در دوران متناظر با مقدار حدی γ_P کمانش جان یا بال روی می دهد، در این شرایط زوال قابل ملاحظه در رفتار تیر پیوند آغاز می شود.

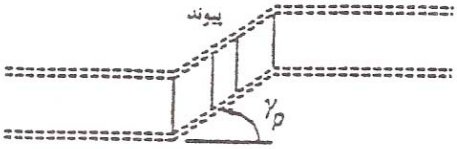
در حالت کلی مقاومت مهاربندهای واگرا باید حداقل ۲۵٪ بیش تر از مقاومت نظیر تیر پیوند باشد تا جاری شدن تیر پیوند بدون کمانش مهاربند صورت بگیرد.

مقادیر m ارائه شده در جدول (۵–۳) دستورالعمل برای تیرهای پیوند با حداقل سه سخت کننده در جان می باشد. علت در نظر گرفتن این محدودیت در تعداد سخت کننده، جلوگیری از کمانش جانبی تیر پیوند می باشد.

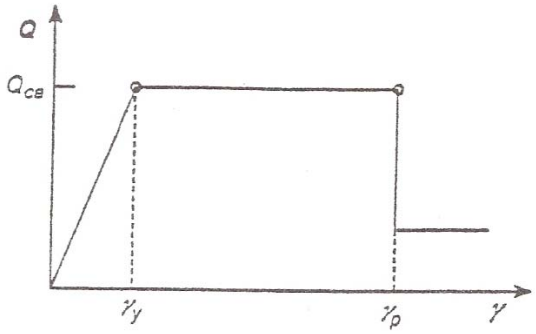
هرگاه سخت کننده قائمی استفاده نشده باشد، مقادیر m ارائه شده در جدول باید نصف گردد. توجه گردد که انتخاب مقادیر کمتر از ۱/۲۵ نیاز نمی باشد. برای جان ها با یک سخت کننده یا دو سخت کننده قائم مقادیر m با استفاده از درون یابی بین مقادیر ارائه شده برای سه سخت کننده و بدون سخت کننده قابل محاسبه است.

معیارهای پذیرش در حالت غیر خطی نیز برای تیرهای پیوند با حداقل سه سخت کننده در جان می باشد. هرگاه سخت کننده قائمی استفاده نشده باشد، مقادیر ارائه شده در جدول باید نصف گردد. برای جان ها با یک سخت کننده یا دو سخت کننده قائم معیارهای پذیرش با استفاده از درون یابی خطی بین مقادیر ارائه شده برای سه سخت کننده و بدون سخت کننده قابل محاسبه است.

در نقاطی که تیر پیوند توسط جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل است، ضوابط این اتصالات به طور کامل مشابه ضوابط مربوط به اتصال جوش نفوذی کامل در قاب خمشی، اتصالات صلب خواهد بود.



شکل (ت ۵-۷) : زاویه ی چرخش تیر پیوند



شکل (ت ۵-۸) : تعریف ظرفیت تغییر شکلی تیر پیوند

ت ۵-۴-۳-۵- معیارهای بهسازی

روش های بهسازی توصیف شده در بند ت ۵-۳-۲-۵ برای قابهای با اتصالات صلب و در بند ت ۵-۴-۲-۵ برای مهاربندهای همگرادر مورد بسیاری از تیرها، ستونها و مهاربندها مؤثر می باشند. از ورقهای پوششی و یا سخت کننده ها در بهسازی این اعضا می توان بهره جست. افزایش مقاومت تیر پیوند توسط تعبیه نمودن ورقهای پوششی روی بال تیر، ورقهای مضاعف یا سخت کننده روی جان یا تغییر دادن آرایش مهاربندها امکان پذیر می باشد.

ت ۵-۵- دیوارهای برشی فولادی

ت ۵-۵-۱- کلیات

یک دیوار برشی فولادی عبارت است از ورقی فولادی که در داخل یک پانل محصور بین تیرهای کف و سقف و ستونهای طرفین آن نصب و به آنها جوش می شود و مانند سایر دیوارهای برشی بارهای جانبی را به همراه قاب فولادی یا به تنهایی تحمل می نماید. به این ترتیب رفتار دیوار برشی فولادی در برابر بارهای جانبی به مثابه یک تیر ورق کنسول و قائم است که بالهای آن ستونهای طرفین دیوار و جان آن ورق فولادی فوق می باشد. مقاومت لرزه ای این تیر ورق از طریق تنش های برشی تشکیل شده در ورق دیوار تأمین می گردد.

اگرچه استفاده از دیوار برشی فولادی چندان معمول نیست، در سالهای اخیر در تعدادی از ساختمان های بلند به خصوص در کشورهای امریکا و ژاپن از این دیوارها جهت تحمل بارهای جانبی استفاده شده است. از مزایای این سیستم شکل پذیری خوب، سرعت نصب، سبکی، اشغال فضای کمتر و سهولت بهسازی یا تعویض آن ها می باشد. در بهسازی ساختمان های موجود استفاده از

دیوار برشی فولادی به علت حذف قالب بندی که در مورد دیوارهای برشی بتنی لازم است، بر سرعت اجرا به نحو قابل ملاحظه ای می افزاید. تنها عامل محدود کننده در این زمینه می تواند گرانی فولاد باشد.

دیوارهای برشی فولادی بر دو نوعند: سخت شده و سخت نشده. در نوع اول با پیروی از اصول طراحی سخت کننده ها در تیر ورقها، با نصب قطعات تقویتی عرضی (سخت کننده ها) از کمانش ورق دیوار قبل از جاری شدن آن جلوگیری می شود. در این حالت به عملیات اجرایی بیشتری برای نصب سخت کننده ها نیاز است. در نوع دوم سخت کننده ای موجود نبوده یا فواصل آن ها در حدی است که کمانش قطری ورق دیوار قبل از جاری شدن آن روی می دهد. هزینه جوشکاری این دیوارها کمتر بوده و سبکترند و ساخت آن ها نیز راحت تر می باشد. مقاومت برشی دیوارهای برشی فولادی سخت شده برابر مقاومت جاری شدن آن ها در برش و مقاومت برشی دیوارهای برشی فولادی سخت نشده مساوی مقاومت کمانش برشی آن ها می باشد. در تحلیل و طراحی این دیوارها می توان همزمان بارهای جانبی و ثقلی یا فقط بارهای جانبی را ملاک عمل قرار داد.

ت ۵-۵-۲- سختی

برای محاسبه سختی دیوار برشی سخت نشده باید از نتایج دقیق تحلیلی و آزمایشگاهی استفاده نمود. در این رابطه توجه به نکات زیر ضروری می باشد و درصورت استفاده موارد زیر باید لحاظ گردد:

۱- اثر میدان کششی ایجاد شده در ورق دیوار پس از کمانش به صورت نوار کششی با زاویه α با محور عمود مدل گردد. در واقع در دیوارهای برشی فولادی، ورق جان نقش مولفه شکل پذیر را داشته و نیروی کششی آن به عنوان مولفه شکل پذیر در نظر گرفته می شود. در نتیجه هرکدام از نوارها مبین یک عضو خرپایی می باشد که تنها توانایی انتقال نیروی محوری را دارد. با توجه به توضیحات ارائه شده، مقاومت حد جاری شدن در نوارها مساوی مقاومت حد جاری شدن فولاد در کشش می باشد. سطح مقطع نوارها برابر حاصلضرب پهنای نوار در ضخامت جان در نظر گرفته شود.

۲- زاویه شیب نوار کششی در نظر گرفته شده بستگی به ضخامت دیوار و سختی تیر و ستون های محیط آن دارد و با توجه به اصل انرژی، باید رابطه (۵-۴۳) دستورالعمل را ارضا نماید.

۳- اتصالات دو انتهای نوارها به تیر و ستون پیرامونی، مفصلی در نظر گرفته شود.

مقادیر نحوه مدلسازی غیر خطی ارائه شده در جدول ۵-۳ دستورالعمل تنها برای دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده می باشد. در صورت استفاده از دیوار برشی سخت نشده برای محاسبه مقادیر دوران غیر ارتجاعی آن باید از گزارش‌های آزمایشگاهی و تحلیلی معتبر بهره گرفته شود.

ت ۵-۵-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی و ت ۵-۵-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

تفسیر ندارد.

ت ۵-۵-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

در اغلب حالات استفاده از این روش توصیه نمی‌گردد.

ت ۵-۵-۳- مقاومت ، ت ۵-۵-۴- معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

ت ۵-۵-۵- معیارهای بهسازی

روشهای بهسازی می‌توانند شامل اضافه کردن سخت کننده، مدفون کردن در بتن، یا اضافه کردن دیوارهای برشی بتنی یا فولادی باشند.

ت۵-۶- قاب‌های با اتصالات خورجینی

ت ۵-۶-۱- تا ت-۵-۶- معیارهای پذیرش

این قابها دارای نوعی از اتصال تیر به ستون می باشند که در آن تیرها به صورت یکسره از کناره ستون عبور نموده و روی نبشی هایی که از قبل به ستون جوش شده است سوار می شوند.

اتصال مزبور تحت بارهای جانبی زلزله در ابتدا شبیه به اتصالات صلب عمل می کند ولی به علت ایجاد تغییر شکلهای خمیری در اجزای اتصال در چرخه های متوالی زلزله های قوی، انتقال لنگر بین تیر و ستون سریعا کاهش می یابد.

به دلیل عدم وجود نتایج آزمایش‌های دینامیکی و کمی آزمایش‌های استاتیکی بر روی این نوع اتصال، هنوز نمی توان به دقت رفتار آن را مدلسازی کرد ولی بر مبنای تحقیقات انجام شده و مطالعه خرابیهای اتصال در زلزله های واقعی می توان به نکات زیر اشاره نمود:

۱- مقاومت اتصال خورجینی تقویت نشده از مقاومت تیر و ستون مربوطه پائین‌تر است. به همین جهت در اکثر حالات متداول تخریب از محل اتصال شروع شده و به ندرت شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در تیرها مشاهده می‌گردد؛

۲- در هنگام وقوع زلزله عموما شکست از محل جوش اتصال نشیمن‌گاه تیر به ستون آغاز می‌گردد و این عامل باعث شکست ترد اتصال و در نتیجه سقوط سقف می‌شود.

۳- وجود نبشی بالایی تکیه‌گاه که با نمره‌ای حدود نبشی پائینی بوده و با جوش کافی به تیر و ستون متصل‌شده باشد برای پایداری اتصال حیاتی است.

برای قاب های با اتصالات خورجینی سنتی با نبشی پایینی، در روش خطی، بین تیر و ستون می توان با منظور کردن المان رابطی که قابلیت در نظر گرفتن دوران را داشته باشد رفتار قیچی سان را در نظر گرفت.

ت ۵-۶-۲- معیارهای بهسازی

روشهای زیر جهت بهسازی قابهای با اتصالت خورجینی می تواند مورد استفاده قرار گیرد:

۱- در صورت نیاز بر مهاربندی قاب افزوده شود؛

۲- دو تیر خورجینی بلافاصله قبل و بعد از محل اتصال به طور عرضی با ورقهای فولادی بهم متصل شوند تا از ایجاد پیچش ثانویه در تیرها در اثر تغییر شکلهای خمیری اتصال جلوگیری گردد؛

۳- بلافاصله قبل و بعد از محل اتصال از سخت کننده‌های قائم روی جان دو تیر خورجینی طوری استفاده شود که بالها و جان تیر به لبه بال ستون بسته شوند. بدین ترتیب در صورت بروز لنگرهای اضافی ناشی از بارهای جانبی، این لنگرها به طور مطمئن‌تری به ستونها منتقل خواهند شد؛

۴- برطول نبشی‌های تکیه‌گاهی برای مقابله با عکس‌العمل تکیه‌گاهی اضافی ناشی از بارهای جانبی افزوده شده و حداقل از دو لچکی موازی در نبشی‌های تکیه‌گاهی در هر طرف ستون استفاده گردد.

۵- در صورت ضعیف بودن نبشی بالایی، این نبشی با یک نبشی با نمره‌ای حدود نبشی پائینی جایگزین و با جوش مناسب به اجزای دیگر متصل گردد.

ت ۵-۷- قاب‌های فولادی با میان‌قاب

ارزیابی لرزه ای دیوارهای میانقاب از آنرو لازم است که در بسیاری از حالات، دیوارهای مزبور غیرمسلح بوده یا به طور جزئی مسلح می باشند و ممکن است مقاومت و شکل پذیری آن ها کافی نباشد. پیش از انهدام دیوار، قاب فولادی فشار محصور کننده ای را بر دیوار اعمال نموده و مقاومت آنرا افزایش می دهد. در این مرحله احتمالا نیروهای واقعی مؤثر بر اعضای قاب فولادی بسیار کوچکند چون دیوارهای میانقاب با سختی بالای خود از تغییر شکل قاب فولادی جلوگیری می کنند. با این حال اتصالات انتهایی تیرها، وصله ستونها و اتصالات قاب فولادی به کف ستونها باید در مقابل نیروهای ناشی از اندرکنش با میانقاب مشابه با روشهای ذکر شده برای قابهای بتنی در فصل ۶ ارزیابی گردند.

سختی و مقاومتی که توسط میانقابهای بتنی یا بنایی تأمین می گردد می تواند بسیار بیشتر از مقادیر مربوط به قاب فولادی تنها باشد. هرگونه فاصله یا تماس ناقص بین قاب فولادی و میانقاب می تواند کل این سختی یا بخشی از آن را زایل نماید. این فاصله می تواند بین دیوار و ستونهای قاب یا بین دیوار و تیر بالایی باشد. شرایط متفاوتی را از نظر مقاومت و سختی در ارتباط با این عدم پیوستگی ها و محل آن ها باید انتظار داشت. بنابراین، وجود هرگونه فاصله یا ناپیوستگی بین دیوارهای میانقاب و قاب باید تعیین شده و در روند طراحی بهسازی در نظر گرفته شود. در صورتی که ارزیابی مناسبی از وضعیت اتصال نشان دهنده وجود عملکرد یکپارچه و اندرکنش بین دیوار و قاب باشد، سختی، مقاومت و شکل پذیری دیوار باید به طرز صحیحی در مدل منظور شوند. عملکرد لرزه ای دیوارهای بنایی محصور نشده (با فاصله جزئی از اعضای قاب) بسیار ضعیف تر از دیوارهای بنایی محصور شده است. بنابراین از مقاومت دیوار محصور نشده تنها هنگامی می توان استفاده نمود که دلیل محکمی بر وجود مقاومت، شکل پذیری و اندرکنش آن با قاب فولادی موجود باشد.

ت ۵-۸- تیرهای لانه زنبوری

تفسیر ندارد.

ت ۵-۹- پی‌های متشکل از شمع‌های فولادی

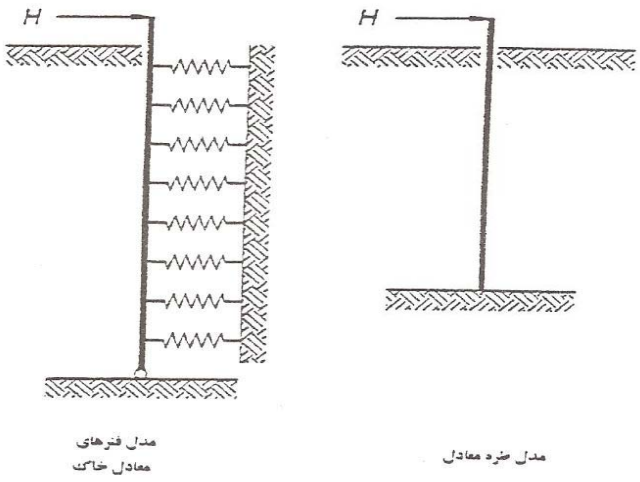
ت ۵-۹-۱-کلیات

شمعهای فولادی بال پهن (شمعهای H) یا لوله با بتن پرکننده یا بدون آن را می توان برای حمل بارهای شالوده به کار برد. شمعهای واقع در یک گروه باید دارای یک سرشمع بتنی مسلح باشند تا بارها به نحو مناسبی از روسازه به شمعها منتقل گردد.

ت ۵-۹-۲- سختی

دو مدل برای تحلیل شالوده های شمعی متداول است: مدل فنرهای معادل خاک و مدل طره معادل. این دو مدل به طور شماتیک در شکل (ت ۵-۹) نشان داده شده اند.

مدل فنرهای معادل خاک اغلب برای طراحی شالوده های شمعی پلها به کار می رود. خواص فنرهای خاک به خواص خاک محل وابسته اند.



شکل (ت ۵-۹) : مدل های تحلیلی شمع ها

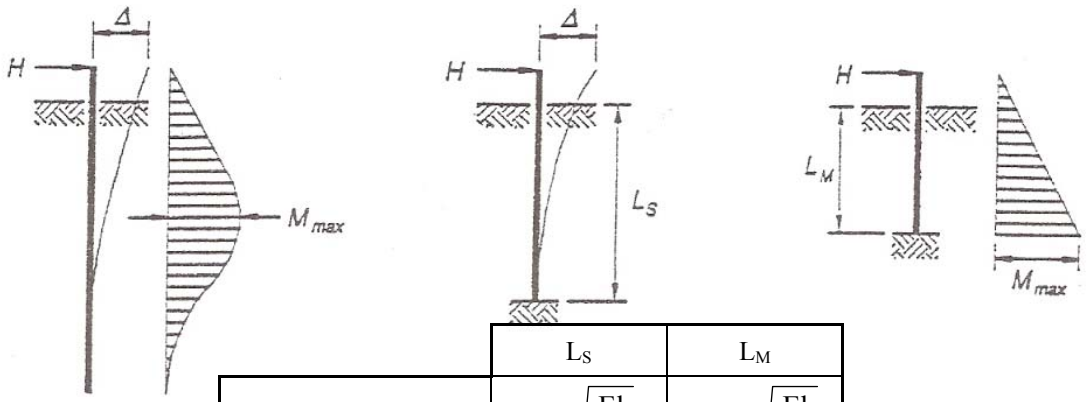
در عمل هم از مدلهای خطی و هم از مدلهای غیرخطی استفاده می شود. پیش از توسعه استفاده از مدل فنرهای معادل خاک، مدل اصلی مورد استفاده برای محاسبه سختی و حداکثر لنگر خمشی در شمعها مدل طره معادل بود که در شکل (ت ۵-۹) نشان داده شده است. در اینجا شمع به صورت یک ستون طره در نظر گرفته می شود. سختی شمع مساوی سختی یک ستون طره ای به طول

L_S فرض می گردد. حداکثر لنگر موجود در شمع مساوی حداکثر لنگر یک ستون طره ای به طول L_M فرض می شود. طولهای L_S و L_M وابسته اند به EI شمع و ثابت خاک که در شکل (ت ۵-۹) داده شده است.

ت ۵-۹-۳- مقاومت

از آنجا که در اغلب حالات، کمانش در شمع روی نمی دهد محاسبه مقاومت شمع به راحتی امکان پذیر است، مگر آنکه شمع از خاک بیرون زده باشد و یا در زمین روانگرا اجرا شده باشد.

شمعی که از زمین بیرون زده باشد را می توان به صورت یک ستون طره به طول $L_C=L_F+L_S$ با $K=1$ تحلیل نمود که در آن L_C طول ستون معادل و L_F طول بیرون زدگی از خاک بوده و L_S در شکل (ت ۵-۱۰) داده شده است. در مورد شمعهایی که در خاک روانگرا کوبیده شده اند، باید از مشاوره یک مهندس ژئوتکنیک بهره جست.



	L_S	L_M
ثابت خاک چسبنده K_h	$1.4\sqrt[4]{\frac{EI}{K_h}}$	$0.44\sqrt[4]{\frac{EI}{K_h}}$
ثابت خاک غیرچسبنده n_h	$1.8\sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$	$0.78\sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$

شکل (ت ۵-۱۰) : مدل طره‌ی معادل برای تحلیل شمع‌ها

ت ۵-۹-۴- معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

ت ۵-۹-۵- معیارهای بهسازی

یکی از روشهای بهسازی، کوبیدن شمعهای اضافی در نزدیکی گروه شمع موجود و سپس افزودن یک سرشمع جدید برای افزایش سختی و مقاومت شالوده شمعی می باشد. رفتار یکپارچه سرشمعهای جدید و قدیم با اتصال آنها توسط آرماتورهای آغشته به اپوکسی می‌تواند تأمین شود. در اغلب حالات امکان بهسازی شمع‌های موجود، وجود ندارد.

تفسیر فصل ۶

سازه ها و اجزای بتنی

ت۶-۱- محدوده کاربرد

ضوابط این فصل برای استفاده در ارزیابی ساختمان‌های بتنی صدمه دیده در زلزله تدوین نشده‌اند.

برخی اطلاعات جدیدتر از ضـوابط مربوط به قاب بتنی در آیین‌نامه ACI R369 آمده اسـت. ضـوابط مربوط به ارزیابی سـاختمانهای بتنی صـدمه دیده در اثر زلزله از جمله دیوارهای بتنی در آیین‌نامه FEMA306, FEMA307 و FEMA308 آمده است.

مطالب ارائه شـده در این فصـل به دو قسـمت قابل تقسـیم‌اند. قسـمت اول که شامل بخش‌های ۶-۱ تا ۶-۲ می‌شوند ضوابطی کلی‌اند که باید در روال مدل‌سـازی تحلیلی هر سـیستم بتنی در نظر گرفته شوند. قسمت دوم که دربرگیرنده بخش‌های ۶-۳ و ۶-۴ هستند ضوابط لازم به تفکیک سیستم سازه ای مورد نظر می باشد. ضوابط کلی بخش ۶-۲ اهداف زیر را پی می‌گیرند:

۱- مشـخص کردن فرضـیات قابل قبول در تهیه مدل تحلیلی ساختمان. ضوابط مربوط به نحوه مدل‌سازی سختی اعضا، نحوه تعیین ظرفیت و مقاومت اعضـا و تأثیر میزان طول مهاری آرماتورها از جمله ضـوابط ارائه شـده در جهت تعیین فرضـیات مدل‌سازی می‌باشند.

۲- انجام طبقه‌بندی‌ها و تفکیک‌های لازم بین مودهای رفتاری و پاسـخهای اعضا. مثلاً چون شکست خمشی و شکست برشی در یک تیر بتنی از لحاظ به مخاطره انداختن ایمنی سـاختمان اهمیت یکسـان ندارند باید نحوه برآورد، بررسی و کنترل آنها متفاوت باشـد. مباحثی مثل طبقه بندی پاسـخها به دو دسـته نیرو کنترل و تغییر شکل کنترل و بحث طبقه بندی نیاز شکل پذیری اعضـا از زمره ضـوابط ارائه شـده درجهت انجام تفکیک‌های لازم می‌باشـند. به دنبال ضـوابط کلی بخش ۶-۲، در بخشـهای ۶-۳ و ۶-۴ ضـوابط خاص مربوط به یک سیستم یا عنصر بتنی که نقش تعیین کننده ای در باربری ثقلی و لرزه ای سـاختمان دارد معرفی شـده اند. این سـیسـتمها و یا عناصـر عبارتند از قابهای خمشـی، قابهای پیش سـاخته، قابهای با میان‌قاب مهاربندی شـده، دیوارهای برشـی، دیوارهای برشـی پیش سـاخته، دیافراگمها، دیافراگمهای پیش ساخته و پی ها. بنابراین مهندس طراح در روند بررسـی آسیب پذیری و تهیه مدل تحلیلی ساختمان موجود و نیز تهیه مدل تحلیلی ساختمان موجود بعد از اعمال شـیوه بهسـازی پیشـنهادی (سـاختمان بهسازی شده) باید ابتدا ضوابط عمومی بخش ۶-۲ را بررسی و سپس با توجه به سیستم ساختمان به بخشهای ۶-۳ و ۶-۴ مراجعه نماید.

روال ارائه مطالب تدوین شده در بخشهای ۶-۳ و ۶-۴ از قالب یکسانی تبعیت می کند. در ابتدای هر بخش انواع مختلف سیستم مورد نظر دسـته بندی می شـوند، مثلاً سـیستم قاب خمشی بتنی و انواع مختلف این سیستم به صورت قابهای خمشی تیر- ستونی، قابهای پیش تنیده تیر-سـتونی و قابهای خمشـی دال-سـتونی معرفی شـده اند. سـپس برای هر نوع از سیستم سازه ای مورد بحث ضوابط مورد نیاز در پنج بند اصلی ارائه شده اند که عبارتند از ملاحظات کلی، سختی، مقاومت، معیارهای پذیرش ومعیارهای بهسازی.

در بند ملاحظات کلی، ویژگی هایی از قبیل مودهای رفتاری و اثرات پدیده های گوناگون که باید یک مدل تحلیلی مناسب برای سیستم مورد بحث دارا باشد بیان شده اند.

در بند مربوط به سختی، در روشهای استاتیکی و دینامیکی خطی و استاتیکی و دینامیکی غیرخطی نحوه مدل‌سازی سختی اجزا معین شده اند.

در بند مربوط به مقاومت، برای استفاده از مدل تحلیلی ساختمان دستورالعملهایی برای برآورد مقاومت اجزا ارائه شده اند.

در بند مربوط به معیارهای پذیرش، برای روش تحلیل مورد استفاده اعم از استاتیکی خطی، دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و یا دینامیکی غیرخطی و برای هر سطح عملکرد مورد نظر محدوده قابل قبول پاسخهای اعضا معین شده اند.

در بند معیارهای بهسازی برای روش بهسازی مورد استفاده ضوابطی کلی تعیین شده است. لازم به یادآوری است در اینجا هدف دستورالعمل ارائه شده مشخص کردن شیوه های بهسازی نیست، بلکه هدف روالی است که باید در یک پروژه ارزیابی طی شود و نحوه مدل‌سازی و کنترل قابل قبول بودن شیوه بهسازی کنترل گردد. در حالت کلی هر شیوه ای که توسط مهندس طراح به کار گرفته شود، به شرطی که ضوابط و معیارهای پذیرش ارائه شده را اقناع نماید، قابل قبول می باشد.

ضوابط این فصل برای اعضای مرکب از بتن و فولادی که پروفیل فولادی توسط بتن محصور شده است قابل کاربرد نمی باشد. علت این امر این است که در توسعه منحنی های نیرو–تغییرشکل و معیارهای پذیرش این فصل، این گونه اعضا در نظر گرفته نشده است. در بسیاری از موارد استفاده از بتن برای محصور کردن پروفیل فولادی به منظور حفاظت آن در برابر آتش صورت گرفته است که معمولا فاقد جزئیات لازم می‌باشند از جمله عدم یا کمبود آرماتور عرضی باعث می شود محصوریت لازم تامین نشود و انبساط هسته بتنی باعث تسریع و تشدید لغزش بین مصالح گردد و علاوه بر این، شرط صفحه ماندن سطح مقطع عضو برقرار نمی ماند. برای اطلاعات بیشتر به ضوابط مربوط در فصل ۵ مراجعه شود.

باید در بهسازی ساختمانهای میراث فرهنگی و باستانی توجه ویژه ای شود که روشها و تکنیک های بهسازی انتخابی باعث صدمه خوردن به مشخصات منحصر به فرد این ساختمانها نشود.

ت۶-۲-ضوابط و فرضیات کلی

ت۶-۲-۱- مدل‌سازی و طراحی

ت۶-۲-۱-۱-کلیات

به طور کلی در این دستورالعمل شرایط آئین نامه بتن ایران (آبا) و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان حاکم است مگر اینکه روند متفاوتی ارائه شده باشد. انجام پاره ای اصلاحات و تغییرات در ضوابط آن آیین نامه ها برای کاربرد در امر بهسازی امری ضروری است زیرا آنها برای طراحی ساختمان جدید می باشند در حالی که این دستورالعمل، در مورد بهسازی ساختمانهای موجود است. روشهای متداول تحلیل، اغلب عکس العملهای طراحی را فقط در نقاط مشخصی از عضو که در آنها بیشترین نیرو انتظار می رود، به دست می دهد، در چنین حالتی لازم است به طور جداگانه کنترل شود که در مقاطع دیگر عضو، نیروی وارده از مقاومتهای طراحی بیشتر نشود.

بعضی مودهای شکست ترد یا با شکل پذیری کم عبارتند از: رفتار تحت فشار مستقیم، برش در بعضی اعضا و در اتصالات اعضا، پیچش در اعضای لاغر، طول گیرایی ناکافی آرماتورها، طول وصله ناکافی آرماتورها و طول مهاری ناکافی آرماتورها. روش قابل توصیه آن است که تنشها، نیروها و لنگرهایی که می توانند باعث ایجاد این مودهای شکست شوند از طریق انجام آنالیزهای حدی با در نظر گرفتن مقاومت محتمل (مقاومت حداکثر با تعریف آئین نامه بتن ایران و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان) برای مفاصل پلاستیک محاسبه شوند.

ت۶-۲-۱-۲-سختی

سختی یک عضو بتن مسلح به خواص مصالح، ابعاد، مقدار آرماتورها، شرایط مرزی و سطح تنش آن بستگی دارد. باید سعی شود حتی المقدور اثر این عوامل در محاسبه سختی اعضا لحاظ شود.

ت۶-۲-۱-۲-۱-روش‌های خطی

روش تحلیل خطی بر این فرض استوار است که سختی مدل تحلیلی تقریباً با سختی ساختمان یکسان است. سختی یک عضو به عامل ایجاد تغییر شکل و سطح تنش آن بستگی پیدا می کند:

۱- برای یک عضو خمشی، سختی مؤثر می تواند با درنظر گرفتن ترکهای خمشی پیشرفته و ترکهای برشی حداقل و لغزش آرماتور حداقل محاسبه شود. سختی برشی به طور تقریبی از مقاطع ناخالص عضو به دست می آید. وقتی تحلیل مشخص کند نیروها در حدی هستند که عضو ترک نخواهد خورد استفاده از سختی ترک نخورده نیز بلامانع است.

۲- برای یک عضو برشی شروع ترک برشی معمولاً با کاهش چشمگیری در سختی مؤثر همراه است و پایان رفتار ارتجاعی محسوب می شود. بنابراین در یک عضو برشی سختی مؤثر با در نظر گرفتن خمش و برش بر پایه مشخصات مقطع استوار است.

۳- در مورد سختی محوری یک ستون، سختی مناسب در حالت کلی بستگی به این دارد که نیروی محوری وارده به عضو کششی است یا فشاری. اگر نیرو فشاری است، آنگاه سختی می تواند از روی مقطع ترک نخورده به دست آید. اگر نیروی محوری کششی است و آنقدر بزرگ است که ایجاد ترک کند آنگاه سختی فقط باید بر پایه در نظر گرفتن سطح فولاد به دست آید. در بیشتر موارد محاسبه سختی مؤثر به طور مستقیم از اصول مقاومت مصالح غیر عملی خواهد بود. در عوض سختی مؤثر روش خطی می تواند به طور تقریبی از جدول ۶-۱ به دست آید.

تاثیر لغزش آرماتورها را می توان با در نظر گیری فنرهای پیچشی در دو انتهای تیر یا ستون لحاظ کرد. در صورت استفاده از این روش مدلسازی، سختی خمشی موثر ستونها باید از تغییر شکلهای خمشی محاسبه شود. برای نیروهای محوری کمتر از $0.3Agf'_c$ می توان سختی خمشی موثر را حدود $0.5EI_g$ تخمین زد (Saatcioglu et al. 1992).

ت۶-۲-۱-۲-۲-روش‌های غیرخطی

در روش غیرخطی احتیاج به تعریف رابطه غیرخطی نیرو– تغییر شکل می باشد. برای روش غیرخطی استاتیکی معمولاً کافی است یک رابطه بین نیرو و تغییر شکل وجود داشته باشد که رفتار سازه را تحت افزایش یکنواخت تغییر مکان جانبی تشریح کند. برای روش غیرخطی دینامیکی علاوه بر آن لازم است قواعد نیرو– تغییر شکل برای چرخه بارگذاری مشخص گردد.

شکل ۶-۱ (متن دستورالعمل) رابطه عمومی نیرو– تغییر شکل را در مورد روش غیرخطی استاتیکی نشان می دهد. جنبه های مهم این نمودار عبارتند از :

نقطه A : مربوط به حالت بارگذاری نشده است.

نقطه B : در این نقطه مقاومت در عضو به حالت جاری شدن رسیده است.

شیب نقطه B تا C : معمولاً این شیب بین ۰٪ تا ۱۰٪ شیب اولیه است و نشان دهنده سخت شدگی کرنشی است که در اغلب اعضای بتن مسلح دیده می شود و می تواند اثر زیادی در نحوه باز توزیع نیروها در ساختمان داشته باشد.

نقطه C: مربوط به مقاومت اسمی عضو می باشد.

افت مقاومت از نقطه C تا D : کاهش ناگهانی مقاومت در عضو را مشخص می کند.

مقاومت باقیمانده از D تا E ممکن است در بعضی حالتها صفر و در بعضی حالتها غیر صفر باشد.

نقطه E : نقطه ای است که حد نهایی تغییر شکل را مشخص می کند.

ت۶-۲-۱-۳-اعضای متشکل از بال و جان

اعضای متشکل از بال و جان برای تحمل بار محوری و بار خمشی مناسب هستند. مقاومت این اعضا مطابق آئین نامه بتن ایران (آبا) و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، با در نظر گرفتن یک عرض مؤثر برای بال به دست می آید.

به طور کلی اثر بال در اعضا، افزایش سختی خمشی و محوری، افزایش مقاومت خمشی و محوری و تغییر درشکل پذیری خمشی (بسته به اینکه بال در فشار یا کشش باشد) می باشد.

ت۶-۲-۲-مقاومت و تغییر شکل

منظور از ظرفیت تغییرشکل و مقاومت اعضا در این فصل، ظرفیت تغییر شکل و مقاومت آنها تحت سه چرخه کامل بارگذاری رفت و برگشتی تا سطح تغییر شکلهای طراحی آنها به علاوه چرخه های مشابه ولی تا سطوح تغییر شکلهای کمتر می باشد. در بعضی موارد، از جمله بعضی ساختمانهای با زمان تناوب کوتاه و نیز ساختمانهایی که تحت زلزله های طرح با طول مدت ارتعاش زیاد قرار می گیرند، انتظار می رود ساختمان تعداد چرخه تغییر شکل بیشتری را تا سطح تغییر شکلهای طراحی متحمل شود. افزایش درتعداد چرخه های تغییرشکل می تواند به کاهش در ظرفیت مقاومت و تغییر شکل منتج شود که باید این اثرات در طراحی در نظر گرفته شوند. معمولاً زلزله های بزرگتر باعث ایجاد تعداد چرخه بیشتر می گردند.

ت۶-۲-۲-۱-تلاش‌های تغییر شکل کنترل

تلاشها و پاسخهای ایجاد شده در اعضای ساختمان را می توان به دو گروه تغییر شکل کنترل و نیرو کنترل تقسیم نمود. در محاسبه مقاومت و قابلیت تغییر شکل پارامترهای تغییر شکل کنترل از تنش تسلیم مورد انتظار فولاد استفاده می گردد. به عبارت دیگر اثرات اضافه مقاومت و سخت شدگی کرنشی فولاد که عموماً به افزایش حدود ۱۰٪ تا ۲۵٪ در تنش جاری شدن اسمی آن منجر می گردد در محاسبات لحاظ می شود.

ت۶-۲-۲-۲-تلاش‌های نیرو کنترل

در محاسبه ظرفیت مقاومت و تغییرشکل برای تلاشها و پاسخهای نیرو کنترل محافظه کاری بیشتری نسبت به تلاشها و پاسخهای تغییر شکل کنترل باید اعمال گردد. به این جهت حد پائین ظرفیتها که توسط حد پائین مشخصات مصالح حاصل شده اند برای پارامترهای نیرو کنترل توصیه شده اند.

ت۶-۲-۲-۳-طبقه‌بندی نیاز شکل‌پذیری عضو

در بسیاری از بندهای این بخش ضوابط پیشنهادی به میزانی که عضو تغییرشکلهای غیر ارتجاعی را تجربه خواهد کرد بستگی پیدا می کند. به این منظور اعضا به سه گروه اعضا با نیاز شکل پذیری کم، متوسط و زیاد تقسیم می شوند. در صورتی که تحلیل، خطی باشد نسبت نیاز به ظرفیت (DCR) برای این تقسیم بندی به کار گرفته می شود. اگر تحلیل غیرخطی باشد از میزان شکل پذیری تغییرمکانی عضو برای این منظور استفاده می گردد. باید توجه داشت که نیاز شکل پذیری زیاد در یک عضو نشانه بحرانی بودن آن عضو می باشد، بر خلاف ظرفیت شکل پذیری یک عضو که زیاد بودن آن نشانه حاشیه اطمینان بیشتر در رفتار لرزه ای عضو می باشد.

ت۶-۲-۳-خمش و بارهای محوری

ظرفیت خمشی اعضای بتن مسلح و ظرفیت شکل پذیری آنها باید با درنظر گرفتن نیروهای محوری وارد به آنها محاسبه شوند. به خصوص این امر در مورد ستونهای گوشه حائز اهمیت فراوان است. ظرفیت شکل پذیری خمشی اعضا معمولاً با اثر برش کاهش پیدا می کند لذا مهندس طراح در تعیین ظرفیت خمشی باید بین اعضایی که برش زیادی به آنها وارد می شود با اعضایی که برش کمی به آنها وارد می شود، فرق بگذارد.

ت۶-۲-۳-۱-حد کرنش قابل استفاده

مقادیر حد کرنش مصالح ارائه شده در این قسمت با حدود کرنش آئین نامه بتن ایران، تطبیق داده شده اند. حد کرنش مصالح به مشخصات مصالح و در نظر گرفتن پدیده خستگی با چرخه کم بستگی دارد. پدیده خستگی با چرخه کم وابسته به اندازه و فاصله آرماتورهای عرضی و تاریخچه کرنش می باشد.

ت۶-۲-۴- برش و پیچش

معمولا مقاومت در برش و پیچش با افزایش تعداد و اندازه چرخه های تغییر شکل، کاهش پیدا می کند.

ت۶-۲-۵- طول گیرایی و وصله‌های آرماتور

در صورتی که در ساختمان موجود طولهای گیرایی و یا وصله های پوششی ملزومات آئین نامه بتن ایران (آبا) یا مبحث نهم مقررات ملی ساختمان را ارضا نکنند، این نقص باید در تحلیل سازه موجود در نظر گرفته شود. با توجه به تجربیات زلزله های گذشته که ناکافی بودن طول گیرایی، طول مهاری و طول وصله ها از علل اصلی خرابی سازه های بتنی بوده اند، باید به ضوابط این بند توجه ویژه مبذول شود.

در مورد آرماتورهای صاف موجود، طول گیرایی مستقیم، قلاب دار و طول وصله پوششی را باید یا طبق مقادیر تعیین شده در فصل ۱۸ آبا و یا دو برابر مقادیر متداول برای آرماتورهای آجدار در نظر گرفته شود.

ت۶-۲-۶- اتصال به بتن موجود

برای اتصال قطعات سازه ای و غیر سازه ای به بتن، قطعات و وسایل مختلفی به کار برده می شود. طراحی قلابها و مهارها بر پایه قضاوت مهندسی، اطلاعات آزمایشهای مخصوص، اطلاعات کارخانه ای و آئین نامه های طراحی استوار است. سیستم های اتصالات به دو دسته درجا ریخته شده و کاشته شده (بعداً نصب شده) تقسیم بندی می شوند. اتصالات مابین اعضای لرزه‌بر باید با دقت و مهارت بالایی نصب، بازرسی و آزمایش شوند. عوامل مختلف بسیاری در نصب باعث کاهش چشمگیری در ظرفیت سیستمهای اتصال می شود. گزارشهای ACI 355.2 و ACI 355.4 از مراجعی هستند که برای این مسأله راهنمایی هایی دارد. دقت زیادی باید توسط طراح در مورد انتخاب نحوه بازرسی و نوع آزمایش اتصالات مبذول شود.

برای تعیین ظرفیت مهارها لازم است مشخصات هندسی و مصالح آنها معلوم شود. به جز مواردی که مشخصات مصالح و نصب مهارها در مدارک فنی معلوم شده اند، تعیین این اطلاعات مشکل می باشد. در مواردی که گسیختگی مهار در ارضا سطح عملکرد مورد نظر تاثیرگذار نمی باشد، عمق دفن مهارهای کاشته شده را می توان برابر با عمق دفن توصیه شده توسط تولید کننده مهار فرض کرد. در تعیین ظرفیت مهارهای موجود، عمق دفن را می توان کمتر یا مساوی حداقل عمق تعیین شده توسط آیین نامه طراحی اولیه برای یک مهاری با همان قطر فرض کرد. توصیه می شود در مواردی که تبعات گسیختگی یک مهار تاثیر بحرانی بر عملکرد مورد نظر دارد، عمق دفن مهارهایی که در مدارک فنی موجود نیستند را با آزمایش های غیرمخرب نظیر آزمایش فراصوت تعیین نمود.

ت-۶-۲-۶-۱-سیستم‌های«درجا ریخته‌شده»

مهارهای متداول برای این سیستم ها طیف وسیعی را شامل می شود. به عنوان مثال، پیچهای مهاری J شکل، L شکل، U شکل، آرماتورها، مهارهای مکانیکی جوش شده به انتهای میلگردها و ... از انواع مهارهای این سیستم ها هستند.

اگر از آیین نامه ACI318 برای طراحی اتصال بین اعضای موجود و اعضای جدید استفاده شود، با توجه به اینکه در آن مرجع اثر ترک خوردگی مستقیما در نظر گرفته می شود، نیازی به تقلیل ظرفیت به اندازه ۵۰٪ نمی باشد.

ت-۶-۲-۶-۲-سیستم‌های «کاشته شده»

مهارهای تزریقی و مهارهای شیمیایی از جمله سیستم های کاشته شده می‌باشند. بعضی از این نوع مهارها و اتصالات از نظر شکل پذیری، پیوستگی و هماهنگی رفتاری با بتن را ندارند که می بایست در طراحی آنها در نظر گرفته شود.

ت۶-۲-۷- ضوابط کلی بهسازی

هدف عمده این دستورالعمل ارائه ضوابطی جهت قانونمند کردن مدل‌سازی ساختمان برای بررسی آسیب پذیری آن می باشد. لذا در این دستور العمل در حالت کلی شیوه های اجرایی بهسازی مشخصی ارائه نمی شوند. در این بند نکات اصلی که باید در روند کلی بهسازی مورد توجه واقع شوند مشخص گردیده اند.

ت۶-۳- سیستم‌های سازه‌ای

قابهای بتن مسلح که دارای ابعاد درست و دارای جزئیات صحیح باشند ضمن فراهم کردن حداکثر انعطاف برای استفاده از فضاهای داخلی، می توانند برای مقاومت در برابر بارهای ثقلی و جانبی، یک سیستم موثر ایجاد کنند. برای عملکرد صحیح در مقاومت در برابر اثرات زلزله، سیستم قاب بندی باید حداقل ضرورت های زیر را فراهم کند:

۱- **سختی کافی:** در محدود کردن جابجایی جانبی طی پاسخ زلزله، سختی با حدود قابل قبول، مهم است. همچنین برای اجتناب از ضربه زدن به سازه های مجاور، باید جابجایی جانبی را محدود کرد. هنگامی که ترازهای طبقات ساختمانها منطبق نیستند، ممکن است ضربه زدن ساختمانهای مجاور، منجر به ایجاد خسارت شدید در ستون های ضربه خورده بشود و باعث فروریختگی گردد. همچنین ممکن است جابجایی جانبی بیش از حد، در اثرات مرتبه دوم $P\text{-}\Delta$ مربوط به بارهای ثقلی مؤثر از طریق تغییر مکان جانبی، شرکت کند.

۲- **تنظیم نسبت مقاومت بین اعضا:** با توجه به عملکرد غیرارتجاعی در قاب، بهتر است که توزیع رفتار غیر ارتجاعی در سراسر سازه پخش شود، تا این که در تعداد کمی از اجزا، تمرکز یابد. اگر در قاب بندی، ستون ها قوی تر از اعضای افقی ساخته شوند، تسلیم اول در تیرها رخ می دهد که منجر به ایجاد مکانیزم در محدوده تیر می شود که در آن اعضای افقی قاب بندی، در سراسر ارتفاع ساختمان، تسلیم می شوند. از سوی دیگر، اگر ستون ها ضعیف تر از اعضای افقی قاب بندی باشند، فرایند تسلیم تنها در یک طبقه تمرکز یابد. این امر احتمالاً منجر به شکل گیری مکانیزم در محدوده ستون (طبقه ضعیف) می شود. مکانیزم گسیختگی اخیر، یکی از مهم ترین عوامل فروریختگی در ساختمان های بتن مسلح است. در این رابطه باید به مقاومت اتصال تیر – ستون نیز توجه کرد. به طور کلی بهتر است که اتصالات، قوی تر از اجزای قاب بندی، ساخته شوند. در زلزله های گذشته، گسیختگی های اتصال تیر – ستون، در بسیاری از رویدادهای منجر به فرو ریزش ساختمان ها، دخیل بوده است.

۳- **جزئیات کافی:** اجزای قاب بندی به نوعی از جزئیات آرماتوربندی نیاز دارند که در آنها شـــکل پذیری کافی را فراهم کند. لازم است هم در ستون ها و هم در اجزای افقی قاب بندی، آرماتورهای طولی به نحو معقولی پیوسته باشند و به خوبی مهار شـوند، تا بتوانند در برابر تنش های کشـشـی ناشـی از خمش، که طی یک زلزله تجربه می کنند، مقاومت کنند. وصله های پوشـشی ترجیحاً دور از مکان تلاش خمشی غیر ارتجاعی قرار داده می شوند، یا به وسیله آرماتورهای عرضی دارای جزئیات خوب و نزدیک به هم، محصور می شوند. هر جا که کرنش های فشاری بزرگ هستند (یعنی، جایی که بارهای محوری زیاد هستند یا جایی که مفصل های پلاستیک خمشی به ظرفیت دوران زیادی نیاز دارند)، جاگذاری و جزئیات آرماتورهای عرضی برای محصور کردن، باید کافی باشد. همچنین برای جلوگیری از گسیختگی برشی در ستون ها و تیرها، آرماتورهای عرضی باید متناسب و دارای جزئیات مناسب باشند. هرجا که ناحیه اتصال به شدت تحت تنش قرار دارد، آرماتورهای عرضی اتصال نیز، جزء اساسی سیستم قاب بندی دارای مقاومت، شمرده می شوند.

ت۶-۳-۱- قاب‌های خمشی بتنی

ت۶-۳-۱-۱- انواع قاب‌های خمشی بتنی

تفسیرندارد.

ت۶-۳-۱-۱-۱- قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی

هرجا که قاب ها به عنوان بخشـی از بهسازی لرزه ای به ساختمان افزوده می شوند، باید ضوابط یکی از قاب های خمشی ویژه (با شـکل پذیری زیاد)، قاب های خمشـی متوسـط (با شکل پذیری متوسط)، یا قاب های خمشی معمولی (با شکل پذیری کم) را که مناسـب اسـت، مطابق تعاریف و ضوابط آئین نامه بتن ایران (آبا) یا مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، ارضا کنند. امادر شرایط موجود ممکن است به علت محدودیت ها ارضای همه ضوابط این نوع قاب ها عملی نباشد.

ت۶-۳-۱-۱-۲- قاب‌های خمشی بتنی پیش‌تنیده تیر- ستونی

این طبقه بندی شامل اجزای پیش تنیده یا پس تنیده درجا ریخته شده می شود.

ت۶-۳-۱-۱-۳- قاب‌های خمشی دال- ستونی

در بعضی موارد طراحی قاب های دال – ستونی تنها برای بارهای ثقلی انجام شده است و مقاومت در برابر بارهای جانبی به سایر اجزا، نظیر قاب های خمشـی تیر – سـتونی و دیوارهای برشی محول شده است. قاب های دال- ستونی که مطابق این روش طراحی شـــده اند نیز در این بند مطالعه می شـــوند، زیرا ممکن اســـت این قابها در مقاومت جانبی کمک کنند. همچنین به هر حال باید این قاب‌ها را در مدل تحلیلی ساختمان وارد کرد تا اطمینان حاصل شود که تحت تغییر شکل های جانبی طراحی، به تحمل بارهای ثقلی ادامه می دهند.

ت۶-۳-۱-۲-ضوابط ارزیابی قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی

ت۶-۳-۱-۲-۱- ملاحظات کلی

اجزای سازه ای اصلی قابهای تیر- ستونی، تیرها، ستون ها و اتصالات تیر- ستون هستند. ممکن است تیرها به صورت یکپارچه با دال ها ریخته شوند، که در این حالت، باید دال را به صورت بال عمل کننده با تیر، در نظر گرفت. تجربه در زلزله ها، نشان می دهد که ممکن است اندرکنش اعضا و اجزای غیرسازه ای سخت، بر قاب ها که نسبتاً انعطاف پذیر هستند، تأثیر منفی بگذارد. مدل تحلیلی، باید این اندرکنش را مدل‌سازی نماید.

مقررات طراحی ساختمان های جدید (مثلاً آبا)، طوری نوشته شده اند که عملکرد غیرارتجاعی (حداقل به طور نظری) به خمش در مواضع از پیش تعیین شده محدود شود. اما در عمل ممکن است عملکرد غیرارتجاعی در یک ساختمان موجود، به صورت خمشی ولی در مقاطعی به غیر از انتهای اجزا و یا بر اثر برش، یا گسیختگی چسبندگی بین بتن و آرماتور، یا به وسیله ترکیبی از اینها باشد. لذا باید مدل تحلیلی، طوری ایجاد شود که این احتمالات را تشخیص دهد.

محدود نمودن تغییر شکل غیرارتجاعی قابل قبول به خمش، مبتنی بر این ملاحظه است که تحت بارگذاری تکرار شونده، قابی که در آن برش، پیچش یا چسبندگی بین بتن و آرماتور، مقاومت را کنترل می کنند نمی تواند مقاومتش را در برابر بار جانبی حفظ نماید. البته ممکن است در اعضای غیراصلی که براساس تعریف، تنها برای مقاومت در برابر بارهای ثقلی مورد نیاز هستد، پاسخ غیرارتجاعی در برش، پیچش یا چسبندگی بین بتن و آرماتور قابل قبول باشد.

اعضای غیر سازه ای در صورتی که در سختی سازه تاثیر گذار باشند و مشخصات دینامیکی سازه را تحت تاثیر قرار دهند و ۱۰٪ از سختی کل طبقه را شامل شوند باید در مدلسازی لحاظ شوند.

ت۶-۳-۱-۲-۲- سختی

مقادیر سختی موثر خمشی تیرها و ستونها در جدول (۶-۱)، اثر انعطاف پذیری اضافه ناشی از لغزش آرماتور قبل از جاری شدن آن را در اتصال تیر به ستون یا اتصال با فونداسیون در نظر گرفته است.

ت۶- ۳-۱-۲-۲-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

روش ضمنی ارایه شده در متن اثر سختی اتصال تیر به ستون را با در نظر گرفتن نواحی صلب در انتهای تیر و ستون منظور می کند. این روال که به سادگی قابل اعمال در نرم افزار تحلیل می باشد از طریق کالیبره و تنظیم کردن با نتایج آزمایشگاهی حاصل شده است.

ت۶-۳-۱-۲-۲-۲-روش استاتیکی غیرخطی

مدل های غیر ارتجاعی موجود برای تیرها، عبارتند از : مدل های مفصل پلاستیک متمرکز و مدل های پلاستیک گسترده نظیر مدلسازی رشته ای (Fiber). در مدل های مفصل پلاستیک، رفتار غیر ارتجاعی به مواضعی که مهندس طراح در آن ها گره قرار

داده است، نظیر دو انتهای تیر در مجاورت ستون ها، محدود می شود. اگر پاسخ غیر ارتجاعی در سایر مواضع واقع در طول دهانه تیر محتمل باشد، تقسیم تیر به بخش های کوتاه تری که دارای مفاصل پلاستیک بالقوه در انتهای هر بخش هستند، ضروری است. معمولاً اگر مفاصل پلاستیک داخلی محتمل باشند، برای تعیین آنها می توان تیر را جداگانه و پیش از اینکه مدل سازه ای کامل، سوار گردد مورد ارزیابی قرار داد.

می توان ستون بتن مسلح را با استفاده از همان مدل هایی که برای تیرها مشخص شد مدل کرد، به جز اینکه هر جا که تغییرات چشمگیر نیروی محوری تحت اثر بارگذاری زلزله وجود دارد، مدل نیز باید اثرات این تغییر را در خواص سختی و مقاومت نشان دهد. این کار با استفاده از سطوح اندرکنش در مدل های مفصل پلاستیک، امکان پذیر است. معمولاً مدل های رشته ای می توانند مستقیماً این اثر را نشان دهند.

همان طور که در جدول (۶-۳) مشاهده می شود، بر اساس شرایط مقاومتی و وضعیت آرماتورهای عرضی ستون انواع شرایط متفاوت از ستون در نظر گرفته می شود و این شرایط نشان دهنده مودهای شکست مختلف می‌باشند :

۱-حالت i: شکست خمشی

۲-حالتii: شکست خمشی-برشی، به طوری که تسلیم خمشی قبل از شکست برشی اتفاق می افتد.

۳-حالتiii: شکست برشی

پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش در جداول (۶-۸) تا (۶-۱۰) ارایه شده اند. در این جداول پارامترهای a و b نشانگر دوران پلاستیک می باشند. پارامتر مدلسازی a میزان دوران پلاستیک نظیر کاهش قابل ملاحظه ظرفیت باربری جانبی می باشد.

برای تعیین مقادیر پارامتر a از طریق انجام آزمایش، فرض می شود این نقطه نظیر نقطه ای باشد که در آن نقطه کاهش ظرفیت باربری جانبی نسبت به نقطه نظیر حداکثر باربری جانبی به ۲۰٪ رسیده باشد. برای ستونهایی که در آنها انتظار گسیختگی خمشی (حالت i) می رود، چنین کاهشی در مقاومت جانبی می تواند ناشی از خرد شدن بتن، کمانش آرماتور و سایر مکانیزم های آسیب خمشی باشد. برای ستونهایی که در آنها انتظار گسیختگی برشی می رود، چه قبل و چه بعد از جاری شدن خمشی (حالات ii و iii) از دست رفتن مقاومت باربری جانبی معمولا ناشی از ترکهای شدید قطری است که نشانگر آسیب برشی می باشند.

پارامتر مدلسازی b بیانگر تخمینی از دوران پلاستیک نظیر نقطه ای است که در آن قابلیت باربری ثقلی با گسیختگی تحت بار محوری از دست می رود. مستندات آزمایشگاهی حاکی از شکست ناگهانی ستون تحت بار محوری در تراز بار محوری بیشتر از $۰/۶Agf'_c$ می باشد. بر اساس این مشاهدات پارامترهای a و b برای بارهای محوری زیاد به یک عدد همگرا می شوند.

ت۶-۳-۱-۲-۲-۳-روش دینامیکی غیرخطی

روابط چرخه ای مورد استفاده برای روش دینامیکی غیرخطی، باید مشابه پاسخ به دست آمده برای اجزای بتن مسلح در آزمایشگاه باشد. بهتر است حتی الامکان از روابط دو خطی بدون زوال سختی استفاده نشود. مدل های ساده با سختی کاهش یابنده عضو، نظیر مدل های چرخه ای T. Takeda و R. W. Clough، ترجیح داده می شوند. در بسیاری از ساختمانهای موجود چون جزئیات

اجرایی به خوبی رعایت نشـده اند، اعضـا در چرخه های بارگذاری علاوه بر کاهش سـختی، کاهش مقاومت نیز خواهند داشت. برخی مدل های چرخه ای شامل کاهش سختی و مقاومت در ادبیات فنی گزارش شده اند. لازم است آهنگ کاهش مقاومت این مدل ها با داده های تجربی، تنظیم گردد.

ت۶-۳-۱-۲-۳-مقاومت

همان طور که در بند ۶-۲-۲ تشریح شد، مقاومت های اعضا بر مبنای روش های آئین نامه بتن ایران (آبا) یا مبحث نهم مقررات ملی سـاختمان با مقداری اصـلاح برای منظور نمودن تفاوت های جزئیات و ابعاد و اهداف متفاوت آبا و این دستورالعمل، محاسبه می شوند.

لازم به یادآوری است که ممکن است پاسخ غیرارتجاعی و گسیختگی، در هر مود یا ترکیبی از مودهای مختلف، و در هر مقطعی در طول عضو، که شامل اتصالات آن نیز می شود، رخ دهد.

ت۶-۳-۱-۲-۴- معیارهای پذیرش

ت۶-۳-۱-۲-۴-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

همان طوری که قبلاً بیان شد، کلیه تلاشها و پاسخهای سازه به دو دسته ،تغییر شکل کنترل و نیرو کنترل دسته بندی می شوند. در قاب های خمشـی تیر–سـتونی، ترجیح داده می شود که تأثیرات تغییر شکل کنترل، به خمش در تیرها محدود شوند، گرچه قدری تسلیم خمشی در ستون ها (حداقل در تراز پی ها) نیز اجتناب ناپذیر است. این ترجیح، براساس این ملاحظه قرار دارد که تیرهایی که در خمش تسـلیم می شـوند، معمولاً ظرفیت شکل پذیری متوسط تا زیاد دارند. ولی به دلیل اثرات زیان بار بارهای محوری بر قابلیت تغییر شـکل، و به علت اینکه ممکن اسـت تسـلیم بیش از حد ستون، منجر به مکانیزم در محدوده طبقه بشود معمولا تسلیم خمشی سـتون دارای شکل پذیری کمتری است. با استفاده از روش های خطی فصل ۳ باید از حالت های پاسخ با ظرفیت شکل پذیری کم، نظیر برش، پیچش، لغزش آرماتورهای تیر یا سـتون به علت طول گیرایی یا وصـله ناکافی، و برش در ناحیه های اتصال تیر– ستون، در اعضـای اصلی جلوگیری به عمل آورد. رسیدن به حد تسلیم برخی پارامترهای پاسخ با شکل پذیری کم، در اجزای غیراصلی مجاز شـمرده می شود. جداول ۶-۵ تا ۶-۷، مقادیر مجاز برای این موارد اجزای غیر اصلی را ارائه می کنند. از جنبه نظری، هر جا که برای طراحی، از روش های خطی استفاده می شود، نیروهایی که مستقیماً از تحلیل خطی به دست می آیند، تنها برای تعیین مقادیر طراحی مربوط به نیروهای تسلیم در قسمتهایی از سازه که می توانند رفتار غیرارتجاعی داشته باشند استفاده خواهند شد. باید نیروهای تسلیم در بقیه اعضـای سـازه را با در نظر گرفتن نیروهای ثقلی به اضـافه نیروهای تسلیم اعضا با رفتار غیر ارتجاعی روی نمودار جسم آزاد عضو یا جزء، تعیین کرد. اجزای بتن مسلح که نیروهای طراحی آنها، کمتر از ظرفیت های آنها برای آن نیروها است، معیارهای سطح عملکرد مربوطه را ارضا می کنند. اما به هرحال بررسی عملکرد سایر اجزا و کل سازه نیز ضروری است.

قاب های تیر–سـتونی، که دارای سـتون های با آرماتور عرضـی فاصـله دار هستند، ممکن است مستعد فروریختگی طبقه (طبقه ضـعیف)، ناشـی از گسیختگی ستون باشند. آغاز این گسیختگی می تواند برشی یا خمشی باشد. اگر ظرفیت برشی، کم تر از تقاضای برشـی باشـد، گسـیختگی برشـی ستون، می تواند آغازگر فروریختگی باشد. اگر تقاضای خمشی غیرارتجاعی ستون منجر به کاهش

مقاومت بشـود، گسـیختگی خمشـی، می تواند فروریختگی را آغاز کند. به خصوص، قاب هایی که دارای ستون های با مقاومت های خمشـی کمتر از مقاومت های خمشـی تیرهای متصل به آنها هستند، نسبت به این نوع اخیر گسیختگی، آسیب پذیر هستند. برای به حداقل رساندن احتمال این نوع گسیختگی در ساختمانهای جدید، آئین نامه های ساختمان های جدید، ایجاب می کنند که ناحیه های انتهای سـتون، حاوی مقادیر فراوان آرماتورهای عرضـی باشند و مجموع مقاومت های ستون ها در هر گره، از مجموع مقاومت های تیرها، بیشـتر باشـد. این دسـتورالعمل، با هدفی مشـابه، تصریح می کند که مقادیر DCR برای تیرها و ستون ها، تطابق داده شوند (مشـابه تطابق مقاومت های نسـبی)، و مقادیر DCR، با مقادیر مجاز DCR (مقدار محافظه کارانه m/۲ مشـخص شـده اسـت)، مقایسـه شـوند. مقایسه پیشنهادی این دستورالعمل در تراز طبقه ای که مورد بررسی است، صورت می گیرد، نه اینکه به صورت ارائه شده در آبا برای هر اتصال انجام شود. در موردی که یک جزء فاقد این شرط باشد، یکی از اقدامات زیر، صورت می گیرد:

۱- مقایسـه برای همه اجزای سـیستم (با در نظر گرفتن کلیه اعضای غیر اصلی)، تکرار می شود، زیرا معمولاً فروریختگی طبقه توسط بیش از یک قاب مقاومت می شود؛

۲- سازه، با یکی از روش های غیرخطی، مجدداً تحلیل می شود که ممکن است تخمین بهتری از تقاضاهای حقیقی را به دست بدهد؛

۳- سازه، برای برطرف کردن نقایص، ترمیم و بهسازی می شود.

مقادیر m در جدول های ۶-۵ و ۶-۶ و ۶-۷ از تجربه و قضاوت مهندسی بعد از بررسی داده های آزمایش های موجود به دست آمده اند.

ت۶-۳-۱-۲-۴-۲-روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

ترجیحاً پاسـخ غیرارتجاعی، به خمش در تیرها وسـتون ها محدود می شود. در اجزایی که برش، پیچش و لغزش آرماتور به علت طول گیرایی یا وصـله ناکافی مقاومت را کنترل می کنند، معمولاً قابلیت تغییر شکل، کم تر از قابلیت تغییر شکل برای خمش است و پایداری تحت چرخه های تکراری تغییر شـکل، مورد تردید است. هر جا که تلاش غیرارتجاعی غیر از خمش مجاز باشد، ترجیحاً باید آن را به تعداد کمی از اجزایی که سهمشان درمقاومت در برابر بار جانبی، ناچیز است، محدودکرد.

تلاش غیرارتجاعی برای تلاش هایی غیر از آنچه که در جداول ۶-۵ و ۶-۶ و ۶-۷ فهرسـت شده اند، مطلوب نیست. در موردی که پاسخ غیرارتجاعی قابل پذیرش است، تغییر شکل های محاسبه شده، نباید از ظرفیت های تغییر شکل که در جداول ۶-۸، ۶-۹ و ۶-۱۰، فهرست شده اند تجاوز کنند.

۶-۳-۱-۲-۵- معیارهای بهسازی

روشـهای بهسـازی زیر جهت ذکر نکاتی در نحوه اجرای آنها ارائه شـده اند و هدف در اینجا فهرسـت کردن کلیه ضـوابط خاص طراحی و اجرای آنها نمی باشـد. علاوه بر این هدف از معرفی این روشـها به هیچ وجه توصـیه آنها به عنوان تنها شیوه های اجرایی بهسازی نمی باشد.

۱- **جاکت کردن(پوشـاندن) تیرها، سـتونها، یا اتصـالات موجود با پوشـش فولادی، بتنی یا پوشـش های مخصوص (Fiber Wrap) جدید:** جاکت کردن می تواند برای افزایش مقاومت خمشی، شکل پذیری، مقاومت برشی، افزایش گیرایی آرماتورها و ترکیبی از اینها به کار برود. گرچه جاکت کردن می تواند از نظر فنی روش مؤثری باشد، اما هنگامی که باید چندین جزء را جاکت کرد ممکن اسـت مقرون به صـرفه نباشد و ممکن است روال اجرای آن برای ساکنین ساختمان، بسیار مزاحم باشد.

۱-۱- هنگامی که پوشش ها برای افزایش مقاومت خمشی استفاده می شوند و در مواردی که عملکرد مرکب مورد نیاز است، باید برای فراهم کردن انتقال برش بین مواد جدید و موجود، اقدامات مناسـب را به کار بسـت. این اقدامات می تواند شامل موارد زیر بشوند:

- برای جاکت های بتنی، زبر کردن سـطح بتن موجود پیش از بتن ریزی و اسـتفاده از گل میخها یا آرماتور ریشـه برای بهبود انتقال برش، هنگامی که جاکت عضو را احاطه نمی کند.
- برای جاکت های فولادی، اسـتفاده از اپوکسـی برای جسباندن مؤثر فولاد به بتن، و دوغاب بدون انقباض با پیچ ها یا سایر وسایل مهارکردن.

۱-۲- هر جا که هدف افزایش مقاومت خمشـی جزء اسـت، شـیوه مورد اسـتفاده باید پیوستگی اتصال تیر– ستون را طوری فراهم کند که لنگر متناظر با مقاومت ارتقا یافته بتواند به اجزای قاب انتقال یابد. در سـتون ها، روش ها شـامل موارد زیر می شوند:

- می توان آرماتورهای طولی جدید را از میان کف عبور داد و در یک جاکت بتن آرمه، محصور کرد.
- می توان مقاطع فولادی را در مجاورت سـتون موجود قرار داد و به آن متصل کرد تا عملکرد مرکب حاصل شود، و برای ایجاد پیوسـتگی از میان کف، عبور داد. از روش هایی مشـابه برای تیرها نیز می توان استفاده کرد، که از جمله آنها عبارتند از : افزودن رکابی ها یا آرماتورهای پیوسـته در عرض اتصـال در هرجا که آرماتور تحتانی تیر، ناپیوسته است.

۱-۳- هر جا که هدف، افزودن شـکل پذیری اتصال است، می توان جاکت های بتن آرمه یا فولادی به مقاطع معیوب افزود. اگر جاکت، کاملاً جزء را احاطه کند، یا در مورد تیرها، که جاکت، سـه وجه را احاطه می کند و در دال مهار می‌شـود، تنها یک اتصـال ظاهری بین مصـالح موجود و جدید، مورد نیاز اسـت. جاکت های بتنی را باید با آرماتورهای طولی مسلح کرد. جاکت های فولادی می توانند شامل تسمه ها یا جاکت های ساخته شده از صفحه یا پوسته در کل ارتفاع باشند. برای افزایش محصور شدگی بتن ممکن است صفحات فولادی نیاز به مهارکردن داشته باشند و صفحات لاغر نیز به سـخت کننده نیاز داشـته باشـند. فاصـله بین جاکت های فولادی و بتن موجود را باید با دوغاب بدون انقباض پرکرد. اگر هدف از جاکت افزایش شـکل پذیری خمشـی باشـد، ولی افزایش مقاومت خمشـی، مد نظر نباشـد، باید آرماتورهای فولادی را در جاکت های بتنی، و فولاد را در جاکت های فولادی، در فاصله کوتاهی (حدود ۵۰ میلی متر)

از محل اتصال با اجزای مجاور، قطع کرد. جاکت های بتنی که برای بهبود شکل پذیری قرارداده شده اند ممکن است مقاومت خمشی را نیز ارتقا دهند و باعث شوند تقاضای شکل پذیری به مقاطع مجاور نیز انتقال یابد. این مسأله را باید بررسی کرد و اقدامات لازم را صورت داد. به طور کلی جاکت، باید حداقل به اندازه ۱/۵ برابر بعد مقطع عرضی (که در جهت بارجانبی اندازه گیری می شود) بعد از مقاطع بحرانی، ادامه پیدا کند.

۱-۴- هر جا که هدف افزایش مقاومت برشی باشد، می توان جاکت های فولادی، بتنی، یا سایر انواع را به مقاطع ضعیف، افزود. روش کلی طراحی جاکت و اتصال آن با بتن موجود، مشابه آنچه که در بند قبلی توضیح داده شد، می باشد. هنگامی که اتصال بین مصالح قدیمی و جدید مناسب باشد، مقاومت برشی اسمی را می توان مشابه روش مقطع مرکب محاسبه کرد.

۱-۵- هنگامی که هدف، بهبود بخشیدن به عملکرد نامناسب ناشی از طول ناکافی گیرایی یا طول ناکافی وصله و لغزش آرماتور است، می توان از هر کدام از جاکت های بتن آرمه یا فولادی، استفاده کرد. باید جاکت ها را برای جلوگیری از گسیختگی ناشی از درآمدن یا لغزش آرماتور، طراحی کرد. در این حالت جاکت های بتنی به آرماتورهای عرضی نیاز دارند و ممکن است به سنجاق (tie) های عرضی نیز نیاز داشته باشند. جاکت های فولادی گاهی ممکن است به پیچ های مهار شده در هسته بتن نیاز داشته باشند.

۱-۶- هنگامی که هدف بهبود پیوستگی آرماتورهای تحتانی تیر می باشد، می توان برای بهبود پیوستگی آرماتورهای تکمیلی اضافه کرد.

۲- **پس کشیدگی تیرها، ستون ها، یا اتصالات موجود، با استفاده از آرماتور پس کشیده خارجی:** می توان از پس کشیدگی برای افزایش مقاومت خمشی و مقاومت برشی تیرها و ستون ها، استفاده کرد. همچنین پس کشیدگی می تواند باعث شود که میزان تنش کششی کاهش یابد و نقایص مربوط به لغزش آرماتور را نیز کاهش بدهد. همچنین می توان با پس کشیدگی ناحیه اتصال، مقاومت برشی این ناحیه را افزایش داد.

معمولاً ارجح است که آرماتور پس کشیده در نواحی که در آن ها عملکرد غیر ارتجاعی مورد انتظار است به بتن متصل نباشد، زیرا اگر آرماتورها مقید باشند احتمال زیادی وجود دارد که تحت کرنش غیر ارتجاعی قرار بگیرند و تنش پس کشیدگی کاهش یابد. مناطق مهاری نیز، باید به علت استعداد آسیب دیدگی مهار در نواحی غیر ارتجاعی، دور از این نواحی قرار گیرند.

۳- **اصلاح جزء با استفاده از برداشتن گزینشی مصالح از جزء موجود:** ممکن است جدایی میان‌قاب های با ارتفاع کامل یا نیمه در قابهای تیر- ستون موجود، از اجزای قاب کافی نباشد. اگر میان‌قاب قرار نیست به عنوان جزء سازه ای عمل کند، بهتر است کل میان‌قاب برداشته شود یا می توان تنها اتصال بین میان‌قاب و قاب بتنی را حذف کرد و فاصله را با مصالح انعطاف پذیر، پر کرد. در مورد اخیر، بُعد درز باید حداقل مساوی جابجایی جانبی درون طبقه باشد که با استفاده از روش های تحلیلی فصل ۳، به دست می آید.

سـایر اجزای معماری که ممکن اسـت برقاب بندی سازه ای تأثیر بگذارند، عبارتند از پلکان ها و تیغه های غیرسازه ای. در برخی موارد برای کاهش اندرکنش با قاب سـازه ای، می توان اندازه درز را افزایش داد یا اتصـالات انعطاف پذیر را جایگزین اتصالات صلب سـاخت. همچنین می توان برای بهبود بخشـیدن به عملکرد سازه ای، تیرها و ستون ها را نیز به طور گزینشی ضعیف کرد. مثلاً می توان تعداد آرماتورهای طولی مؤثر یا ارتفاع مقطع را کاسـت، تا تیر ضـعیف گردد و بدین وسـیله نسـبت به ایجاد یک عملکرد ستون قوی–تیر ضـــعیف در قاب، اقدام به عمل آید. با بریدن و قطع آرماتورهای طولی تیر و ســـتون می توان تقاضـــاهای برش مربوط به تشکیل مفصل خمشی در این اجزا را کاهش داد. البته در حالت کلی ضعیف کردن اجزای سازه ای موجود اغلب روش غیر قابل قبول تلقی می شود، حتی اگر رفتار کلی ساختمان در اثر این تضعیف بهبود یابد. هنگام در نظر گرفتن ضعیف سازی یک جزء سازه ای، باید اثر آن بر روی ایمنی و خدمت پذیری تحت ترکیبات بار طراحی، شـــامل بار ثقلی و بارثقلی به علاوه جانبی به دقت ارزیابی گردد که گاهی این ارزیابی ها نشان می دهند که ضعیف سازی اعضا اثر منفی بر ایمنی سازه دارد.

۴- **بهســازی جزئیات ناقص آرماتورگذاری موجود:** این روش در جایی که وصله های پوششی یا مهار آرماتورها کافی نیستند، می تواند مؤثر باشـد. روال کار در این مورد عبارت خواهد بود از : برداشـتن بتن پوشـش، جوش دادن پوشـشـی آرماتورها به یکدیگر، یا جوش دادن آرماتورهای کمکی بین دو میلگرد مجاوری که به اندازه کافی ادامه داده نشده باشند، و جایگزین کردن پوشش بتنی.

این روش برای افزودن آرماتورهای عرضی در محل وصله های پوششی که به اندازه کافی محصور نشده اند نیز به کار رفته است، اما آزمایشها نشان داده اند که ممکن است این روش غیر مؤثر باشد. برای بهبود بخشیدن به مقاومت برشی می توان آرماتورهای عرضی نیز اضافه کرد.

۵- **تغییر سیستم ساختمان برای کاستن تقاضای اجزای موجود:** این روش، شامل کاستن تقاضاهای جابجایی در جزء موجود می شـود، که به وسـیله افزودن اجزای عمودی جدید (نظیر قابهای خمشـی، یا دیوارها)، به وسیله جداسازی لرزه ای یا میرایی تکمیلی، یا انجام اصـلاحاتی دیگر در ساختمان صورت می گیرد. روشهای تغییر سیستم ساختمانی برای کاهش تقاضاهای لرزه ای، در فصل ۲ مورد بحث قرار می گیرند.

۶- **تغییر قاب به یک دیوار برشـی، قاب با میان‌قاب یا قاب مهاربندی شـده با افزودن مصالح جدید:** این شـیوه معمولاً عبارت است از پرکردن دهانه با بتن مسلح، یا افزودن اجزای مهاربندی برای تبدیل کردن قاب خمشی موجود به دیوار برشی یا قاب مهاربندی شـده. این رویکرد با دو روش قابل انجام اسـت. در روش اول، کل دهانه پر شـده و پانل به یک دیوار سازه ای تبدیل می شـود. در روش دوم، بخشـی از دهانه در هر طرف سـتون موجود پر می شـود تا ستون موجود به یک ستون دیواری (Wall Pier) تبدیل شـود (معمولاً بخش های افزوده شـده بتن، دیوارهای جناحین نامیده می شـوند). تصـمیمات مربوط به چگونه اصلاح کردن قاب و انتخاب قابها برای اصلاح، بخشی به مباحث فنی و بخشی به ملاحظات غیر سازه ای، بستگی دارد.

هر جا که دهانه ها در قابها، با بتن مسلح پر می شوند، باید حداقل جنبه های زیر را در نظر گرفت.

- باید پانل دیوار را مطابق ضـوابط سـاخت دیوار جدید، طراحی کرد. آرماتور پانل دیوار باید در مقاطع تیر و ستون موجود مقید شود تا نیروهای کششی از آرماتورهای دیوار، انتقال یابد و انتقال برش بین بتن جدید و قدیم تأمین گردد.

- باید هرجا که لازم اســت، آرماتوربندی مرزی در دیوار ایجاد کرد. هرجا که میان‌قاب کل دهانه را پرکند و پانل دیوار به قدر کافی با سـتونها اتصـال داشـته باشد ممکن است ستونها به عنوان اجزای مرزی عمل کنند. باید کفایت آرماتورهای عرضـی و آرماتورهای طولی (به انضـمام وصـله های پوشـشـی) را برای انتقال دادن نیروهای مورد نیاز و تحمل تغییر شکلهای مورد نیاز، بررسی کرد. برای بهبود بخشیدن به کفایت ستونها می توان آنها را جاکت کرد. می توان آرماتورهای عمودی اضـافی دیوار (توزیع شـده یا متمرکز شده در مرزها) را اضافه کرد معمولاً آرماتورهای اضافی، می توانند از میان کف در مجاورت تیر عبور کنند.
- اگر بعضی از دهانه ها در قاب پر نشده باشند، باید اثر پانل دیوار جدید بر قسمت های پر نشده موجود را بررسی کرد.
- باید دیافراگم کف، تیرهای لبه و برشـگیرها را بررسـی کرد تا اطمینان حاصـل شود که سیستم کافی برای انتقال یافتن نیروهای جانبی به دیوار جدید وجود دارد. اگر لازم باشد می توان دیافراگم، تیرهای لبه و برشگیرها را به این منظور ارتقا داد.
- باید پی را بررسی کرد تا مسلم شود که قادر به مقاومت در برابر وزن اضافی مصالح جدید و تلاش های واژگونی و برشی در زیر اجزای بهسازی شده می باشد.

هرجا که در قابهای خمشی بتنی موجود، مهاربندی فولادی تعبیه گردد، حداقل، جنبه های زیر باید در نظر گرفته شوند:

- باید اجزای مهاربندی را مطابق روشهای پذیرفته شده برای مهاربندی فولادی، طراحی کرد.
- باید مهاربندی های فولادی را به قاب بتنی موجود متصـــل کرد تا نیروهای طراحی، انتقال یابند. جزئیات نصـــب را باید طوری طراحی کرد که برخورد با مصالح بتنی موجود را به حداقل برساند.
- برای انتقال تلاشـهای ایجاد شـده در جزء بهسازی شده، باید کفایت اجزای قاب بتنی موجود (تیرها و ستونها) را ارزیابی کرد.
- برای انتقال نیروهای لازم و تحمل تغییر شـــکلهای لازم، نیز باید کفایت آرماتورهای عرضـــی و آرماتورهای طولی (به انضـمام وصـله های پوشـشـی) را بررسـی کرد. می توان ستونها را برای بهبود رفتار، جاکت کرد. استفاده از رکابی های فولادی برای اضافه کردن به ظرفیت، مجاز است.
- باید اثرات سیستم مهاربندی را بر روی قاب موجود، از جمله قسمت هایی که مهاربندی نشده اند، بررسی کرد.
- باید برشگیرها و دیافراگم های کف را بررسی کرد تا اطمینان حاصل شود که آنها، قادر به انتقال نیروهای جانبی به جزء قاب مهاربندی شده باشند. اگر لازم باشد، می توان دیافراگم ها و برشگیرها را ارتقا داد.
- باید پی را بررسـی کرد تا مسلم شود که قادر به مقاومت در برابر وزن اضافی مصالح جدید و تلاشهای واژگونی و برشی جزء بهسازی شده، هستند. از مصالح فولاد پس کشیده نیز جهت مهاربندی جانبی ساختمانها می توان استفاده کرد.

ت ۶-۳-۱-۳-قاب‌های خمشی بتنی پیش‌تنیده پس کشیده تیر– ستونی

ت ۶-۳-۱-۳-۱-ملاحظات کلی

گاهی می توان با استفاده از مقادیر پس کشیدگی بزرگتر از مقادیر فهرست شده در بند ۶-۳-۱-۳-۱ دستورالعمل به عملکرد لرزه ای رضایت بخش دست یافت، اما ممکن است کاهش مقادیر مجاز m یا مقادیر مجاز تغییر شکل، لازم باشد.

برای ساختمانهای جدید، پیشنهاد می شود که مهار های تاندون ها باید قابلیت تحمل حداقل ۵۰ چرخه بارگذاری در محدوده ۴۰٪ تا ۸۵٪ حداقل مقاومت کششی تاندون را بدون گسیختگی داشته باشند.

ت۶-۳-۱-۳-۲- سختی

ت۶-۳-۱-۳-۲-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

تفسیر ندارد.

ت ۶-۳-۱-۳-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

هرگاه شرایط (۱)، (۲) و (۳) در بند ۶-۳-۱-۳-۱ ارضا شوند، فرض می شود که تیر بتنی پیش تنیده معادل تیر غیر پیش تنیده رفتار می کند. هرگاه این شرایط ارضا نشوند، باید پارامترهای رفتار را از آزمایش یا تحلیل منطقی استخراج کرد.

ت۶-۳-۱-۳-۲-۳- روش دینامیکی غیرخطی

ممکن است پیش تنیدگی در عضو منجر به رفتار چرخه ای متفاوتی از رفتار اجزای بتنی مسلح غیرپیش تنیده شود. مدل تحلیلی باید قادر به ارائه ویژگیهای پاسخ بار – تغییر شکل مربوط باشد.

ت۶-۳-۱-۳-۳- مقاومت

مقاومت یک عضو خمشی بتنی پیش تنیده در حال تسلیم، به سطوح نیروی ایجاد شده در آرماتورهای پیش تنیده و غیر پیش تنیده بستگی دارد. تسلیم شدن آرماتورهای پیش تنیده، می تواند باعث از دست رفتن نیروی پیش تنیدگی در طی چرخه های بارگذاری شود. باید اثر این امر را بر روی مقاومت تلاش های نیرو کنترل در نظر گرفت.

ت۶-۳-۱-۳-۴-معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۱-۳-۵-معیارهای بهسازی

روشـهای بهسازی کلی ارائه شده در بند ت ۶-۳-۱-۲-۵ برای قاب های بتنی پیش تنیده تیر- ستونی نیز به کار می روند. هرجا که بهسازی لرزه ای با اصلاح قاب پیش تنیده موجود، مثلاً از طریق نصب قطعات جدید، سر و کار دارد، باید دقت کافی مبذول گردد تا از وارد آمدن خسارت به تاندون ها و مهارهای آنها جلوگیری شود.

اطلاعات بیشـتر در مورد معیارهای بهسـازی قابهای بتنی پیش تنیده تیر- ستونی در FEMA 547 (2007) و نشریه شماره ۵۲۴ با عنوان راهنمای روشها و شیوه های بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود و جزییات اجرایی آورده شده است.

ت۶-۳-۱-۴-قاب خمشی دال – ستونی

ت۶-۳-۱-۴-۱-ملاحظات کلی

اجزای اصـلی قاب های دال- سـتونی، عبارتند از : دال ها، ستون ها، گره های دال- ستون و اتصال دال- ستون. در بیشتر موارد گره های دال- سـتون بحرانی نیستند، بنابراین بحث بیشتری در مورد گره های دال- ستون ارائه نمی شود. در موارد ویژه ای که در آنها ممکن است گره دال- ستون، دارای تنشهای برشی بالا باشد، می توان به ضوابط مربوط به گره های تیر- ستون رجوع نمود. در حالی که گره های دال- سـتون عموماً بحرانی نیسـتند، در مقابل به طور کلی اتصال دال – ستون یک جزء بحرانی در سیستم است. منظور از اتصـال دال-سـتون ناحیه ای از دال می باشد که بلافاصله در مجاورت ستون، قرار دارد. گسیختگی برشی مربوط به انتقال برش و خمش، می تواند در مواردی که آرماتور تحتانی دال (یا تاندون های پس کشـیدگی) ناپیوسته بوده و از میان ستون ادامه نمی یابند، منجر به خرابی و فروریزش پیش رونده و زنجیره ای بشود.

نظیر مورد قاب های تیر ستونی، ممکن است اندرکنش با اجزا و اعضـــای غیرســـازه ای، اثر منفـــی بر روی قاب های دال – ستونی، داشته باشد. مدل های تحلیلی، باید قادر به مدل‌سازی این اندرکنش باشند.

مقررات طراحی ساختمان های جدید (مثلاً آبا)، طوری نوشته شده اند که تلاش غیرارتجاعی، به طور نظری، به خمش در مواضع از پیش تعیین شـده محدود شـود. در حالی که در واقعیت ممکن است تلاش غیرارتجاعی در یک ساختمان موجود، در اثر خمش ولی در مقاطعی به غیر از مقاطع انتهای عضـو و یا براثر برش یا گسـیختگی چسبندگی، یا حتی بر اثر ترکیب اینها باشد. مدل تحلیلی باید قادر به تشـخیص این موارد باشـد. معمولاً مدل های تحلیلی برای قاب های دال-ستونی، به یکی از سه نوع متداول هستند. این سه مدل عبارتند از: مدل تیر معادل، مدل قاب معادل و مدل مستقیم اجزا محدود.

در مدل تیر معادل، دال را به صـورت یک تیر معادل با سختی کاهش یافته ای برای نشان دادن اثرات ترک خوردگی دال در نظر می گیرند.

در مدل قاب معادل، دال را با یک عضـو خمشـی که از طریق یک عضـو پیچشـی عرضی به ستون متصل است، نشان می دهد. فرض می شود که برش و خمش در دال در محدوده عرض ستون توسط المانهای پیچشی به ستون انتقال پیدا کند.

در مدل مستقیم اجزای محدود، پاسخ خمشی، برشی و پیچشی مستقیماً مدل‌سازی می گردد.

به دلیل اثر چشـمگیر ترک خوردگی دال بر روی پاسخ، برای هر کدام از سه مدل بالا، باید سختی مربوط به مقادیر اسمی مبتنی بر مقطع عرضـی کل (ناخالص) را تعدیل کرد. تحقیقات نشان می دهد که مدل تیر معادل سختی جانبی بیش از مقدار تخمین زده را نشان می دهد در حالی که مدل قاب معادل سختی جانبی کمتری برای سیستم دال–ستونی در محدوده ارتجاعی نشان می دهد. مدل تیر معادل، ضمن سادگی در کاربرد، دارای نقصی است، به این معنا که در آن، عضوی برای نشان دادن مستقیم انتقال برش و خمش بین دال وسـتون وجود ندارد در حالی که اینها، جنبه های مهمی در عملکرد سـاختمان هستند. مدل اجزای محدود، به کلیه روشهای تحلیلی ارجحیت دارد، اما از هزینه رایانه ای نسبتاً بالایی برخوردار است. در بیشتر موارد، استفاده از مدل قاب معادل، برتری دارد، زیرا دارای جزئی است که مستقیماً انتقال برش و خمش را نشان می دهد.

محدودیتها و ضـوابط اعمالی بر روی انواع تغییر شـکل غیر ارتجاعی، مبتنی بر این ملاحظه هستند که اعضایی از قاب که برش، پیچش یا چسبندگی مقاومت آنها را کنترل می کند، قادر به حفظ مقاومت خود در برابر بارهای جانبی، تحت اثر چرخه های بارگذاری رفت و برگشـتی، نمی باشند. البته در اعضای غیراصلی که براساس تعریف، تنها برای مقاومت در برابر بارهای ثقلی مورد نیاز هستند، پاسخ غیرارتجاعی در برش، پیچش، یا چسبندگی می تواند قابل قبول باشد.

ت۶-۳-۱-۴-۲-سختی

ت۶-۳-۱-۴-۲-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

می توان از هر کدام از سـه مدل معرفی شـده در بند ۶-۳-۱-۴-۱ یا سـایر مدل های معتبر، برای مدل‌سازی قاب دال– ستونی، اسـتفاده کرد. مدل، هرچه که باشـد به حسـاب آوردن کاهش سـختی قاب ناشـی از ترک خوردگی دال در آن بسیار مهم است. ترک خوردگی می تواند سختی ارتجاعی خطی مؤثر را تا یک سوم مقدار مربوط به دال ترک نخورده، کاهش دهد.

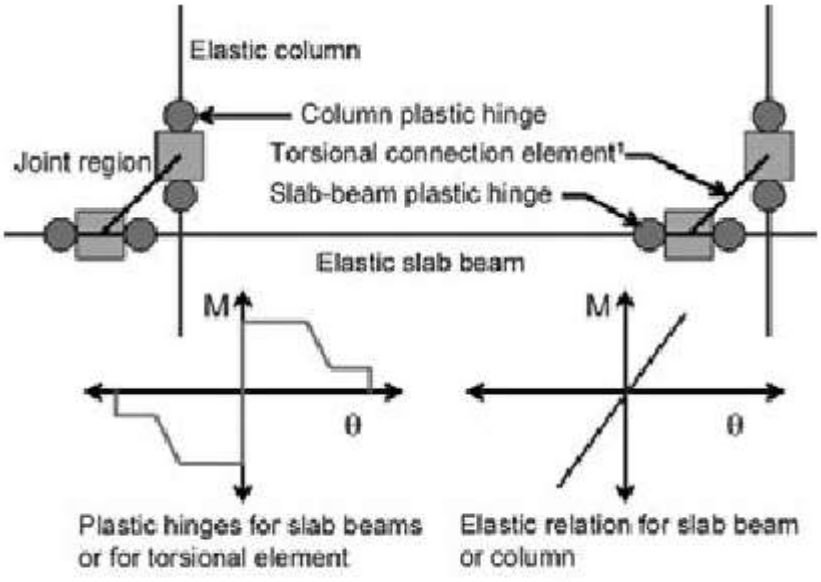
راه حل های گوناگونی برای نشـان دادن اثرات ترک خوردگی بر سـختی دال های بتن مسلح، پیشنهاد شده اند. استفاده از مدل قاب معادل، که در آن سـختی خمشـی دال، برای یک سـوم مقدار مقطع کل مدل می شـود، یکی از این پیشنهادها می باشد. بعضی محققین یک مدل تیر معادل پیشنهاد کرده اند که برای قابهای داخلی دارای عرض مؤثر مساوی $\beta(5C_1+0.25\ell_1)$ هستند که β، اثرات ترک خوردگی را نشان می دهد و از یک سوم تا نیم، تغییر می کند، C_1 بعد ستون در جهت قاب بندی، و ℓ_1 طول دهانه مرکز به مرکز در جهت قاب بندی اسـت. برای قاب خارجی، باید از نصـف این مقادیر اسـتفاده کرد. زیرا اتصـال دال و ستون از یک طرف باعث ایجاد انعطاف پذیری بیشـتری می شـود. باید توجه داشت که این عرض مؤثر، تنها هنگامی استفاده می شود که مدل تحلیلی، گره دال–سـتون را با بعد افقی صـفر، درنظر بگیرد. هرگاه آزمایش هایی، صـحت سـایر راه حل ها را مشـخص کند، می توان از آنها استفاده کرد.

در دال های پیش تنیده، احتمال ترک خوردگی کمتری وجود دارد. در این صـورت، مدل کردن قاب با استفاده از مدل قاب معادل بدون ضریب یک سوم، یا استفاده از مدل عرض مؤثر با β=۱، قابل قبول است.

ت۶-۳-۱-۴-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

این مسأله که مدل تحلیلی غیرخطی قادر باشد علاوه بر رفتار اجزای دال و ستون، رفتار اتصال دال–ستون را نیز نشان دهد، مهم است. پاسخ غیرخطی اتصالات دال – ستون، تابع پیچیده ای از تلاشهای خمشی، برشی، پیچشی و چسبندگی است. مقادیر جدول ۶-۱۱ برای بررسی شکست برشی پانچ در محل اتصال استفاده می شوند. یک روش ساده شده مدل تحلیلی که اینجا توضیح داده می شود، عبارت است از مدل کردن قاب دال–ستونی، با استفاده از قاب معادل. در این روش ستون به نحوی که در بند ت ۶-۳-۱-۲-۲-۲ توضیح داده شده مدل می شود. دال نیز مطابق روشهای کلی بند ت ۶-۳-۱-۲-۲-۲ با سختی اولیه مطابق بند ت ۶-۳-۱-۲-۲-۱ و ظرفیت دوران مفصل پلاستیک مطابق جدول ۶-۱۲، مدل می شود. المان اتصال بین دال و ستون، به صورت یک عضو با رفتار دو خطی با ظرفیت دوران نهایی مطابق جدول ۶-۱۲ مدل می شود.

مدلسازی اتصال دال–ستون به طور معمول به این صورت است که از یک عضو تیر برای نشان دادن دال و یک عضو با رفتار دو خطی در پیچش برای نشان دادن برش و لنگری که بین ستون و دال انتقال پیدا می کند، استفاده می شود. شکل ت-۶-۱ نشان دهنده این روال می باشد.



شکل ت(۶-۱): مدلسازی اتصال دال-ستون

اگر ظرفیت برش پانچ در محل اتصال دال–ستون برای ایجاد ظرفیت اسمی ناشی از تسلیم آرماتورهای خمشی در نوار ستونی ناکافی باشد فرض می کنیم که تسلیم تنها در المان پیچشی اتفاق افتاده و در این حالت از پارامترهای موجود در جدول ۶-۱۲ استفاده می شود. برای اتصالات دارای مقاومت زیاد که تسلیم آرماتورهای دال در نوارهای ستونی انتظار می رود، چرخش غیر ارتجاعی باید تنها در المانهای تیر مدل شود و مشابه حالت قبل از مقادیر موجود در جدول ۶-۱۲ استفاده شود.

ت۶-۳-۱-۴-۲-۳-روش دینامیکی غیرخطی

مراجعه شود به ضوابط بند ۶-۳-۱-۲-۲-۳

ت۶-۳-۱-۴-۳- مقاومت

برای مباحث کلی درباره مقاومت قابهای خمشی، بند ت ۶-۳-۱-۲-۳ ملاحظه شود. معمولا برآورد دقیق مقاومت قابهای دال-ستونی با دقت مناسب امکان پذیر نمی باشد. این امر نقیصه مهمی است، مثلاً ممکن است در عمل، حالت های گسیختگی با شکل پذیری کمتر، تعیین کننده باشند. در حالی که محاسبات، چیز دیگری را نشان می دهند. باید در طراحی سازه های مهم، این عدم قطعیت اضافی را در مورد قاب های خمشی دال-ستونی به حساب آورد.

تلاش خمشی یک دال متصل به ستون، غیر یکنواخت است. ابتدا بخش هایی از دال که به ستون نزدیکتر هستند، تسلیم می شوند و همین طور که تغییر شکل افزایش می یابد، تسلیم شدگی به تدریج گسترش می یابد. در عمل مقاومت خمشی دال، به میزانی که تسلیم شدگی می تواند گسترش جانبی پیدا نماید بستگی دارد. توصیه محدود کردن عرض مؤثر به عرض نوار ستونی، همان است که در بعضی آئین نامه های طراحی پیشنهاد شده و نشان دهنده حد پائین مقاومت خمشی مورد انتظار است. در برخی موارد کل عرض دال تسلیم می شود. اگر بخشی از دال بزرگتر از مقدار فرض شده، تسلیم شود، مقدار تقاضا روی اتصال دال-ستون و ستون ها، افزایش خواهد یافت. در نتیجه ممکن است حالت های گسیختگی غیرشکل پذیر، نتیجه شوند. می توان مقاومت انتقال برش و خمش اتصالات دال-ستون داخلی را با استفاده از هر مدلی که درستی آن را شواهد تجربی تأیید کرده اند، محاسبه کرد. استفاده از روش های ساده شده ای که از مفاهیم آبا یا مبحث نهم مقررات ملی ساختمان پیروی می کنند نیز مجاز است. مطابق این روش مقاومت طراحی اتصال، کمترین دو مقدار زیر است. مقدار مقاومت اول عبارت است از مقاومت متناظر با ایجاد ظرفیت اسمی تنش برشی در یک مقطع بحرانی محیط بر ستون. کلیه تعاریف، مطابق آئین نامه بتن ایران (آبا) یا مبحث نهم مقررات ملی ساختمان هستند. آزمایش ها نشان می دهند که در بکارگیری این روش، نیازی به در نظر گرفتن انتقال خمشی دو محوری نیست. مقدار مقاومت دوم، متناظر است با ایجاد ظرفیت خمشی در یک عرض مؤثر از دال. در محاسبه مقاومت دوم هم آرماتورهای فوقانی و هم تحتانی در نظر گرفته می شوند.

مقاومت مربوط به انتقال برش و خمش اتصالات خارجی بدون تیر، با استفاده از همان روشی که در آبا یا مبحث نهم مقررات ملی ساختمان مشخص شده است، محاسبه می شود. اگر تیرهای لبه وجود داشته باشند، باید مقاومت محاسبه شده را برای به حساب آوردن سختی پیچشی و مقاومت تیر، اصلاح کرد.

ت۶-۳-۱-۴-۴-معیارهای پذیرش

ت۶-۳-۱-۴-۴-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

گرچه ممکن است در قاب های خمشی دال-ستونی مجاز شمردن تلاش غیرارتجاعی در ستونها و اتصالات دال ستون، لازم و قابل قبول باشد، اما محدود کردن تلاش های تغییر شکل کنترل به خمش در دال ها، برتری دارد. این رجحان، تا اندازه ای در بند ت۶-۳-۱-۲-۴، توضیح داده شده است. اگر مقدار برش عمودی که از دال به ستون انتقال می یابد نسبتاً پائین باشد، پاسخ غیر ارتجاعی اتصالات دال-ستون، می تواند شکل پذیر باشد.

به طور نظری، هرجا که از روش های خطی فصل ۳ برای طراحی استفاده شده باشد، تلاش هایی که مستقیماً از تحلیل به دست آمده اند، تنها برای تعیین مقادیر طراحی مرتبط با تلاش های تسلیم در سازه، استفاده می شوند. تلاشهای طراحی بقیه نقاط سازه را باید با استفاده از روش های تحلیل حدی که نیروهای ثقلی را به علاوه تلاش های تسلیم روی نمودار جسم آزاد عضو یا جزء، در نظر می گیرند، تعیین کرد.

اعضای بتن مسلحی که نیروهای طراحی شان، کم تر از ظرفیت آنها است معیار سطح عملکرد مورد نظر را ارضا می کنند. اما به هر حال باید عملکرد بقیه اعضا و سازه، به عنوان یک کل، بررسی شوند.

قاب های دال- ستون با ستون های ضعیفی که دارای آرماتورهای عرضی با فاصله زیاد هستند، می توانند مستعد فروریزش ناشی از گسیختگی ستون در طبقه باشند. روش مشخص شده در بند ۶-۳-۱-۴-۴-۱ دستورالعمل مشابه آنچه که برای قابهای تیر- ستونی در بند ۶-۳-۱-۲-۴-۱ بیان شده می باشد.

مقادیر m ارائه شده در جداول بر مبنای قضاوت مهندسی، براساس نتایج آزمایش های موجود انتخاب شده اند.

ت۶-۳-۱-۴-۴-۲- روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

ارجح است که پاسخ غیرارتجاعی در قابهای خمشی دال- ستونی به خمش در تیرها وستون ها، یا دوران غیرارتجاعی اتصالات دال- ستون، محدود شود. معمولاً اجزایی که مقاومتشان را برش، پیچش، و طول ناکافی گیرایی و وصله آرماتور محدود می کند، قابلیت تغییر شکل کمتری از اجزایی که مقاومتشان را خمش کنترل می کند دارند و پایداری آنها تحت چرخه های تغییر شکل، غالباً مورد تردید است. هر جا که به جز خمش تلاش های غیرارتجاعی دیگری در طراحی مجاز شناخته شوند، ترجیحاً باید آن تلاشهای غیرارتجاعی را به اجزای سازه ای که سهمشان در مقاومت در برابر بار جانبی کل، حداقل است، محدود کرد.

۶-۳-۱-۴-۵- معیارهای بهسازی

روشهای کلی بهسازی، در اصل مشابه همان هایی هستند که در بند ۶-۳-۱-۲-۵، برای قاب های تیر- ستونی، تشریح شدند. تفسیر این بند (ت ۶-۳-۱-۲-۵)، اطلاعات کلی در این زمینه ارائه می کند. علاوه بر روشهای بیان شده قبلی، روش زیر نیز خصوصاً در قابهای دال- ستونی به کار می رود.

جاکت کردن دال ها، ستون ها، یا نواحی اتصال (گره ها) با پوشش های فولادی یا بتن آرمه جدید را هرجا که هدف، بهبود بخشیدن به مقاومت و شکل پذیری ناحیه اتصال دال- ستون است، می توان به سیستم «سر ستون» بتنی یا فولادی افزود.

به عنوان راه حل دیگر می توان صفحات فولادی را با چسب اپوکسی به هر دو طرف دال اطراف ستون چسباند و به وسیله پیچ های کامل (گذرنده ازدال) به هم متصل نمود تا به مثابه صفحه سخت کننده و تسلیح برشی عمل کنند.

ت۶-۳-۲-قاب‌های بتنی پیش‌ساخته

۶-۳-۲-۱-انواع قاب‌های بتنی پیش‌ساخته

از آغاز ساخت قاب های بتنی پیش ساخته در دنیا از حدود پنجاه سال قبل تاکنون، انواع مختلفی از آن ساخته شده اند. بعضی از آنها، مقاومت محدود ذاتی در برابر بارهای جانبی دارند، که به علت طبیعت جزئیات ساخت آنها است و نیز گاهی به این علت که در طراحی آنها بارهای باد و زلزله، مورد نظر نبوده اند. به جز در سیستم های پیش ساخته معادل قاب خمشی درجا وسیستم های مهاربندی شده، قابهای بتنی پیش ساخته مقاومتشان در برابر بارهای جانبی به وسیله تغییر شکل های در سطح ارتجاعی، محدود می شوند. در بسیاری از سیستمهای پیش ساخته مسیرهای بار کامل وجود ندارد و اتصالات جوشی شکننده، بسیار رایج هستند. بسیاری از ستون ها فاقد فولاد محصور کننده کافی برای ایجاد شکل پذیری هستند و در بعضی از سیستم ها ستون ها فاقد ظرفیت برشی و مهار پایه کافی می‌باشند.

ت۶-۳-۲-۲-قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ی باربر جانبی

ت۶-۳-۲-۲-۱-ملاحظات کلی

قاب هایی از این نوع، در پنجاه سال اخیر مورد استفاده قرارگرفته اند. ستون ها، با انتهای تیرها، به نحوی پیش ساخته می شوند که میلگردها، از انتهای تیر یا ستونی که به سایر اعضای پیش ساخته متصل می شوند، بیرون بزنند. ناحیه گره، دارای آرماتورهایی از هر کدام از اعضای مشترک با آن است. گره، با خاموت های محصور کننده، بسته می شود و سپس با ریختن بتن درشکاف تکمیل می گردد.

نقایص این نوع از قاب تقریباً مشابه با نقایص قاب های درجا ریخته شده سنتی می‌باشند. مباحث اضافی، عبارتند از انتقال برش در عرض گره، محصور بودن گره و طول پوشش فولاد کششی در گره. همچنین سیستم به آرماتورهای ریشه در سراسر وجه اشتراک بین اجزای پیش ساخته و قاب بندی افقی نیاز دارد. در بسیاری از موارد این کار با استفاده از قطعات رزوه شده صورت می گیرد که ممکن است واجد یا فاقد شکل پذیری در برابر نیرو باشند.

قابهای پیش ساخته از روی روش ساخت (اتصال خشک یا تر) دسته بندی نمی شوند بلکه با رفتاری که از جزییات استفاده شده در آنها حاصل می شود، طبقه بندی می شوند.

ت۶-۳-۲-۲-۲-سختی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۲-۲-۳-مقاومت

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۲-۲-۴-معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۲-۲-۵-معیارهای بهسازی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۲-۳-قاب‌های بتنی پیش ساخته ای که مستقیما در برابر بار جانبی مقاوم نیستند

ت۶-۳-۲-۳-۱-ملاحظات کلی

تنوع زیادی در قاب های این دسته وجود دارد. ویژگی رایج این قاب ها، اتصال های ترد آنها است که برای مقاومت در برابر بارهای ثقلی و بارهای باد، طراحی شده اند. افزودن سیستم های دیوارهای برشی و مهاربندی فولادی، از روشهای اولیه بهسازی لرزه ای این ساختمان ها است. هنگام به کار گیری این روش ها یا هر روش دیگری، باید یک مسیر انتقال بار کامل ایجاد کرد به نحوی که هر گره سیستم را، برای اطمینان از قابلیتش جهت انتقال نیروهای مورد نیاز و تحمل تغییر شکل، مدلسازی کرد.

ت۶-۳-۲-۳-۲-سختی

سختی که در تحلیل استفاده می شود باید معرف مقدار مقاومت تحت تغییرشکل های جانبی محتمل باشد. در بسیاری از موارد اتصال دو انتهای ستون در این نوع از سازه ها دارای رفتار مفصلی و بدون مقاومت خمشی می باشد. بر این اساس در آن موارد بهتر است فرض شود که سیستم هیچ سختی جانبی ندارد. در نتیجه حین جابجایی نیروی برشی ناشی از بار جانبی توسط سازه منتقل نخواهد شد.

ت۶-۳-۲-۳-۳-مقاومت

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۲-۳-۴- معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۲-۳-۵- معیارهای بهسازی

برای بهسازی قابهای پیش تنیده بهتر است از همان روشهای توضیح داده شده در مورد قابهای تیر–ستونی استفاده کرد ولی هنگام نصب قطعات جدید به سازه موجود باید مراقب بود که رشته ها و کابل های پیش تنیده موجود سالم بمانند.

ت۶-۳-۳-قابهای بتنی با میان‌قاب

ت۶-۳-۳-۱-ملاحظات کلی

میان‌قاب در ساختمان های بتنی می‌تواند از نوع مصالح بنایی و یا بتنی باشد. در طراحی میان‌قاب ساختمان های موجود عموما اندرکنش بین قاب و میان‌قاب درنظر گرفته نشده است.

قاب های دارای میان‌قاب بتنی در ساختمان های موجود، عموماً از نوع بتن درجا (غیر پیش ساخته) و تیر– ستونی می‌باشند. با این حال ضوابط ارائه شده در دستورالعمل برای سایر انواع قاب های بتنی با میان‌قاب نیز قابل استفاده هستند. به طور معمول قاب‌هادر ساختمان‌های موجود، منحصراً برای تحمل نیروهای ثقلی، طراحی شده و بارهای جانبی در طراحی آنها لحاظ نشده است. تیرهای حمال ممکن است به صورت تیر ساده (نه تیر سراسری) طراحی شده باشند. بنابراین ممکن است تنها آرماتورهای حداقل خمشی منفی، وجود داشته باشند. آرماتورهای تحتانی، در تکیه گاهها ممکن است پیوسته باشند یا نباشند. آرماتورهای طولی ستون، معمولاً با وصله پوششی یا آرماتورهای انتظار در تراز طبقه یا نزدیک آن، وصله شده اند. به احتمال زیاد با استانداردهای فعلی، آرماتورهای عرضی موجود، بسیار کم هستند.

میان‌قاب‌های بتنی در ساختمان موجود، عموماً از نوع بتن درجا هستند. بتن خصوصاً زمانی به عنوان میان‌قاب استفاده می شود که هزینه کمتری داشته باشد یا ضرورت‌های معماری، استفاده از مصالح بنایی را اجازه ندهند. ممکن است در ساختمان های موجود از میان‌قاب های بتنی و میان‌قاب های مصالح بنایی هر دو استفاده شده باشد. بعضی از میان‌قاب‌های بتنی، دارای آرماتور کمی هستند. مثلاً در هر جهت اصلی آرماتورهای به قطر ۱۰ میلیمتر با فاصله مرکز به مرکز ۶۰ سانتی‌متر در یک لایه باشند. اگر آرماتورها به داخل اعضای قاب امتداد نیافته باشند، مقاومت خارج صفحه میان‌قاب کاهش خواهد یافت. هرگونه تغییر در مشخصات، پیکربندی یا موقعیت میان‌قاب‌ها در طبقات ساختمان می تواند منجر به نامنظمی در ساختمان گردد.

ت۶-۳-۳-۲- قاب‌های بتنی دارای میان‌قاب بنایی

ت۶-۳-۳-۲-۱-ملاحظات کلی

اندرکنش در نظر گرفته نشده بین قاب و میانقاب می تواند منجر به عملکرد نامناسب اجزای قاب بتن مسلح و خسارت شدید یا حتی فروریزش کلی گردد، به خصوص در ساختمان‌های موجود که فاقد جزئیات کافی برای تامین شکل‌پذیری و پیوستگی هستند. در ابتدای تحریک لرزه ای با دامنه های کوتاه و محدوده رفتار خطی سازه، به علت اندرکنش قاب و میانقاب، ستون‌ها مشابه اعضای کششی و فشاری عمل می‌کنند و نیروهای کششی و فشاری نسبتاً بزرگی در طول ستون ایجاد می‌شود که باید در ارزیابی و بهسازی ساختمان لحاظ گردد. با افزایش دامنه پاسخ، پانل‌های مصالح بنایی نیروهای بزرگی راخارج از محل گره‌های تیر– ستون به صورت موضعی به اعضای قاب وارد می کنند. این امر می‌تواند خسارت شدیدی در تیرها و به خصوص در ستون‌ها ایجاد کند. برای اطلاعات بیشتر از رفتار میان‌قاب‌های بنایی می توان به FEMA 306 (1998b) مراجعه نمود.

ت۶-۳-۳-۲-۲-سختی

مدل‌سازی و تعیین مشخصات رفتاری سازه بر اساس آزمایش ها و مشاهدات فنی تعیین می گردد. در این زمینه گزارش‌های فنی از آزمایش‌ها بر روی قابهای بتنی دارای میانقاب، تحت بارگذاری اســتاتیکی و دینامیکی وجود دارد که مراجع مناســبی در این زمینه هستند.

ت۶-۳-۳-۲-۲- ۱- روش های استاتیکی و دینامیکی خطی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۳-۲-۲- ۲- روش استاتیکی غیر خطی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۳-۲-۲-۳- روش دینامیکی غیر خطی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۳-۲-۳-مقاومت

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۳-۲-۴-معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش ارائه شــده عمدتاً با قضــاوت مهندســی از طریق بررســی اطلاعات آزمایش‌های موجود انتخاب شــده‌اند. حدود کرنش جدول ۶-۱۴، مبتنی برآزمایش با ستون‌های بارگذاری شده تحت بار محوری هستند. بسته به اینکه ستون در فشار است یا در کشش، عوامل زیر می تواند در رفتار و معیارهای پذیرش آن موثر باشند.

در ســتون‌های تحت فشــار، محصور کردن بتن موجب تحمل کرنش‌هایی بیش از کرنش خردشدگی ۰/۰۰۲ تا ۰/۰۰۳ توسط بتن می‌شــود. رفتار ســتون ممکن اســت توسط کمانش آرماتورهای محصور شده تحت فشار کنترل شود. در ستون های با محصورشدگی ناکافی، پس از خرد شــدن اولیه بتن، مقاومت فشــاری می‌تواند به سرعت تنزل یابد. ظرفیت تحمل بارهای ثقلی پس از این نقطه، به قابلیت بازتوزیع بارهای ثقلی در سایر اجزا، از جمله میان‌قاب‌های مصالح بنایی بستگی دارد.

در ســتون‌های تحت کشــش، ظرفیت تنش و کرنش می‌تواند توســط ظرفیت وصله های پوششی محدود شود. در این شرایط، در اعضــای اصــلی، گســیختگی وصــله‌های پوشــشــی معیار تعیین کننده مقاومت در برابر نیروهای جانبی اســت. در اعضــای غیر اصلی، گســیختگی وصــله‌های پوششی می تواند منجر به افت چشمگیر مقاومت در برابر بار جانبی گردد، اما احتمال دارد مقاومت در برابر بار ثقلی ادامه یابد.

ت۶-۳-۳-۲-۴-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۳-۲-۴-۲-روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

مدل باید پاسخ نیرو–تغییر شکل قاب با میان‌قاب را به درستی نشان دهد. در ادبیات فنی موجود تعدادی از روابط نیرو–تغییر شکل بر مبنای آزمایش‌های مختلف پیشنهاد شده اند.

ت ۶-۳-۳-۲-۵-معیارهای بهسازی

۱- *پس کشیدن تیرها، ستون‌ها یا نواحی اتصال موجود با استفاده از آرماتورهای پس‌کشیده خارجی:* ممکن است تغییر شکل‌های جانبی میان‌قابها، باعث ایجاد نیروی کششی عمده در ستون‌های مجاور میان‌قاب شود. این امر می تواند منجر به رفتار غیر قابل قبول وصله‌های آرماتورها شود. پس کشیدگی را می توان به عنوان گزینه‌ای برای پیش‌فشردن ستون‌ها برای جلوگیری از ایجاد نیروهای کششی بیش از حد، در نظر گرفت. با این رویکرد، طراح باید اثرات منفی آن را بر رفتار ستون هنگامی که تحت فشار قرار می گیرد لحاظ نماید.

۲- *اصلاح میان‌قاب:* این عمل می تواند با برداشتن کل میانقاب یا ایجاد درز بین قاب و میانقاب انجام شود. به طور کلی، این عمل نباید منجر به نامنظمی در ارتفاع یا پلان سیستم سازه‌ای گردد.

۳- *تغییر سیستم ساختمان برای کاستن تقاضای لرزه‌ای اعضای موجود:* این روش یک شیوه مؤثر برای بهسازی قاب‌های با میان‌قاب موجود است. در این مورد استفاده از دیوارهای برشی، مهاربند، سیستم دیوارهای پشت‌بند، جداسازی لرزه‌ای و میراگرهای تکمیلی یا کاهش جرم برای کاستن تقاضای لرزه ای تا سطوح قابل قبول مناسب می‌باشد. هر جا که اجزای جدید افزوده می شوند، لازم است کفایت پیوستگی بین اجزای موجود و جدید کنترل شود. علاوه بر این کنترل نیروهای احتمالی اضافی که بر اجزای موجود تحمیل می‌گردد ضروری است.

لازم به ذکر است جاکت کردن تیرها، ستون‌ها، یا گره‌ها، با بتن مسلح، فولاد، یا پوشش های دارای الیاف به عنوان یک گزینه بهسازی در ساختمان های موجود استفاده شده است. این روشها احتمالاً راه حل اصلی برای بهسازی قاب‌های با میان‌قاب موجود، محسوب نشوند. زیرا به علت وجود میان‌قابها، محصور کردن کامل تیرها یا ستون ها امکان پذیر نیست.

ت۶-۳-۳-۳-قاب‌های بتنی با میان‌قاب‌های بتنی

ت۶-۳-۳-۳-۱-ملاحظات کلی

مدل‌های تحلیلی متنوعی برای مدل کردن قاب‌های بتنی با میان‌قاب‌های بتنی، استفاده شده‌اند. بسته به ویژگی‌های رفتاری قاب، اثرات وجود میان‌قاب بر مقاومت و سختی کلی و اثرات موضعی بر تیرها و ستون ها باید دیده شود.

ت۶-۳-۳-۳-۲-سختی

انتخاب پارامترهای مدل‌سازی قابهای بتنی با میانقاب بتنی، با توجه به کمبود ضوابط فنی معتبر ملی یا بین المللی به قضاوت مهندسی احتیاج دارد. هنگامی که قاب‌ها دارای سختی و مقاومت نسبتاً کم بوده ولی میان‌قاب ها در وضعیت خوب و در اتصال کافی با قاب باشند، به شرط احراز شرایط بندهای ۶-۴-۱ و ۶-۴-۲ می توان از آنها استفاده نمود. هرجا که قاب‌ها دارای سختی یا مقاومت کم هستند و میان‌قاب‌ها، نسبتاً ضعیف هستند، روش های کلی ارائه شده در بند ۶-۳-۳-۲ برای قاب‌های بتنی با میان‌قاب‌های از جنس مصالح بنایی می توانند راهنما باشند.

۶-۳-۳-۳-۲-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

تفسیر ندارد.

۶-۳-۳-۳-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

تفسیر ندارد.

۶-۳-۳-۳-۲-۳-روش دینامیکی غیرخطی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۳-۳-۳-مقاومت

مقاومت برشی که میان‌قاب بتنی ایجاد می‌کند، به مقاومت برشی خود میان‌قاب و اندرکنش بین میان‌قاب و قاب محیط برآن بستگی دارد. در بسیاری موارد احتمالاً آرماتوربندی میان‌قاب در ساختمانهای موجود کم می باشد و نیز محتمل است که آرماتورهای میان‌قاب، در قاب محیطی مهار نشده باشند. همانطور که در بند ۶-۴-۱-۲-۳ ذکر شده، هر جا که نسبت آرماتور پائین باشد، باید مقاومت برشی را به روشی متفاوت از آنچه که در آبا آمده است، محاسبه کرد. هر جا که آرماتور میان‌قاب، در قاب محیطی مهار نشده باشد، ممکن است طی بارگذاری جانبی، لغزش در طول سطح مشترک روی دهد. در این مورد، برش ابتدا با تحمل مستقیم بین میان‌قاب و قاب محیطی به قاب انتقال می یابد و مقاومت برشی را یکی از سه حالت حدی:

- "مقاومت برشی مستقیم میان‌قاب"،
- "خردشدگی موضعی میان‌قاب در محل تماس با قاب پیرامونی" یا
- "گسیختگی برشی قاب محیطی، به دلیل نیروی وارده از میان‌قاب به قاب"،

محدود می کند. مقاومت خمشی یک قاب با میان‌قاب متاثر از پیوستگی آرماتورهای طولی می باشد. اگر آرماتورهای میان‌قاب در قاب محیطی مهار نشده باشند، نباید آنها را در مقاومت طراحی، به حساب آورد. اگر آرماتورهای میانقاب در قاب محیطی مهار شده باشند ولی طول وصله های پوششی کافی نباشد، وصله‌ها در ستون‌های مرزی مقاومت و ظرفیت تغییر شکل را کنترل می‌کنند.

ت۶-۳-۳-۳-۴-معیارهای پذیرش

تفسیرندارد.

ت۶-۳-۳-۳-۵-معیارهای بهسازی

برای بهسازی قاب‌های دارای میان‌قاب بتنی به طور کلی از همان روش‌های ذکر شده برای قاب با میان‌قاب بنایی استفاده می شود. به علاوه روش استفاده از شاتکریت بر روی سطح دیوار موجود برای افزایش ضخامت آن و مقاومت برشی دیوار، می‌تواند موثر باشد. اطلاعات بیشتر در مورد بهسازی قاب بتنی با میان‌قاب بتنی در FEMA 308 (1998d) آمده است.

ت۶-۳-۴-قاب‌های بتنی مهاربندی شده

ت۶-۳-۴-۱-انواع قاب‌های بتنی مهاربندی شده

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۴-۲- ملاحظات کلی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۴-۳-سختی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۴-۳-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۴-۳-۲-روش استاتیکی غیرخطی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۴-۳-۳-روش دینامیکی غیرخطی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۴-۴-مقاومت

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۴-۵-معیارهای پذیرش

ت۶-۳-۴-۵-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۴-۵-۲-روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تفسیر ندارد.

ت۶-۳-۴-۶- معیارهای بهسازی

تفسیر ندارد.

ت۶-۴-اجزای سازه‌ای بتنی

همانطور که قبلا بیان شد، در این دستورالعمل، سامانه‌های باربر جانبی در ساختمانهای بتنی به دو دسته سیستم های سازه ای بتنی و اجزای سازه ای بتنی تقسیم شده اند. در بند ۶-۳ سیستم های سازه ای بتنی تشریح شد و این بند اختصاص به توضیح اجزای سازه ای بتنی دارد.

ت۶-۴-۱-دیوارهای برشی بتنی

ت۶-۴-۱-۱-انواع دیوارهای برشی بتنی و اجزای مربوط به آنها

به علت سختی اولیه و ظرفیت بارجانبی زیادی که دیوارهای برشی دارند، یک انتخاب ایده آل برای سیستم مقاوم در برابر بارجانبی در یک سازه بتن مسلح هستند. دیوارهای برشی لاغر (با نسبت ارتفاع به طول بزرگتر از ۳) پاسخ خمشی شکل پذیری تحت بارگذاری جانبی نشان داده و کنترل شونده توسط خمش محسوب می شود و دیوارهای برشی کوتاه (با نسبت ارتفاع به طول کوچکتر از ۱/۵) کنترل شونده توسط برش می باشد. بنابراین باید آنها را برای شکل پذیری کمتری طراحی کرد. در دیوارهای بین دو حد کوتاه و لاغر هم برش و هم خمش می تواند حاکم بر رفتار باشد.

دیوارهای برشی به سه شکل دیوار باربر، دیوار برشی و سیستم دوگانه در سیستم‌های باربر جانبی ایفای نقش می کنند.

در سیستم‌های دیوار باربر، دیوارهای برشی به عنوان اعضای اصلی هم برای مقاومت در برابر بارهای ثقلی و هم برای مقاومت در برابر بارهای جانبی به کار می‌روند. چنین سازه‌هایی تحت اثر بارهای جانبی بزرگ به علت وجود بارهای ثقلی زیاد غالباً غیر شکل‌پذیر رفتار می‌کنند.

هنگامی که فرض می شود دیوار برشی، تنها سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی است و یک قاب فضایی برای تحمل اکثر بارثقلی ایجاد شده، سیستم سازه ای حاصل به صورت یک سیستم دیوار برشی شناخته می شود. غالباً در چنین سیستم هایی،

دیوارهای برشی، پیرامون یک هسته داخلی که آسانسورها و راه پله ها را در بر می‌گیرند قرار دارند. در برخی موارد دیوارهای هسته داخلی در ترکیب با دیوارهای پراکنده‌ای که در حول محیط ساختمان توزیع شده‌اند کار می کنند تا سختی پیچشی ساختمان را افزایش دهند.

در سیستم دوگانه (دیوار–قاب) دیوارهای برشی به همراه یک قاب خمشی فضایی در برابر بارهای جانبی مقاومت می‌کنند. در بارگذاری جانبی غیر ارتجاعی، قاب به عنوان خط دوم مقاومت عمل می‌کند و پس از تسلیم اولیه در پای دیوارهای برشی، سختی و مقاومت جانبی قاب نقش موثرتری خواهد داشت.

در هر یک از این سه سیستم سازه ای کلی می توان دیوارهای برشی را که در یک صفحه هستند در تراز هر طبقه، با تیرهای کوپله کننده به هم متصل کرد تا سیستم دیوار همبسته یا کوپله تشکیل دهند. با توجه به فاصله دیواره های کوپله شده سختی سیستم دیوار کوپله، نسبت به جمع جبری سختی های جانبی دیوارهای برشی مجزا بسیار بیشتر است. اگر تیرهای کوپله کننده به درستی طراحی شده و دارای جزئیات صحیح باشند، تحت بارگذاری جانبی با توجه به رفتار غیرارتجاعی می توانند انرژی قابل توجهی را مستهلک کنند. در سیستم های دیوار باربر ممکن است دیوارهای برشی، بازشوهای بزرگی در جهت ارتفاع داشته باشند. چنین دیوارهایی عموماً به عنوان یک سیستم دیوار قاب بندی شده یا یک سیستم دیوار سوراخ دار شناخته می شوند. دیوارهای سوراخ دار معمولادر امتداد اضلاع بیرونی ساختمان استفاده می شوند تا الگوی تکراری بازشوهای پنجره ها را تشکیل دهند. اجزای عمودی دیوار اغلب به عنوان پایه های دیوار شناخته می شوند. در همه جدول های ارائه شده در این دستورالعمل این اجزا به نام قطعات دیوار خوانده می شوند.

گرچه تیرهای کوپله و ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته برآنها متکی هستند شباهت به اجزای قاب دارند، ولی به علت عملکرد متفاوت آنها به عنوان اجزای سیستم دیوار برشی، در این بخش مورد توجه قرار می‌گیرند. هنگامی که این اجزا در یک سیستم دیوار برشی مورد استفاده قرار می‌گیرند، اغلب تحت بارهای جانبی بزرگ رفت و برگشتی، شکل پذیری زیادی را طلب می‌نمایند. بنابراین، طراحی جزئیات آرماتورگذاری در اعضا، به خصوص آرماتورهای عرضی، برای رفتار این اجزا بسیار مهم است. البته رفتار غیرارتجاعی این اجزا به نحو چشمگیری بر پاسخ بار جانبی سیستم دیوار برشی که این اجزا درآن قرار داده شده‌اند تأثیر می گذارند.

اطلاعات بیشتر در زمینه رفتار اعضای دیوار برشی بتنی در مراجعی نظیر FEMA 306 آمده است.

ت۶-۴-۱-۱-۱- دیوارهای برشی یکپارچه و قطعات دیواری

دیوارهای برشی لاغر، اغلب دارای آرماتورهای طولی متمرکز هستند که یا در لبه های آنها قرار گرفته‌اند یا در یک المان مرزی دیوار تمرکز یافته‌اند. در هر دو مورد، درصد فولاد طولی تمرکز یافته و مقدار و فاصله آرماتورهای عرضی که برای محصور کردن این آرماتورها استفاده شده اند، تأثیر چشمگیری بر پاسخ غیرارتجاعی دیوار برشی در برابر بارهای جانبی دارند. درصد زیاد آرماتورهای طولی، برش مورد نیازی را که باعث می شود تسلیم خمشی تحت بارگذاری جانبی رخ دهد، افزایش می دهد و کرنش های فشاری را در طول لبه فشاری دیوار، افزایش می دهد. این برش افزایش یافته می‌تواند یک گسیختگی برشی زود هنگام را آغاز کند یا باعث از دست رفتن سریع سختی، در اثر تغییر جهت بار جانبی طی چرخه های بارگذاری شود. کرنش‌های فشاری زیاد، می‌تواند منجر به خرد شدن بتن و کمانه کردن میلگردها شود.

ت۶-۴-۱-۱-۲-ستون‌های بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته برآن‌ها اتکا دارند

در مواردی دیوار برشی ممکن است برای تامین فضای مورد نیاز پارکینگ یا مراکز تجاری به صورت ناپیوسته اجرا شود. در این حالت که به دلیل ایجاد تقاضای لرزه ای قابل توجه بر روی ستون ها توصیه نمی‌گردد، ستون‌های بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می کنند، در جریان تکان‌های شدید زمین، در معرض تقاضاهای زیاد نیرو و تغییر مکان هستند. آئین نامه ها، محدودیت‌هایی برای میزان مجاز تغییر سختی دارند که باعث می شوند این نوع از آسیب‌ها حذف شوند. اما در بعضی از ساختمان‌های بتن مسلح موجود دیوارهای برشی تا تراز پی پیوسته نیستند. در این ساختمانها لازم است ستون‌هایی که دیوارهای ناپیوسته را تحمل می کنند به دقت تحلیل شوند.

ت۶-۴-۱-۱-۳- تیرهای همبند بتن مسلح

تیرهای همبند (کوپله) بتن مسلح دارای نسبت طول به دهانه کم هستند. مشاهدات خسارات وارده به ساختمانهای دیوار برشی پس از زلزله، مکرراً گسیختگی های کششی قطری را در تیرهای کوپله نشان داده اند. شایع ترین علت این آسیب، مقاومت برشی ناکافی برای ایجاد مقاومت خمشی تیر، تحت بارگذاری چرخه ای تکرار شونده است.

پژوهش ها، نشان داده تیرهای کوپله ای که با آرماتورهای قطری در طول تیر، طراحی شده اند، تحت تغییر جهت های بارهای بزرگ، نسبت به تیرهای کوپله بدون آرماتور قطری، رفتار پایدارتری نشان می دهند و همچنین در حفظ مقاومت، سختی و ظرفیت اتلاف انرژی نسبت به تیرهای همبند بدون آرماتور قطری رفتار پایدارتری نشان می‌دهند. وقتی از آرماتورهای قطری استفاده می شود، باید آن را برای نیروهای برشی متناظر با تسلیم خمشی طراحی کرد.

ت ۶-۴-۱-۲-ضوابط ارزیابی دیوارهای برشی بتن مسلح، قطعات دیواری و تیرهای همبند

ت۶-۴-۱-۲-۱-ملاحظات کلی

استفاده از اجزای تیر – ستون معادل برای مدل کردن پاسخ ارتجاعی و غیر ارتجاعی دیوارهای برشی لاغر، یک عمل کاملاً رایج است. یک دلیل برای استفاده از مدل های تیر – ستون معادل برای دیوارهای برشی، این است که برنامه های متعددی برای تحلیل قاب، در اختیار مهندس سازه است. استفاده از مدل تیر – ستون معادل، برای نشان دادن پاسخ غیر ارتجاعی دیوارهای برشی و قطعات دیوار، به طور طبیعی برای اجزای لاغر با نسبت ابعاد ظاهری بیش از آنچه که در دستورالعمل بیان شده است، قابل قبول می باشد. اما در همه این موارد باید در تیر– ستون معادل اثر تغییر شکل های برشی نیز مدل شود و تیر متصل شونده به جزء تیر – ستون معادل، باید دارای ناحیه صلب انتهایی باشد تا به درستی، بعد افقی دیوار برشی را شبیه سازی کند.

برای دیوارهای چاق، با نسبت ارتفاع به دهانه کمتر یا مساوی ۲/۵ و دیوارهای دارای بال با نسبت ارتفاع به دهانه کمتر یا مساوی ۳/۵ یا سایر دیوارهایی که تغییر شکل های برشی در آنها چشمگیر است، باید از یک مدل مناسب تر استفاده کرد. این مدل باید هم تغییر شکل‌های برشی ارتجاعی و هم غیرارتجاعی و همچنین محدوده کامل رفتار خمشی را منظور کند. پژوهشگران، استفاده از مدل‌های فنر چندگانه را برای نشان دادن دیوار برشی بتن مسلح پیشنهاد کرده اند. بیشتر تیرهای کوپله، نسبت‌های دهانه به ارتفاع

کوچکی دارند، بنابراین هر المانی که برای مدل کردن یک تیر کوپله به کار می رود، باید تغییر شـکلهای برشـی را منظور نماید. می توان سـتون هایی را که دیوارهای برشـی ناپیوسـته را تحمل می کنند، با یک المان تیر–ستون مشابه آنچه که در بیشتر برنامه های تحلیل قاب اسـتفاده می شود، مدل کرد. اما المان باید تغییر شکلهای برشی و افت محتمل سریع مقاومت برشی تحت تغییر شکلهای جانبی بزرگ و بار محوری زیاد را در بر بگیرد.

تیرهای همبندی که آرماتورهای قطری آنها ضـوابط آیین نامه های طراحی نظیر آبا و مبحث نهم مقررات ملی را اقناع می کنند معمولا پاسخ چرخه ای پایداری تحت بارگذاری های چرخه ای بزرگ دارند. بنابراین اینگونه اعضا را می توان با اطمینان با استفاده از المان تیر که در قابهای معمول استفاده می شود، مدل کرد.

ت۶-۴-۱-۲-۲-سختی

تفسیر ندارد.

ت۶-۴-۱-۲-۲-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

تفسیر ندارد.

ت۶-۴-۱-۲-۲-روش استاتیکی غیرخطی و ت۶-۴-۱-۲-۲-۳-روش دینامیکی غیرخطی

منحنی نیرو–تغییرشکل توصیه شده برای دیوارهای برشی بتنی با شکل منحنی های عمومی متناظر در سایر اعضا متفاوت است. برای دیوارهای با نسبت ارتفاع به طول کمتر از ۲/۵ نمودار شکل (۶–۱–پ) نسبت به شکل (۶–۱–ب) نمایش بهتری از رفتار دیوار را ارائه می دهد. دلیل این امر آن اسـت که در دیوارهای با نسـبت کم ارتفاع به طول تغییرشـکلهای برشـی در قیاس با تغییرشـکلهای خمشـی قابل صـرف نظر کردن نیسـتند. منحنی نیرو–تغییرشـکل مورد نظر بر اسـاس مدلی اسـت که در آن تغییرشکل کل از جمع مشارکت مولفه های خمشی، برشی و لغزش آرماتورها حاصل شده است.

ت۶-۴-۱-۲-۳-مقاومت

هنگام محاسـبه مقاومت تسـلیم خمشـی اسـمی یک دیوار برشـی یا قطعات دیوار، فرض می شود که در آغاز آرماتورهای طولی نزدیکتر به لبه (یا آرماتورهای المان مرزی) دیوار تسلیم شوند. با افزایش تغییر شکلهای جانبی، دوران مقطع در ناحیه مفصل پلاستیک افزایش یافته به طوری که کلیه آرماتورهای طولی، تسلیم می شوند.

مطالعات نشـان می دهد که وقتی درصـد آرماتور عرضـی دیوار کمتر از ۰/۰۰۱۵ باشـد، مقاومت دیوار به میزان آرماتور عرضـی حساس نمی باشد.

در دیوارهای برشی و قطعات دیواری که با برش کنترل می شوند تفاوتی بین مقاومت تسلیم برشی و مقاومت برشی اسمی عضو، فرض نمی شـود. همچنین مقاومت آرماتورها، مساوی مقاومت تسلیم مشخص شده، قرار داده می شود. این فرضیات محافظه کارانه،

برای ایمنی بیشتر استفاده می شوند، زیرا اعضای کنترل شونده با برش، شکل پذیری کمتری دارند و معمولاً تردتر از اعضایی هستند که با خمش کنترل می شوند. برای محاسبه مقاومت های اسمی خمشی و برشی تیرهای کوپله، روش های مشابهی استفاده می‌شوند.

ت۶-۴-۱-۲-۴-معیارهای پذیرش

ت۶-۴-۱-۲-۴-۱-روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

در تیرهای همبند کنترل شونده با برش، شکل‌پذیری تابعی از میزان ظرفیت برشی مورد انتظار در عضو می باشد. مقاومت مورد بتن انتظار بر اساس آیین نامه بتن ایران (آبا) و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان با منظور نمودن مشخصات مورد انتظار مصالح به دست می آید. برای تیرهای همبند، مقاومت برشی ناشی از بتن اغلب برابر صفر است.

ت۶-۴-۱-۲-۴-۲-روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

تفسیر ندارد.

ت۶-۴-۱-۲-۵-معیارهای بهسازی

روشهای پیشنهادی زیر می توانند برای بهسازی دیوار برشی بتن مسلح، قطعات دیوار، تیرهای همبند و ستونهایی که دیوارهای ناپیوسته بر آنها تکیه کرده اند مفید باشد:

اضافه کردن اجزای مرزی دیوار برای افزودن مقاومت خمشی یک دیوار برشی: در این روش اجزای مرزی جدید را می توان به صورت بتن درجا ریخته شده یا به صورت پروفیلهای فولادی اجرا نمود. در هر دوی این حالت‌ها تامین اتصال مناسب بین اجزای جدید و قدیم از اهمیت برخوردار است. کفایت ظرفیت برشی دیوار بهسازی شده باید مجددا ارزیابی شود. در بسیاری موارد لازم است مقاومت برشی افزایش یابد تا اطمینان حاصل شود که دیوار برشی، رفتار خمشی شکل پذیر نشان می‌دهد.

اضافه کردن جاکتهای محصور کننده به مرزهای دیواربرشی: این روش می تواند مقاومت خمشی دیوار را هم علاوه بر ظرفیت تغییر شکل خمشی دیوار افزایش می‌دهد. در صورت افزایش مقاومت خمشی دیوار، همانطور که در بالا اشاره شد، باید ظرفیت برشی دیوار را نیز کنترل نمود. برای این روش می توان هم از جاکت‌های فولادی و هم بتنی استفاده نمود. برای هر دو نوع جاکت، اگر هدف افزایش ظرفیت خمشی نباشد نباید آرماتورهای طولی به صورت پیوسته از یک طبقه به طبقه دیگر ادامه یابد. حداقل ضخامت جاکت بتنی ۷/۵ سانتی متر پیشنهاد می شود. علاوه بر جاکت های فولادی و بتنی از جاکت های الیاف کربن و پوشش های الیافی نیز دیگر برای بهبود محصور شدگی بتن در فشار می توان استفاده کرد.

کاهش ظرفیت خمشی: در دیوارهای برشی که ظرفیت برشی دیوار کمتر از برش نظیر ایجاد ظرفیت خمشی دیوار می باشد این راه حل از گزینه های بهسازی است. تصمیم کاستن ظرفیت خمشی دیوار را باید به دقت ارزیابی کرد تا اطمینان حاصل نمود که با افزایش شکل پذیری سازه کاهش ظرفیت خمشی دیوار جبران و رفتار لرزه ای سازه بهبود یافته است. اگر تصمیم به کاستن ظرفیت

خمشی دیوار گرفته شد می توان با بریدن تعداد مشخصی از آرماتورهای طولی نزدیک به لبه های دیوار برشی، این امر را محقق نمود.

افزایش مقاومت برشی دیوار: در این روش نیز افزایش شکل پذیری بدون کاهش مقاومت خمشی مورد نظر است. به این منظور می توان با افزودن ضخامت جان دیوار، ظرفیت برشی آن را ارتقاء داد. در این روش مناسب است ضخامت اضافی دیوار را که پیشنهاد می شود حداقل ۱۰ سانتی متر باشد، با آرماتورهای افقی و عمودی، مسلح کرد. پیش از ریختن بتن جدید، باید سطح موجود را زبر و مضرس کرد و آرماتورهای انتظاری قرار داد تا اطمینان حاصل شود که بتن قدیمی و جدید، با هم کار خواهند کرد. افزودن نوارهایی از الیاف پلیمری (شیشه، کربن، آرامید) که با اپوکسی به سطح بتن چسبانده شوند، نیز برای افزایش مقاومت برشی دیوارهای موجود مؤثر هستند.

استفاده از جاکتهای فولادی یا بتن مسلح تیر همبند برای افزایش ظرفیت تغییرشکل: این روش با افزایش ظرفیت تغییر شکل برای بهبود رفتار غیر ارتجاعی تیرهای کوپله و ستون های بتن مسلح که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می کنند، مؤثر هستند. اگر چه در ابتدا به نظر نمی رسد این اعضا از نظر برش، بحرانی باشند، اما ممکن است تحت اثر بارگذاری چرخه ای، مقاومت برشی آنها کاهش یابد. استفاده از جاکت محصور کننده با شرایطی که در قسمت قبلی توضیح داده شد، از کاهش مقاومت برشی اعضا تحت اثر چرخه ها جلوگیری می کند یا حداقل آن را به نحو چشمگیری به تأخیر می اندازد.

اضافه کردن میان‌قاب بین ستونهایی که دیوار برشی ناپیوسته را تحمل می کنند: این روش در صورتی که ستون‌های مذکور فاقد مقاومت یا ظرفیت تغییر شکل کافی باشند، می تواند به عنوان یک روش بهسازی در نظر گرفته شود. در این حالت پر کردن بازشو بین ستون‌ها، موجب پیوستگی دیوار برشی می‌گردد. مجموعه ستون‌های موجود و میان‌قاب اضافه شده باید طوری بهسازی شوند که تمام جزییات اجرایی لازم در ساخت دیوار جدید را اقناع نمایند. از جمله هر گونه تقویت ستون‌های موجود برای افزایش مقاومت و محصور شدگی باید از طریق افزایش جاکت فولادی یا بتنی انجام گیرد. یکی از راههای دیگر، پر کردن فضای بین ستون‌ها در دیوارهای برشی ناپیوسته، با استفاده از مهاربند فولادی می باشد. مشخصات اعضای مهاربند باید به نحوی تعیین گردند که تمام ضوابط طراحی اقناع گردد و خود ستون‌ها نیز باید با استفاده از جاکت فولادی یا بتنی تقویت گردند.

در تمامی روشهای بهسازی فوق لازم است اعضای پی دیوار، دیافراگم ها و اتصالات اعضای جدید و موجود ارزیابی گردند.

ت۶-۴-۲- دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته

ت۶-۴-۲-۱- انواع دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته

دیوارهای برشی بتنی شبه درجا: در آئین نامه‌های طراحی لرزه‌ای، ساخت و ساز دیوار برشی پیش ساخته در نواحی با لرزه‌خیزی بالا تنها هنگامی مجاز دانسته می شود که بتوان با آزمایش یا تحلیل نشان داد که مشخصات مربوط به مقاومت جانبی سیستم پیش ساخته، حداقل معادل است با موارد مربوط به سیستم دیوار برشی درجای مشابه. این ضابطه طراحی منجر گردیده به یک نوع روش ساخت و ساز دیوار برشی پیش ساخته که به روش شبه درجا موسوم است. در این رویکرد اتصال بین اجزای پیش ساخته طوری

طراحی می‌شود که رفتار غیر ارتجاعی دور از اتصال اتفاق بیفتد. از آنجا که اجزای پیش ساخته را می توان مشابه با دیوارهای درجا آرماتورگذاری و طراحی کرد، واکنش غیرارتجاعی سیستم پیش ساخته بایستی مشابه یک سیستم درجا باشد.

دیوارهای برشی اتصالی: در این دیوارها، تعدادی از اتصالات بین اعضای پیش ساخته طوری طراحی می شوند که تحت بارهای جانبی بزرگ به طور غیر ارتجاعی تغییر شکل داده به طوری که شکل پذیری و استهلاک انرژی مناسبی را در سازه ایجاد کنند. این اتصالات شکل پذیر بین عناصر پیش ساخته می توانند هم در اتصالات افقی و هم در اتصالات قائم بین پانل ها به کار گرفته شود.

در این اتصالات شواهد آزمایشگاهی هنوز آنقدر نیست که استفاده از همان مقادیری را مجاز شمارد که برای شکل پذیری و ظرفیت چرخشی ساخت و ساز درجا به کار می رود. بنابراین از اعداد کمتری نسبت به مقادیر مجاز بند ۶-۴-۱ باید استفاده نمود.

دیوارهای برشی در بسیاری سازه های قدیمی تر را نمی توان از رده شبه درجا به حساب آورد چرا که اتصالات آنها طوری طراحی نشده اند که تمامی رفتار غیرارتجاعی را به دور از ناحیه اتصال هدایت کنند. همچنین، این دیوارهای پیش ساخته قدیمی تر در تعریف مدرن تر ساخت و ساز اتصالی نیز نمی گنجند زیرا در اتصالات آنها عناصر ویژه برای جذب انرژی به شیوه ای شکل پذیر و پایدار پیش بینی نشده اند. کاربرد این نوع قدیمی تر ساخت و ساز اتصالی در مناطق با زلزله خیزی بالا به علت ترد بودن رفتار اتصالاتشان در برابر بارهای رفت و برگشتی مجاز دانسته نشده است. بنابراین لازم است که طراح در هنگام ارزیابی ساختمانهای قدیمی محتوی دیوارهای برشی پیش ساخته ای که محتمل است شبیه حالت اتصالی عمل کنند، از مقادیر کمتری نسبت به آنچه که در بند ۶-۴-۱ در مورد شکل پذیریهای مجاز و ظرفیت های چرخشی داده شده است استفاده نماید. در این دیوارهای برشی پیش ساخته قدیمی تر، وصله پیوستگی بین شبکه آرماتور افقی و قائم پانل های دیوار با یک اتصال پوششی ساده توسط آرماتورهایی که از قطعات دیواری مجاور بیرون زده اند، تأمین شده است. از آنجا که اتصالات درجا بین پانل ها کوتاه‌تر از آن هستند که ضوابط وصله پوششی در کشش را برآورده سازند، آرماتورها یا به یکدیگر قلاب شده اند تا یک قفل مکانیکی را ایجاد کنند، یا در طول کوتاه پوشش خود به هم جوش شده اند.

دیوارهای برشی برپاشونده: دیوارهای برشی برپاشونده به عنوان حالت خاصی از دیوار برشی اتصالی در نظر گرفته می شوند. با توجه به نسبت ابعادی متداول، مقاومت برشی درون صفحه این دیوارها اغلب حاکم بر طرح آنهاست. گسیختگی اتصال بین دیوار برشی برپا شونده و دیافراگم سقف رایج ترین نوع انهدام مشاهده شده در این نوع سازه ها در زلزله های شدید بوده است. اگر این اتصال گسیخته شود، پانل دیوار تحت اثر نیروها و تغییر شکلهای خارج از صفحه قرارمی گیرد که می تواند به فروریزش آن منجر گردد. بنابراین کنترل دقیق اتصال دیوار و دیافراگم سقف در این نوع دیوارها ضروری است.

ت۶-۴-۲-۲-عناصر سازه‌ای دیوارهای برشی بتن پیش‌ساخته

ت۶-۴-۲-۲-۱-ملاحظات کلی

ملاحظات کلی مدل تحلیلی دیوارهای برشی بتنی پیش ساخته مشابه با موارد ذکر شده در مورد دیوارهای برشی در جای یکپارچه می باشد. بنابراین، در این مورد به بند ت ۶-۴-۱-۲-۱ نیز رجوع گردد.

علاوه بر مدل‌سازی پانل های دیواری پیش ساخته، لازم است طراح یک مدل تحلیلی برای نمایش تغییر شکلهای اتصالات بین پانل های پیش ساخته نیز در نظر بگیرد. از مدل‌سازی چنین اتصالاتی تنها در صورتی می توان اجتناب نمود که اتصالات طوری طراحی شوند که ارتجاعی باقی بمانند و کل واکنش غیر ارتجاعی سیستم دیوار پیش ساخته در داخل پانل های پیش ساخته اتفاق بیفتد.

در صورتی که تغییرشکل های برشی تاثیر بیشتری نسبت به خمش در رفتار دیوار برشی و قطعات دیوار پیش ساخته داشته باشند، استفاده از مدل فنر چندگانه توصیه می شود.

ت۶-۴-۲-۲-۲-سختی

دو گزینه برای درنظر گرفتن سختی اتصالات بین پانل‌های پیش ساخته در مدل تحلیلی عرضه شده است. یک انتخاب این است که مدل تحلیلی به کار رفته برای پانل های دیواری اصلاح شود که سختی مجموعه پانل های دیواری و اتصالات آنها را نمایش دهد. گزینه دوم آن است که مشخصات سختی مشابه با دیوارهای درجا حفظ شود اما عنصر جداگانه ای برای نمایش سختی اتصالات اضافه گردد.

روش های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

بحث کلی روش های تحلیلی غیرخطی دیوارهای برشی و قطعات آنها در بندهای ۶-۴-۱-۲-۲-۲ و ۶-۴-۱-۲-۲-۳ از دستورالعمل آمده است. قسمت عمده آن بحث که درباره دیوارهای برشی بتنی یکپارچه است در مورد دیوارهای پیش ساخته و قطعات آنها نیز صادق می باشد.

در هنگام استفاده از منحنی های کلی نیرو–تغییرشکل ارائه شده در شکل (۶–۱)، بسته به آن که بر واکنش غیر ارتجاعی دیوار یا قطعات آن خمش یا برش حاکم باشد، مقادیر تغییر شکل (محور افقی) باید به عنوان چرخش مفصل پلاستیک یا تغییر مکان‌های نسبی تعریف گردند. چرخش مفصل پلاستیک در جایی به کار می رود که خمش بر واکنش غیرارتجاعی دیوارهای برشی و قطعات آن حاکم باشد. طرحی از طبقه اول یک دیوار برشی تغییر شکل یافته تحت خمش در شکل (۶–۶) در دستورالعمل آورده شده است.

در مورد اعضایی که واکنش غیرارتجاعی آنها توسط برش کنترل می شود، مناسب تر آن است که از تغییر مکانهای نسبی به عنوان مقدار تغییر شکل در شکل (۶–۱ (ب)) استفاده گردد. در مورد دیوارهای برشی، این تغییر مکان نسبی در واقع همان تغییر مکان نسبی طبقه، آنگونه که در شکل (۶–۷) نشان داده شده می‌باشد. در مورد قطعات دیوار، تغییر مکان نسبی عضو به کار می رود.

ت۶-۴-۲-۲-۳- مقاومت

بحثی که در مورد محاسبه مقاومت های تسلیم و اسمی در بند ت ۶-۴-۱-۲-۳ آورده شده در مورد دیوارهای برشی پیش ساخته و قطعات آن که در رده شبه درجا قرار می گیرند نیز صادق است. در مورد همه انواع ساخت و ساز اتصالی، مقاومت دیوار برشی پیش ساخته به طرز چشمگیری از مقاومت اتصالات آن تأثیر می پذیرد. بنابراین، مقاومت اتصال باید به طرزی که در متن ذکر شده ارزیابی

گردد. به نوع وصـله ای که در آرماتورهای مورد اسـتفاده در اتصال به کار رفته است باید توجه ویژه گردد. در بسیاری حالات مقاومت وصله بر مقاومت اتصال حاکم خواهد بود.

در ساختمانهای قدیمی‌تر، به تکنیک مورد استفاده برای وصله کردن آرماتورهای امتداد یافته از دو پانل مجاور هم به داخل اتصال باید توجه ویژه ای معطوف گردد. این اتصالات ممکن است کافی نبوده و اغلب تعیین کننده مقاومت سیستم دیوار برشی پیش ساخته باشند. اگر جزئیات کافی در نقشه ها داده نشده باشد، بتن بعضی اتصالات باید برداشته شود تا جزئیات وصله ی آرماتورها دیده شود.

ت۶-۴-۲-۲-۴- طراحی اتصالات

تفسیر ندارد.

ت۶-۴-۲-۲-۵- معیارهای پذیرش

الف- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

معیارهای پذیرش در روش‌های خطی برای تلاش‌های تغییرشـکل کنترل تنها برای شرایط ذکرشده در جداول (۶-۱۵) و (۶-۱۶) قابل قبول است. برای سایر شرایط ضوابط نیروکنترل حاکم خواهد بود.

ب- روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی برای تلاش‌های تغییرشـکل کنترل تنها برای شرایط ذکرشده در جداول (۶-۱۷) و (۶-۱۸) قابل قبول اسـت. برای سایر شرایط، ضوابط نیروکنترل حاکم خواهد بود. در دیوارهای برشی اتصالی، مقادیر تغییر شکل به ۵۰٪ مقادیر جدول کاهش داده می شوند چرا که در مورد رفتار غیر ارتجاعی انواع قدیمی تر این نوع دیوارها ابهاماتی وجود دارد.

ت۶-۴-۲-۲-۶-معیارهای بهسازی

دیوارهای برشـی بتنی پیش ساخته ممکن است از بعضی ضعف‌هایی برخوردار باشند که دیوارهای درجا نیز برخوردارند. این ضعف ها مشـتمل هسـتند بر ناکافی بودن ظرفیت خمشـی، کافی نبودن ظرفیت برشـی نسبت به ظرفیت خمشی، محصور نبودن کافی لبه دیوار و ناکافی بودن طول وصله آرماتور طولی موجود در لبه دیوار. تمام این ضعف‌ها را می توان با استفاده از یکی از تمهیدات توصیف شـده در بند ت۶-۴-۱-۲-۵ برطرف نمود. تعدادی از ضعف‌هایی که مختص دیوارهای پیش ساخته است شامل اتصالات ناکافی بین پانل‌ها به پی و به دیافراگم های کف یا سـقف می باشـد. به جای افزودن اتصـالات اضافی شکل پذیر، طراح می‌تواند اتصالات را از پانل‌های مجاورشان قوی‌تر نماید و در نتیجه هرگونه رفتار غیرارتجاعی را در این پانل‌ها متمرکز نماید.

- *تقویت اتصالات بین پانل های دیواری مجاور یا متقاطع:* ترکیبی از جزئیات مکانیکی و جزئیات درجا را می‌توان برای تقویت اتصال بین پانل های پیش ساخته به‌کار برد. اتصالات مکانیکی می‌تواند شامل مقاطع فولادی و انواع مختلف میل مهارهای جاسازی شده باشد. از روش‌های بهسازی درجا می‌توان به نمایان ساختن فولاد مسلح کننده در لبه پانل‌های مجاور و اضافه نمودن آرماتور لبه ای قائم و عرضی و اجرای بتن جدید اشاره کرد.

- *تقویت اتصالات بین پانل های دیواری پیش ساخته و شالوده:* ظرفیت برشی اتصال پانل دیوار به شالوده را می توان با استفاده از اتصالات مکانیکی اضافی یا با استفاده از یک لایه جدید بتن در جا با آرماتورهای انتظار جدید در روی شالوده تقویت نمود. ظرفیت لنگری واژگونی اتصال پانل به شالوده را می توان توسط آرماتورهای انتظار که با تعبیه سوراخ در آن جاگذاری می شوند افزایش داد. این آرماتورها در محدوده اتصالات جدید درجا در لبه های پانل نصب می گردند. اضافه نمودن اتصالات به پانل های مجاور نیز می تواند بعضی از نیروهایی را که از طریق اتصال پانل به شالوده منتقل می شوند حذف نماید.
- *تقویت اتصالات پانل های دیواری پیش ساخته و دیافراگم کف یا سقف:* این اتصالات را می‌توان با استفاده از قطعات مکانیکی اضافه شده یا متصل کننده‌های اجرا شده درجا تقویت نمود. در هنگام تقویت این اتصالات، هم برش درون صفحه و هم نیروهای خارج از صفحه را باید در نظر گرفت.

ت۶-۴-۳- سازه پی‌های بتنی

ت۶-۴-۳-۱- انواع پی‌های بتنی و ت۶-۴-۳-۱-۱-پی‌های سطحی

تفسیر ندارد.

ت۶-۴-۳-۱-۲-پی‌های عمیق

الف- شمع‌های کوبیدنی

در خاک‌های سست یا خاک‌هایی که در معرض روانگرایی هستند، ظرفیت خمشی شمع‌ها می‌تواند تنها عامل قابل اعتماد برای مقاومت در برابر بارهای جانبی باشد.

ب- شمع‌های ریخته شده درجا

برای درجا ریختن شمع‌ها معمولاً از قالب‌های استوانه‌ای قطعه قطعه استفاده می‌شود که پس از ریختن بتن این قالب‌ها بیرون کشیده می‌شوند.

ت۶-۴-۳-۲-تحلیل پی‌های موجود

فرضیات ساده کننده در ارتباط با شرایط پایه ساختمان در مدل تحلیلی آن مشابه با موارد لازم برای تحلیل تحت اثر بار ثقلی هستند. اما روش‌هایی که در فصل ۴ در مورد تحلیل‌های دقیق‌تر تشریح شده بیان منطقی‌تری از اندرکنش خاک–سازه و خاک–شمع می‌باشند. بنابراین کاربرد این روش‌های دقیق‌تر در ارتباط با سطوح بالاتر عملکرد توصیه می‌شود تا اطمینان بیشتری را تأمین نماید.

ت۶-۴-۳-۳-ارزیابی شرایط موجود

در صورت موجود نبودن نقشه‌های اجرایی، تأیید اندازه‌ها و جزئیات پی‌های موجود بدون متوسل شدن به روش‌های بازبینی امکان‌پذیر نیست. برای ساختمان‌های بزرگ و مهم، هنگامی‌که نقشه‌های اجرایی موجود نباشد، تخریب محدود پی‌های انتخابی ضروری است. این نقشه‌ها معمولاً در ساختمان‌ها با پی‌های عمیق در دسترس می‌باشند. در اغلب ساختمان‌ها با پی‌های کم‌عمق، در صورت موجود نبودن نقشه‌ها، بازرسی یک شالوده انتخابی به عنوان نماینده برای به دست آمدن اندازه و عمق ضروری می باشد.

در مورد وضعیت آرماتورگذاری پی‌ها ممکن است فرضیات محافظه‌کارانه‌ای در نظر گرفته شود که وابسته به آئین‌نامه و تجربه محلی در زمان طراحی است. در مواردی که تردید وجود دارد می‌توان فرض نمود اجزای پی با مقاومت کافی در برابر بارهای ثقلی که ساختمان تحت آن قرار دارد طراحی‌شده‌اند، اگرچه در مورد حاشیه اطمینان آن هنوز تردید وجود خواهد داشت.

ت۶-۴-۳-۴- معیارهای بهسازی

الف – معیارهای بهسازی پی‌های سطحی

۱- *افزایش سطح پی:* افزایش سطح پی می‌تواند روش مؤثری برای بهسازی آن باشد. پی با سطح افزایش‌یافته را در صورتی می‌توان در برابر بارهای جانبی مؤثر دانست که ظرفیت کافی برای انتقال برش و لنگر در سطح تماس بین قسمت‌های قدیم و جدید فراهم شده باشد.

۲- *روش زیر دوخت:* از تعبیه ریزشمع در زیر پی‌ها می‌توان هم برای افزایش سطح آن و هم برای انتقال بار آن به لایه‌های باربر در اعماق پائین‌تر استفاده نمود. تعبیه‌ی ریزشمع عبارت است از برداشتن خاک نامناسب زیر پی و جایگزینی فوری آن با بتن، خاک مخلوط باسیمان، خاک مناسب، یا سایر مصالح. این کار باید در گام‌های زمانی و مکانی کوتاه انجام شود تا پایداری سازه به خطر نیفتد.

۳- *تعبیه مهارهای کششی:* از مهارهای کششی می‌توان با سوراخ کردن خاک زیر شالوده و تثبیت مهار با ملات در خاک باربر زیرین و سپس اتصال مهار به صورت پیش کشیده یا غیر پیش کشیده به شالوده برای مقابله با برکنش استفاده نمود. درهرحال، تنش‌های فشاری زیر پی که در این حالت افزایش یافته‌اند باید طبق معیارهای پذیرش فصل ۴ کنترل گردند. به جای این مهارها می‌توان از شمع نیز استفاده کرد.

۴- *افزایش عمق مؤثر شالوده:* در این روش بتن جدید روی شالوده قدیم ریخته می‌شود تا مقاومت برشی و خمشی آن را افزایش دهد. البته بتن جدید را باید با آرماتور دوخت کافی به بتن قدیم متصل نمود. اگر لازم باشد باید از آرماتور افقی نیز در بتن جدید برای مقابله با خمش استفاده کرد. این روش هم برای شالوده‌های تکی و هم برای شالوده‌های گسترده قابل‌اجراست. در بعضی حالات نیز افزایش عمق پی با ریختن بتن و احداث یک دال روی شالوده گسترده قدیمی انجام می‌گیرد.

۵- *تعبیه شمع‌های بتنی در زیر شالوده‌های تکی یا گسترده‌ی موجود:* می‌توان از تعدادی شمع جدید در زیر شالوده‌های تکی یا گسترده‌ی موجود استفاده کرد به شرط آنکه موقعیت آن‌ها طوری انتخاب شود که بر شالوده موجود تنش بیش از حدی وارد ننماید.

۶- *تغییر سازه ساختمان برای کاهش نیرو یا تغییر مکان شالوده:* این روش شامل کاهش جرم یا کاهش تعداد طبقات ساختمان یا اضافه کردن عناصر باربر مناسب (مانند مستهلک کننده‌های انرژی) است تا مقدار بار وارده به شالوده را کاهش دهد. از دیوارهای برشی یا مهاربندی جدید نیز برای کاهش نیرو یا تغییر مکان شالوده‌های موجود می‌توان استفاده نمود.

۷- *اتصال شالوده های تکی با شناژ:* در این روش از شناژ برای اتصال شالوده‌های تکی استفاده می‌گردد تا گیرداری پای ستون‌ها را افزایش داده و بار جانبی را بین شالوده‌های مختلف توزیع نماید.

۸- ارتقاء کیفیت خاک موجود: این روش شامل گروتینگ خاک موجود برای بهبود آن هست.

ب- معیارهای بهسازی پی‌های عمیق

۱- *تعبیه شمع‌ها یا چاهک‌های جدید:* استفاده از این روش می‌توان مؤثر باشد به شرطی که افزایش سطح و آرماتورگذاری جدید در سر شمع موجود با ضوابط گفته شده در مورد افزایش سطح پی‌های موجود طبق بند بالا (ت۶-۴-۳-۴ (الف)) سازگار باشد.

۲- *افزایش عمق مؤثر سر شمع:* افزودن بتن و آرماتور جدید روی سر شمع‌های موجود می‌تواند در افزایش ظرفیت برشی و خمشی آن مؤثر باشد، به شرطی که سطح تماس بتن‌های جدید و قدیم برای انتقال نیروهای موجود طراحی شود.

۳- *ارتقای کیفیت خاک مجاور سر شمع موجود:* این روش به شرط سازگاری با ضوابط فصل ۴ دستورالعمل می‌تواند مؤثر باشد.

۴- *افزایش سطح مربوط به فشار مقاوم در سر شمع :* اضافه کردن سطح بتن مسلح جدید به سر شمع‌های موجود می‌تواند در افزایش سطح باربر سر شمع در راستای قائم مؤثر بوده و به افزایش باربری جانبی آن منجر شود.

۵- *تغییر سیستم باربر ساختمان برای کاهش پاسخ لرزه‌ای:* در این روش از اجزای باربر جانبی جدید برای کاستن از نیرو و تغییرمکان پی‌ها استفاده می‌شود.

۶- *ساخت شمع‌ها یا چاهک‌های مایل:* افزودن شمع یا چاهک مایل می‌تواند در افزایش باربری جانبی روش مؤثری باشد. البته در زلزله‌های اخیر در مواردی که این اجزا در خاک روانگرا اجراشده‌اند، رفتار مناسبی نداشته‌اند. این موضوع را باید در بندرها و یا در مناطقی که سطح آب زیرزمینی بالا است مورد توجه قرار داد. علاوه بر این، ضوابط مربوط در فصل ۴ دستورالعمل نیز باید مد نظر قرار گیرد.

۷- *افزایش ظرفیت کششی شمع یا چاهک و اتصال به روسازه:* اگر از آرماتورگذاری جدید به این منظور استفاده شود باید ضوابط بخش ۶-۲ رعایت گردد.

تفسیر فصل ۷

ساختمان ها و اجزای مصالح بنایی

ت۷-۱- محدوده کاربرد

دیوارهای مصالح بنایی در ساختمانها می توانند مسلح یا غیر مسلح، دارای بلوکهای پر نشده، نیمه پر یا پر و همچنین مختلط یا غیر مختلط باشند. ضوابط ارایه شده در این فصل تنها مربوط به ساختمانهای مصالح بنایی غیر مسلح کلافدار و بدون کلاف متشکل از واحدهای آجری یا بلوک سیمانی می باشد. ضوابط این فصل شامل ساختمانها و بناهای تاریخی نمی شود. روشهای تعمیر اعضای بنایی آسیب دیده در زلزله نیز شامل این دستورالعمل نمی شود. برای اطلاعات بیشتر درباره ارزیابی و تعمیر آنها می توان به نشریه های FEMA 307, FEMA 306 رجوع نمود.

لازم به یادآوری است که بنا به دلایل زیر حاشیه ایمنی در برابر فروریزش در روال ارزیابی و بهسازی ساختمان های مصالح بنایی دارای دیوار باربر و ساختمان های با قاب بتنی و فولادی دارای میانقاب مصالح بنایی کم بوده و یا تعیین آن مشکل می باشد:

۱- ساختمانهای دارای دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح به طور ذاتی سیستم های ترد می باشند که در بعضی از مودهای رفتاری و پیکربندی ظرفیت شکل پذیری محدودی نشان می دهند.

۲- رفتار این گونه ساختمان ها متکی بر اصطکاک می باشد که مقدار آن تابع بار قائم ناشی از وزن دیوار و سایر بارهای وارد بر آن بوده و علاوه بر این رفتار اینگونه ساختمان ها به مشخصات مصالح بستگی داشته که این مشحصات نیز بسیار متغیر می باشد.

۳- در این ساختمانها مقاومت و سختی در هر چرخه پاسخ دچار زوال می گردد بنابراین اینگونه ساختمانها به زلزله های با بزرگا و مدت زمان بیشتر و دارای پس لرزه های متعدد از لحاظ خرابی تجمعی آسیب پذیر می باشند.

۴- هرچند که مدلسازی غیرخطی ساختمان دارای دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح امکان پذیر است اما تجارب تا کنون بیان گر آن است که مدل های تحلیلی به علت تغییرات در مقاومت و شرایط واقعی مصالح، همیشه قادر به تخمین قابل اعتمادی از عملکرد نمی باشند.

ت۷-۲- مشخصات مصالح

کلیه موارد مربوط به بازرسی وضعیت موجود و تعیین مشخصات ساختمان های مصالح بنایی در فصل دوم آورده شده است.

ت۷-۳- انواع دیوارهای بنایی

دیوارهای بنایی به دو دسته سازه ای و غیر سازه ای تقسیم می شوند. دیوارهای سازه ای وظیفه تحمل بارهای جانبی یا بارهای ثقلی یا هر دو را دارند.

دیوارهای مصالح بنایی در ساختمانها می توانند مسلح یا غیر مسلح، دارای بلوکهای پر نشده، نیمه پر یا پر و همچنین مختلط یا غیر مختلط باشند.

ت۷-۳-۱-دیوارهای سازه ای موجود

مهندس طراح باید بتواند با بازدید و بازرسی ساختمان، شرایط مصالح بنایی را به شرایط خوب، متوسط و ضعیف طبقه بندی کند. مصالح با کیفیت خوب مصالح بنایی عاری از معایب ظاهری مانند ترک خوردگی‌های سطحی و غیره می باشد. مصالح با کیفیت متوسط مصالح بنایی دارای معایب ظاهری سطحی و محدود مانند ترک خوردگی های ریز می باشد. مصالح با کیفیت بد مصالح بنایی است که کاهش کیفیت قابل توجهی یافته و دارای معایب ظاهری عمیق و گسترده مانند شکاف های عمیق و آسیب های ناشی از رطوبت، مواد مضر و هوازدگی می باشد.

دیوارهای با کیفیت ضعیف، در ارزیابی ساختمان موجود نباید به عنوان دیوار سازه ای در نظر گرفته شوند.

ت۷-۳-۲-دیوارهای سازه‌ای جدید

اطلاعات بیشتر درباره طراحی لرزه ای دیوارهای سازه ای جدید در استاندارد ۲۸۰۰، مباحث ۶ و ۸ مقررات ملی ساختمان ایران و FEMA P-750 آورده شده است.

ت۷-۳-۳-دیوارهای تقویت شده

روش‌های تقویت دیوارهای موجود عملکرد دیوار را در برابر نیروی‌های لرزه ای در داخل و خارج از صفحه بهبود می بخشد. برخی از این روشها عبارتند از :

۱- *پر کردن بازشوها در دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح:* در صورت پر کردن بازشو ها، سیستم به صورت یکپارچه عمل خواهد کرد به شرطی که سطح بین مصالح جدید و قدیم از مقاومت برشی بیشتری نسبت به مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی قدیم برخوردار باشد. فرضیات مربوط به سختی، ضوابط مربوط به مقاومت و معیارهای پذیرش تغییر شکل ها مانند دیوارهای بنایی یکپارچه بهسازی نشده در نظر گرفته می‌شود. تفاوت در مدول ارتجاعی و مقاومت دیوارهای بنایی جدید و قدیم باید دیده شود.

۲- *بزرگ کردن بازشو:* گاهی ممکن است بازشوها با تخریب قسمت هایی از مصالح در بالا یا پایین در و پنجره، افزایش داده شوند. فرضیات مدل‌سازی، ضوابط مقاومت و معیارهای پذیرش باید طوری در نظر گرفته شوند که شرایط نهایی دیوار را بیان کنند. بزرگ کردن بازشو با هدف افزایش نسبت ارتفاع به طول دیوار و پایه‌های بین بازشوها برای تغییر حالت حدی از برش به خمش انجام می گردد. این روش تنها برای دیوارهای غیرمسلح به کار می‌رود.

۳- *شاتکریت:* اگر اتصال موجود در مرز بین شاتکریت و مصالح بنایی به نحوی باشد که بتواند کرنش یکسانی در عناصر درتماس ایجاد کند دیوار بنایی تقویت شده با شاتکریت به عنوان یک مقطع مرکب خواهد بود. در محاسبه تنشها تفاوت مدول ارتجاعی مصالح لحاظ می‌شود. در طراحی شاتکریت می توان مقاومت مقطع مرکب را منظور کرد یا برای دیوارهای بنایی تقویت شده از مقاومت دیوار صرف نظر نموده و فقط مقاومت شاتکریت منظور گردد. پیش از آغاز عملیات شاتکریت

لازم است سطح دیوار با برداشتن رنگ یا هر نوع پوشش که باعث کاهش چسبندگی بین دو بخش می گردد آماده سازی و مرطوب شود. مخلوط شاتکریت باید جمع شدگی کم داشته و میزان جمع شدگی آن با مرطوب نگهداشتن آن حداقل گردد.

۴- *ایجاد روکش یا مسلح کردن سطح دیوارهای بنایی غیر مسلح با استفاده از آرماتورهای نصب شده نزدیک سطح:* دیوار بنایی با روکش، یک مقطع ترکیبی است که توسط میل مهارهایی پوشش را به دیوار متصل نموده است. تنش های ایجاد شده در دیوار و روکش با توجه به مدول ارتجاعی متفاوت این دو محاسبه می شود. معیارهای پذیرش و ضوابط مدل‌سازی و مقاومت برای دیوارهای روکش دار هم مانند دیوارهای بنایی غیر مسلح موجود در نظر گرفته می شود.

۵- *هسته های مسلح برای دیوارهای بنایی غیر مسلح:* این روش باعث می شود که دیوار مانند یک دیوار بنایی مسلح رفتار کند به شرطی که مرز بین آرماتورگذاری جدید و دوغاب و همچنین سطح هسته مناسب باشد تا بتواند کرنش را به مصالح بنایی انتقال دهد. همچنین باید آرماتورگذاری قائم در پای دیوار دارای عمق دفن کافی برای به تسلیم رساندن آرماتور در کشش باشد. معیارهای پذیرش و ضوابط مدل‌سازی و مقاومت برای دیوارهای بنایی با هسته های مسلح هم مانند دیوارهای بنایی مسلح در نظر گرفته می‌شود. این ضوابط در این ویرایش دستورالعمل داده نشده است و باید به مراجعی نظیر دستورالعمل ASCE-41 مراجعه شود.

۶- *ایجاد هسته پیش تنیده برای دیوار مصالح بنایی غیر مسلح:* هسته پیش تنیده دارای تاندون‌های مهار نشده در نظر گرفته می شود تا به صورت دیوار بنایی غیر مسلح با افزایش تنش فشاری عمودی رفتار کند. کاهش نیروی پیش تنیدگی به علت اثرات ناشی از خزش و جمع شدگی مصالح بنایی باید در تحلیل‌ها در نظر گرفته شود. فرضیات سختی، معیارهای مقاومت و معیارهای پذیرش برای دیوارهای بنایی غیر مسلح با تاندونهای پیش کشیده مهار نشده مشابه دیوارهای بنایی غیر مسلح که تحت تنش فشاری عمودی قرار دارند، می باشد.

۷- *تزریق دوغاب:* دوغابی که برای پر کردن حفره ها و ترکها استفاده می شود باید دارای مقاومت، مدول ارتجاعی و مشخصات حرارتی سازگار با مصالح بنایی موجود باشد. در طول فرآیند پر کردن با دوغاب باید از پر شدن کامل حفره ها توسط دوغاب اطمینان حاصل شود. ضوابط مربوط به سختی در مدل‌سازی، معیارهای مقاومت و معیارهای پذیرش برای دیوارهای بنایی با تزریق دوغاب مطابق دیوارهای موجود در نظر گرفته می شود.

۸- *بندکشی مجدد:* مقاومت چسبندگی ملات بندکشی جدید باید مساوی یا بیشتر از ملات اصلی باشد. مقاومت فشاری ملات جدید باید مساوی یا کمتر از ملات اصلی باشد. ضوابط سختی، معیارهای مقاومت و معیارهای پذیرش برای دیوارهای بنایی بندکشی مجدد شده همان ضوابط مربوط به دیوارهای بنایی موجود می باشد.

۹- *دیوارهای بنایی مهاربندی شده:* دیوارهای بنایی با نسبت ارتفاع به ضخامت بیشتر از مقادیر مجاز در جدول (۷-۳) یا دیوارهای دارای تنش های خمشی خارج از صفحه بیش از مقادیر مجاز بند ۲-۷-۴-۲، می‌توانند با المان‌های سازه‌ای خارجی مهاربندی شوند. مهارها و اتصالات مهاربندی باید دارای مقاومت کافی باشند تا بتوانند نیروها را از دیوار بنایی به دیافراگم سقف و کف انتقال دهند. فاصله بین مهاربندهای عمودی نباید از نصف ارتفاع طبقه تجاوز کند. تغییر شکل اعضای مهاربندی شده که مطابق فصل ۹ محاسبه می شود، نباید بیشتر از ۱۰٪ ضخامت دیوار باشد. تغییرشکل‌های خارج از صفحه

دیوارهای بنایی مهاربندی شده ناشی از بارهای سقف یا کف باید در نظر گرفته شود. ضوابط سختی، معیارهای مقاومت و معیارهای پذیرش برای دیوارهای بنایی مهارشده باید با ضوابط مربوط به دیوارهای بنایی موجود سازگار باشد. باید اثر کاهش دهانه دیوارهای بنایی در محاسبات در نظر گرفته شود.

۱۰- *المان های سخت کننده*: دیوارهای بنایی با سختی و مقاومت خارج از صفحه‌ی ناکافی بهتر است که با اعضای خارجی سازه ای تقویت شوند. اعضای سخت کننده باید بتوانند سهم بار لرزه ای خود از نیروی لرزه ای وارد بر صفحه دیوار را تحمل کنند. اتصالات انتهایی المان‌های سخت کننده باید نیروهای عکس‌العمل انتقالی را تحمل کنند. در هنگام محاسبه نسبت جابجایی نسبی طبقات باید انعطاف‌پذیری المان‌های سخت کننده در نظر گرفته شود. ضوابط سختی، معیارهای مقاومت و معیارهای پذیرش برای دیوارهای بنایی سخت شده باید با ضوابط مربوط به دیوارهای بنایی موجود سازگار باشد. عملکرد سخت کنندگی المانهای جدید باید در نظر گرفته شود.

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

تفسیر ندارد.

ت۷-۴-۱- مدل‌سازی

کنترل درزهای قائم بین واحدهای بنایی

خالی ماندن درزهای عمودی از ملات بین واحدهای ساختمانی (آجرها) از روش‌های ناصحیح رایج آجرچینی در ایران می باشد که باعث کاهش شدید مقاومت خارج از صفحه و کاهش ظرفیت برشی درون صفحه دیوار می گردد. بنابراین در محاسبات باید از سطح مقطع خالص دیوار استفاده کرد.

لوله و دودکش درون دیوار باربر

عبور دادن لوله و دودکش از درون دیوار سبب ایجاد انفصال در محل عبور و در نتیجه کاهش مقاومت خارج از صفحه و درون صفحه دیوار می گردد. چنانچه قطر لوله نسبت به ضخامت دیوار کم باشد، عبور لوله از درون دیوار، تأثیر محسوسی بر مقاومت دیوار نخواهد داشت. لذا در صورتی که قطر لوله از $\frac{1}{6}$ ضخامت دیوار کمتر باشد، دیوار آسیب پذیر تلقی نمی گردد.

کنترل وجود هشتگیر

با توجه به اینکه در اکثر مواقع اجرای اتصال مناسب در هشتگیر عملی نمی باشد، استفاده از روش هشتگیر در اجرای دیوارها باعث ایجاد انفصال در دیوار و در نتیجه کاهش مقاومت خارج از صفحه و درون صفحه دیوار می گردد.

کنترل کلاف

در صـورتی که ضوابط مبحث ۸ مقررات ملی ساختمان ایران در اجرای کلاف و دیوار رعایت شده باشد، می‌توان دیوار را در مدل به صورت پیوسته در نظر گرفت.

کنترل اجرای واحدهای بنایی

نبود همپوشـــانی کافی بین واحدهای بنایی در دیوار و قرارگرفتن درزهای عمودی رج های در امتداد یکدیگر، و یا وجود درزهای قائم نسـبتا ضـخیم باعث ایجاد ضـعف های محلی در این نواحی از دیوار می گردد. همچنین ترک‌هایی که در امتداد قطر دیوار می باشند باعث کاهش ظرفیت برشی دیوار می گردند. محدودیت عرض ترک در امتداد قطر دیوار از ضوابط مندرج در FEMA178 و FEMA310 اقتباس شده است.

کنترل نیروی رانش در سقف‌های قوسی و شیبدار

مؤلفه افقی نیروی انتقالی از سقف‌های قوسی و شیبدار به بالای دیوارهای باربر خارجی، به صورت نیروی رانش در این نقاط عمل نموده و سبب کاهش مقاومت خارج از صفحه دیوار می گردد.

ت۷-۵- بررسی رفتار داخل صفحه دیوارها و پایه های مصالح بنایی

الزامات این بخش برای دیوارهای برشـی طره ای که تکیه گاه آنها در برابر چرخش ثابت است و پایه های بین بازشوهای درها و پنجره‌ها که در بالا و پایین در برابر چرخش ثابت هستند، قابل کاربرد می باشد. در شکل (۷-۱) نسبت تغییرمکان المان، برابر با نسبت تغییر مکان جانبی موثر (Δ_{eff}) به ارتفاع موثر المان (h_{eff})، می باشـد. ارزیابی این پارامترها، بسـته به هندسـه دیوار و پیکربندی پایه است.

ت۷-۵-۱- سختی

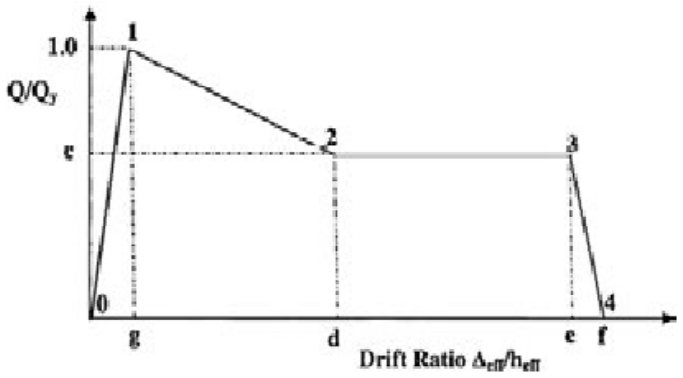
در طبقات با دیافراگم صـلب، نیروی جانبی با اسـتفاده از سختیهای ارائه شده در این بند، بین دیوار و پایه های مختلف توزیع می شـود. روابط ارائه شـده در بند (۷-۵-۱) دسـتورالعمل به دلیل اینکه شرایط گیرداری کامل در ساختمانهای بنایی محقق نمی شود، به صورت ایده آل می باشند.

ت۷-۵-۱-۱- روش خطی

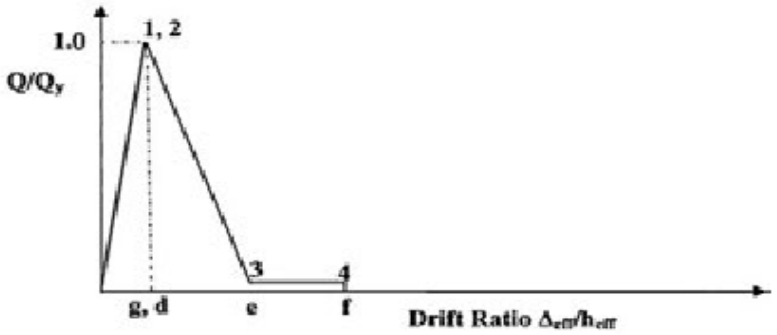
در تحلیل های خطی، سـختی جانبی درون صـفحه پایه ها یا دیوارهای با مصالح بنایی غیر مسلح متناسب با خصوصیات هندسی سـطح مقطع ترک نخورده، بدون در نظر گرفتن پوشـش نما محاسبه می شود. برش طبقه در دیوارهای دارای بازشو به نسبت سختی جانبی پایه‌های بین بازشـو ها توزیع می شـود. ذکر این نکته ضروری است که شرایط گیرداری کامل در ساختمان های واقعی محقق نمی شود.

ت۷-۵-۱-۲- روش غیرخطی

رابطه نیرو- تغییر شکل در روش غیرخطی به فرم شکل (ت-۷-۱) برای پارامترهای تغییر شکل کنترل و به صورت شکل (ت-۷-۲) برای پارامترهای نیرو کنترل در نظر گرفته می شود.



شکل ت-۷-۱-رابطه نیرو- تغییرشکل اعضای تغییر شکل کنترل



شکل ت۷-۲-رابطه نیرو- تغییرشکل اعضای نیرو کنترل

ت۷-۵-۲- مقاومت

ت۷-۵-۲- ۱-کلیات

در هنگام محاسبه مقاومت جانبی دیوارها ممکن است یکی از چهار مود خرابی بحرانی باشد. به طور معمول برای دیوارهای بنایی غیر مسلح هنگامی که تحت تنش های محوری قائم با مقادیر کم قرار می گیرند، احتمال حاکم شدن مود خرابی حرکت گهواره ای و مود خرابی لغزش سطوح اتصال افزایش می یابد. در این شرایط مشاهده شده است که دیوار ظرفیت تغییر مکان‌های بزرگ را دارد. وقتی تنش محوری قائم زیاد می شود، احتمال حاکم شدن مود خرابی قطری و مود خرابی فشاری پنجه دیوار افزایش می یابد. ترکیب مودهای خرابی یا رویداد متوالی چند مود خرابی در رفتار دیوارهای غیرمسلح بنایی شایع می باشد.

ت۷-۵-۲- ۱-۱-تلاش های تغییر شکل کنترل

تفسیر ندارد.

ت۷-۵-۲- ۱-۲-تلاش های نیرو کنترل

تفسیر ندارد.

ت۷-۵-۲- ۲-روش خطی

هنگام محاسبه مقاومت داخل صفحه دیوار باید تاثیر دیوارهای عمود بر صفحه (به عنوان بال‌های مقطع)، و عناصر قائم که در برابر نیروی لرزه ای مقاوم هستند، در نظر گرفته شود.

ت۷-۵-۲-۲-۱-مقاومت جانبی مورد انتظار

اغلب دیوارهای مصالح بنایی، دارای مقطع غیر مستطیلی می باشند. مقاطع این دیوارها شامل مقطع دیوار داخل صفحه (به عنوان جان) به همراه مقطع دیوار متقاطع با آن (به عنوان بال) می باشد. این مقطع باعث افزایش مقاومت دیوار در رفتار درون صفحه می شود و مودهای خرابی، مقاومت حداکثر و ظرفیت تغییرمکانی را تحت تاثیر قرار می دهد.

الف: مقاومت برشی لغزشی

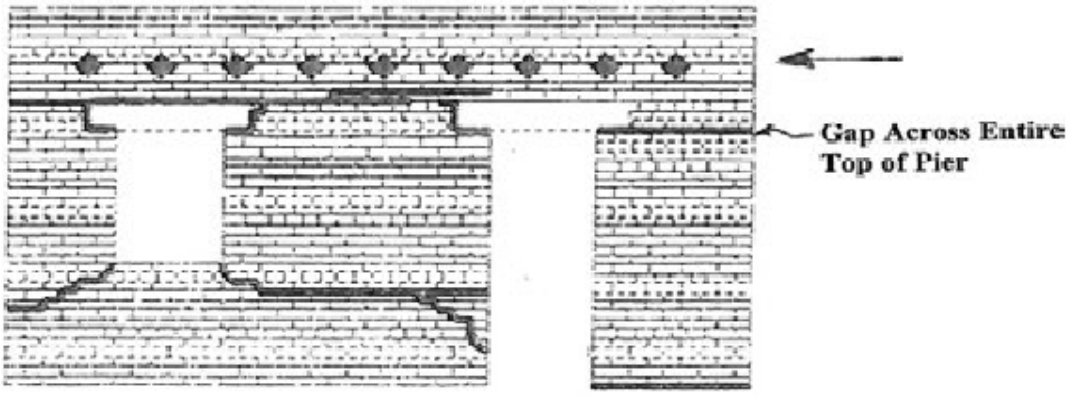
شکست ناشی از برش به دو شکل در دیوار روی می دهد.

در حالت اول مقاومت ملات در مراحل اولیه موثر بوده و رابطه شماره (۷-۴) دستورالعمل برقرار می باشد. با افزایش برش در دیوار شکست در ملات روی داده و ظرفیت مود خرابی لغزش اتصال تابعی از مقاومت اصطکاکی می باشد. هنگامی که مقاومت اصطکاکی به حد خود می رسد، این مود خرابی شروع به رخ دادن می کند.

حالت دیگر مود خرابی لغزش هنگامی است که ملات ضعیف، آجر قوی و تنش فشاری پایین باشد. در این حالت ترک به صورت پلکانی در درز قائم و افقی توسعه می‌یابد.

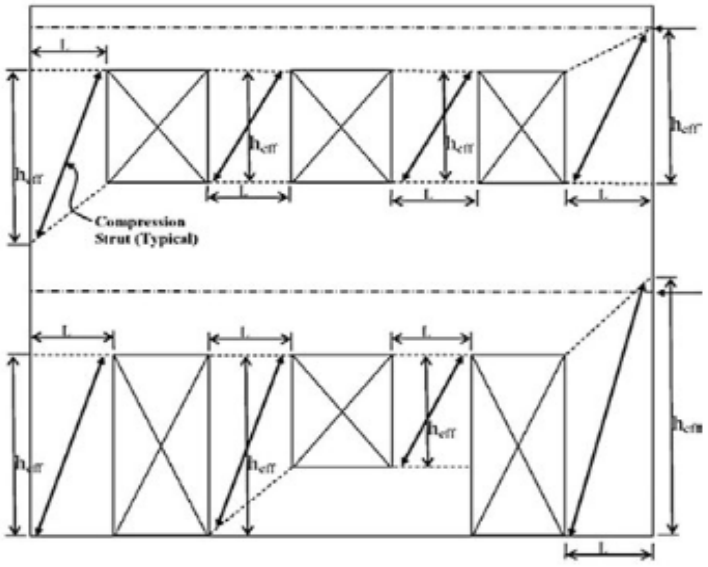
ب: مقاومت حرکت گهواره ای

در محاسبه مقاومت دیوار با در نظر گیری مود شکست حرکت گهواره ای در دیوار برشی بازشو دار، باید شرایط گیرداری یا عملکرد طره ای دیوار که بستگی به شرایط بالا و پایین دیوار دارد، بررسی شود. پتانسیل بلندشدگی دیوار و تاثیر زلزله قائم بر روی پاسخ دیوار موثر می باشد. (شکل ت-۷-۳)



شکل ت-۷-۳- مود حرکت گهواره ای در دیوارهای بازشو دار با پایه های غیرمشابه و دیوار با ارتفاع زیاد بالای بازشو می تواند باعث بلند شدگی آن دیوار و ایجاد فاصله سراسری در پایه ها و ناپایداری پایه های باریک گردد

در دیوارهای دارای بازشـو های با ابعاد مختلف، ارتفاع موثر در رابطه تعیین مقاومت، به جهت وارد شـدن بار بستگی دارد. (شکل ت-۷-۴). زاویه مفصل پایه ها در حالت کلی تابعی از ابعاد بند قائم و افقی و ترک پلکانی در بند ملات می باشد.



شکل ت-۷-۴- ارتفاع موثر که با توجه به جهت زلزله وارده متغیر می باشد.

همچنین دیوارهایی که دارای مقاطع بال دار می باشند مقاومت بیشتری در مود گهواره ای دارند. در دیوارهایی که حرکت گهواره ای دارند و دارای نیروی محوری زیاد می باشـند، مود خرابی پاشـنه اغلب به عنوان دومین مکانیزم تسـلیم هنگامی که دیوار تحت تغییرمکان جانبی بزرگ می باشد، عمل می کند.

ت۷-۵-۲- ۲-۲-کرانه پایین مقاومت جانبی

الف: مود شکست قطری:

در حالت مود شکست قطری، ترک های قطری در مصالح بنایی رخ می دهد و عملکرد پیچیده ای را ایجاد می کند. این ترک‌ها به دلیل افزایش تنش کششی در هنگام زلزله اتفاق می‌افتد. ترک‌های قطری معمولا ناشی از آجر ضعیف، ملات قوی، و تنش فشاری زیاد می باشند و رفتار با شکل‌پذیری کم دارند. اکثر اوقات این ترک ها به صورت ناگهانی و با شکست ترد رخ می دهند و ظرفیت تحمل بار قائم به سرعت کاهش می یابد. این ترک ها می توانند تا پنجه دیوار ادامه یابند و در نهایت مثلث های ایجاد شده بین بالا و پایین ترکها از هم جدا می شوند. در بعضی حالات افت نیرو می تواند به صورت تدریجی و به همراه افزایش اندازه ترک و گسترش ترک در هر چرخه صورت پذیرد. رابطه پیشنهاد شده برای مقاومت جانبی دیوار در این حالت توسط Turnšek andSheppard (1980). پیشنهاد شده است. این رابطه به طور کلی برای دیوارهایی با $0.67 \leq L/h_{eff} \leq 1.0$ معتبر است.

در شرایطی که تنش روی دیوار کم می باشد و همچنین مقاومت ملات هم نسبت به آجر پایین است، ترک های قطری قبل از لغزش سطوح اتصال رخ نمی دهد.

ت۷-۵-۲- ۲-۳- کرانه پایین مقاومت فشاری قائم

تفسیرندارد.

ت۷-۵-۲- ۳ -روش‌های غیرخطی

تفسیر ندارد.

ت۷-۵-۳-معیارهای پذیرش

ت۷-۵-۳-۱-کلیات

بررسی وضعیت عملکرد دیوارهای مصالح بنایی در عملکرد داخل صفحه به دلیل اثر همزمان مودهای خرابی و... پیچیده می باشد. کاهش سختی به خاطر شکست برشی در رفتار داخل صفحه باعث افزایش احتمال ناپایداری رفتار خارج از صفحه دیوار نیز می شود.

به طور معمول مودهای خرابی خارج از صفحه زودتر از خرابی داخل صفحه اتفاق می افتند.

ت۷-۵-۳-۲-روشهای خطی

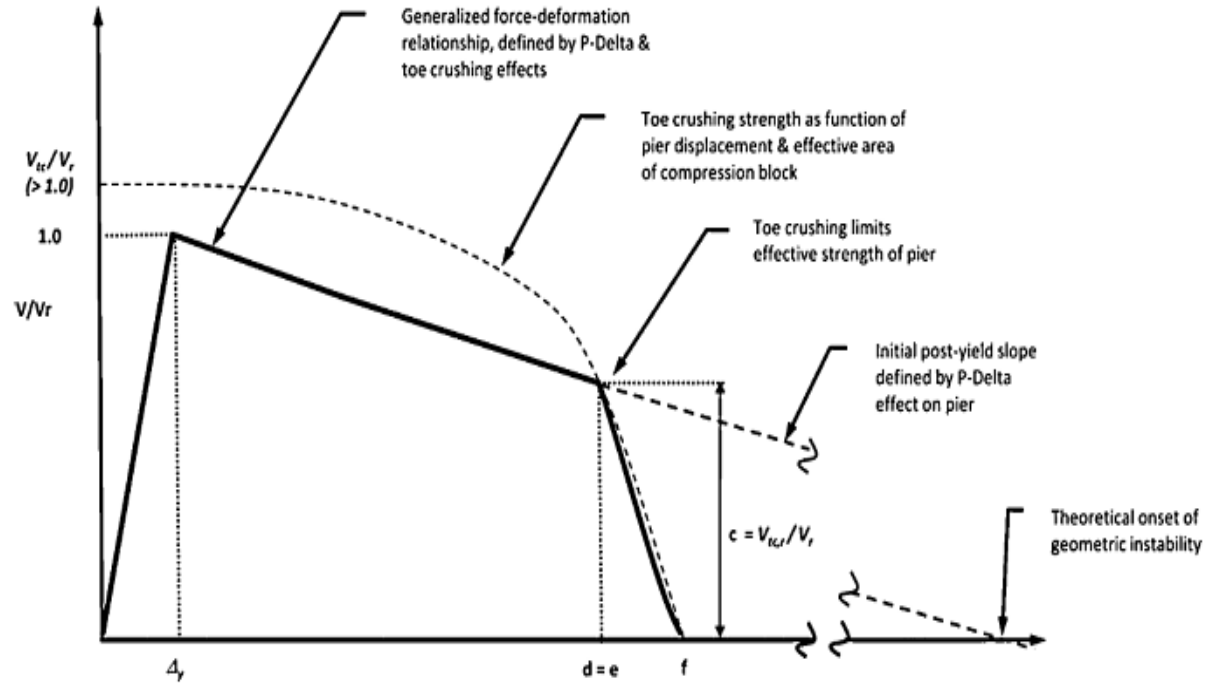
اعداد جدول معیارهای پذیرش در روش خطی در حالت مود خرابی حرکت گهواره ای بر پایه آزمایش هایی از دیوارهای بنایی غیر مسلح منحصر به فرد که حرکت گهواره ای مود اصلی پاسخ آن می باشد به دست آمده است و اطلاعات کافی برای تخمین

نسبت جابجایی نسبی تسلیم، بیشترین مقادیرنسبت جابجایی نسبی مورد آزمایش و نسبت تنش محوری را دارد. بیشترین مقدار ضرایب m به عنوان مقادیر مجاز جابجایی نسبی دیوارها در حالت مود گهواره ای استفاده می شوند.

در حالت خرابی لغزش سطوح اتصال، استفاده از مقادیر V_{bjs} در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه و دیگر سطوح عملکرد وابسته به میزان ترک خوردگی قابل انتظار در هر کدام از سطوح عملکرد می باشد.

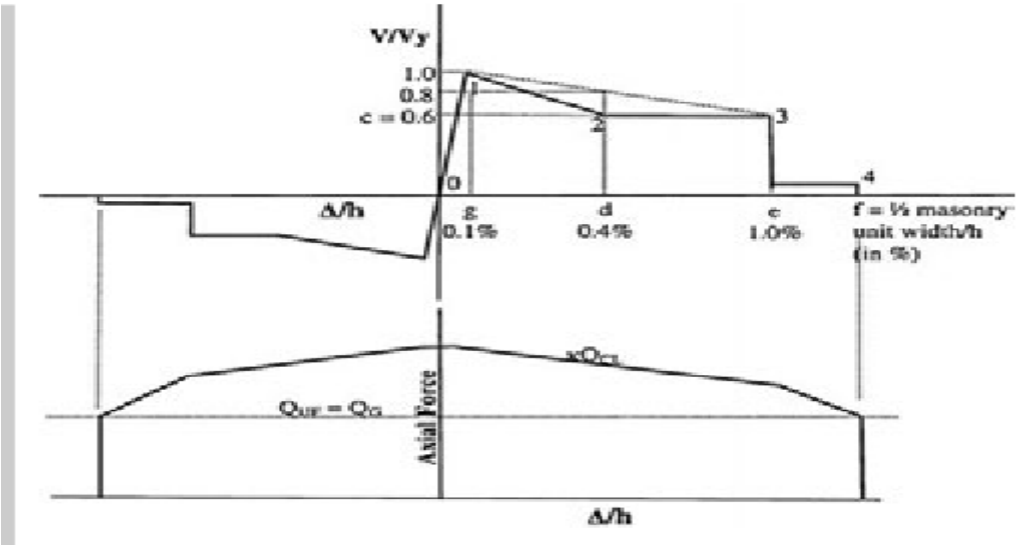
ت۷-۵-۳-۳-روشهای غیرخطی

رفتار غیرخطی دیوارهای بنایی غیر مسلح در حالت مود حرکت گهواره ای معمولا در انتها با شیبی منفی که به خاطر اثر پی دلتا، احتمال خرابی در پاشنه دیوار و... می باشد، همراه است. همچنین ناپایداری هندسی دیوار که در اثر پی دلتا ایجاد شده است، می تواند ظرفیت تغییرشکل نهایی را تحت تاثیر قرار دهد. همچنین باید توجه شود که سیستم دارای حرکت گهواره ای میرایی چرخه ای بسیار کمی دارد. نتایج آزمایشگاهی نشان می دهند که برای دیوارهای بنایی غیر مسلح تغییر مکان نسبی حداقل ۱/۵٪ قابل تحمل می باشد به شرطی که مود خرابی پاشنه در مقادیر کم تغییر مکان نسبی کنترل کننده نباشد. برای مقادیر تغییرمکان نسبی بیشتر از ۱/۵٪ عملکرد خارج از صفحه هم می تواند عملکرد دیوار را تحت تاثیر قرار دهد. (شکل ت۷-۵)



شکل ت۷- ۵- منحنی نیرو-تغییرشکل دیوارهای بنایی غیر مسلح

لغزش سطوح اتصال: تحقیقات نشان می دهد که حدود تغییر شکل مجاز برای سطح عملکرد ایمنی جانبی و آستانه فرو ریزش اعضای غیر سازه ای می تواند افزایش یابد. (Magenes and Calvi 1992, Manzouri 1995 Russell 2010). Moon et al. (2006) نمودار نیرو – تغییرشکلی را پیشنهاد نمود (شکل ت۷-۶).



شکل ت۷- ۶-مود خرابی لغزش سطوح اتصال

وقتی که لغزش در درز افقی دیوار اتفاق می افتد، به خاطر کاهش ســـطح باربر پایه دیوار، افزایش تدریجی تنش های محوری و متناظر با آن کاهش در مقاومت محوری اتفاق می افتد.

ت۷-۶- بررسی رفتار خارج از صفحه دیوارها و پایه های مصالح بنایی

تفسیرندارد.

ت۷-۶-۱-سختی

تفسیر ندارد.

ت۷-۶-۲-مقاومت

در صورت وجود بازشو در دیوار، منظور نمودن اثر کنش قوسی نیاز به تحلیل و بررسی بیشتری دارد. برای منظور نمودن اثر کنش قوسی می توان به فصل ۸ مراجعه نمود.

ت۷-۶-۳-معیارهای پذیرش

برای اطلاعات بیشــتر درباره ارزیابی پایداری خارج از صـفحه دیوار مصـالح بنایی می توان به مراجعی نظیر Methodology for Mitigation of Seismic Hazards in Existing Unreinforced Masonry Buildings (ABK 1984). مراجعه کرد. در ضـریب لاغری h/t پیشنهادی فرض می شود که اتصال بین دیوار و دیافراگم برای تحمل نیروها از دیوار به دیافراگم کافی می باشد. دیافراگم های چوبی اگر مقاوم باشند می توانند نیرو هایی را که از بین اتصالات به دیوارها منتقل می‌شوند

را حمل کنند. اتصالات بین دیوار و دیافراگم باید پایداری خارج از صفحه را تامین کنند زیرا دیوار اگر اتصال ناکافی به دیافراگم بالایی داشته باشد، حالت طره ای خواهد داشت و ناپایداری افزایش می یابد.

تحقیقات نشـان می دهد که نسبت های h/t در جدول برای دیوارهای بنایی غیر مسلح تحت پاسخ ناشی از حرکات دور از گسل زمـیـن بـا sa1 کـمـتـر از g ۰/۴۵ مـحـافـظـه کـارانـه مـی بـاشـــد. (Sharif et al. 2007و Dizhur et al. 2010و Derakhshan2011)

تحقیقات نشان می دهد که دیوارهای با نسبت لاغری برابر و ضخامت متفاوت هم رفتار یکسانی ندارند.

در دیوارهای با نسـبت لاغری برابر، دیواری که ضخامت بیشتری دارد پایداری بیشتری دارد. (Sorrentino et al. (2008) and Derakhshan (2011) پیش بینی کردند که ارتفاع ترک می تواند بر پایداری تاثیرگذار باشـد. لذا این تاثیر باید در مدلها دیده شود.

ت۷-۷-شالوده ساخته شده با مصالح بنایی

تفسیرندارد.

ت۷-۷-۱-انواع فونداسیون ساخته شده با مصالح بنایی

فونداسیونهای گسترده نیروی قائم را از ستونها و دیوارها به خاک انتقال می دهند. نیروهای لرزه ای و فشار مقاوم خاک در سطح قائم فونداسیون توسط اصطکاک بین خاک و مصالح بنایی انتقال می یابد.

ت۷-۷-۲-تحلیل فونداسیون ها و دیوارهای نگهبان موجود

تفسیر ندارد.

ت۷-۸-معیارهای بهسازی

روشهای پیشنهادی بهسازی فونداسیون ها عبارتند از :

۱-تزریق دوغاب در فونداسیون های سنگی

۲-آرماتور گذاری و مسلح نمودن فونداسیون های بنایی

۳-پیش تنیده نمودن فونداسیون های بنایی

۴-تقویت فونداسیون با استفاده از مسلح نمودن و انجام شاتکریت

۵-تقویت فونداسیون با استفاده از مقاطع بتنی مسلح اضافه شده

تفسیر فصل ۸

دیافراگم‌ها و میانقاب‌ها

ت۸-۱- محدوده کاربرد

تفسیر ندارد.

ت۸-۲- دیافراگم

ت ۸-۲-۱- کلیات

دیافراگم کف ها نقش قابل توجهی در مسیر انتقال نیروهای جانبی به زمین دارند. دیافراگم ها نیروی اینرسی وارد بر اجزاء طبقه را به سیستم باربر جانبی منتقل می کنند.

ت۸-۲-۲- اجزای دیافراگم

ت۸-۲-۲-۱- جان (دال)

به جان دیافراگم دال یا عرشه نیز گفته می‌شود.

ت۸-۲-۲-۲- جزء لبه

تیرهای لبه دیافراگم برای افزایش ظرفیت خمشی در صفحه دیافراگم درنظر گرفته می‌شوند. سازه هایی که دارای دیوارهای بتنی در محیط دیافراگم هستند در صورتی‌که دیوارها دارای بازشوهای متعدد نباشند نیازی به تیر لبه ندارند.

ت۸-۲-۲-۳- جزء جمع‌کننده نیرو در دیافراگم

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۲-۴-کلاف کششی دیافراگم

برای تأمین انسجام دیافراگم کلاف های کششی دیافراگم در نظر گرفته می شوند. برای دیافراگم هایی که در محیط آنها دیوارهای سنگین وجود دارد نیروی اینرسی خارج از صفحه دیوار موجب کشش در دیافراگم می شود. برای مقاومت در برابر نیروی کششی از این کلافها استفاده می شود.

ت۸-۲-۳- دسته بندی دیافراگم از نظر صلبیت

دیافراگم ها از نظر سختی در صفحه خود به سه دسته تقسیم می شوند.

۱- دیافراگم صلب: اگر تحت بار جانبی، حداکثر تغییر شکل افقی دیافراگم (Δ_d) کوچکتر از نصف تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باشد یا به عبارت دیگر اگر $\frac{\Delta_d}{\Delta_{si} - \Delta_{si-1}} \leq \frac{1}{2}$ باشد دیافراگم صلب محسوب می شود. Δ_{si} و Δ_{si-1} به ترتیب متوسط تغییر مکان جانبی طبقه مورد نظر و طبقه زیرین است.

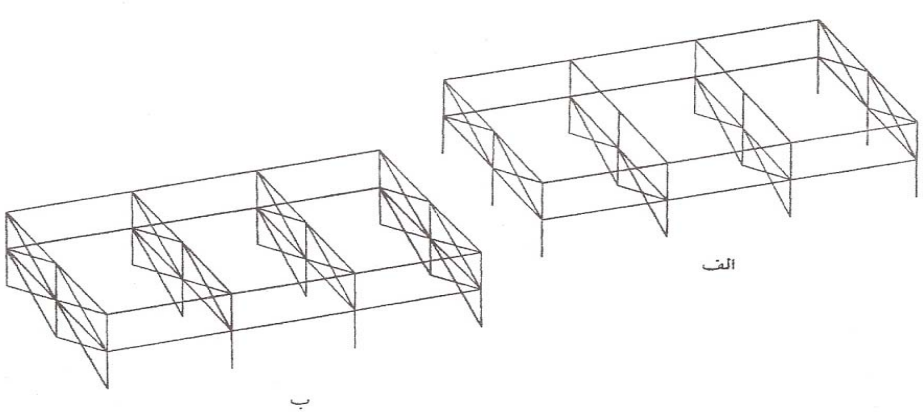
۲- دیافراگم نرم: اگر تحت بار جانبی، حداکثر تغییر شکل دیافراگم بزرگتر از دو برابر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باشد دیافراگم نرم محسوب می شود.

۳- دیافراگم نیمه صلب: اگر دیافراگم نه صلب باشد و نه نرم، نیمه صلب محسوب می شود.

به طور کلی دیافراگم های نرم منجر به (۱) افزایش زمان تناوب اصلی (۲) اضافه شدن یا تغییر مودهای ارتعاشی و (۳) تغییر توزیع نیروی اینرسی در صفحه دیافراگم می شوند.

ت۸-۲-۴-سختی، مقاومت، معیار پذیرش و راهکار بهسازی

دیافراگم طبقات درتعیین مسیر انتقال بار جانبی ایجاد شده در سازه تا تکیه گاه ها نقش قابل توجهی بر عهده دارد. دیافراگم طبقات نیروهای اینرسی (ایجاد شده در اجزای متصل به آن) را به اجزای سیستم باربر منتقل می‌کند. ساختمان‌های بسیاری به دلیل ضعف دیافراگم یا اتصال دیافراگم به سیستم باربر جانبی، هنگام زلزله تخریب شده یا خسارات زیادی را متحمل شده اند. به همین جهت ظرفیت باربری دیافراگم در صفحه افق و ظرفیت باربری اتصال سیستم باربر جانبی به دیافراگم ها باید متناسب با نیروهای ایجاد شده شده در نظر گرفته شود. دیافراگم طبقات باید برای نیروی اینرسی مطابق رابطه (۳-۱۳) کنترل شوند. تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی در ارتفاع، موجب قرار گرفتن دیافراگم صلب در مسیر بارهای جانبی می‌شود. در این صورت، دیافراگم باید ظرفیت انتقال بار و توزیع آن در سایر سیستم های باربر جانبی را داشته باشد. شکل (ت۸-۱) دو سیستم سازه ای را نشان می دهد که در آنها دیافراگم در مسیر انتقال بارجانبی قرار گرفته است. در شکل (ت۸-۱ الف) تغییر موقعیت سیستم باربرجانبی موجب انتقال تمام نیروها از طریق دیافراگم صلب شده است و در شکل (ت۸-۱-ب) تغییر سختی سیستم باربر جانبی در وسط سازه موجب انتقال بخشی از نیروها از طریق دیافراگم صلب شده است. زیرا سختی زیاد دیافراگم صلب در صفحهٔ خود تغییر مکان قابهای میانی و قابهای طرفین را برابر می سازد. اما سختی کم قاب‌های میانی در اولین طبقه موجب نیروی برشی کمی در آنها شده است. در حالی که به دلیل تشابه قابها در طبقات بالاتر نیروی برشی قابها یکسان بوده است. لذا مازاد نیروی برشی قابهای میانی باید از طریق دیافراگم به قابهای طرفین انتقال یابد. نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی باید از طریق تحلیل مدل مناسب برآورد شود و برای ارزیابی دیافراگم و اتصالات آن به سیستم باربر جانبی با نیروهای اینرسی جمع شود. چنانچه دیافراگم در مدل سازه در نظر گرفته شده باشد نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی مستقیماً از تحلیل مدل سازه برآورد می گردد. اما اگر دیافراگم ها در مدل وارد نشده باشند، نیروهای مذکور باید با استفاده از روش‌هایی مانند تحلیل مدل تیر بر روی تکیه گاه های (سیستم های باربر جانبی) ارتجاعی تخمین زده شود. برای این منظور دیافراگم به صورت یک تیر با سختی خمشی و برشی معادل سختی دیافراگم در صفحه افق و تکیه گاه های ارتجاعی با سختی معادل سیستم باربر جانبی در نظر گرفته می شود.



شکل (ت۸-۱) - دو سیستم سازه ای که در آنها دیافراگم در مسیر انتقال بارجانبی قرار گرفته است.
الف) تغییر موقعیت سیستم باربرجانبی و انتقال تمام نیروها از طریق دیافراگم
ب) تغییر سختی سیستم باربر جانبی در وسط سازه و انتقال بخشی از نیروها از طریق دیافراگم

ت۸-۲-۴-۱-جان

ت۸-۲-۴-۱-۱-دیافراگم های بتنی درجا

در دیافراگم‌های درجا، هنگامی که پیکربندی آنها منظم بوده و نسبت طول به عرض آنها نسبتاً کوچک (کمتر از ۳) می باشد در زلزله های گذشته رفتار نسبتاً خوبی داشته اند. دال های نازک بتنی روی تیرها و تیرچه های یک طرفه ظرفیت برش دیافراگم کمی دارند که با افزایش نسبت طول به عرض آنها غیر مطمئن تر نیز می شوند.

ت۸-۲-۴-۱-۱-۱-سختی

معمولا به کارگیری رفتار ارتجاعی خطی با در نظر گرفتن شرایط مقطع ترک نخورده و ضریب ارتجاعی بتن مطابق ضوابط آبا و مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان ایران در مدلسازی دیافراگم کفایت می کند.

ت۸-۲-۴-۱-۱-۲-مقاومت

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۱-۱-۳-معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۱-۱-۴-راهکارهای بهسازی

دیافراگم های بتنی درجا می توانند دارای گستره‌ای از ضعفها باشند. دو گزینه کلی برای اصلاح ضعفها وجود دارد: یا ارتقای مقاومت و شکل پذیری ، یا کاهش نیاز مقاومتی مربوط.

اجزای دیـافراگم را جداگانه می توان با اضـــافه نمودن آرماتور و بتن مقاوم کرده یا ارتقا داد. ضـــخامت دیافراگم را نیز می توان افزایش داد، اما وزن اضافه شده ممکن است شالوده را بیش بارگذاری نموده و نیروی زلزله را افزایش دهد. کاهش دادن نیاز مقاومتی را می‌توان با افزودن عناصر مقاوم جانبی اضافی، ایجاد میرایی اضافی ، یا با جداسازی لرزه ای ساختمان در پایه به انجام رساند.

ت۸-۲-۴-۱-۲- دیافراگم‌های بتنی پیش ساخته

دیافراگم های بتنی پیش ساخته شامل اجزای مختلفی هستند. بسیاری از قطعات اولیه توسط فولاد نرمه آرماتورگذاری شده بودند و مقاومت بتن آنها در محدوده $۲۰۰\ kg/cm^2$ بود. تیرهای مسـتطیلی، تیر T معکوس، تیر L، سـتون، مقاطع ناودانی، دال، T دوبله و T تک (مسـلح پیش تنیده و پس تنیده) انواع مختلف مقاطع متداول اولیه بوده‌اند. اتصـالات مورد اسـتفاده عموماً ترد هسـتند که در شـکل پذیری محدودشـان نیز با هم متفاوتند. مقاومت بتن با توسـعه صنعت پیش ساخته به $۴۰۰\ kg/cm^2$ ارتقا داده شد تا روند باز و دوباره استفاده کردن قالبها را تسریع نماید. تنها درصد اندکی از این سیستم ها با درنظر داشتن تراز نهایی نیروهای زلزله طراحی شده اند. روی دیافراگم های بام به ندرت رویه بتنی مرکب درجا ریخته می‌شود. اما دیافراگم های کف طبقات اکثراً دارای رویه بتنی در جا هستند.

دیافراگم های رویه دار ممکن است در زلزله دارای ضعف‌های زیر باشند:

- ضخامت ناکافی رویه و آرماتورگذاری ناقص؛
- اتصالات ترد بین اجزا؛
- نسبت بیش از حد بزرگ طول به عرض دیافراگم؛
- کم بودن یا عدم وجود آرماتور کلاف یا جمع کننده؛
- عدم کفایت ظرفیت انتقال برش در پیرامون؛
- عدم کفایت اتصالات و طول نشیمن اجزا در تکیه گاه‌ها،
- خوردگی اتصالات.

فارغ از اینکه دیافراگم‌ها در ابتدا برای زلزله طراحی شـده بودند یا نه، رفتار دیافراگم های پیش سـاخته در زلزله ۱۹۹۴ نورث‌ریج نشان داد که مرور موارد زیر باید به عنوان بخشی از برنامه ارزیابی یا بهسازی مد نظر قرار گیرد:

- قابلیت اطمینان فرض صـلبیت دیافراگم: در طی زلزله، دیافراگم ها تحت تغییر مکان‌های نسـبتاً بزرگی در اثر جاری شـدن آرماتورهای تعبیه شده به عنوان آرماتور حرارتی جان یا جاری شدن جمع کننده ها و کلاف‌های کششی و در بعضی حالات، نسبت بالای طول به عرض قرار می‌گیرند. گسیختگی ترد اتصال یک جزء به جزء دیگر نیز باعث ایجاد تغییر مکانهای بیش از حد انتظار می‌گردد. بنابراین تغییر مکان‌های دیافراگم ممکن است بسیار بزرگتر از تغییر مکانهای نسبی دیوار برشی همراه با آنها گردد و در نتیجه توزیع نیروهای زلزله بسـیار متفاوت از آنچه با فرض دیافراگم صـلب محاسـبه شـده خواهد شـد.

همچنین در زلزله ۱۹۹۴ نورث‌ریج، ستون‌هایی که فرض شده بود جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند به علت تغییر مکان‌های بیش از حد دچار فروریزش شدند.

- کامل بودن مسیر انتقال نیرو: اتصالات یا درزهای بین عضوهای پیش ساخته در دهانه‌ها و اتصالات در دو سر این اعضا عموماً با رویه بتنی نازکی پوشیده می شوند و اغلب آرماتور کمی دارند. واکنش سازه ای دیافراگم ممکن است به شدت تحت تأثیر رفتار در امتداد این درزها قرار گیرد. در مقاطع بحرانی ممکن است تقویت آرماتورها لازم شود.
- طراحی جمع کننده: کلاف‌ها و جمع کننده های دیافراگم باید طوری طراحی شود که حداکثر، جاری شدن محدودی در این نقاط روی دهد. در صورت احتمال وقوع جاری شدن، می توان رفتار شکل پذیری را به کمک آرماتورهای عرضی مشابه با ضوابط ستون‌های شکل پذیر تحت بار محوری تنها فراهم نمود.

جاری شدن اولیه در کشش که در زلزله ۱۹۹۴ نورث ریج کالیفرنیا مشاهده گردید، موقعیتی را پدید می آورد که در آن نیروهای فشاری در چرخه بعدی ممکن است موجب کمانش آرماتورها شوند. به علاوه، مشاهده گردید که اتصالات دیوار برشی به جمع کننده ها نیز گسیخته شدند. اتصال جمع کننده به دیوار برشی اهمیت قابل توجهی در رفتار لرزه ای دیافراگم داشته و حتی‌الامکان لازم است این اتصالات برای تأمین شکل پذیری و با مقاومتی که با شکل پذیری مفروض هماهنگ باشد طراحی شوند. همچنین، اثرات چرخش و تمایل واژگونی دیوار برشی روی اتصال به جمع کننده نیز لحاظ گردد.

- مولفه قائم زلزله: اعضای پیش ساخته با دهانه بزرگ تحت بار ثقلی ممکن است در مقابل مولفه قائم زلزله در مکان‌های نزدیک به گسل آسیب پذیر باشند.
- اجزای دیافراگم های بتنی پیش ساخته در طبیعت و عملکرد خود، به دیافراگم های درجا شبیه هستند، اما تعدادی تفاوتهای مهم نیز وجود دارد. یکی اینکه دیافراگم های پیش ساخته از یکپارچگی ساخت و ساز درجا سود نمی برند. به علاوه، اجزای پیش ساخته ممکن است به لحاظ وجود نیروهای پیش تنیدگی شدیداً تحت تنش باشند. این نیروها ایجاد افت و خزش دراز مدت می نمایند که به نوبه خود باعث کاهش طول جزء با گذشت زمان می شوند. این کوتاه شدگی تمایل به گسیختگی اتصالاتی دارد که جزء را مقید نموده اند.

ت۸-۲-۴-۱-۲-۱- سختی

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۱-۲-۲- مقاومت

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۱

-۲-۳- معیارهای پذیرش

در صورتی که دیافراگم های با رویه برای تلاش برشی و خمشی مشابه با رفتار دیافراگم های بدون رویه، معیارهای پذیرش بر مبنای رفتار نیرو کنترل را ارضا نمود، نیازی به کنترل معیارهای پذیرش مبتنی بر رفتار تغییرشکل کنترل نمی‌باشد.

ت۸-۲-۴-۱-۲-۴-راهکارهای بهسازی

یکپارچه نمودن دال های بتنی پیش ساخته یکی از راهکارهای بهسازی این نوع دیافراگم ها است. در اعمال این روش لازم است توجه شود که در هنگام اضافه نمودن اتصالات، کابل‌های پیش تنیدگی پاره نشوند.

در دیافراگم های بدون رویه بام، جایگزین نمودن دال بتنی پیش ساخته می تواند به عنوان یک گزینه بهسازی مطرح گردد. به کارگیری روشهای نوین مقاوم در برابر زلزله مانند جداسازی سقف از سازه ممکن است در بعضی حالات مقرون به صرفه باشد.

ت۸-۲-۴-۱-۳-دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش

کف‌های فلزی بدون پوشش در مواردی استفاده می‌شوند که به جز تحمل بار وزن خود انتظار حمل بار ثقلی ناچیزی از آنها برود. عمل انتقال بار از دیافراگم به اعضایی از قاب که به عنوان تیر لبه یا جمع کننده عمل می‌کنند، توسط اتصالات برشی، جوش‌های منقطع، پیچ‌ها یا پرچ‌ها انجام می‌گیرد.

ت۸-۲-۴-۱-۳-۱-سختی

ضرایب انعطاف پذیری برای برخی از انواع دیافراگم های موجود، در کاتالوگ های سازندگان، در دسترس است. برای سیستم هایی که مقادیر مربوط به آنها، موجود نیستند، می توان از مقادیر مشابه در سیستمهای نظیر و با استفاده از درون‌یابی بهره گرفت.

ت۸-۲-۴-۱-۳-۲-مقاومت

معمولا مقادیر مندرج در آیین نامه ها و استانداردها برای مقاومت دیافراگم های کف فلزی بدون پوشش بر حسب تنش مجاز داده شده است. از این رو برای محاسبه مقاومت این دیافراگم ها باید مقادیر مجاز را دو برابر کرد.

ت۸-۲-۴-۱-۳-۳-معیارهای پذیرش

اگر ظرفیت دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش بر اساس اتصال دیافراگم به اعضای قاب یا کمانش کف فلزی کنترل شود، در این صورت رفتار غیرارتجاعی یا شکل پذیری محدود شده و دیافراگم به عنوان عضوی با تلاش‌های نیروکنترل در نظر گرفته می‌شود.

ت۸-۲-۴-۱-۳-۴-راهکارهای بهسازی

رایج‌ترین نقایص در دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش و راهکار متداول اصلاح آن به شرح زیر می باشد:

۱- اتصال ناکافی بین کف فلزی و تیرلبه (chord) یا جمع کننده (Collector)؛

روش اصلاح متداول: اضافه کردن اتصالات برشگیر برای انتقال تنش به تیر لبه و جمع کننده.

۲- مقاومت ناکافی اعضای تیر لبه یا جمع کننده؛

روش اصلاح متداول: تقویت تیرهای لبه یا جمع کننده موجود با اضافه کردن ورقهای فولادی به اعضای قاب موجود

۳- اتصال ناکافی کف به اعضای باربر؛

روش اصلاح متداول: استفاده از جوشهای منقطع یا سایر اتصالات برشگیر در پیرامون کف

۴- مقاومت و یا سختی ناکافی کف فلزی.

روش اصلاح متداول: اضافه کردن مهاربندهای قطری فولادی (برای ایجاد خرپای افقی) یا بتن سازه‌ای به منظور تامین مقاومت و سختی کف/

در بهسازی لرزه ای این دیافراگم‌ها با توجه به موارد فوق، بسته به مورد، با تمهیدات دیگری نیز می توان به رفع آن نقص پرداخت.

ت۸-۲-۴-۱-۴-دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای

این نوع دیافراگم در حالتهای با بار ثقلی معمول مورد استفاده قرار می‌گیرد. وجود پوشش بتن سازه ای تغییرات قابل توجهی در مقدار مقاومت و سختی این نوع دیافراگمها نسبت به دیافراگم‌های بدون پوشش ایجاد می‌کند.

دیافراگم‌های کف فولادی، معمولا از ورق‌های فولادی مواج تشکیل می‌شوند. ارتفاع دندانه‌های ورق فولادی مواج، در بیشتر موارد از ۳/۵ الی ۷/۵ سانتیمتر تغییر می‌کند، و نصب آنها به قاب فولادی، از طریق جوش های منقطع با فاصله مرکزبه مرکز ۳۰ الی ۶۰ سانتیمتر، صورت می‌گیرد.

ت۸-۲-۴-۱-۴-۱-سختی

ضرایب انعطاف پذیری برای برخی از انواع دیافراگم های موجود، در کاتالوگ های سازندگان، در دسترس است. برای سیستم هایی که مقادیر مربوط به آنها موجود نیستند، می توان از مقادیر مشابه در سیستمهای نظیر و با استفاده از درون یابی بهره گرفت.

ت۸-۲-۴-۱-۴-۲-مقاومت

معمولا مقادیر مندرج در آیین نامه‌ها و استانداردها برای مقاومت اعضای دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای بر حسب تنش مجاز داده شده است. از این رو برای محاسبه مقاومت این دیافراگم ها باید مقادیر مجاز را دو برابر کرد.

ت۸-۲-۴-۱-۴-۳- معیارهای پذیرش

اگر ظرفیت دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای، بر اساس اتصال دیافراگم به اعضای قاب یا کمانش کف فلزی کنترل شود، در این صورت ظرفیت غیرارتجاعی یا شکل پذیری، کم یا ناچیز بوده و دیافراگم به عنوان عضوی با تلاش‌های نیروکنترل در

نظر گرفته می شـود به اسـتثنای دیافراگم‌های با دهانه طویل، پس از حصـول اطمینان از عملکرد مورد نظر در سـازوکار انتقال نیرو. شـکسـت برشـی دیافراگم‌های کف فلزی با پوشـش بتن سازه‌ای مستلزم بروز ترک خوردگی بتن یا پارگی ورق فلزی کف می باشد. بنابراین، برای جلوگیری از این امر، مقادیر m داده شده در این بخش محافظه‌کارانه درنظر گرفته شده است.

ت۸-۲-۴-۱-۳-۴-راهکارهای بهسازی

رایج‌ترین نقایص در دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش و راهکار متداول اصلاح آنها به شرح زیر می باشد:

۱- اتصال ناکافی بین کف فلزی و تیرلبه (chord) یا جمع کننده (Collector)؛

روش اصلاح متداول: اضافه کردن اتصالات برشگیر برای انتقال تنش به تیر لبه و جمع کننده.

۲- مقاومت ناکافی اعضای تیر لبه، جمع کننده یا دال؛

روش اصـلاح متداول: تقویت تیرهای لبه یا جمع کننده موجود با اضـافه کردن ورقهای فولادی جدیدبه اعضـای قاب موجود یا متصل کردن ورق‌های جدید به طور مستقیم به دال به وسیله پیچ‌های مدفون یا چسب اپوکسی.

۳- مقاومت یا سختی ناکافی دیافراگم

روش اصلاح متداول: اضافه کردن مهاربندهای قطری فولادی (برای ایجاد خرپای افقی) یا بتن سازه‌ای به منظور تامین مقاومت و سختی دیافراگم

ت۸-۲-۴-۱-۵- دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن غیرسازه‌ای

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۱-۶-مهاربندی فولادی افقی (دیافراگم‌های خرپایی فولادی)

معمولا خرپاهای فولادی افقی، در ترکیب با سقف‌های کف فلزی بدون پوشش یا شرایطی که سختی دیافراگم برای انتقال نیروی برشـی کافی نیسـت، استفاده می‌شوند. این کار، برای دهانه‌های طویل یا وضعیت‌های با عرض کلی طولانی‌تر دیافراگم، رایج‌تر است. سـایر نمونه‌ها عبارتند از سـقف سالن‌های نمایش، همایش و غیره که در این سازه‌ها، افزودن خرپاهای فولادی افقی، یک شیوه ارتقا برای دیافراگم‌های ضعیف تر است.

اندازه و خواص مکانیکی میله های کشـشـی، سـتونچه‌های فشاری و جزئیات اتصال، همگی برای ظرفیت تسلیم خرپاهای افقی، مهم هسـتند. برای تعیین ظرفیت تسـلیم خرپای افقی، می توان از روشـهای استاندارد تحلیل خرپا استفاده کرد. اتصالات بین اعضای مختلف خرپای افقی، توجه خاص نیاز دارد. اتصـالاتی که ظرفیت تسـلیم اعضای خرپا را افزایش می‌دهند و استعداد گسیختگی ترد را می‌کاهند، مطلوب هستند.

سختی می‌تواند در سیستم‌های گوناگون، تفاوت داشته باشد. اما اغلب، این نوع دیافراگم، معمولا انعطاف پذیر است و زمان تناوب ارتعاش طولانی دارد. برای محاسـبه سـختی خرپای افقی، می توان از روش های تحلیل کلاسـیک استفاده کرد. نسبت های دهانه به

ارتفاع سیستم خرپایی، می‌تواند اثر چشمگیری بر سختی خرپای افقی داشته باشد. نسبت های دهانه به ارتفاع کمتر، منجر به افزایش سختی خرپای افقی خواهند شد.

سیستم های خرپایی افقی انعطاف پذیر و کم مقاومت تر را ممکن است با ارتقا به سطح عملکرد ایمنی جانی رساند. جهت ارتقا عملکرد به سطوح خراب محدود، یا قابلیت استفاده بی‌وقفه و برای کنترل جابجایی های جانبی، به افزایش سختی و ظرفیت تسلیم، نیاز خواهد بود.

ت۸-۲-۴-۱-۶-۱-سختی

برای تعیین اینکه کدامیک از اعضا یا اتصالات خرپای افقی موجود، نیاز به ارتقا دارند، می توان از روش های کلاسیک تحلیل خرپا استفاده کرد.

تحلیل اتصالات موجود و ارتقای اتصالات با ظرفیت تسلیم ناکافی باید به نحوی صورت بپذیرد که باعث شود به جای گسیختگی ترد در اتصالات، در صورت نیاز تسلیم در اعضای خرپا صورت بگیرد.

ت۸-۲-۴-۱-۶-۲-مقاومت

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۱-۶-۳-معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۱-۶-۴-راهکارهای بهسازی

رایج‌ترین نقص در دیافراگم‌های خرپایی فولادی کمبود ظرفیت (مقاومتی) بوده و راهکارهای متداول اصلاح آن به شرح زیر می باشد:

۱- با اضافه کردن اعضای قطری، می‌توان ظرفیت خرپای افقی را افزایش داد؛

۲- در صورت عدم تامین عملکرد مرکب توسط سیستم، می توان برای ارتقای عملکرد مرکب با افزودن متصل کننده های برشی، اعضای تیر لبه موجود را تقویت کرد؛

۳- در صورت ضعف مقاومتی در اتصالات مهاربندی، می توان با افزودن جوش ها، ورق های جدید و پیچ ها، اتصالات خرپا را تقویت کرد؛

۴- برای محدود کردن تغییر شکل‌ها و افزایش ظرفیت دیافراگم، می‌توان لایه بتن سازه‌ای را برای عملکرد مرکب با دیافراگم‌های خرپایی فولادی به کف اضافه کرد. در چنین راه حلی، باید اثرات نیروی ثقلی اضافه شده ناشی از وزن لایه بتنی را در نظر گرفت.

در طراحی اجزای مهاربندی فولادی افقی اضافه شده، باید از ضوابط طراحی اجزای قاب مهاربندی شده با توجه به آیین نامه های طراحی ساختمان های جدید، استفاده شود.

ت۸-۲-۴-۱-۷-دیافراگم‌های طاق‌ضربی

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۱-۷-۱-سختی

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۱-۷-۲-مقاومت

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۱-۷-۳-معیار پذیرش

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۱-۷-۴-راهکارهای بهسازی

عدم انسجام کافی و کمبود ظرفیت مقاومتی معمولا به عنوان مهمترین نقایص دیافراگم های طاق ضربی ارزیابی شده است. برخی از مهمترین عوامل ایجاد این نقایص و نحوه رفع آنها به شرح زیر می باشد:

۱- ایجاد خرپای افقی از طریق اضافه کردن تعدادی اجزای قطری به سیستم، عملکرد مناسب خرپایی در آن ایجاد کرده و انسجام و مقاومت آن را افزایش می دهد.؛

۲- اضافه کردن یک لایه بتن مسلح به همراه متصل کننده های برشی به تیرهای طاق ضربی فولادی باعث افزایش مقاومت و ایجاد انسجام و یکپارچگی لازم در دیافراگم می گردد. در چنین راه حلی، باید اثرات نیروی ثقلی اضافه شده ناشی از وزن لایه بتنی را در نظر گرفت.

ت۸-۲-۴-۲-جزء لبه

در مواردی که دیافراگم بر قاب فولادی متکی است، اعضای قاب فولادی مرتبط با دیافراگم می توانند به عنوان جزء لبه هم منظور گردد. در صورتی که عملکرد اعضای قاب فولادی در دیافراگم لحاظ شده باشد، ایجاد تمهیدات مناسب مانند جوش منقطع، برای اتصال کافی این اعضا با دیافراگم لازم است.

ت۸-۲-۴-۲-۱-سختی

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۲-۲-مقاومت

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۲-۳-معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۲-۴-راهکارهای بهسازی

رایج‌ترین نقایص اعضای تیر لبه و راهکارهای متداول اصلاح آنها به شرح زیر می باشد:

۱- اتصال ناکافی بین دیافراگم و تیر لبه؛

روش اصلاح متداول: می‌توان اتصال بین دیافراگم‌ها و اعضای تیر لبه را بهبود بخشید؛

۲- مقاومت ناکافی تیر لبه؛

روش‌های اصلاح متداول:

الف) می توان با ورق‌های فولادی اعضـای تیرلبه را تقویت کرد. به این منظور می‌توان به طور مستقیم به وسیله پیچ‌های مدفون یا اپوکسی، ورق‌های جدید را به دال نصب کرد.

ب) می توان به دال، آرماتور اضافه نمود؛

ج) می‌توان اعضای جدید تیر لبه به سیستم اضافه کرد.

د) برای بهبود ظرفیت فشاری تیرهای لبه، می توان یک دال سازه ای اضافه کرد؛

طراحی اعضای تیرلبه جدید باید مطابق آیین‌نامه‌های طراحی اعضای ساختمان های جدید انجام گیرد.

ت۸-۲-۴-۳-جزء جمع‌کننده نیرو

ت۸-۲-۴-۳-۱-سختی

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۳-۲-مقاومت

تفسیر ندارد.

ت۸-۲-۴-۳-۳-معیارهای پذیرش

ت۸-۲-۴-۳-۴-راهکارهای بهسازی

رایج‌ترین نقایص جزء جمع کننده نیرو و راهکارهای متداول اصلاح آنها به شرح زیر می باشد:

۱- اتصال ناکافی بین دیافراگم و جزء جمع کننده؛

روش اصلاح متداول: می‌توان اتصال بین دیافراگم‌ها و جزء جمع کننده را بهبود بخشید؛

۲- مقاومت ناکافی جزء جمع کننده؛

روش‌های اصلاح متداول:

الف) می توان با ورق‌های فولادی جزء جمع کننده را تقویت کرد. به این منظور می‌توان به طور مستقیم به وسیله پیچ‌های مدفون یا اپوکسی، ورق‌های جدید را به دال نصب کرد.

ب) می توان به دال، آرماتور اضافه نمود؛

ج) می‌توان جزء جمع کننده جدید به سیستم اضافه کرد.

د) می توان یک دال سازه ای برای بهبود ظرفیت فشاری جزء جمع کننده اضافه کرد؛

طراحی جزء جمع کننده جدید باید مطابق آیین‌نامه‌های طراحی اعضای ساختمان های جدید انجام گیرد.

ت۸-۲-۴-۴- کلاف کششی دیافراگم

تفسیر ندارد.

ت۸-۳- میانقاب

ت۸-۳-۱-کلیات

تفسیر ندارد.

ت۸-۳-۲- میانقاب مصالح بنایی

در متن دستورالعمل، رفتار میانقاب‌ها هنگامی که تحت بارگذاری در جهت برون صفحه قرار می گیرند نسبت به رفتار آنها تحت بارگذاری عمود بر صفحه به طور جداگانه مورد بررسی قرار گرفته است. علت این امر آن است که سختی، مقاومت و تغییر شکل‌های قابل قبول میانقاب در دو حالت فوق کاملاً متفاوت است. در اینجا به دلیل استفاده بیشتر در ساختمان ها، میانقاب‌های با مصالح بنایی غیر مسلح مد نظر قرار گرفته است. در میانقاب‌های مسلح نیز با توجه به اثر مسلح سازی، استفاده از معیارهای میانقاب های غیرمسلح در هر دو رفتار داخل صفحه و خارج از صفحه در جهت اطمینان و محافظه کارانه است.

میانقاب های مورد بحث در این فصل شامل میانقاب‌های مصالح بنایی است که با قاب محیطی خود به طور کامل در تماس بوده و از این رو به عنوان یک عضو سازه‌ای و باربر لرزه‌ای تلقی می‌گردد.

ساز وکار رفتار میانقاب و قاب شامل موارد زیر است:

۱) اندرکنش میانقاب با قاب، ساز وکار مهاربندی برای قاب ایجاد می‌کند؛

۲) میانقاب ها در بارگذاری چرخه ای لرزه ای نیروهایی را بر اعضای پیرامونی تحمیل می نمایند. لذا طراحی اعضای قاب فولادی یا بتنی مستلزم توجه به تامین شکل پذیری کافی در این اعضا می باشد.

۳) یکی از سازوکارهای استهلاک انرژی، وقوع ترک خوردگی در میانقاب و اصطکاک بین میانقاب و قاب است.

۴) آرایش میانقاب‌ها در پلان و ارتفاع سازه بر رفتار آن تأثیر مهمی دارد. مثلاً اگر این آرایش در پلان به صورت نامتقارن باشد می تواند آسیب وارده بر سازه را به علت وقوع پیچش در آن افزایش دهد. حالت دیگر آن است که در یکی از طبقات پائین به لحاظ کاربری خاص آن طبقه و بر خلاف دیگر طبقات میانقابی وجود نداشته باشد. در این وضعیت ممکن است مکانیزم نامطلوب طبقه نرم در ساختمان ایجاد شود. در یک ساختمان با میانقاب های با آرایش منظم در صورتی که درحین زلزله به علت خرابی تعدادی از میانقاب‌ها این آرایش منظم به هم بخورد همین مسائل نیز می تواند روی دهد.

الف- میانقاب مصالح بنایی موجود

تفسیر ندارد.

ب- میانقاب مصالح بنایی جدید

تفسیر ندارد.

پ- میانقاب مصالح بنایی تقویت‌شده

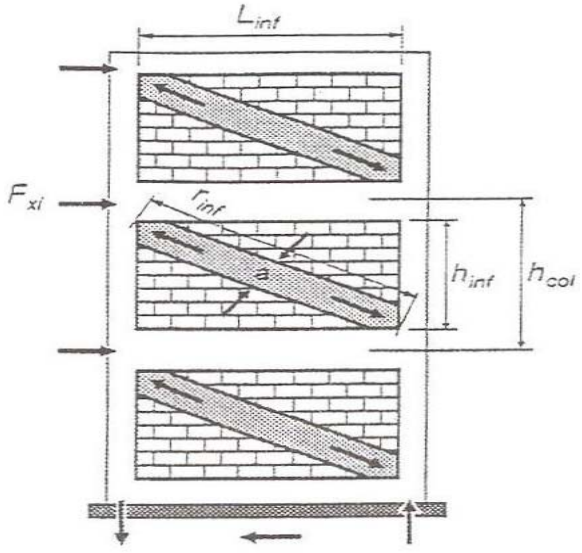
میانقابهای مصالح بنایی را می توان به روش هایی مانند موارد ذکر شده در این بند بهسازی نمود. میانقابهایی که به این صورت بهسازی شده اند باید با استفاده از همان روش ها و معیارهایی که برای میانقابهای جدید به کار می رود تحلیل و کنترل گردند، به جز در موارد تصریح شده، راهکارهای ذکر شده برای بهسازی مصالح بنایی مندرج در فصل ۷ دستورالعمل را می توان برای بهسازی میانقاب‌ها نیز به کار برد. روش های مورد بحث در مورد میانقاب‌های غیر مسلح به کار می روند و هدف از ارائه آنها ارتقای رفتار میانقاب‌های مصالح بنایی در برابر نیروهای داخل صفحه و نیز عمود بر صفحه می‌باشد. علاوه بر آن، در مورد میانقابهایی که در ارتباط کافی با قاب نیستند، روش ذکر شده در ذیل را نیز می‌توان برای بهسازی میانقاب و تبدیل آن به میانقاب سازه ای استفاده کرد:

درگیر کردن میانقاب با قاب با پر نمودن درزهای موجود بین میانقاب و قاب محیطی آن به طوری که عملکرد توأم بین این دو در حرکت درون صفحه ایجاد گردد. برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه، می توان با تأمین عناصر لبه‌ای با نصب نبشی یا ورق فولادی در چهار طرف میانقاب و جوش دادن یا پیچ کردن آنها به اعضای قاب محیطی اقدام نمود.

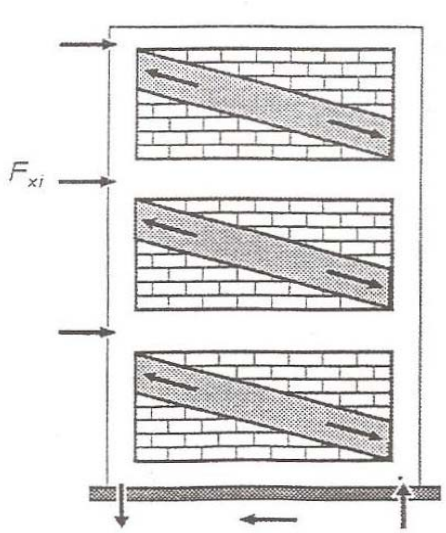
ت۸-۳-۳- ارزیابی درون صفحه میانقاب مصالح بنایی

ت۸-۳-۳-۱- سختی

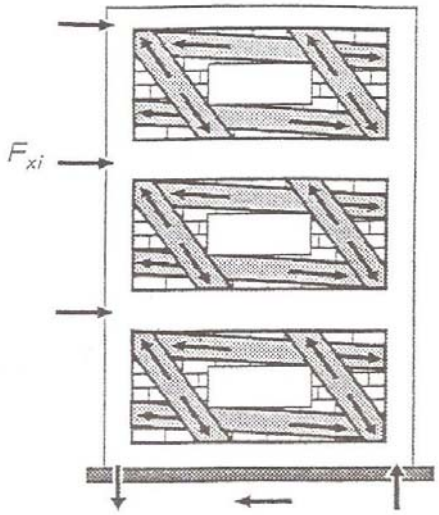
سختی جانبی یک قاب با میانقاب در جهت درون صفحه با مجموع سختی های جانبی قاب و میانقاب یکسان نیست چرا که بین میانقاب و قاب محیطی آن اندرکنش وجود دارد. آزمایش‌های انجام شده روی این قاب‌ها نشان داده است که تحت بارهای جانبی، قاب محیطی در یک ستون در بالای عضو و در ستون دیگر در پای عضو از دیوار جدا می شود. این رفتار منجر به ایجاد تنش فشاری تماسی بین قاب و میانقاب در امتداد دو گوشه دیگر آن می‌گردد. با شناخت این رفتار، مشارکت میانقاب در تأمین سختی جانبی مجموعه با فرض یک دستک فشاری معادل –که دو گوشه مقابل هم در قاب را به هم متصل می نماید– در نظر گرفته می شود. در چنین مدل تحلیلی، اگر ضخامت و مدول ارتجاعی دستک معادل با مقادیر مربوط به میانقاب یکی فرض شود، مسئله به تعیین عرض مؤثر این دستک فشاری کاهش می یابد. برای تحلیل کل سیستم سازه‌ای می توان این دستک‌های فشاری را به صورت متقارب (بدون خروج از مرکزیت) در امتداد قطری قرار داد که منجر به ایجاد یک سیستم قاب مهاربندی شده با محورهای همگرا می‌شود (شکل ت۸-۳). اما در این مدل نیروهایی که بر ستون‌ها (و تیرها) از طرف میانقاب وارد می شود نشان داده نمی شوند. برای به حساب آوردن این اثرات می توان دستک‌های فشاری را در داخل قاب قدری جابجا نموده و آنها را به صورت واگرا قرار داد (شکل ت۸-۴) .



شکل (ت ۸-۳) : شبیه سازی با دستکهای فشاری همگرا



شکل (ت ۸-۴) : شبیه سازی با دستکهای فشاری واگرا



شکل (ت ۸-۵) : شبیه سازی با دستک‌های فشاری- میانقاب‌های دارای بازشو

در حالتی که اثر خروج از مرکزیت دستک‌ها در مدل تحلیلی در نظر گرفته شده باشد، اثرات میانقاب‌ها روی ستونها یا تیرهای قاب مستقیماً از تحلیل سیستم به دست خواهد آمد. در حالی‌که می توان تحلیل کل سیستم را با به کار بردن دستک‌های فشاری همگرا به انجام رساند و سپس اثرات میانقاب‌ها روی ستون‌ها (یا تیرها) را با اعمال نیروهای محاسباتی دستک‌ها بر ستون‌ها (یا تیرها) تعیین نمود.

از مدل دستک‌های همگرای معادل می توان برای منظور کردن سختی میانقابها در مدل تحلیلی میانقابهای دارای بازشو (مانند میانقابهای دارای پنجره) استفاده کرد. به شرطی که سختی معادل میانقاب با استفاده از روش‌های تحلیلی مناسبی (مانند روش اجزاء محدود) محاسبه گردد. هرچند، تحلیل اثرات موضعی میانقاب‌ها باید با درنظر گرفتن میدان‌های مختلف تنش ممکن در میانقاب صورت پذیرد. یکی از حالات محتمل این میدان تنش متشکل از چندین دستک فشاری در شکل (ت۸-۵) نشان داده شده است. اگر چه مطالعات تحلیلی و تجربی برای تعیین مکان دستک‌های فشاری چندگانه فوق و مشخصات آنها هنوز به اندازه کافی انجام نشده

که بتوان در اینجا دستورالعمل خاصی ارائه نمود. بنابراین استفاده از روش نشان داده شده در شکل (ت۸-۵) مستلزم به کارگیری قضاوت مهندسی در هر مورد می‌باشد.

ت۸-۳-۳-۲- مقاومت

تفسیر ندارد.

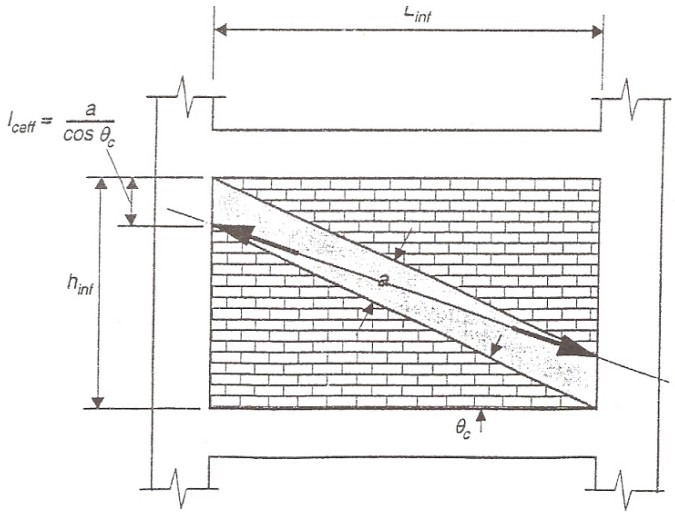
ت۸-۳-۳-۳- معیارهای پذیرش

ت۸-۳-۳-۳-۱- مقاومت لازم برای ستون‌های مجاور میانقاب

ستونهای مجاور میانقاب باید برای دو معیار پذیرش زیر کنترل شوند:

اول: ستون باید مقاومت کافی برای تحمل بار متمرکز افقی مطابق دستورالعمل را داشته باشد. این حالت در شکل ت ۸-۶ نشان داده شده است. در این شکل فرض برآن است که دستک معادل با خروج از مرکزیت نسبت به گره تیر- ستون عمل می‌کند.

دوم: ستون باید مقاومت کافی برای تحمل نیروی برشی ناشی از مقاومت خمشی مورد انتظار ستون کوتاهی که به اندازه l_{ceff} از ارتفاع خالص ستون کوتاه‌تر است را داشته باشد. **(لازم به ذکر است که در متن دستورالعمل به اشتباه، ارتفاع ستون کوتاه شده، l_{ceff} ذکر شده است).**



شکل (ت ۸-۶) : تخمین نیروهای اعمال شده به ستونها

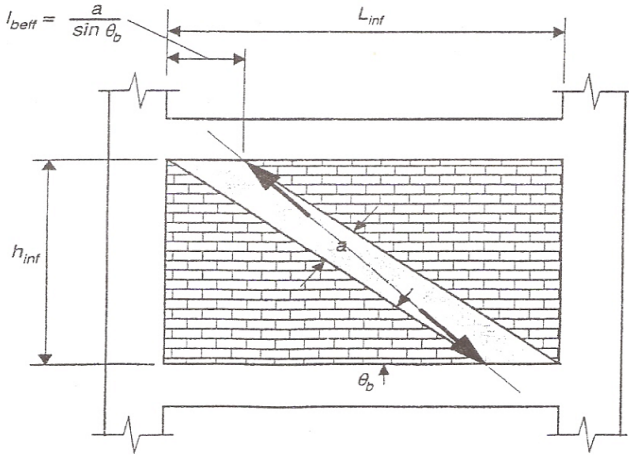
از اثرات پانل های میانقاب بر قاب‌ها در صورتی که دانسته شود که مقاومت برشی مصالح بنایی در حد قابل توجهی کم است می توان صرف نظر نمود. در این حالت، پانل میانقاب با حالت تغییر شکل یافته قاب توسط لغزش رج های مختلف میانقاب سازگاری خواهد کرد.

ت۸-۳-۳-۳-۲- مقاومت لازم برای تیرهای مجاور میانقاب

تیرهای مجاور میانقاب باید برای دو معیار پذیرش زیر کنترل شوند:

اول: تیر باید مقاومت کافی برای تحمل بار متمرکز قائم مطابق دستورالعمل را داشته باشد. این حالت در شکل (ت ۸-۷) نشان داده شده است. در این شکل فرض برآن است که دستک معادل با خروج از مرکزیت نسبت به گره تیر- ستون عمل می‌کند.

دوم: تیر باید مقاومت کافی برای تحمل نیروی برشی ناشی از مقاومت خمشی مورد انتظار تیر کوتاهی که به اندازه l_{beff} از طول خالص تیر کوتاه‌تر است را داشته باشد. **(لازم به ذکر است که در متن دستورالعمل به اشتباه، طول تیر کوتاه شده، l_{beff} ذکر شده است).**



شکل (ت ۸-۷) : تخمین نیروهای وارده بر تیرها

ت۸-۳-۳-۳-۳-روش‌های خطی

در جدول (۸-۱) ، ضرایب m تنها برای پانل های میانقابی که به عنوان اعضای اصلی عمل می‌کنند داده شده است. از آنجا که فرض برآن است که قاب محیطی بارهای ثقلی را حمل می نماید، تنها نقش سازه‌ای میانقاب تحمل بارهای جانبی است که یک عملکرد اصلی محسوب می شود. بنابراین میانقاب‌ها اعضای غیر اصلی محسوب نمی شوند.

از آنجا که در کنترل عملکرد سازه در سطح فروریزش میانقاب کنترل نمی شود، ضریب m برای سطح عملکرد آستانه فروریزش در جدول (۸-۱) ارائه نشده است.

ضرایب m برای میانقاب برحسب ضریب β داده شده که نسبت مقاومت قاب به میانقاب را نشان می‌دهد. هنگامی که مقاومت جانبی مورد انتظار قاب از ۱/۳ برابر مقاومت برشی مورد انتظار میانقاب فراتر رود، از دست رفتن ناگهانی مقاومت میانقاب احتمالا به کاهش قابل ملاحظه‌ای در مقاومت جانبی سیستم قاب-میانقاب منجر نمی‌گردد. از این گذشته، هنگامی که قاب نسبت به میانقاب قوی است، محصور شدگی بیشتری را برای میانقاب به علت حداقل بودن تغییر شکل‌های غیرارتجاعی اعضای قاب تأمین می نماید. هنگامی که مقاومت مورد انتظار قاب کمتر از ۰/۷ برابر مقاومت مورد انتظار میانقاب باشد، انتظار می‌رود که از دست رفتن ناگهانی

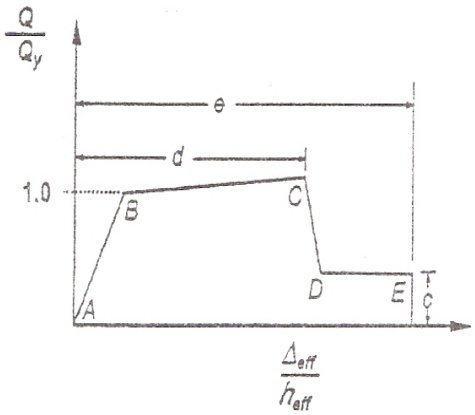
مقاومت میانقاب به کاهش ناگهانی و قابل ملاحظه مقاومت سیستم قاب –میانقاب بینجامد. همچنین، هنگامی که قاب نسبت به میانقاب ضعیف است، اثرات محصورشدگی به موازات گسترش تغییر شکل‌های غیرارتجاعی اعضای قاب کاهش خواهد یافت.

ظرفیت تغییر شکل غیر ارتجاعی میانقاب برحسب نسبت طول به ارتفاع یک پانل میانقاب نیز بیان می شود. ضرایب m بزرگتری برای پانل های لاغرتر نسبت به پانل های کوتاهتر داده شده زیرا پانل های لاغر انعطاف پذیر بوده و بنابراین راحت تر بر تغییر شکلهای قاب منطبق می شوند. در پانلهای بلند، زاویه دستک معادل نسبت به افق بزرگتر از مقدار مربوط به پانلهای کوتاه است و بنابراین این پانلها مقاومت کمتری را در برابر نیروهای جانبی فراهم می کنند.

در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه شروع ترک خوردگی در میانقاب مجاز است و در نتیجه ضرایب m داده شده در جدول (۸–۱) بزرگتر از یک است که بیانگر پذیرش اندکی آسیب در میانقاب می باشد. اگر چه، هنگامی که مقاومت قاب نسبت به مقاومت میانقاب کم است، ترک خوردگی میانقاب می تواند منجر به آسیب رسیدن به قاب محیطی آن شود که به نوبه خود می تواند عملکرد سیستم قاب–میانقاب را تغییر دهد. بنابراین، برای مقادیر کم β مقدار m به ۱ محدود شده است. در مورد سیستم هایی با β کم تا زیاد، تغییری در m برای مقادیر مختلف نسبت مقاومت قاب به میانقاب نسبت به حالتی که مقدار β زیاد است تغییری داده نشده است.

ت۸-۳-۳-۳-۴-روش‌های غیرخطی

در جدول (۸–۲)، ظرفیت تغییر شکل غیر ارتجاعی پانل میانقاب مصالح بنایی توسط عامل d نشان داده می شودکه یکی از عوامل تعریف کننده رابطه کلی نیرو–تغییر مکان ترسیم شده در شکل (ت۸–۸) می باشد. هیچ مقداری برای جملات c و e در جدول داده نشده زیرا این مقادیر تنها به اجزای غیر اصلی مربوطند. به دلایلی که در بند قبلی بحث شد، پانل های میانقاب اعضای اصلی در نظر گرفته می شوند.



شکل (ت۸–۸) : رابطه ی کلی نیرو – تغییر مکان برای دیوارهای مصالح بنایی

ظرفیت تغییر شکلی و معیارهای پذیرش (تغییر شکل‌های قابل قبول) بر حسب نسبت مقاومت قاب به میانقاب و نسبت لاغری پانل بیان می شود.

هنگامی که نسبت تغییر مکان نسبی طبقه بسیار کوچک است (از مرتبه ۰/۰۱٪)، ستون از میانقاب جدا می شود که منجر به کاهش سختی سیستم می گردد. در چنین حالتی سختی اولیه بایستی با درنظر گرفتن سختی محوری دستک معادل با مشخصات تعریف شده در معادله (۸-۲) محاسبه گردد و نباید فرض کرد که پانل میانقاب در حالت یکپارچه و ترک نخورده در تماس کامل با قاب محیطی خود در سرتاسر لبه هایش قرار دارد.

با افزایش تنش برشی در میانقاب، ترک خوردگی جزیی در امتداد رج های ملات برای ملات‌های ضعیف، و ترک خوردگی قطری پانل برای ملات‌های قوی شروع به گسترش خواهد کرد. این امر به ازای نسبت تغییر مکان نسبی ۰/۱٪ در پانل های مربعی رخ می دهد. ترک خوردگی اولیه یک پانل میانقاب باعث کاهش سختی می شود اما پانل هنوز هم به مقاومت در برابر نیروهای برشی در حال افزایش می تواند ادامه دهد به شرطی که توسط قاب محیطی محصور شده باشد.

بارگذاری بیشتر منجر به گسترش بیشتر ترک خوردگی افقی در ملات یا افزایش طول ترک‌های قطری می شود. ترک خوردگی متوسط یا شدید در یک پانل مربعی مصالح بنایی در مقادیری از نسبت تغییر شکل نسبی برابر تقریباً ۰/۳٪ یا بیشتر مورد انتظار است. در چنین حالتی هرگاه محصورشدگی کامل میانقاب توسط قاب محیطی موجود باشد، میانقاب ممکن است به تأمین مقاومت جانبی ادامه دهد.

سطح عملکرد سازه ای قابلیت استفاده بی‌وقفه متناظر با ترک خوردگی ظاهری محسوس در یک میانقاب غیر مسلح است. سطح عملکرد سازه ای ایمنی جانی هنگامی حاصل می گردد که ترک خوردگی شدید در میانقاب مصالح بنایی رخ داده و احتمال اینکه پانل یا بخشی از آن از درون قاب بیرون بیفتد زیاد باشد. در این حال میانقاب به حداکثر مقاومت خود رسیده است. بیرون افتادن بخشی از پانل می تواند به خطرات جانی انجامیده یا راه فرار را سد کند و از این رو برای این سطح عملکرد مهم است. در این حالت، از آن جا که رفتار پس از ترک خوردن یک پانل میانقاب مصالح بنایی بسیار به میزان محصور شدگی تأمین شده توسط قاب محیطی آن بستگی دارد، مقاومت نسبی قاب به میانقاب (پارامتر β در جدول ۸-۲) پارامتری تاثیرگذار است.

ت۸-۳-۴- ارزیابی عمود بر صفحه میانقاب مصالح بنایی

تفسیر ندارد.

ت۸-۳-۴-۱-سختی

سختی میانقاب در خمش حول محور ضعیف خود بسیار کوچکتر از سختی آن در خمش حول محور قوی آن است. بنابراین در تحلیل یک سیستم ساختمانی دارای میانقاب یا دیوار، در هر جهت می توان از سختی میانقاب‌های موجود در جهت دیگر صرف نظر نمود.

ضوابط مربوط به لحاظ کنش قوسی، مبتنی بر قابلیت میانقاب در توزیع تنش های فشاری ناشی از بارگذاری در جهت عمود بر صفحه میانقاب می باشد. پانل باید در تماس کامل با تیرها و ستون‌های محیطی خود باشد.

در میانقاب‌های لاغر اگر کرنش های فشاری نهایی مصالح بنایی در محیط میانقاب بزرگ باشد (۰/۰۰۵ و بیشتر) پرتاب خارج از صفحه قطعات میانقاب محتمل است. در مطالعات انجام شده این رفتار در میانقاب‌هایی با نسبت h_{inf}/t_{inf} بزرگتر از ۲۰ مشاهده شده است. بنابراین، این نسبت لاغری به عنوان حدی برای لحاظ رفتار کنش قوسی در نظر گرفته می شود.

خیز جانبی در وسط طول یک نوار یک طرفه در پانل هایی که از درون قاب به بیرون پرتاب نخواهند شد را می توان از معادله (۸-۸) محاسبه نمود. این رابطه با فرض ایجادکنش قوسی و ایجاد کرنش فشاری نهایی برابر ۰/۰۰۴ در میانقاب به دست آمده است.

ت۸-۳-۴-۲-مقاومت

به طور کلی اگر میانقاب ها پیوسته باشند، یعنی اگر دهانه ها و طبقات مجاور نیز دارای میانقاب باشند، شرایط مرزی لازم برای تشکیل کنش قوسی را می توان برقرار فرض نمود. در مورد میانقابهایی که دهانه ها یا طبقات مجاور آنها باز (بدون میانقاب) هستند، کفایت مقاومت و سختی اعضای قاب را باید کنترل نمود.

تخمین دست پائین مقاومت میانقاب در جهت عمود بر صفحه توسط رابطه‌ی (۸-۹) داده شده است. این رابطه با فرض اینکه سختی ستون‌ها و تیرهای پیرامونی ($E_{fe}\ I_f$) از عدد $1\times10^{13}\ N.mm^2$ بیشتر باشد، محاسبه شده است.

ت۸-۳-۴-۳-معیارهای پذیرش

بنا به فرض سطح عملکرد سازه‌ای قابلیت استفاده بی وقفه هنگامی حاصل می شود که ترک خوردگی محسوس قابل ملاحظه‌ای در میانقاب مصالح بنایی غیر مسلح روی دهد.

سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی بنا به فرض هنگامی حاصل می گردد که آسیب قابل ملاحظه ای به میانقاب مصالح بنایی غیر مسلح وارد شده و احتمال اینکه میانقاب یا بخشی از آن از درون قاب به خارج پرتاب شود، زیاد باشد. اگر کنش قوسی امکان شکل گیری پیدا کند، نسبت تغییر مکان نسبی طبقه در مورد میانقاب با بیشترین حد لاغری (h_{inf}/t_{inf} =۲۰) بنا به رابطه (۸-۸) برابر با ۲/۸٪ خواهد بود که اندکی کمتر از حد ۳٪ منظور شده برای سطح عملکرد ایمنی جانی است. بنایراین، کلیه میانقاب‌هایی که می توانند کنش قوسی را ایجاد کنند این سطح عملکرد مقرر شده را تأمین خواهند کرد به شرطی که مقاومت آنها برای تحمل نیروهای اینرسی کافی باشد.

تفسیر فصل ۹

بهسازی اجزای غیرسازه‌ای

ت۹-۱- محدوده کاربرد

در فصل نهم دستورالعمل به ضوابط و معیارهای لازم به منظور ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای در ساختمان ها پرداخته شده است. این اجزا در دو دسته کلی: ۱- اجزای معماری و ۲- اجزای مکانیکی، برقی و تجهیزات داخلی تقسیم بندی شده‌اند.

شکل‌های ت۹-۱ تا ت۹-۴ نمونه‌هایی از اجزای غیرسازه‌ای در محدوده کاربرد و عملکرد نامناسب آنها در زلزله های اخیر در کشور را نشان می دهند.



الف ب

شکل ت ۹-۱- عدم کفایت در مهار اجزای سازه‌ای در تجهیزات و امکانات بیمارستانی الف) سقوط کپسول‌های اکسیژن ب) سقوط امکانات درمانی از قفسه



شکل ت ۹-۲- سقوط تجهیزات داخل اتاق اداری و اشیا در زمان وقوع زلزله





شکل ت ۹-۳- آسیب و سقوط سقف کاذب در ساختمان آموزشی به دلیل عدم کفایت اتصال سقف کاذب به سازه و مهار نامناسب



شکل ت ۹-۴- آسیب وارد شده به دیوارهای غیرسازه‌ای الف) ترک های افقی و مورب در دیوار غیرسازه‌ای ب) عدم مهار مناسب دیوار نما، جداشدن و ریزش دیوار در زمان زلزله

روند ارزیابی برای تصـمیم‌گیری نهایی در خصـوص تعیین اینکه کدام جزء غیرسازه‌ای باید بهسازی گردد، در محدوده کاربرد این دستورالعمل نمی باشد.

ت۹-۲- روش کار

چکیده این فصل در جداول (۹-۱) و (۹-۲) خلاصه شده و موارد زیر در این جداول گنجانده شده است.

۱- فهرسـت اجزای معماری، مکانیکی ، برقی و مخابراتی و تجهیزات داخلی، مشخصات اجزا و ضرورت یا عدم ضرورت کنترل آنها برای بهسازی در نواحی لرزه خیزی مختلف و سطوح عملکرد ایمنی جانی محدود، ایمنی جانی و قابلیت استفاده بی وقفه

۲- مشخص کردن رده بندی رفتاری اجزا (حساس به شتاب یا حساس به تغییر شکل)

۳- مشخص کردن ضرایب بزرگنمایی و اصلاح پاسخ برای محاسبه نیروهای طراحی لرزه‌ای در اجزای حساس به شتاب

۴- مشخص کردن روش ارزیابی هر جزء غیرسازه‌ای

وقتی سطح عملکرد ایمنی جانبی محدود در نظر می باشد، موقعیت نصب جزء غیرسازه‌ای نسبت به محل‌های تمرکز جمعیت باید توسـط مهندس طراح مد نظر قرار گیرد. مالک ساختمان باید با توصیه مهندس طراح، مکانی را برای نصب اجزای غیرسازه‌ای خطرزا منظور نماید.

ت۹-۲-۱- بازرسی وضعیت موجود

اندرکنش لرزه‌ای بین اجزای غیرسازه‌ای و سازه ممکن است تاثیر قابل توجهی بر عملکرد سازه یا این اجزا داشته باشد. در صورت لزوم بازرسـی وضـع موجود باید اثرات احتمالی اندرکنش بین دو بخش را مورد توجه قرار دهد. این دو بخش در اندرکنش لرزه‌ای با عنوان منشـاء و هدف معرفی می‌شـوند. منشاء عبارت است از جزء یا سازه‌ای که ممکن است پس از شکست یا جابجایی با جزء دیگر

اندرکنش داشته باشد. جزء هدف در اندرکنش جزئی است که به آن ضربه زده می‌شود. اندرکنش در صورتی بر روی یک جزء اثر می‌گذارد که هم معتبر باشد و هم موثر. اندرکنش معتبر رویدادی است که امکان وقوع دارد، مانند سقوط پانل سقف کاذب یا شیشه های نورگیر سقف در سالن تولید یک کارخانه. در این حالت پانل یا شیشه های نورگیر سقف منشاء و دستگاه‌های موجود و در معرض برخورد این اجزاء هدف هستند. اندرکنش موثر رویدادی است که می تواند به جزء هدف آسیب برساند.

ت۹-۳- ملاحظات تاریخچه‌ای و ارزیابی اجزا

ت۹-۳-۱- اطلاعات تاریخچه‌ای

لازم است طراح پیش از آغاز ارزیابی، اطلاعات طرح اصلی و مشخصات آن را داشته باشد. در بسیاری از موارد مشخصات فنی اجزا در دوره بهره برداری و در عملیات تعمیر و نگهداری تغییر می نماید. از این رو اطلاعات مربوط به تاریخچه طرح و تغییرات احتمالی در شرایط اتصال یا جانمایی اجزا و سایر موارد لازم خواهد بود. اطلاعات مورد نیاز این بخش مطابق ضوابط فصل ۲ جمع آوری و تدوین می گردند.

ت۹-۳-۲- ارزیابی اجزا

معیارهای سطح عملکرد ایمنی جانی در اجزای غیر سازه‌ای را باید برای سطح عملکرد ایمنی جانی محدود نیز به کار برد. در صورت نبود معیارهایی برای کنترل در سطح خدمت رسانی بی وقفه، می توان از روش ارزیابی، بهسازی و معیارهای پذیرش به کار گرفته شده در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه استفاده نمود.

نیروهای محاسبه شده در بخش (۹-۷) برای طراحی در سطح مقاومت نهایی است. در صورتی که مقادیر تنش های مجاز برای مصالح مهار یک جزء غیر سازه‌ای مشخص باشد باید با اعمال ضریبی مناسب مقادیر تنش را به سطح تنش نهایی رساند. در صورتی که از طرف کارخانه سازنده برای تبدیل مقادیر تنش مجاز به مقادیر تنش نهایی پیشنهادی نشده باشد می توان از ضریب ۱/۴ استفاده نمود.

ت ۹-۴- اهداف بهسازی

در مطالعه بهسازی لرزه‌ای یک ساختمان لازم است سازه پس از بهسازی امکان عملکرد مورد نظر را در صورت رویداد زلزله‌ای با شدت مشخص داشته باشد. هدف بهسازی شامل ترکیبی از شدت لرزه‌ای مبنای بهسازی و عملکرد لرزه‌ای مورد نظر در صورت وقوع زلزله‌ای با این شدت است. شدت لرزه‌ای مبنای بهسازی معیاری برای حرکت زمین بوده که معمولاً به صورت درصدی از احتمال وقوع در ۵۰ سال تعریف می‌گردد و عملکرد لرزه‌ای تعریفی برای پذیرش رفتار ساختمان یا جزء غیرسازه‌ای است. تعاریف کلی اهداف بهسازی و بخشهای آن در فصل اول دستورالعمل ارائه شده‌اند. بهسازی مطلوب تعریف شده در بند (۱-۴-۲) برای دو سطح خطر متفاوت، ساختمان را برای دو سطح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش کنترل می کند. سطح عملکرد ایمنی جانی باید هم برای اجزای سازه‌ای و هم برای اجزای غیر سازه‌ای در سطح خطر -۱ تأمین گردد. اما سطح عملکرد آستانه فروریزش بیشتر در ارتباط با

اجزای سازه‌ای بوده و در موارد استثناء اجزای غیر سازه‌ای را شامل می‌شود. در هر حال باید اجزای غیرسازه‌ای (نظیر میانقابهای غیر سازه‌ای) که پاسخ سازه را تغییر می دهند، را در نظر داشت. موارد استثناء در مورد بهسازی اجزای غیر سازه‌ای در سطح عملکرد فروریزش مربوط به اجزایی است که شکست آنها منجر به تخریب حجم زیادی از مصالح بنایی (نظیر تخریب دست انداز بام) می گردد. این نوع اجزای غیرسازه‌ای نیز باید برای سطح عملکرد فروریزش بهسازی شوند.

معمولاً سطع عملکرد برای اجزای غیرسازه‌ای، مشابه با اجزای سازه‌ای ساختمان است. اما احتمال اینکه برای اجزای غیرسازه‌ای سطح عملکرد بالاتری نسبت به اجزای سازه‌ای با توجه به مسائل اقتصادی انتخاب شود نیز می باشد. گاهی اوقات نیز ممکن است اجزای سازه‌ای برای سطح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش مناسب باشند، اما به دلیل آنکه بهسازی اجزای غیر سازه‌ای برای سطوح فوق مخارجی را تحمیل می نماید، با نظر کارفرما ممکن است از بهسازی این اجزا صرف نظر گردد.

ت۹-۵- اندرکنش سازه و اجزای غیرسازه‌ای

ت۹-۵-۱- اصلاح پاسخ

تفسیر ندارد.

ت۹-۵-۲- جداسازی لرزه‌ای

تفسیر ندارد.

ت۹-۶- رده‌بندی رفتاری اجزا

تقسیم بندی رفتاری اجزا با توجه به آنکه فقط حساس به شتاب یا تغییرشکل بوده و یا علاوه برحساسیت به شتاب به تغییر شکل نیز حساس می باشند در جدول های (۹-۱) و (۹-۲) نشان داده شده است. بعضی از اجزای غیرسازه‌ای بسته به نحوه قرارگیری آنها، ممکن است در مواردی حساس به تغییرشکل یا شتاب محسوب گردند. در مقابل این اجزا در جدول های (۹-۱) و (۹-۲) هر دو حرف «ش» و «ت» قرار داده شده است. اصولاً اجزای غیر سازه‌ای که در ارتفاع طبقات ادامه داشته و همراه با تغییر شکل ساختمان تغییر شکل می دهند و یا از درزهای انقطاع عبور می نمایند باید برای تغییر شکل کنترل گردند. برخی از اجزاء ممکن است در یک امتداد حساس به شتاب و در امتداد دیگر حساس به تغییرشکل باشند. مثالی از این اجزاء دیوارهای غیرباربر هستند که در امتداد صفحه دیوار حساس به تغییرمکان و در امتداد خارج از صفحه دیوار حساس به شتاب در نظر گرفته می‌شوند.

ت ۹-۶-۱- اجزای حساس به شتاب تا ت۹-۶-۳- اجزای حساس به شتاب و تغییرشکل

تفسیر ندارد.

ت۹-۷- روش‌های ارزیابی

تفسیر ندارد.

ت ۹-۷-۱- روش تجویزی

در بعضی از اجزای غیرسازه‌ای از طرف کارخانه سازنده مدارکی شامل توصیه‌هایی برای نصب جزء غیرسازه‌ای به منظور حفاظت جزء در مقابل بارهای لرزه‌ای موجود می باشد. در این صورت برای جزء غیرسازه‌ای مورد نظر نیاز به محاسبات مهندسی نبوده و می توان از روش تجویزی استفاده نمود، اگر چه بعضی از اجزاء ممکن است نیاز به بررسی مهندسی از نظر طراحی و نصب داشته باشند.

ت ۹-۷-۲- روش تحلیلی

روش تحلیلی با استفاده از معادلات ساده شده یا معادلات تفصیلی برای محاسبه نیروهای طراحی لرزه‌ای وارد به اجزای غیر سازه‌ای مورد استفاده قرار می گیرد. معادلات ساده شده به صورت تقریبی و در نتیجه دارای نتایج حاصل از آن محافظه کارانه خواهد بود. معادلات تفصیلی ارائه شده دقت بیشتری در محاسبهٔ نیروهای طراحی لرزه‌ای داشته و نتایج حاصل از این روش تحلیلی کمتر محافظه کارانه خواهد بود.

در اجزای غیر سازه‌ای حساس به تغییر شکلی که در معیار پذیرش آنها کنترل تغییر مکان نسبی مد نظر می باشد، تغییر مکان نسبی ساختمان در ارتباط با موقعیت این اجزای غیرسازه‌ای باید برآورد و با مقادیر حدی ارائه شده در معیارهای پذیرش مقایسه گردند. هر گاه معیار پذیرش مربوط به تغییر شکل ارضاء نشود در این حالت بسته به نظر و قضاوت مهندسی، یا باید در جهت کاهش تغییرمکان نسبی ساختمان بهسازی انجام گیرد و یا جزئیات مربوط به جزء غیر سازه‌ای تعویض و یا تغییر نماید تا تغییر شکل به حد قابل قبول برسد.

پاسخ اجزای غیر سازه‌ای متصل به سقف، کف یا دیوارها به حرکت ساختمان، بسیار مشابه است با پاسخ ساختمان به حرکت زمین. می توان از روش های خطی یا غیرخطی برای محاسبه بیشینه شتاب در محل تکیه گاه جزء غیرسازه‌ای و محاسبه تغییر مکان نسبی ساختمان با در نظر گرفتن محل نصب جزء غیر سازه‌ای استفاده نمود. با تهیه طیف پاسخ سقف یا کف و یا تهیه تاریخچه زمانی شتاب در محل تکیه گاه جزء غیرسازه‌ای حاصل از پاسخ دینامیکی ساختمان، احتمال افزایش شتاب کف یا سقف ساختمان و یا تغییرمکان در جزء غیرسازه‌ای با احتساب شکل پذیری جزء، مورد بررسی قرار می گیرد. هر گاه نتایج حاصل از طیف پاسخ کف کمتر از مقادیر حاصله از معادلات پایه یا جامع باشد، استفاده از این روش ارجح است.

ت ۹-۷-۲-۱- محاسبه نیرو با معادلات ساده شده

تفسیر ندارد.

ت ۹-۷-۲-۲- محاسبه نیرو با معادلات تفصیلی

نیروهای لرزه‌ای وارد بر اجزای غیرسازه‌ای با توجه به سه عامل محاسبه شده اند: شتاب زمین در پای ساختمان، نسبت شتاب طبقه محل نصب جزء غیرسازه‌ای به شتاب زمین و بزرگنمایی دینامیکی ناشی از پدیده تشدید بین پاسخ ساختمان و جزء غیرسازه‌ای. رابطه ۹-۴ برآوردی از شتاب افقی جزء غیرسازه‌ای که حاصل این اثرات است را ارائه می دهد. در این رابطه بیشینه شتاب زمین ۰/۴ برابر مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای سطح خطر مورد نظر (S_{xs}) در نظر گرفته شده است.

همچنین در این رابطه، نسبت شتاب طبقه در محل جزء غیرسازه‌ای بر اساس افزایش خطی شتاب در ارتفاع سازه در نظر گرفته شده است. عبارت $(1+\frac{2x}{h})$ بر همین اساس و با فرض در نظر گرفتن شکل مود اول ساختمانی با سختی و جرم یکنواخت در رابطه منظور شده است.

در ساختمانهایی که مودهای بالا اهمیت دارند، فرض افزایش خطی شتاب ممکن است باعث محاسبه مقادیر محافظه کارانه‌ای برای شتاب طبقات زیر بام گردد. تحلیل خطی طیفی با استفاده از طیف پاسخ می تواند به عنوان روشی جایگزین برای برآورد تغییرات شتاب طبقات به کار گرفته شود.

ضریب a_p برای درنظر گرفتن بزرگنمایی دینامیکی ناشی از تشدید پاسخ جزء غیرسازه‌ای به کار گرفته شده است. جداول انتهایی این فصل از دستورالعمل مقادیر لازم برای این پارامتر را ارائه نموده اند. در این جداول مقدار a_p برای اجزایی که صلب فرض شده‌اند برابر ۱ در نظر گرفته شده است. سایر اجزای انعطاف‌پذیر در نظر گرفته شده اند. مهندس طراح می‌تواند صحت مقدار این ضریب را برای جزء در دست ارزیابی کنترل نماید.

در محاسبه نیروی وارد بر اعضای غیر سازه‌ای فرض می‌شود که شتاب وارد به طبقات به صورت مثلثی توزیع شود. در ساختمان های کوتاه یا متوسط، این فرض معمولا معقول است ولی در ساختمانهای بیش از ۶ طبقه با زمان تناوب بیشتر از ۱ ثانیه، توزیع شتاب یکنواخت تر می باشد. مقدار x در رابطه ۹-۴ وابسته به جهت بار وارده متغیر می باشد.

مثلا در مورد یک پانل دیوار خارجی، ممکن است این دیوار در پایه اتصال صلب و در قسمت بالایی اتصال چفتی (Push-pull) داشته باشد. برای نیروهای داخل صفحه، نقطه مورد نظر در پایین پانل و در مورد بارگذاری خارج از صفحه، نقطه مورد نظر در وسط اتصال بالایی و اتصال پایینی در نظر گرفته خواهد شد.

رابطه ۹-۸ به بیان پارامتری به نام A_x می پردازد. این پارامتر نشان دهنده شتاب طبقات است. هدف این است که تحلیل دینامیکی خطی سازه انجام شده و شتاب واقعی طبقات بر پایه حرکت زمین با تعداد مودهای لازم در محدوده دوره تناوب ارتعاش اجزای غیر سازه‌ای برای طراحی به دست آید. تحلیل خطی دینامیکی برای تخمین شتاب طبقات برای سطح عملکرد ایمنی جانی و سطوح عملکرد شرایط نگهداری انجام می‌شود. برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه، تحلیل دینامیکی غیر خطی لازم است.

ت ۹-۷-۲-۲-۱- نیروهای افقی لرزه‌ای

تفسیر ندارد.

ت ۹-۷-۲-۲-۲- نیروهای قائم لرزه‌ای

تفسیر ندارد.

ت ۹-۷-۲-۳- محاسبه تغییرشکل

تفسیر ندارد.

ت ۹-۷-۲-۴- روش‌های دیگر

تفسیر ندارد.

ت ۹-۸- روش‌های بهسازی

روش‌های متعددی جهت بهسازی اجزای غیرسازه‌ای موجود می باشد که در اینجا این روش ها همراه با مثالی ذکر شده است. انتخاب روش مناسب و طراحی آن از مسئولیت‌های مهندس طراح بهسازی بوده و در هر حال باید نشان داده شود که روش انتخابی، معیارهای پذیرش مورد نظر را ارضاء می نمایند.

الف – بهسازی با روش جایگزین: در این روش جزء و اتصالات آن کاملاً برداشته شده و با جزء جدید جایگزین می گردد. مثلاً ممکن است نازک کاری دیوار خارجی را کاملاً برداشت و با نازک کاری جدید آن را جایگزین نمود.

ب – بهسازی با روش تقویت: برای افزایش مقاومت جزء غیر سازه‌ای می توان اجزایی را به آن اضافه نمود به عنوان مثال می توان با جوش دادن اعضای اضافی به تکیه گاه جزء غیرسازه‌ای از کمانش آن جلوگیری کرد.

پ – بهسازی با روش تعمیر: با تعمیر قسمتها یا اعضای خسارت دیده به طوری که معیارهای پذیرش ارضاء شود می توان جزء غیرسازه‌ای را بهسازی نمود. مثلاً قسمتهای زنگ زده در یک جزء غیرسازه‌ای را می توان تعمیر و یا جایگزین نمود.

ت – بهسازی با روش مهاربندی: با اضافه کردن اعضایی می توان جزء را یا به صورت داخلی و یا به ساختمان مهار نمود.

ث – بهسازی با روش متصل‌سازی: در این روش جزء غیرسازه‌ای را می توان به سازه و یا دیگر اجزای تکیه گاه توسط وسایل اتصال مثل پیچ متصل نمود. به عنوان مثال می توان اجزای مکانیکی را به بتن مسلح کف پیچ کرد.

تکیه گاه ها و وسایل اتصال اجزای مکانیکی و برقی باید با اصول مهندسی طراحی گردند. به عنوان راهنما می توان موارد زیر را ذکر نمود.

۱- وسایل اتصال و تکیه‌گاه‌هائی که نیروی زلزله را انتقال می دهند، باید از مصالح مناسب استفاده شده و براساس استانداردهای مناسب طراحی گردند.

۲- وسایل اتصالی که در بتن محصور می گردند باید برای بارهای چرخه ای مناسب باشند.

۳- میله های آویز مشـــروط برآنکه طولشـــان ۲۵ ســـانتیمتر و یا کمتر بوده و تحت اثر خمش قرار نگیرند می توانند به عنوان تکیه‌گاه محسوب شوند.

۴- از تکیه‌گاه‌های اصطکاکی نمی توان به عنوان روش متصل سازی استفاده نمود.

۵- محل تکیه‌گاه باید قابل رویت برای تعمیر و نگهداری باشد.

۶- اسـتفاده از ملات‌های منبسط شونده و یا چسب های منبسط شونده در محل های سوراخ شده برای مهارهایی که به صورت کششی جزء غیرسازه‌ای را نگهداری می نمایند مجاز است.

ت ۹-۹- اجزای معماری: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

ت ۹-۱۰- اجزای مکانیکی، برقی و تجهیزات داخل: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

تفسیر فصل ۱۰

سامانه‌های جداساز لرزه‌ای و اتلاف انرژی

ت۱۰-۱- محدوده کاربرد

استفاده از سامانه‌های جداساز لرزه‌ای و مستهلک کننده انرژی از جمله روشهای عملی برای بهسازی لرزه‌ای ساختمانها محسوب می شوند، این سامانه‌ها اساساً با تغییر دادن مشخصات دینامیکی ساختمانها (از جمله دوره تناوب طبیعی و میرائی) عملکرد آنها را بهبود می بخشند.

سامانه‌های جداساز یا مستهلک کننده انرژی بایستی اهداف بهسازی را مطابق ضوابط فصل۱ تأمین نمایند. عموماً از این سامانه‌ها برای دستیابی به سطوح عملکردی بالاتر از ایمنی جانی (نظیر قابلیت استفاده بی وقفه یا بالاتر) در بهسازی لرزه ای استفاده می شود.

سامانه های جداسازی لرزه ای و استهلاک انرژی روش های بهسازی مناسبی برای بسیاری از ساختمان ها به ویژه ساختملان های با هدف بهسازی محدود نیستند. به طور کلی این سامانه ها بیشترین کارایی را در بهسازی ساختمان هایی دارند که مالک به دنبال عملکرد لرزه ای بسیار مطلوب بوده و از عهده هزینه های مربوط به طراحی، ساخت و نصب وسایل مورد استفاده در این سامانه ها بر می آید. البته این روش ها اغلب موجب می گردد تا اقدامات لازم برای بهسازی اعضای داخلی سازه کاهش یابد. به این ترتیب بخشی از هزینه های یاد شده ممکن است هزینه اقدامات لازم برای افزایش سختی و مقاومت در سایر روش ها را برای نیل به همان هدف بهسازی کاهش دهد.

سامانه های جداسازی لرزه ای و استهلاک انرژی طیف وسیعی از روش ها و وسایل را شامل می شوند. در بیشتر موارد این سامانه ها و وسایل به همراه اقدامات اضافی بهسازی سازه به روش سنتی به اجرا در می آیند. در همه موارد این روش ها مستلزم ارزیابی اعضای ساختمان موجود خواهند بود. بنابراین این فصل از دستورالعمل به عنوان مکملی در کنار الزامات سایر فصول آن با معیارهای اضافی و روش های تحلیل مناسب برای ساختمان های بهسازی شده با این سامانه ها ارائه می گردد.

روش جداسازی لرزه ای به طور روزافزون برای ساختمان های تاریخی که دارای پایداری و فضای تحتانی بدون اهمیت تاریخی هستند مورد توجه است. در انتخاب این راه حل برای این گروه از ساختمان ها توجه ویژه باید به احتمال وجود اشیای تاریخی و باستانی در محل معطوف گردد. در صورت وجود این موارد اخذ نظر مراجع مربوط و ذیصلاح لازم خواهد بود. روش جداسازی لرزه ای همچنین برای تاسیسات ضروری به منظور حفظ محتویات با ارزش آن و ساختمان های دارای سیستم باربر لرزه ای با مقاومت ناکافی به عنوان یک گزینه مورد بررسی قرار می گیرد.

از نظر مفهومی، سامانه جداسازی لرزه ای با جدا کردن سازه ساختمان از زمین، پاسخ روسازه را کاهش می دهد. سامانه های جداسازی معمول با افزایش دوره تناوب ساختمان و اضافه نمودن میرایی نیروهای منتقل شده به روسازه منجر به این کاهش پاسخ می گردند. میرایی اضافی، مشخصه ذاتی بیشتر جداسازها است که می تواند توسط وسایل استهلاک انرژی به همراه جداسازی تامین گردد. در شرایط مطلوب، سامانه جداسازی لرزه ای، تغییر مکان نسبی روسازه را حداقل تا دو برابر، و حتی گاهی تا پنج برابر نسبت به حالت بدون جداسازی کاهش می دهد. مقادیر شتاب نیز در سازه در اثر جداسازی کاهش می یابد، اگرچه کاهش شتاب به مشخصات نیرو–تغییر شکل جداسازها بستگی دارد و ممکن است به اندازه کاهش تغییر مکان نسبی قابل توجه نباشد. کاهش تغییر مکان نسبی

روسازه، اجزا و اعضای سازه ای و هم چنین اعضای غیر سازه ای حساس به تغییر مکان را محافظت می نماید. کاهش شتاب، اعضای غیر سازه ای حساس به شتاب را محافظت می نماید.

وسایل مستهلک کننده انرژی غیر فعال، میرایی (و در برخی موارد سختی) به ساختمان اضافه می کنند. انواع گسترده ای از این وسایل در دسترس می باشد که شامل میراگرهای ویسکوز، مواد ویسکو الاستیک و وسایل با رفتار چرخه ای است. در حالت ایده آل، وسایل مستهلک کننده انرژی، تحریکات لرزه ای در سازه که در غیاب آنها باعث بروز سطوح بالاتر پاسخ و در نتیجه آسیب به اعضای ساختمان می گردند را کاهش می دهد. در شرایط مطلوب، این وسایل تغییر مکان نسبی سازه را حدود دو تا سه برابر (در صورتی که سختی به سازه اضافه نکرده باشند)، و در صورتی که به سازه سختی اضافه کرده باشند تا نسبت های بیشتر کاهش می دهند. وسایل مستهلک کننده انرژی در صورتی که پاسخ سازه در محدوده ارتجاعی باشد موجب کاهش نیرو در سازه می گردند. اما در صورتی که پاسخ سازه فراتر از حد تسلیم آن باشد کاهش نیرو با این وسایل انتظار نمی رود.

سامانه های لرزه ای ویژه مانند جداسازی یا استهلاک انرژی باید در مراحل اولیه طرح بهسازی و بر اساس اهداف بهسازی ساختمان مورد نظر (فصل ۱ دستورالعمل) مورد بررسی قرار گیرند. اینکه یک سامانه لرزه ای ویژه به عنوان گزینه ای صحیح در بهسازی ساختمان شناخته شود، در درجه اول به عملکرد مورد نیاز تحت سطح لرزه ای معین بستگی دارد. عموما این سامانه ها برای ساختمان هایی که اهداف بهسازی سختگیرانه تر (به عنوان مثال تقاضای سطوح عملکرد بالاتر و سطوح خطر شدیدتر) دارند مناسب تر هستند. جدول ت۱۰-۱ نشان می دهد که هر یک از سامانه های جداسازی لرزه ای و استهلاک انرژی برای چه سطح عملکردی به عنوان یک گزینه برای بهسازی لرزه ای ساختمان می تواند مورد توجه باشد. در این جدول پیشنهاد می گردد سامانه های جداسازی برای دستیابی به سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه برای اجزای سازه ای و سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه برای اجزای غیر سازه ای مورد بررسی قرار گیرند. بر اساس این جدول سامانه های جداسازی احتمالا روش مناسبی برای دستیابی به سطح عملکرد آستانه فروریزش نیستند. در حالت کلی سامانه های جداسازی به صورت ویژه ای از سازه ساختمان، اجزای غیر سازه ای و محتویات آن محافظت می کنند اما هزینه های این کار در صورت محدودیت بودجه و اهداف بهسازی مانع اجرای آن در عمل خواهد شد.

انتخاب سامانه های استهلاک انرژی به عنوان یک گزینه بهسازی در مقایسه با سامانه های جداسازی باید بر اساس شاخصه های گسترده تری مورد بررسی قرار گیرد. در ساختمان های بلندتر (که جداسازی لرزه ای ممکن است توجیه نداشته باشد) در حالتی که اهداف بهسازی شامل سطح عملکرد میانی خرابی محدود باشد سامانه های استهلاک انرژی ممکن است به عنوان یک گزینه بهسازی بررسی شوند. به کار گیری برخی از وسایل استهلاک انرژی در زمانی که اهداف عملکردی تنها سطح عملکرد ایمنی جانی محدود را در نظر دارد کاملا اقتصادی بوده و احتمالا اجرایی هستند. در حالت کلی به کار گیری سامانه های استهلاک انرژی در مواردی که سطح عملکرد سازه ای مورد نظر ایمنی جانی یا قابلیت استفاده بی وقفه باشد محتمل تر است.

جدول ت۱۰-۱: کارایی سامانه های جداسازی لرزه ای و استهلاک انرژی

سطح عملکرد اصلی	سطح عملکرد میانی	جداسازی لرزه ای	استهلاک انرژی
خدمت رسانی بی وقفه	خرابی محدود	بسیار محتمل	محدود
قابلیت استفاده بی وقفه	–	محتمل	محتمل
ایمنی جانی	ایمنی جانی محدود	محدود	محتمل
آستانه فروریزش	–	ناکارآمد	محدود

ت۱۰-۲- سامانه‌های جداساز لرزه‌ای

فلسفه و هدف بهسازی لرزه‌ای با استفاده از سامانه‌های جداساز لرزه‌ای به طور مستقیم به هدف کار فرما و انتظارات او از عملکرد ساختمان بهسازی شده بستگی دارد. به همین دلیل اهداف بهسازی می تواند از پروژه ای به پروژه دیگر متفاوت باشد. پنج مورد از مواردی که انگیزه اصلی کارفرمایان در انتخاب سامانه‌های جداساز لرزه‌ای برای بهسازی ساختمانهای موجود محسوب می شوند به شرح زیر می باشند:

۱- قابلیت عملکرد –مراکزی که در هنگام زلزله و بعد از آن بایستی به فعالیت خود ادامه دهند (مانند مراکز کامپیوتری ، مالی و ...)

۲- حفظ محتویات – لوازم مهم و ارزشمندی که بایستی از خسارات ناشی از ارتعاشات زلزله محافظت شوند (مانند آثار تاریخی و هنری)

۳- حفظ سرمایه – جلوگیری از ضررهای اقتصادی ناشی از خسارات زلزله.

۴- حفظ آثار باستانی- جلوگیری از تخریب یا ایجاد آسیب در ساختمانهای تاریخی.

۵- طرح اقتصادی- برخی از ساختمانها به قدری پیچیده هستند که جداسازی لرزه‌ای به عنوان یک روش اقتصادی برای بهسازی لرزه‌ای آنها می تواند در نظر گرفته شود.

در یک پروژه بهسازی، با توجه به اهداف فوق عملکردهای خاصی مورد نظر می باشد و ضوابط طراحی خاصی نیز مورد نیاز خواهد بود. تعریف و طبقه بندی اهداف بهسازی اولین گام اصلی برای تهیه ضابطه طراحی می باشد. کارفرمایانی که روی قابلیت عملکرد یا حفظ محتویات تأکید دارند بایستی سطح عملکرد بالاتری مانند قابلیت استفاده بی وقفه را مد نظر قرار دهند. این در حالی است که برای اهداف دیگر ممکن است سطح عملکرد پائین تری مانند ایمنی جانی کافی باشد. جزییات بیشتر از ملاحظات اجرایی در سامانه‌های جداساز لرزه ای و ساختمان‌های مجهز به این سامانه ها در نشریه شماره ۵۲۳ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور درج گردیده است.

ت۱۰-۲-۱-کلیات

روشهای تحلیل و طراحی برای سامانه‌های جداساز لرزه‌ای براساس اهداف بهسازی ذکر شده در فصل ۱ بوده و ضوابط مطرح شده در این بند مبتنی بر ضوابط تحلیل فصل ۳ می باشد.

جداسازی لرزه‌ای به عنوان نوعی روش بهسازی محسوب می گردد که انتظار می رود مؤثرتر از روشهای متداول عملکرد ساختمان را بهبود بخشد. جداسازی لرزه‌ای معمولا برای تامین سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه یا بالاتر از آن توصیه می گردد. در مواردی از این سامانه ها برای بهسازی لرزه ای ساختمان‌های تاریخی به کار گرفته شده است. در این پروژه ها، این روش میزان دخالت در بافت تاریخی بنا را کاهش می دهد.

ت۱۰-۲-۲- مشخصات مکانیکی و نحوه مدل‌سازی سامانه‌های جداساز لرزه‌ای

سامانه‌های جداساز لرزه‌ای ممکن است به طور همزمان از یک یا چند نوع جداساز لرزه‌ای که به طور موازی با وسایل استهلاک انرژی ترکیب شده‌اند به کار گرفته شوند. (سامانه مرکب)

برای به دست آوردن مشخصات اسمی طرح برای جداسازها، از اطلاعات آزمایشگاهی نمونه‌های مربوط به پروژه استفاده می‌گردد. به عنوان بخشی از فرایند طراحی درک این موضوع مهم است که به دلیل نوسانات در ساخت قطعات، تغییراتی در مشخصات اسمی آنها روی می‌دهد. از این رو باید نوسانات و تغییرات مربوط به این مشخصات که ناشی از فرایند تولید یا نمونه‌گیری و آزمایش یا اثرات درازمدت است به گونه مناسبی در برآورد نتایج مورد توجه قرار گیرد. براساس این ملاحظات مقادیر حداقل و حداکثر مشخصات جداسازها برای تحلیل و طراحی برآورد می‌گردند. توجه گردد که نتایج آزمایش تعداد کمی از جداسازهای نمونه الزاماً بهترین برآورد را از مشخصات اسمی طراحی و مقادیر حداقل یا حداکثر آن به دست نمی‌دهد.

ت۱۰-۲-۲-۱- کلیات

مشخصه‌های اصلی یک سامانه جداساز لرزه‌ای عبارتند از:

۱- انعطاف پذیری افقی برای افزایش دوره تناوب طبیعی سازه و کاهش اثرات زلزله (به جز در خاکهای بسیار نرم)؛

۲- استهلاک انرژی ورودی به سازه (میرایی) به منظور کاهش تغییر مکانها؛

۳- وجود سختی اولیه کافی در تغییر مکانهای کوچک برای تأمین صلبیت در مقابل بارهای محیطی در حد بهره برداری.

افزایش انعطاف پذیری افقی در سازه سبب جداکردن ساختمان از اثرات فرکانس های بالای ارتعاشات زلزله شده و نیروهای اینرسی تولید شده در ساختمان را به مقدار زیادی کاهش می دهد.

کاهش تغییر مکان در یک سامانه جداساز با میرایی زیاد معمولاً باعث کاهش نیروی برشی نیز می‌گردد.

معمولاً سامانه‌های جداساز لرزه‌ای در جهت افقی نرم و در جهت قائم سخت هستند. برای احتراز از بزرگنمایی حرکات قائم زمین لازم است سختی جداساز در امتداد قائم مورد توجه قرار گیرد. اگر محافظت جزء غیر سازه ای داخل ساختمان به طور خاص مستلزم در نظر گرفتن حرکات قائم زمین باشد، جداسازی قائم آن جزء توصیه می گردد.

ت۱۰-۲-۲-۲- مشخصات مکانیکی جداسازهای لرزه‌ای

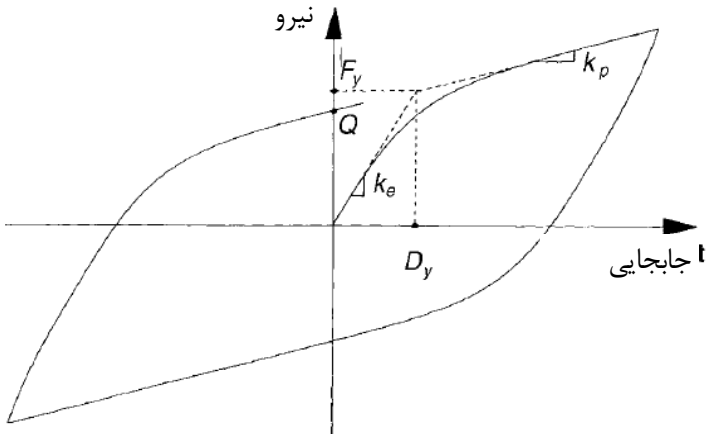
ت۱۰-۲-۲-۲-۱- جداسازهای الاستومری

تکیه گاه‌های الاستومری از جمله وسایل معمول برای جداسازی لرزه‌ای محسوب می شوند. این وسایل از ورقه‌های نازک لاستیکی تشکیل شده اند که به کمک ورقه‌های فولادی افقی مسلح شده اند. لاستیک طبیعی رفتار مکانیکی خاصی به صورت ترکیبی از رفتار ویسکوالاستیک و چرخه ای دارد. تکیه‌گاههای لاستیکی با میرایی کم اساساً دارای رفتار ارتجاعی و ویسکوز خطی در کرنشهای برشی بالا بوده و میرائی مؤثر آنها کمتر از ۰/۰۷ برای کرنشهای برشی بین ۰ تا ۲ است.

برای بالا بردن میرایی مؤثر جداسازهای الاستومری که عموماً از لاستیک با میرایی کم ساخته می شوند از یک هسته سربی در مرکز آن ها استفاده می گردد. در اثر تغییر شکل جانبی، هسته سربی تحت اثر برش حاصله در تنشهای پائین جاری شده (تقریباً در ۸ تا ۱۰ مگاپاسکال و در دمای معمولی) و حلقه‌های چرخه ای پایداری تشکیل می دهد. شکل (ت۱۰-۱) نمونه ای از منحنی‌های نیرو- تغییر شکل تکیه گاه لاستیکی- سربی را نشان می دهد. مقاومت مشخصه (Q) مطابق رابطه زیر به مساحت هسته سربی (A_p) و تنش برشی جاری شدن سرب (σ_{yl}) بستگی دارد.

$$Q = A_p \ \sigma_{yl} \qquad (ت۱۰-۱)$$

سختی جداساز لرزه‌ای بعد از جاری شدن (K_p) معمولاً بیشتر از سختی برشی تکیه گاه بدون سرب می باشد. بنابراین می توان نوشت:



شکل (ت۱۰-۱) : منحنی نمونه نیرو – تغییر شکل برای تکیه گاه لاستیکی – سربی

$$K_p = \frac{A_r G \ f_L}{\sum t} \qquad (ت۱۰-۲)$$

در رابطه فوق، Ar مساحت سطح مقطع لاستیک، $\sum t$ ضخامت کل لاستیک، G مدول برشی لاستیک (معمولاً در کرنش برشی ۰/۵ محاسبه می شود) و fL ضریبی بزرگتر از یک می باشد. مقدار متداول برای fL برابر ۱/۱۵ بوده و سختی ناحیه ارتجاعی عملاً در حدود ۶/۵ تا ۱۰ برابر سختی بعد از جاری شدن می باشد.

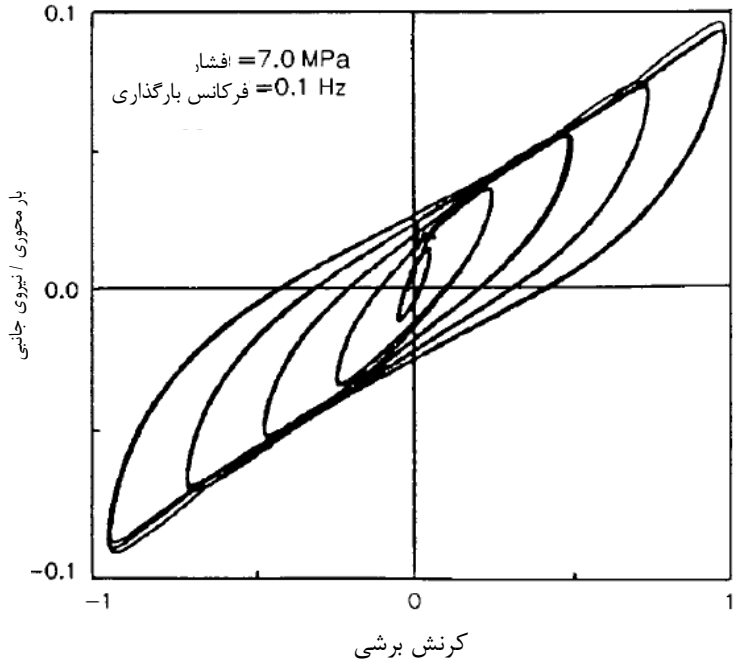
رفتار تکیه‌گاه‌های لاستیکی- سربی توسط مدل چرخه ای دو خطی قابل مدل‌سازی است. در صورتی که سختی ناحیه ارتجاعی تقریباً برابر K_p ۶/۵ باشد، تغییر مکان جاری شدن از رابطه زیر تعیین می گردد:

$$D_y = \frac{Q}{5.5\ K_p} \qquad (ت۱۰-۳)$$

بنابراین ، با فرض تغییر مکان جاری شدن D_y ، نیروی جاری شدن برابر خواهد بود با:

$$F_y = Q + K_p D_y \qquad (ت۱۰-۴)$$

جداسازهای الاستومری با میرایی زیاد از لاستیک و مواد افزودنی ویژه به گونه ای ساخته می شوند که میرایی مؤثر آنها بین ۰/۱ تا ۰/۲ میرایی بحرانی می باشد. شکل (ت۱۰-۲) نمونه ای از حلقه‌های نیرو- تغییر مکان این نوع تکیه‌گاه ها را نشان می دهد.



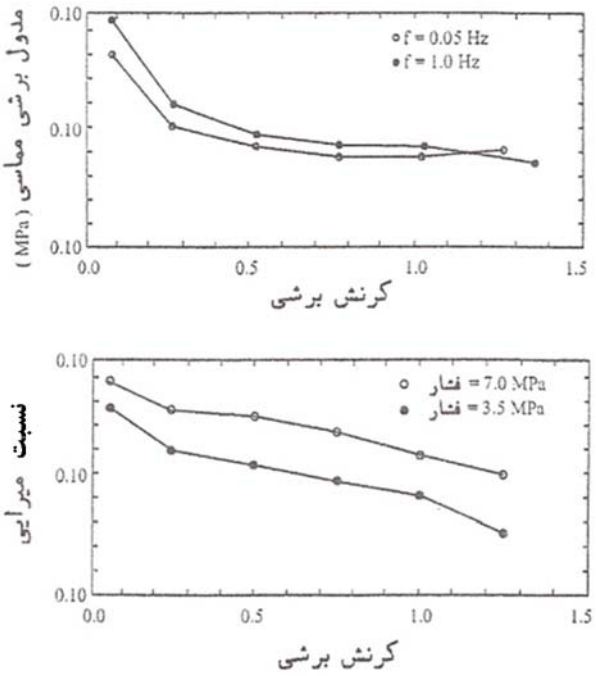
شکل (ت۱۰-۲) : حلقه‌های نیرو- تغییر شکل برای تکیه‌گاه لاستیکی با میرایی زیاد

مدل چرخه ای دو خطی مشابه شکل (ت۱۰-۱) برای مدل‌سازی تکیه‌گاه‌های با میرایی زیاد مناسب می باشد. حداکثر کرنش برشی قبل از حد سخت شدگی لاستیک در حدود ۱/۵ تا ۲ می باشد. در کرنشهای بالاتر، اکثر الاستومرها رفتار سخت شونده دارند و سختی این ناحیه در حدود ۲ برابر سختی ناحیه قبل از سخت شدگی است.

در شکل (ت۱۰-۳) نمونه ای از نتایج آزمایش تکیه‌گاه‌های لاستیکی با میرایی زیاد نشان داده شده است. نتایج نشان داده شده مبین آن است که فرکانس بارگذاری و تنش فشاری در محدوده نشان داده شده اثرات محدودی روی مدول برشی مماسی و ضریب میرائی معادل دارند. پارامترهای مدل چرخه ای دو خطی با استفاده از خواص مکانیکی G وβ_{eff} در کرنش برشی مربوط به تغییر مکان طرح (D) قابل محاسبه است. سختی ناحیه بعد از جاری شدن (K_p) از رابطه ت۱۰-۵ به دست می آید.

$$K_p = \frac{GA}{\sum t} \qquad (ت۱۰-۵)$$

در رابطه فوق A سطح مقطع کل لاستیک می باشد.



شکل (ت۱۰-۳) : مدول برشی مماسی و نسبت میرایی مؤثر تکیه‌گاه لاستیکی با میرایی زیاد

برای محاسبه مقاومت مشخصه (Q) می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$Q = \frac{\pi\beta_{eff}\ K_p\ D^2}{(2-\pi\beta_{eff})\ D - 2D_y} \qquad (ت۱۰-۶)$$

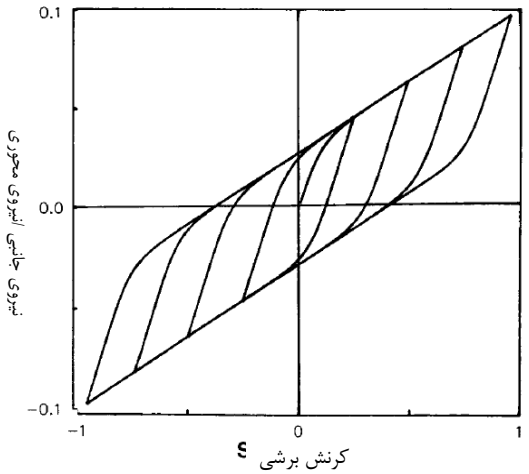
تغییر مکان جاری شـــدن عموماً در ابتدا نامعین اســـت، لذا براســـاس نتایج تجربی می توان آنرا معادل ۰/۰۵ تا ۰/۱ ارتفاع کل لاسـتیک (Σt) در نظر گرفت. با تعیین این مقدار، حد جاری شـدن طبق رابطه ت۱۰-۴ تعریف می شـود. مقاومت مشـخصه نیز بر حسب سختی مؤثر (K_{eff}) از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$Q = \frac{\pi\beta_{eff}\ K_{eff}\ D^2}{2\ (D - D_y)} \qquad (ت۱۰-۷)$$

برای محاسبه مدول برشی مؤثر (G_{eff}) رابطه زیر می تواند مورد استفاده قرار گیرد:

$$G_{eff} = \frac{K_{eff} \sum t}{A} \qquad (ت۱۰-۸)$$

نمونه ای از حلقه‌های چرخه ای حاصـل از مدل تحلیلی در شـکل (ت۱۰-۴) نشـان داده شـده اسـت. سـختی قائم تکیه‌گاه‌های لاستیکی نیز از رابطه زیر قابل محاسبه است:



شکل (ت۱۰-۴) : نتایج تحلیلی حلقه‌های نیرو – تغییر مکان تکیه‌گاه لاستیکی بامیرایی زیاد

$$K_v = \frac{E_c A}{\sum t} \qquad (ت۱۰-۹)$$

که در آن E_c مدول فشـاری می باشـد. تعدادی رابطه تجربی برای محاسبه مدول فشاری پیشنهاد شده است که از آن جمله می توان رابطه زیر را برای تکیه‌گاه‌های دایروی توصیه نمود.

$$E_c = \left[\frac{1}{6G_{eff}S^2} + \frac{4}{3K}\right]^{-1} \qquad (ت۱۰-۱۰)$$

در رابطه فوق K مدول حجمی لاسـتیک (که معمولاً برابر MPa ۲۰۰۰ فرض می شـود) و S ضـریب شکل می باشند. ضریب شـکل به صـورت نسبت سطح بارگذاری شده به سطح جانبی یک لایه لاستیکی تعریف می شود. برای تکیه‌گاه دایروی به قطر ϕ و ضخامت لایه لاستیکی t ضریب شکل برابر است با:

(ت۱۰-۱۱)

$$S = \frac{\phi}{4t}$$

تکیه‌گاه‌های الاستومری عموماً با ضریب شکلی برابر با ۱۲ الی ۲۰ طراحی می شوند. با در نظر گرفتن S=۱۵ ، G_{eff}=۱MPa ، K =۲۰۰۰MPa نسـبت سـختی قائم (رابطه ت۱۰-۹) به سختی مؤثر افقی تقریباً معادل۷۰۰ به دست می آید. بنابراین دوره تناوب طبیعی ارتعاش قائم سـاختمانهای جداسازی شده در حدود $\sqrt{700}$ (حدود ۲۶) برابر کمتر از دوره تناوب طبیعی ارتعاش افقی بوده و در محدوده کمتر از ۰/۱ ثانیه قرار دارد. در نتیجه، احتمال بزرگنمایی ارتعاشات قائم لرزه‌ای توسط سامانه جداساز وجود دارد.

ت۱۰-۲-۲-۲-۲-جداسازهای لغزشی

عموماً در تکیه‌گاه‌های لغزشـی نیروی منتقل شـده به سازه را می توان به مقدار از پیش تعیین شده ای محدود نمود. این عملکرد گرچه مطلوب اسـت، اما فقدان یک سـازوکار بازگرداننده می تواند سبب ایجاد تغییر مکانهای ماندگار در این سامانه شود. بدین جهت عموماً تکیه‌گاه‌های لغزشی همراه با سازوکارهای بازگرداننده طراحی می شوند.

نیروی جانبی تکیه‌گاه لغزشی از رابطه زیر تعیین می شود:

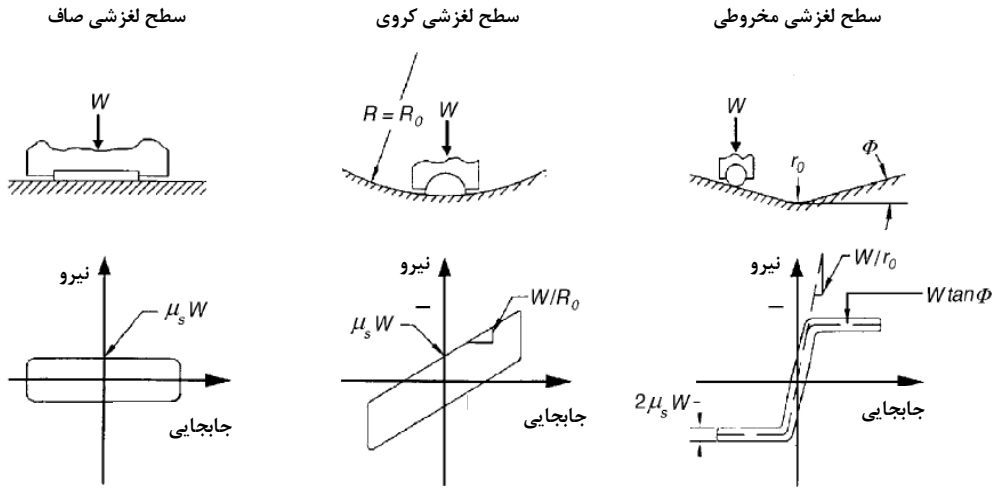
$$F = \frac{N}{R} U + \mu_s N \ \text{sgn}\ [\dot{U}] \qquad (ت۱۰-۱۲)$$

که در آن U تغییر مکان، $\dot{U}$ سرعت لغزش، R شعاع انحنای سطح لغزش، μ_s ضریب اصطکاک لغزش و N بار قائم تکیه‌گاه می باشند. بار قائم شامل بار ثقلی (W) ، اثر شتاب قائم زمین [$\ddot{U}_v$] و بار قائم ناشی از لنگر واژگونی (Ps) می باشد. در این رابطه می توان نوشت:

$$N = W\left[1 + \frac{\ddot{U}_v}{g} + \frac{P_s}{W}\right] \qquad (ت۱۰-۱۳)$$

اولین جمله رابطه (ت۱۰-۱۲) بیانگر مؤلفه نیروی بازگرداننده و جمله دوم بیانگر نیروی اصطکاک می باشند. در تکیه‌گاههای لغزشی صاف شعاع انحنا بی نهایت است، بنابراین نیروی بازگرداننده صفر می باشد. در یک سطح لغزش کروی، شعاع انحنا ثابت است، بنابراین نیروی بازگرداننده تکیه‌گاه به صورت خطی تغییر می کند. بدین ترتیب تحت بار ثقلی ثابت سختی سامانه برابر W/R_o خواهد بود، که در آن R_o شعاع لغزش کروی است. اگر سطح لغزش مخروطی باشد، نیروی بازگرداننده ثابت است. شکل (ت۱۰-۵) نمونه هایی از حلقه‌های نیرو – جابجایی تکیه‌گاه‌های لغزشی با سطح صاف، کروی و مخروطی را نشان می دهد.

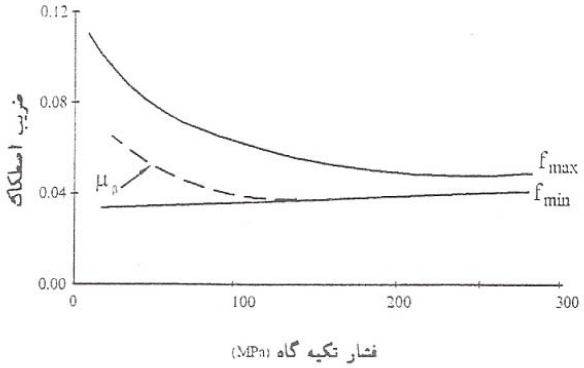
در تکیه‌گاه‌های با سطح تماس زیاد و بدون روغن کاری، ضریب اصطکاک به پارامترهای متعددی بستگی دارد که مهمترین آنها عبارتند از: ساختار سطح لغزش، فشار تکیه‌گاه و سرعت لغزش. برای سطوح ساخته شده از فولاد ضد زنگ صیقلی ضریب اصطکاک برابر است با:



شکل (ت۱۰-۵) : حلقه‌های نیرو – جابجایی تکیه‌گاه‌های لغزشی

$$\mu_S = f_{max} - \left[f_{max} - f_{min}\right] \exp\left[-a\ |\dot{U}|\right] \qquad (ت۱۰-۱۴)$$

که در آن f_{min} و f_{max} به ترتیب بیانگر ضریب اصطکاک در سرعتهای پائین و بالای لغزش تحت فشار ثابت می باشند که در شکل (ت۱۰-۶) نشان داده شده اند. پارامترهای f_{max} ، f_{min} و a به فشار تکیه‌گاه بستگی دارند. در این شکل همچنین جنبه دیگری از عملکرد تکیه‌گاه‌های لغزشی نشان داده شده است که در آن ضریب اصطکاک استاتیکی [μ_B] در شروع حرکت بیشتر از مقدار حداقل (f_{min}) می باشد.



شکل (ت۱۰-۶) : پارامترهای مدل تکیه‌گاه لغزشی اصطکاکی از جنس PTFE در تماس با فولاد صیقلی در دمای معمولی

در موارد اجرا شده از ترکیب جداسازهای الاستومری و اصطکاکی، جداسازهای الاستومری و فولاد نرم یا سرب برای استفاده از تسلیم و استهلاک انرژی در آنها استفاده شده است. همچنین از ترکیب جداسازهای الاستومری با میراگرهای لزج (ویسکوز) نیز به این منظور استفاده شده است. ضوابط طراحی میراگرهای ویسکوز در بند ۱۰-۳ نشریه شماره ۳۶۰ و ادامه این فصل از نشریه حاضر ارائه شده است.

سامانه‌های مرکب شامل جداسازهای الاستومری و لغزشی باید باتوجه به تفاوت‌های قابل‌توجه آنها در سختی قائم و جابجایی قائم آنها به عنوان تابعی از جابجایی افقی مدل‌سازی شوند. به کارگیری این دو نوع جداساز در مجاورت هم در زیر اعضای با سختی قائم در قاب مانند دیوارهای برشی بتن‌آرمه ممکن است باعث باز توزیع قابل توجه بارهای ثقلی گردد.

ت۱۰-۲-۲-۳- مدل‌سازی جداسازها

ت۱۰-۲-۲-۳-۱- کلیات

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۲-۳-۲- مدل‌های خطی

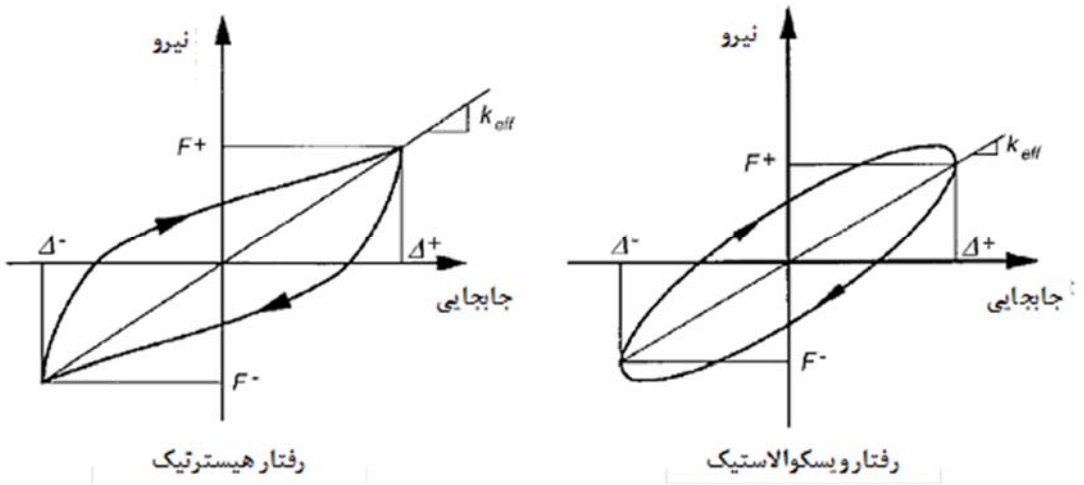
در مدل‌های خطی، برای تعیین مشخصات جداسازها تنها از سختی مؤثر (K_{eff}) و میرائی مؤثر (β_{eff}) استفاده می شود. بدین ترتیب نیروی جداساز لرزه‌ای از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$F = K_{eff}\, D \qquad (ت۱۰-۱۵)$$

سختی مؤثر جداساز لرزه‌ای از نتایج آزمایش های تجربی همانند رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$K_{eff} = \frac{\left| F^{+} \right| + \left| F^{-} \right|}{\left| \Delta^{+} \right| + \left| \Delta^{-} \right|} \qquad (ت۱۰-۱۶)$$

شکل (ت۱۰-۷) نمونه‌ی رفتاری سختی مؤثر را نشان می دهد.



شکل (ت۱۰-۷) : سختی مؤثر جداسازهای لرزه‌ای با رفتارهای چرخه ای متفاوت

برای تحلیل خطی لازم است هر جداساز لرزه‌ای یا مجموعه ای از آنها توسط یک فنر خطی معادل مدل سازی گردد. قابلیت جذب انرژی این سامانه عموماً توسط میرایی مؤثر آن تعیین می شود. این میرایی تابع دامنه بوده و طبق رابطه زیر در تغییر مکان طرح (D) محاسبه می شود:

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{\sum E_D}{K_{\text{eff}} D^2}\right] \qquad (ت۱۰-۱۷)$$

که در آن $\sum E_D$ مجموع سطوح حلقه‌های چرخه ای تمام جداسازها و K_{eff} مجموع سختی مؤثر آنها می باشند.

کاربرد روابط ت۱۰-۱۵ تا ت۱۰-۱۷ برای طراحی سامانه‌های جداساز لرزه‌ای در مواردی که سختی مؤثر و سطح حلقه چرخه ای به نیروی محوری بستگی داشته باشد پیچیده است. در این موارد، تحلیل چند مرحله ای لازم است تا مشخصات جداسازها به دست آید. به عنوان مثال در خصوص سامانه‌های لغزشی این وابستگی وجود دارد. برای این جداسازها روش زیر پیشنهاد می شود:

در سامانه های جداساز لغزشی، از آنجا که رابطه بین نیروی افقی و بار قائم طبق رابطه ت۱۰-۱۲ اساساً خطی است، اثر خالص و نهایی لنگر واژگونی در رفتار مکانیکی مجموعه جداسازها ناچیز قلمداد می شود. برای تکیه‌گاه‌های الاستومری نیز رفتار مشابهی قابل توصیه است.

اثر شتاب قائم زمین باعث تغییر بار محوری جداسازها می شود. اگر ساختمان در جهت قائم صلب فرض شود و از نیروی محوری ناشی از لنگرهای واژگونی صرف نظر شود، بارهای محوری مابین W[1-Ü/g] و W[1+Ü/g] خواهند بود، که در آن Ü حداکثر شتاب قائم زمین می باشد. با توجه به اینکه مؤلفه‌های حرکت افقی و قائم زمین عموماً همزمان نیستند، می توان با فرض ۵۰٪ حداکثر شتاب قائم، حداکثر و حداقل بارهای محوری یک جداساز را به صورت زیر تعریف نمود:

$$N_c = W\,[1 \pm 0.20\, S_{DS}] \qquad (ت۱۰-۱۸)$$

در این رابطه فرض شده است که پاسخ طیفی دوره تناوب کوتاه (S_{DS}) معادل ۲/۵ برابر حداکثر شتاب قائم زمین باشد. بنابراین برای زلزله سطح خطر ۲ خواهیم داشت:

$$N_c = W\,[1 \pm 0.20\, S_{MS}] \qquad (ت۱۰-۱۹)$$

در ساختمانهایی که در نزدیکی یک گسل فعال قرار دارند استفاده از روابط یاد شده بایستی با احتیاط صورت پذیرد . در این حالت ملاحظات خاص مربوط به رابطه مؤلفه‌های افقی و قائم حرکت زمین در محل مورد نظر بایستی مورد توجه قرار داده شوند.

بار N_c برای محاسبه سختی مؤثر و سطح حلقه چرخه ای مورد استفاده قرار می گیرد. برای تعیین این مشخصه ها، مقاومت مشخصه (Q) طبق رابطه ت۱۰-۷ می تواند محاسبه شود. برای جداسازهای لغزشی، Q می تواند مساوی $f_{max}\ N_c$ باشد که f_{max} در فشار تکیه‌گاهی مربوط به بار N_c محاسبه می شود. به عنوان مثال، برای یک تکیه‌گاه لغزشی با سطح کروی به شعاع R_o مطابق شکل (ت۱۰-۵)، سختی مؤثر و سطح حلقه در تغییر مکان طرح (D) عبارت خواهند بود از :

$$K_{eff} = \left[\frac{1}{R_o} + \frac{f_{max}}{D}\right] N_c \qquad (ت۱۰-۲۰)$$

$$\text{مساحت حلقه} = 4\, f_{max}\ N_c\ D \qquad (ت۱۰-۲۱)$$

ت۱۰-۲-۲-۳-۳- مدل‌های غیرخطی

برای تحلیل دینامیکی غیرخطی، سامانه‌های جداساز لرزه‌ای باید به صورت کامل مدل‌سازی شوند. در صورتی که عوامل ایجاد عدم قطعیت در پارامترها وجود داشته باشد یا مدل‌سازی بعضی جنبه‌های رفتاری این سامانه‌ها ممکن نباشد، تحلیل چند مرحله ای با توجه به موارد مختلف عدم قطعیت لازم خواهد بود.

در تحلیل غیرخطی، هر یک از عناصر جداساز لرزه‌ای می تواند به صورت یک مدل چرخه ای مجزا در نظر گرفته شود. تکیه‌گاه‌های الاستومری می توانند به صورت عناصر چرخه ای دوخطی در نظر گرفته شوند. تکیه‌گاه‌های لغزشی نیز به صورت عناصر چرخه ای دو خطی با استفاده از حد مقاومت مشخصه آنها قابل مدل‌سازی هستند، در این صورت می توان نوشت:

$$Q = f_{max} \,.\, N_c \qquad (ت۱۰-۲۲)$$

که در آن N_c از رابطه ت۱۰-۱۸ یا ت۱۰-۱۹ به دست می آید. f_{max} ضریب اصطکاک لغزش در سرعت مربوطه می باشد. سختی سامانه بعد از جاری شدن از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$K_p = \frac{N_c}{R} \qquad (ت۱۰-۲۳)$$

که در آن R در بند ت۱۰-۲-۲-۲-۲ تعریف شده است. تغییر مکان جاری شدن در تکیه‌گاه‌های لغزشی (D_y) در یک مدل چرخه ای دو خطی باید کوچک باشد (در حدود ۲ میلی‌متر). به عنوان تقریب می توان سختی اولیه را حداقل ۱۰۰ برابر سختی بعد از جاری شدن در نظر گرفت.

جداسازهایی که مطابق شکل (ت۱۰-۴) خاصیت ویسکوالاستیک دارند به صورت عناصر ارتجاعی خطی با سختی مؤثر K_{eff} حاصل از رابطه ت۱۰-۲۰ مدل‌سازی می شوند.

ت۱۰-۲-۲-۴- مدل‌سازی سامانه جداساز و سازه‌ی فوقانی

ت۱۰-۲-۲-۴-۱- کلیات

در مدل‌سازی سامانه جداساز لرزه ای و سازه فوقانی لازم است مشخصات فنی جداسازها منطبق با ویژگی‌های نمونه‌های ارائه شده توسط شرکت سازنده انتخاب و در مدل‌سازی استفاده شود. این ویژگی ها بر اساس آزمایش‌های بند ۱۰-۲-۹ تعیین می شوند. پس از مدل‌سازی و تحلیل سازه لازم است نتایج حاصل به روش مناسب و قابل قبولی صحت سنجی شوند.

ت۱۰-۲-۲-۴-۲- مدل‌سازی سامانه جداساز

مدل رفتاری سامانه باید در مطابقت کافی با جزییات اجرایی ایجاد گردد. المان‌های معرفی شده به این منظور باید به نحو مناسبی تغییرات نیروی قائم را بر روی سختی و تغییر شکل‌های سامانه در نظر بگیرند. همچنین المان‌های معرفی شده برای تجهیزات میراگر یا جداساز در تراز جداسازی باید به نحو مناسبی تغییرات همزمان ویژگی‌های رفتاری میراگرها و جداساز واقعی در هر سه بعد حرکتی را شبیه سازی نمایند.

ت۱۰-۲-۲-۴-۳- مدل‌سازی سازه‌ی فوقانی

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۳- ضوابط کلی برای طراحی سامانه جداساز

ت۱۰-۲-۳-۱- کلیات

ضابطه جداسازی لرزه‌ای ساختمانها شامل دو بخش زیر می باشد:

۱- بهسازی ساختمان؛

۲- طرح، تحلیل و آزمایش سامانه جداساز.

ت۱۰-۲-۳-۱-۱- پایداری سامانه جداساز

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۳-۱-۲- طبقه‌بندی ساختمان بر حسب شکل

تفسیرندارد.

ت۱۰-۲-۳-۲- ضابطه حرکت زمین

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۳-۲-۱- زلزله‌ی طرح

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۳-۲-۲- زلزله حداکثر

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۳-۳- انتخاب روش تحلیل و ت۱۰-۲-۳-۳-۱- روش‌های خطی

روش خطی عنوان شده بیانگر حداکثر تغییر مکان جانبی سامانه جداساز و مبین معیار اولیه طراحی می باشد و برای گروه کوچکی از ساختمانهای جداسازی شده قابل کاربرد است. این روش برای طراحی اولیه مفید بوده و محاسبات را تسریع می کند.

سامانه‌های جداسازی شده ای که نیازمند تحلیل دینامیکی هستند به شرح زیر طبقه بندی شده اند:

۱- سامانه‌های با بیش از ۳۰٪ میرایی مؤثر (میرایی زیاد می تواند اثرات مودهای بالاتر سازه فوقانی را افزایش دهد)؛

۲- سامانه‌هایی که فاقد نیروی بازگرداننده مؤثر هستند (به سبب وجود تغییر مکان باقی مانده در این سامانه‌ها) مانند جداسازهای لغزشی؛

۳- سامانه‌هایی که انتظار می رود تغییر مکان جانبی آنها بیشتر از حداقل بعد درز انقطاع با ساختمانهای مجاور باشد (برخورد ساختمانهای طرفین سبب ایجاد نیروهای مضاعف در سازه فوقانی می گردد)؛

۴- سامانه‌هایی که مشخصه‌های آنها تابع سرعت یا مقدار بارگذاری بوده و در طول مدت زلزله تغییر می کند.

برای انواع سامانه‌های جداسازی شده به شرح فوق، مشخصات غیر خطی مناسب برای مدل‌سازی جداسازها لازم است.

مشخصات خطی برای مدل‌سازی سازه فوقانی در صورتی قابل استفاده است که پاسخ سازه فوقانی برای زلزله سطح خطر ۲ ارتجاعی خطی باشد.

محدودیتهای مربوط به استفاده از روشهای خطی باعث می شود که تقریباً در اغلب ساختمانهای جداسازی شده از روش غیرخطی استفاده شود. به هر حال، مقادیر حد پائین تغییر مکان و نیروی طراحی سامانه‌های جداسازی شده که توسط فرمولهای روش خطی تعیین می شوند می توانند مبنای طراحی برای تحلیل دینامیکی باشند.

ت۱۰-۲-۳-۳-۲- تحلیل طیفی

استفاده از روش تحلیل طیفی برای طراحی سازه‌های جداسازی شده ای توصیه می شود که یا دارای سازه فوقانی بلند و نرم باشند و یا سازه فوقانی آنها نامنظم باشد. در بسیاری از ساختمانها، تغییر مکان حاصل از تحلیل طیف پاسخ چندان تفاوتی با نتایج حاصله از فرمولهای تجربی روش خطی ندارد، به شرطی که سختی مؤثر و مشخصات میرایی سامانه جداساز در هر دو روش مشابه باشند. مزیت عمده تحلیل طیفی در اینجا تعیین توزیع نیرو در سازه فوقانی است. روش تحلیل طیفی با مدل‌سازی دقیقتر سازه فوقانی برآورد مناسب‌تری از نیروها و تغییر مکانهای اعضای سازه را ارائه می نماید.

معمولا در تحلیل‌های طیفی از مشـخصـات سختی و میرایی موثر مولفه‌های جداساز لرزه ای در نرم افزارهای محاسباتی استفاده می گردد. از این رو در تعیین مقادیر سختی و میرایی موثر لازم است توجه گردد این مقادیر بر اساس زلزله سطح خطر ۱ (زلزله طرح) برآورد می شوند.

ت۱۰-۲-۳-۳-۳- روش‌های غیرخطی

روشـهای غیر خطی شـامل روش استاتیکی غیرخطی و روش دینامیکی غیرخطی می باشد. این روشها در مواردی که رفتار سازه فوقانی تحت زلزله سـطح خطر ۲ ارتجاعی خطی نباشد لازم است. در این حالت، عناصر سازه فوقانی به صورت غیر خطی مدل‌سازی می شـوند. تحلیل دینامیکی برای سـازه‌های جداسازی شده واقع بر روی خاک نرم (حرکات طولانی مدت خاک همراه با دوره تناوب بلند و دارای زمینه ایجاد حرکات لرزه ای شدید) ضروری است.

ت۱۰-۲-۴- روش‌های تحلیل خطی

ت۱۰-۲-۴-۱- کلیات

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۴-۲- مشخصات تغییرشکل سامانه جداساز

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۴-۳- حداقل تغییرمکان جانبی

ت۱۰-۲-۴-۳-۱- تغییرمکان طرح

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۴-۳-۲- زمان تناوب موثر در تغییرمکان طرح

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۴-۳-۳- تغییر مکان حداکثر

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۴-۳-۴- زمان تناوب موثر در تغییرمکان حداکثر

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۴-۳-۵- تغییرمکان کل

محاسبات لازم برای در نظر گرفتن $1/1D_m$ به عنوان کل تغییر مکان حداکثر را می توان از طریق انجام محاسبات استاتیکی غیرخطی یا دینامیکی غیرخطی انجام داد.

ت۱۰-۲-۴-۴- حداقل نیروی جانبی

ت۱۰-۲-۴-۴-۱- سامانه جداساز و اجزای واقع در زیر آن

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۴-۴-۲- اجزای سازه‌ای واقع در روی سامانه جداساز

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۴-۴-۳- محدویت‌های V_S

نیروهای جانبی لازم برای فعال ساختن سامانه جداساز می تواند حد جاری شدن سامانه جداساز، ظرفیت نهائی سامانه در مقابل باد، یا حد مقاومت اصطکاکی در آستانه لغزش در نظر گرفته شود.

ت۱۰-۲-۴-۴-۴- توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان

در برآورد نیروی جانبی به روسازه می توان سهم وزن صفحه فوقانی متصل به سامانه جداسازی را از وزن کل ساختمان کسر نمود و اثر این سهم را به طور جداگانه به تراز فوقانی سامانه جداساز اختصاص داد.

ت۱۰-۲-۴-۵- تحلیل طیفی ، تا انتهای ت۱۰-۲-۷- جزییات مورد نیاز سامانه

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۷-۱-کلیات

لازم است مراحل طراحی ساختمان جداسازی شده توسط مهندس (یا گروه مهندسان) مستقل و مجرب در امر تحلیل و طراحی ساختمان‌های دارای سامانه‌های جداسازی مورد بازبینی و کنترل قرار گیرد.

ت۱۰-۲-۷-۲ سامانه جداساز تا ت۱۰۲-۷-۲-۷ واژگونی

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۲-۷-۲-۸- بازرسی و جایگزینی

لازم است امکان دسترسی برای بازرسی و جایگزین کردن احتمالی هر یک از اجزای سامانه جداساز تأمین شود. به این منظور باید تمهیدات لازم در فرایند طراحی و اجرای سامانه جداسازی برای فراهم نمودن امکان دسترسی به اجزای سامانه پس از اجرای ساختمان و جایگزین کردن آنها دیده شود.

ت۱۰-۲-۷-۲-۹- کنترل کیفیت تولید

پیش از انجام آزمایش‌های نمونه اصلی لازم است کیفیت تولید جداسازها توسط آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید ارزیابی گردد. به این منظور لازم است مهندس طراح برنامه آزمایش‌های مربوط را تهیه نماید. برنامه آزمایش‌های مربوط به کنترل کیفیت تولید باید حداقل موارد زیر را تأمین نماید:

– کفایت مشخصات مصالح جداساز را تأیید نماید.

– قابلیت پذیرش نتایج حاصل از آزمایش یک نمونه معین از جداسازهای آزمایش شده را ارزیابی کند.

به منظور ارزیابی و پذیرش نتایج آزمایش لازم است معیارهای پذیرش در بخش مشخصات فنی پروژه قید شده باشد. توضیحات لازم درباره معیارهای پذیرش در بند ت–۱۰–۲–۲–۱ ارائه شده است.

لازم است مهندس طراح مشخصات فنی پروژه و گستره برنامه آزمایش کنترل کیفیت تولید واحدهای سامانه جداساز را به همراه مقادیر رواداری مجاز در مشخصات اندازه‌گیری شده تهیه نماید. به طور معمول همه جداسازها در هر اندازه، تحت اثرات ترکیبی بار فشاری و برشی آزمایش شده و مقدار میانگین نتایج آزمایش با مقادیر نوسانات مجاز مقایسه می‌شود. در این صورت تغییرات نتایج در هر یک از نوسانات جداسازها به تنهایی ممکن است مجاز به تغییر در محدوده‌ای وسیع‌تر باشد. اگر کمتر از ۱۰۰٪ جداسازهای هم‌اندازه در یک پروژه تحت آزمایش قرار بگیرند، این امکان سلب می‌گردد.

برای مثال، تغییرات مقدار میانگین سختی مؤثر همه جداسازها نسبت به مقدار معین شده باید در محدوده ۱۰٪± قرار گیرد، اما تغییرات سختی مؤثر هر یک از جداسازها به تنهایی می‌تواند تا ۱۵٪± نسبت به مقدار معین شده باشد. مهندس طراح براساس شرایط اجرا و الزامات طراحی در هر پروژه باید در مورد محدوده تغییرات ویژگی‌های جداسازها تصمیم بگیرد.

مهندس طراح همچنین باید نمونه‌های لازم برای هر آزمایش را تعیین نماید. این تعداد می‌تواند از تعداد کمی از نمونه ها (حداقل ۲۰٪ تعداد کل جداسازها توصیه می‌گردد) تا همه نمونه‌های تولید شده را شامل شود. در اجرا معمولاً همه نمونه‌ها مورد انجام این آزمایش‌ها قرار می‌گیرند اما برای تعداد نمونه‌ها ضابطه مدونی وجود ندارد. پیچیدگی جداساز، پیچیدگی روش آزمایش، تغییرات مورد انتظار در ویژگی‌های مصالح و تجربیات سازنده در ساخت نوع و اندازه معینی از جداساز عواملی هستند که در تعیین تعداد نمونه‌های لازم برای آزمایش اهمیت دارند.

مهمترین آزمایش در برنامه کنترل کیفیت آزمایش ترکیبی فشار و برش است. این آزمایش مهمترین ویژگی‌های رفتاری جداسازهای ساخته شده را مشخص نموده و به طراح اجازه می‌دهد تا فرضیات خود در این زمینه را با مقایسه با مقادیر واقعی صحت‌سنجی کند.

برنامه کنترل کیفیت همچنین باید مشابه با سایر مصالح به کار رفته در پروژه شامل آزمایش‌های کنترل کیفیت مصالح اجزای جداساز نیز گردد.

ت۱۰-۲-۷-۳- سیستم سازه‌ای تا انتهای ت۱۰-۲-۹-۵-۲- میرائی مؤثر

تفسیر ندارد.

ت۱۰-۳- سامانه‌های اتلاف انرژی

استفاده از سامانه‌های غیرفعال اتلاف انرژی روش مؤثر در کاستن از اثرات زلزله در ساختمانها است. نقش عملی این سامانه‌ها اضافه نمودن میرایی ساختمانها و به تبع آن کاهش دامنه تغییر مکانها و نیروهای ناشی از اثرات زلزله در سازه است. موارد استفاده عملی از این روش بهسازی عمدتاً محدود به بهبود بخشیدن به رفتار سازه هایی است که هدف بهسازی در آنها سطوح عملکردی ایمنی جانی و یا بالاتر از آن است. کاربرد این روش در سطح عملکردی آستانه فرو ریزش کمتر مد نظر است. از مزایای جنبی استفاده از این روش بهسازی، کنترل و بهبود رفتار ساختمان در رابطه با اثرات باد یا زلزله‌های خفیف می باشد.

در این دستور العمل روشهای تحلیلی به کار گرفته شده تقریبی بوده و دقت آنها خصوصاً در مورد تغییر مکانهای نسبی طبقات، پائین است. راهکارهای ارائه شده بر مبنای امکان از کار افتادن برخی از مؤلفه‌های سامانه غیرفعال در یک رفتار ترکیبی می باشد. هنگامی که تعداد و آرایش هندسی این مولفه ها قابلیت اطمینان لازم را در رفتار سازه ایجاد نمی کنند، توصیه می گردد که توانائی تحمل تغییر شکلهای حداکثر در تمامی مؤلفه‌های سامانه مزبور افزایش یابد.

ت ۱۰-۳-۱- ضوابط کلی

افزایش ظرفیت تغییرمکان و سرعت بستگی به سطح افزونگی و توانمندی سامانه استهلاک انرژی دارد. پژوهش‌ها نشان می‌دهد به این منظور در نظر گرفتن ضریب ۱/۳ نسبت به مقادیر محاسبه شده برای زلزله سطح خطر ۲ حاشیه ایمنی بیشتری در زلزله‌های شدید ایجاد می‌کند. بنابراین، این روش مستلزم آن است که وسایل استهلاک انرژی قادر به تحمل تغییرمکان‌های (و در مورد وسایل وابسته به سرعت، سرعت‌های) بیشتری نسبت به مقادیر حداکثر به دست آمده در تحلیل‌ها تحت زلزله سطح خطر ۲ باشد. از آنجا که افزایش ظرفیت تغییرمکان و سرعت به سطح افزونگی سامانه استهلاک انرژی بستگی دارد، پاسخ یک قاب ساختمانی به همراه چهار وسیله استهلاک انرژی یا بیشتر، در هر طبقه و در امتداد هر محور اصلی ساختمان دارای قابلیت اطمینان بیشتری نسبت به قاب‌های با تعداد کمتری از میراگر در هر امتداد است. نیروی اضافی ناشی از ظرفیت افزایش یافته در تغییرمکان و در سرعت وسایل استهلاک انرژی، برای طراحی قاب حامل این وسایل به کار گرفته می‌شود.

ت ۱۰-۳-۲: مدل‌سازی وسایل اتلاف انرژی

مثال‌هایی از رده «سایر وسایل» عبارتند از: وسایل شامل آلیاژهای دارای حافظه تغییرشکلی، ترکیبات اصطکاکی – فنری با قابلیت بارگردانندگی.

ت ۱۰-۳-۳- مدل سازی وسایل اتلاف انرژی

تفسیر ندارد.

ت ۱۰-۳-۳-۱- وسایل وابسته به تغییر مکان

تفسیر ندارد.

ت ۱-۳-۳-۲-۱- وسایل لزج – ارتجاعی جامد

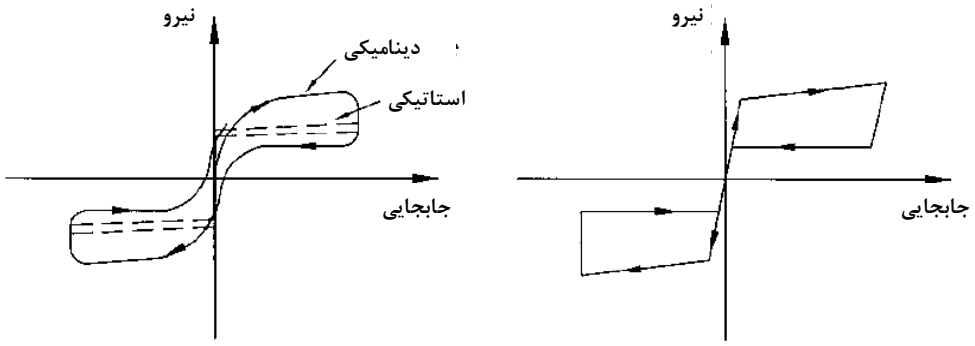
پاسخ چرخه‌ای جامدات با خاصیت لزج – ارتجاعی عموماً به فرکانس و دامنه حرکت و دمای محیط (شامل افزایش دمای ناشی از تحریک و عملکرد میراگر) دارد.

ت-۱۰-۳-۳-۲-۲- وسایل لزج – ارتجاعی مایع

پاسخ چرخه‌ای مایعات با خاصیت لزج – ارتجاعی عموماً به فرکانس و دامنه حرکت و دمای محیط (شامل افزایش دمای ناشی از تحریک و عملکرد میراگر) دارد.

ت-۱۰-۳-۳-۳- سایر انواع وسایل

سایر وسایل استهلاک انرژی مانند گروهی که رفتار چرخه‌ای نمایش داده شده در شکل ت-۱۰-۸ را از خود نشان می‌دهند مستلزم روش‌های مدل‌سازی متفاوت از آنچه در دستورالعمل قید گردیده هستند. پیش از این برخی پژوهشگران مدل‌های تحلیلی برای برخی از این وسایل را ارائه نموده‌اند.



وسیله تامین
نیروی بازگردانندگی/ میرایی مایع

وسیله اصطکاکی-فنری با قابلیت تامین
نیروی بازگردانندگی

شکل ت ۱۰-۸- چرخه های ایده آل نیرو-جابجایی برای وسایل استهلاک انرژی با قابلیت تامین نیروی بازگردانندگی

ت-۱۰-۳-۴- روش‌های تحلیل خطی

نشـان داده شـده که برای سـاختمانهایی که در همه طبقات دارای میراگر هسـتند، روشـهای غیر از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی برآورد منطقی و قابل‌قبولی از عملکرد کلی سـاختمان ارائه می‌دهند. هر چند مطالعات صـورت گرفته تا امروز در این زمینه محدود بوده و بر روی مواردی که میراگرها در همه طبقات نصـب شـده‌اند متمرکز بوده اسـت. از آنجا که میراگرهای نصـب شده در سـاختمانها میرایی متمرکزی را تنها در محل میراگر در سـاختمان فراهم می‌کنند، این امر پذیرفته است که این میرایی با یک نسبت میرایی کلی قابل نمایش نمی‌باشد. از این رو در حالتی که میراگرها در همه طبقات قرار داده نشده‌اند، روش‌های تحلیلی غیر از تحلیل دینامیکی غیرخطی به پاسخ‌های غیردقیقی در میزان تقاضای لرزه‌ای اعضای سازه‌ای منجر می شوند.

بندهای ت۱۰-۳-۴-۱- روش استاتیکی خطی تا انتهای ت۱۰-۳-۵-روش‌های غیر خطی

تفسیر ندارند.

ت-۱۰-۳-۵-۱- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

مزیت افزودن وسایل استهلاک انرژی وابسته به تغییرمکان در این دستورالعمل با افزایش سختی ساختمان در اثر به کارگیری این میراگرها و کاهش مقدار تغییرمکان هدف ناشی از کاهش در T_e در نظر گرفته شده است. روش استاتیکی غیرخطی جایگزین رویکرد متفاوتی را برای محاسـبه تغییرمکان هدف به کار گرفته و میرایی افزوده شـده ناشـی از وسـایل استهلاک انرژی را به طور صریح بر می‌گیرد.

مزایای افزودن وسـایل استهلاک انرژی وابسته به سرعت، شامل افزایش سختی و میرایی لزج معادل در قاب ساختمانی می‌باشد. برای بیشـتر وسـایل اسـتهلاک انرژی وابسـته به سـرعت مزیت اصلی ناشی میرایی لزج افزوده شده است. نیروهای میرایی مودهای بالاتر در وسایل استهلاک انرژی باید فارغ از روش استاتیکی غیرخطی مورد استفاده مورد ارزیابی قرار گیرند.

ت ۱۰-۳-۵-۱-۱- وسایل وابسته به تغییر مکان

تفسیر ندارد.

ت ۱۰-۳-۵-۱-۲- وسایل وابسته به سرعت

تفسیر ندارد.

ت ۱۰-۳-۵-۲-روش دینامیکی غیرخطی

چنانچه رفتار سـامانه غیرفعال وابسـته به تغییرات درجه حرارت (شامل افزایش دمای ناشی از تحریک لرزه ای و عملکرد میراگر)، تغییر مکان (یا کرنش)، سرعت، بارگذاری چند جهته و غیره باشد می توان در تحلیل غیرخطی دینامیکی با انجام تحلیل‌های متعدد در محدوده رفتاری سامانه غیرفعال مقادیر حداکثر پارامترهای طراحی را به دست آورده و ملاک عمل قرار داد.

نیروهای لزج (به هر شکل) که در سیستم قاب‌بندی لرزه‌ای شکل می‌گیرند، باید در تحلیل و طراحی آن در نظر گرفته شوند. ارزیابی تاریخچه زمانی تلاش در اعضا باید بر مبنای تغییر مکان گرهی و سرعت گرهی صورت گیرد. نکته کلیدی در پاسخ قابل قبول یک ساختمان بهسازی شده دارای استهلاک انرژی، پاسخ پایدار وسایل استهلاک انرژی در طول دوره بارگذاری لرزه‌ای است. ظرفیت ایجاد نیروها و تغییرشکل‌ها در این وسایل در حد مقادیری که در طی زلزله طرح شکل می‌گیرند، باید توسط آزمایش نمونه‌ها مطابق بند ۱۰-۳-۸ دستورالعمل نشان داده شود.

ت۱۰-۳-۶- ضوابط تفصیلی سامانه‌ها تا آخرین بند ت۱۰-۴- سایر سامانه‌های کنترل پاسخ

تفسیر ندارد.

تفسیر فصل ۱۱

بهسازی ساده

ت۱۱-۱- محدوده کاربرد

روش بهسازی ساده برای انجام بهسازی گروهی از ساختمان های ساده که از نظر سیستم سازه ای، تعداد طبقات و نوع دیافراگم ویژگی های مشخصی دارند، استفاده می شود. منظمی ساختمان نیز از موارد مهمی است که در استفاده از این روش تاثیرگذار است. در روش بهسازی ساده به دلیل در نظرگیری فرضیات ساده کننده، انتظار می‌رود نتایج محافظه کارانه تر باشند.

ت۱۱-۲- مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۲-۱-مشخصات مصالح

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۲-۲- بازرسی وضعیت موجود ساختمان

بازرسی وضعیت موجود ساختمان و شرایط ساختگاه با توجه به وجود یا عدم وجود مدارک و مستندات ساختمان مطابق ضوابط فصل ۲ دستورالعمل انجام می شود.

وضعیت موجود ساختمان از لحاظ نحوه ساخت و ساز باید مورد بازرسی قرار گیرد. از جمله مواردی که باید به آن توجه شود:

- ارزیابی اطلاعات اولیه جمع آوری شده ساختمان موجود
- بازرسی وضعیت اعضا و اجزا و ارزیابی عواملی مانند وارفتگی، ترک خوردگی، افتادگی، خوردگی، زنگ زدگی و سایر عوامل ایجاد زوال در سازه و ضعف های اجرایی
- بازرسی وضعیت پیکربندی، شکل هندسی اعضا و اجزا، وجود و یا عدم وجود پیوستگی در مسیرهای انتقال بار، انسجام ساختمان، نامنظمی در پلان و ارتفاع

ارزیابی شرایط دیگری که در عملکرد لرزه‌ای ساختمان موجود تاثیر داشته باشند، از قبیل ساختمانهای مجاور، اجزای غیر سازه ای و تغییرات داده شده بعد از ساخت اولیه.

ت۱۱-۳- ضوابط کلی

ت۱۱-۳-۱- محدودیت‌های روش بهسازی ساده

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۳-۱-۱- دیافراگم

دیافراگم ها از نظر سختی در صفحه خود به سه دسته تقسیم می شوند. ضوابط دسته‌بندی دیافراگم از نظر صلبیت در بند ۸-۲-۳ دستورالعمل ارائه شده است.

ت۱۱-۳-۱-۲-سیستم سازه‌ای

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۳-۱-۲-۱-ساختمان‌های فولادی

ساختمانهای فولادی شامل انواع زیر می باشند:

- قاب خمشی فولادی
- قاب مهاربندی فولادی
- قاب فولادی با میانقاب های مصالح بنایی

ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی

این ساختمان‌ها ترکیبی از قاب‌های متشکل از تیرها و ستون‌های فولادی هستند. مقاومت جانبی این ساختمان‌ها تنها توسط اتصالات صلب تامین می‌گردد و مقاومت جانبی ناشی از اتصالات نیمه صلب در ارزیابی ساختمان منظور نمی گردد. دیافراگم متداول در این ساختمان‌ها، دال بتنی، سقف مرکب، سقف تیرچه بلوک و سقف طاق‌ضربی است. با توجه به ابعاد نسبی کوچک تیرها و ستون‌ها، مقاطع داخل دیوارها و سقف‌های معماری پنهان هستند. شالوده این ساختمان‌ها به صورت منفرد، نواری، گسترده و حتی شمع ساخته می‌شود. عدم دقت در اجرای اتصالات صلب تیر به ستون، از عوامل اصلی آسیب‌پذیری این ساختمان‌ها است.

ساختمان با سیستم قاب مهاربندی‌شده فولادی

این ساختمان‌ها ترکیبی از قاب‌های متشکل از تیرها، ستون‌ها و مهاربندهای فولادی هستند. مقاومت جانبی این ساختمان‌ها عموماً توسط اعضای مهاربندها تامین می‌شود. مهاربندها نیروها را به نحوی بین تیرها و ستون‌های مرتبط با خود تقسیم می‌کنند که کل عناصر مرتبط، رفتاری مشابه خرپا از خود نشان داده و تنش‌های اصلی عناصر به صورت محوری ظاهر می‌شود. در صورتی‌که مهاربندها (همانند مهاربندهای واگرا) به صورت قطری کامل نباشند، در برخی اعضا تنش‌های برشی و خمشی ایجاد می‌شود. گاهی با توجه به نوع اتصالات، قاب‌های فولادی نیز به صورت خمشی به عنوان سیستم ثانویه باربر جانبی وارد عمل می‌شوند. دیافراگم‌ها در این ساختمان‌ها وظیفه انتقال نیروی جانبی به قاب‌های مهاربندی شده را بر عهده دارند. دیافراگم متداول در این ساختمان‌ها، دال بتنی، سقف مرکب، سقف تیرچه بلوک و سقف طاق‌ضربی است. شالوده این ساختمان‌ها به صورت منفرد، نواری، گسترده و شمع اجرا می‌شود. عدم دقت در اجرای اتصالات مهاربند از عوامل اصلی آسیب‌پذیری این ساختمان‌ها است.

ساختمان با سیستم قاب فولادی با میانقاب مصالح بنایی

این ساختمان‌ها ترکیبی از قاب‌های متشکل از تیرها و ستون‌های فولادی با اتصالات ساده به همراه دیوارهای با مصالح بنایی هستند. منظور از دیوارهای با مصالح بنایی، دیوارهایی است که با آجر یا بلوک سیمانی ساخته شده‌اند. مقاومت جانبی این ساختمان‌ها توسط اندرکنش قاب و میانقاب تامین می‌شود. مقاومت میانقاب بستگی مستقیم به مقاومت برشی دیوار در محل بندهای افقی یا مقاومت فشاری مصالح بنایی دارد. درصورتی‌که ساختمان‌های با اتصالات خورجینی دارای میانقاب باشند، می‌توان آن‌ها را در این دسته جای داد. دیافراگم متداول در این ساختمان‌ها، دال بتنی، سقف مرکب، سقف تیرچه بلوک و سقف طاق‌ضربی است. استفاده از این سیستم در ساختمان‌های قدیمی بسیار رایج بوده است. ستون‌های فولادی به شدت لاغر بوده و در میان دیوارهای بنایی قطور پنهان هستند. شالوده این ساختمان‌ها اغلب به صورت منفرد و نواری اجرا می‌شود. استفاده از ملات نامناسب، واحد بنایی فاقد کیفیت یا عدم اتصال کافی میانقاب به قاب محیطی از عوامل اصلی آسیب‌پذیری این ساختمان‌ها است.

ساختمان‌های بتن مسلح

ساختمانهای بتن مسلح شامل انواع زیر می باشند:

- قاب خمشی بتنی
- ساختمان با دیوار برشی بتنی
- قاب بتنی با میانقاب مصالح بنایی

ساختمان با سیستم قاب خمشی بتنی

این ساختمان‌ها از تیرها و ستون‌های بتن مسلح درجا ریخته شده تشکیل شده‌اند. بارهای جانبی توسط قاب‌های خمشی بتنی با اتصالات تیر– ستون یکپارچه تحمل می‌شوند. سازه‌های جدیدتر این دسته دارای آرماتورگذاری ویژه در محل اتصال تیر و ستون و خاموت‌های با فواصل کم هستند، که در عملکرد شکل‌پذیر قاب به شدت تاثیرگذار است. در حالی‌که در ساخت و سازهای قدیمی‌تر این ضوابط رعایت نمی‌شده است. دیافراگم این ساختمان‌ها اغلب از دال‌های بتنی، سقف‌های تیرچه بلوک و دال مشبک تشکیل شده است. در ساختمان‌های کوتاه‌مرتبه و میان‌مرتبه استفاده از این نوع ساختمان رواج زیادی دارد. ساختمان‌های این دسته دارای ابعاد نسبی قابل توجه برای تیرها و ستون‌ها هستند و بنابراین مقاطع دیوارها و ستون‌های آن در معماری آشکار است. شالوده این ساختمان‌ها به صورت منفرد، نواری، گسترده و حتی شمع ساخته می‌شود. استفاده از بتن نامرغوب یا عدم رعایت جزییات و ضوابط آرماتوربندی یا اجرای نامناسب از عوامل اصلی آسیب‌پذیری این ساختمان‌ها است.

ساختمان با سیستم قاب بتنی با دیوار برشی بتنی

این ساختمان‌ها ترکیبی از قاب‌ها و دیوارهای برشی بتنی هستند. مقاومت جانبی این ساختمان‌ها عمدتاً توسط دیوار برشی تامین می‌شود. با توجه به سختی دیوار برشی نسبت به قاب‌ها، قاب‌های خمشی نیز به عنوان سیستم ثانویه در تحمل نیروهای جانبی نقش دارند. دیوارهای برشی اغلب به صورت متمرکز در برخی نقاط سازه به ویژه در اطراف راه‌پله و آسانسور قرار داده می‌شوند و با

نازک‌کاری معماری پوشانده می‌شوند. ضخامت این دیوارها حداقل ۱۵ سانتی‌متر است. در ساخت و سازهای قدیمی‌تر میزان آرماتور دیوارهای برشی بسیار کم‌تر از سازه‌های جدید در نظر گرفته می‌شده است. صلبیت این سیستم در برابر بارهای جانبی بسیار زیاد است. دیافراگم این ساختمان‌ها معمولاً از دال بتنی، سقف‌های تیرچه بلوک و دال مشبک تشکیل شده است. استفاده از این سیستم در ساختمان‌های بلندمرتبه بتنی رواج زیادی دارد. شالوده این ساختمان‌ها به صورت نواری، گسترده یا شمع اجرا می‌شوند. استفاده از بتن نامرغوب یا عدم رعایت جزییات و ضوابط آرماتوربندی یا اجرای نامناسب از عوامل اصلی آسیب‌پذیری این ساختمان‌ها است.

ساختمان با سیستم قاب بتنی با میانقاب مصالح بنایی

این ساختمان‌ها ترکیبی از قاب‌های بتنی به همراه دیوارهای با مصالح بنایی هستند. منظور از دیوارهای با مصالح بنایی، دیوارهایی است که با آجر یا بلوک سیمانی ساخته شده‌اند. ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی بتنی را که اجزا و اتصالات آن بسیار ضعیف بوده و توانایی انتقال نیروهای جانبی ناشی از زلزله را ندارند، می‌توان سیستم قاب ساده بتنی درنظر گرفت. مقاومت جانبی این ساختمان‌ها توسط اندرکنش قاب‌ها و میانقاب‌هایی که به طور مناسب در داخل قاب مهار شده‌اند تامین می‌شود. مقاومت تامین‌شده میانقاب‌ها بستگی مستقیم به مقاومت برشی دیوار در محل بندهای افقی و مقاومت واحد مصالح بنایی دارد. شالوده این ساختمان‌ها به صورت منفرد یا نواری اجرا می‌شود. استفاده از ملات نامناسب، واحد بنایی فاقد کیفیت یا عدم اتصال کافی میانقاب به قاب محیطی از عوامل اصلی آسیب‌پذیری این ساختمان‌ها است.

ت۱۱-۳-۱-۲-۳-ساختمان‌های بنایی غیرمسلح

این ساختمان‌ها دارای دیوارهای غیرمسلح با مصالح آجر و سنگ و... هستند. در ساخت و سازهای قدیمی تر سقف و کف در این سازه‌ها به وسیله الوارهای چوبی افقی یا مورب نگه داشته می‌شده است. شالوده‌ها به صورت نواری و معمولا از مصالحی مانند آجر، بتن یا شفته آهکی می باشد. ساختمانهای بنایی غیر مسلح به دو صورت با کلاف و بدون کلاف اجرا می شوند.

ت۱۱-۳-۱-۳-حداکثر تعداد طبقات

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۳-۲-مراحل انجام مطالعات بهسازی ساده

تفسیر ندارد.

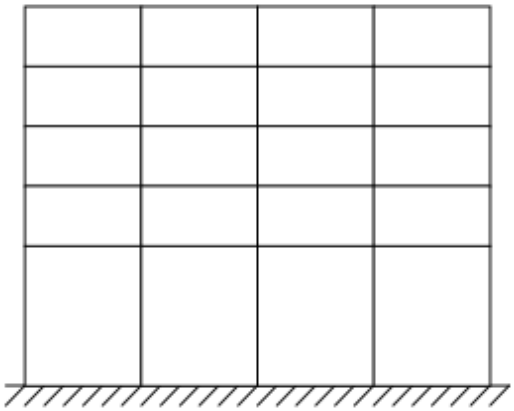
ت۱۱-۴- ارزیابی مرحله ۱

ت۱۱-۴-۱-شرایط استفاده از ارزیابی مرحله ۱

ت۱۱-۴-۱-۱- نظم هندسی در ارتفاع

نامنظمی هندسی پاسخ دینامیکی سازه را تحت تاثیر قرار می دهد و همچنین باعث تاثیر مودهای بالاتر و تمرکز نیروها می شود.

نامنظمی در ارتفاع می تواند شامل نامنظمی سختی، مقاومت، هندسی و جرم باشد. برای مثال ساختمان در شکل (ت۱۱-۱) که دارای طبقه اول با ارتفاع زیاد است می تواند طبقه نرم، ضعیف یا هر دو باشد که پس از بررسی ها مشخص می شود.



شکل ت۱۱-۱:ساختمان با ارتفاع زیاد در طبقه اول

ت۱۱-۴-۱-۲- نظم در پلان

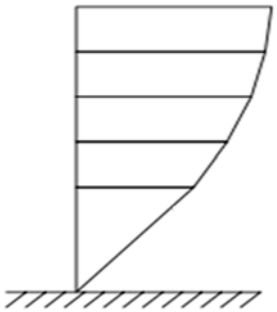
نامنظمی در پلان شـامل نامنظم بودن سیستم باربر جانبی مانند دیوارهای برشی، نامنظمی در شکل دیافراگم و... می باشد. برای حذف نامنظمی در پلان که باعث ایجاد پیچش می شـود، اعضای مهاربندی به عنوان اعضای مقاوم لرزه ای ثانویه با شرایطی که به دیافراگم به طرز مناسبی وصل شود، اضافه می شود.

ت۱۱-۴-۱-۳- نظم در جرم

نامنظمی در جرم پاسخ دینامیکی سازه را تحت تاثیر قرار می دهد و همچنین باعث تاثیر مودهای بالاتر و تمرکز نیروها می شود.

ت۱۱-۴-۱-۴- طبقه نرم

طبقه نرم معمولا در طبقات اول هتل ها، ساختمان های اداری با طبقه اول دارای ارتفاع زیاد و... اتفاق می افتد. شکل ت۱۱-۲



شکل ت۱۱-۲: طبقه نرم

طبقات دارای ارتفاع زیاد اگر دارای سـتونهای با سـختی زیاد باشند و مقدار مجاز تغییر مکان جانبی نسبی در طراحی آن ها لحاظ شـده باشد جز طبقه نرم به حساب نمی آیند. ساختمانهای با ارتفاع طبقه بلند و ساختمان هایی که سیستم باربر لرزه ای در آنها تغییر

کرده اسـت مستعد طبقه نرم هستند. اما به طور کلی با محاسبات تغییر مکان جانبی نسبی می توان احتمال وجود طبقه نرم را بررسی نمود.

ت۱۱-۴-۱-۵- تغییرمکان جانبی نسبی طبقه

برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه از قاب‌های چند دهانه می‌توان از رابطه (۱۱-۱) استفاده کرد.

برای محاسبه برش ستون ابتدا برش پایه طبقات مطابق بند ۱۱-۵-۲-۱-۱, ۱۱-۵-۲-۱-۲ محاسبه می‌شود، سپس براساس نوع دیافراگم به کار رفته (صـلب یا انعطاف پذیر)، نیروی برش پایه طبقات بین قاب‌ها توزیع شـده و به تبع آن برش هر سـتون تعیین می‌شـود. در قاب‌های خمشـی بتنی برای تیرها از سختی مقطع ترک خورده برابر با نصف سختی مقطع خالص و ترک‌نخورده استفاده می‌شـود. در طبقه اول مشـروط بر آن‌که سـتون‌ها در برابر چرخش مهار شده باشند می‌توان از این رابطه استفاده کرد. در صورتی که اتصال پای ستون‌ها مفصلی باشد، ضریب تصحیح ۲ به تغییر مکان نسبی طبقه اول اعمال می‌شود.

ت۱۱-۴-۲-سیستم سازه‌ای

ت۱۱-۴-۲-۱-مسیر بار

وجود مسـیر بار به این معنی اسـت که نیروی لرزه ای وارد شـده به سـازه از طریق اتصـالات به دیافراگم های افقی انتقال یابد، دیافراگم ها این نیروها را بین اعضای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله مانند دیوار برشی و قاب، پخش کنند. اعضای قائم این نیروها را به شـالوده انتقال دهند و سـر انجام نیروها از شـالوده به خاک وارد شـود. در مسیر بار کامل انتظار داریم که همه اعضا و اتصالات انتقال دهنده نیرو دارای جزییات دقیقی باشـند. اگر ناپیوسـتگی در مسـیر بار وجود داشته باشد، سازه قادر به تحمل نیروهای لرزه ای نخواهد بود. از جمله مثال هایی که نشان دهنده وجود ناپیوستگی در مسیر انتقال بار هستند می توان به موارد زیر اشاره نمود: ۱-ادامه نیاقتن دیوار برشـی و اتصـال نامناسـب ان به شـالوده. ۲-عدم وجود یک اتصال انتقال دهنده برش بین دیافراگم و اعضای قائم، ۳- دیافراگم فاقد جمع کننده یا برشگیر باشد یا تیر لبه در یک شکستگی ناپیوسته باشد.

گاهی عدم وجود مسـیر بار متداول به معنای عدم وجود هیچ مسیر بار نیروی زلزله نمی باشد. ممکن است یکسری مسیر بارهای جایگزین از میان اعضای ثانویه وجود داشته باشد. در این صورت سازه احتیاج به ارزیابی های دقیق تری دارد.

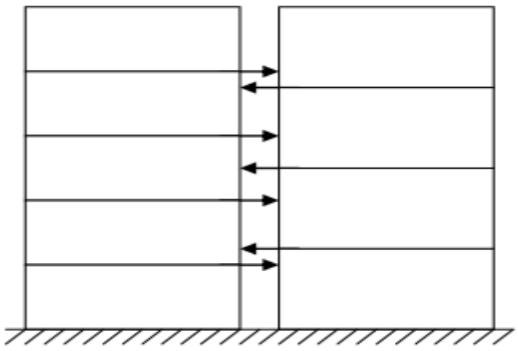
برای مثال گاهی اوقات نیروی لرزه ای از طریق اصطکاک بین اعضای باربر لرزه ای منتقل می شود در حالی که به نظر می رسد سیستم باربر کامل نمی باشد. گاهی اوقات در دیوارهای برشی ناپیوسته، دیافراگم که یک عضو لرزه بر نمی باشد بار را به قاب انتقال می دهد در حالی که یک مسیر انتقال بار کامل می باشد.

در مواردی که مسیر انتقال بار کامل نیست می توان با اضافه نمودن اعضای جدید مثل دیوار برشی های جدید در محل هایی که اعضای قبلی قادر به انتقال بار نیستند، مسیر بار را کامل نمود.

ت۱۱-۴-۲-۲- فاصله از ساختمان مجاور

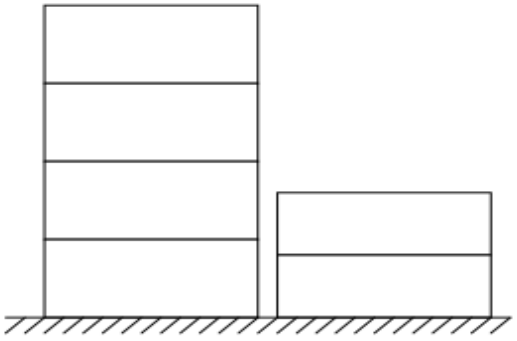
اگر در تخمین مقدار لازم فاصله دو ساختمان مجاور از تحلیل استفاده نشود، مقدار به دست آمده کمی محافظه کارانه می باشد. مشاهدات از زلزله های پیشین نشان می دهد که اگر دو ساختمان مجاور سیستم سازه ای مشابه، سختی یکسان و تعداد طبقات برابر داشته باشند، برای تامین سطح عملکرد ایمنی جانی لازم نیست که حداقل فاصله مجاز بین ساختمان ها در نظر گرفته شود. در مواردی که دو ساختمان سخت و نرم در کنار هم قرار می گیرند به خاطر اثر تشدید حین حرکت، حتی در مواردی که تعداد طبقات و ارتفاع یکسان دارند، فاصله مجاز بین دو ساختمان باید در نظر گرفته شود.

اگر طبقات دو ساختمان مجاور در یک راستا نباشد، در اثر حرکت زلزله طبقات به ستون های ساختمان کناری ضربه وارد می کنند. (شکل ت ۱۱-۳)



شکل ت ۱۱-۳: طبقات با دیافراگم های غیر هم تراز

وقتی دو سازه کناری اختلاف ارتفاع داشته باشند، ساختمان کوتاه تر مانند یک پشت بند برای ساختمان بلند تر عمل می کند. ساختمان کوتاه تر یک نیروی غیر منتظره ای را تحمل می کند و ساختمان بلند دچار یک ناپیوستگی سختی می شود و این پاسخ دینامیکی آن را تحت تاثیر قرار می دهد. (شکل ت ۱۱- ۴)



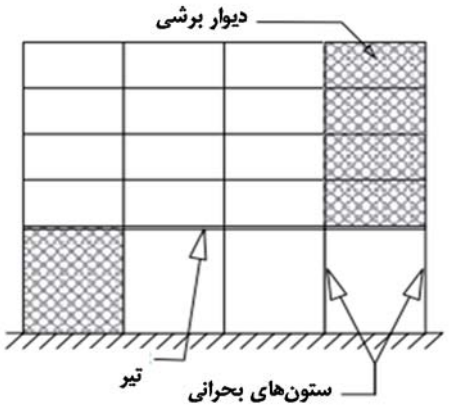
شکل ت ۱۱- ۴: ساختمانها با ارتفاع متفاوت

گاهی اوقات ســـاختمان هایی که در فاصـــله خیلی نزدیک به هم قرار دارند مانند یک بلوک قوی عمل می کنند ولی در طبقات بالایی بر اثر حرکت پاندولی در طول زلزله خرابی های زیادی ایجاد می شود. پتانسیل آسیب ناشی از ساختمان مجاور باید در طراحی گزارش شود.

سیستم های سخت مانند دیوار برشی و قاب های مهاربندی برای کاهش تغییر مکان جانبی سازه قرار داده می شود.

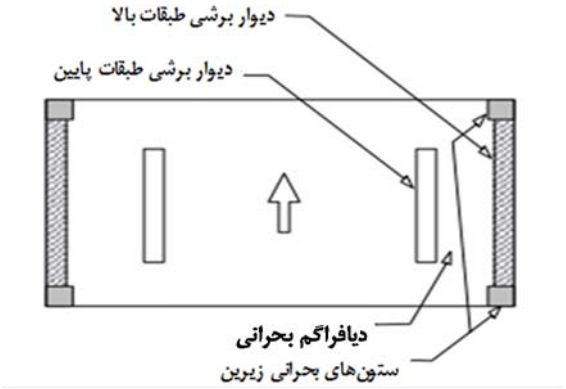
ت۱۱-۴-۲-۳- نظم در ارتفاع

نامنظمی در ارتفاع معمولا با چشـم قابل رویت می باشـد. بارزترین آن ناپیوستگی در دیوار برشی و مهاربندها در ارتفاع می باشد. وقتی یکی از این المان ها تا شالوده ادامه پیدا نکند، برش طبقه در محل ناپیوستگی توسط دیافراگم به دیگر المان های مقاوم پایینی (ستون های بحرانی) انتقال می یابد. اگر المان ها در یک سطح باشند این نیرو توسط تیر انتقال می یابد. (شکل ت ۱۱-۵)



شکل ت ۱۱-۵: ناپیوستگی قائم

اگر المان ها در یک صفحه نباشند این نیرو از طریق دیافراگم منتقل می شود. (شکل ت ۱۱-۶)



شکل ت ۱۱-۶: ناپیوستگی در ارتفاع در خارج از صفحه

این مسـاله مشـکلی از نوع مقاومتی و شـکل پذیری به صـورت موضعی می باشد که زیر اعضای ادامه نیافته رخ می دهد وگرنه نامنظمی سـختی و مقاومت کلی طبقه نمی باشـد. مشـکل این است که این مساله باعث افزایش ظرفیت برشی دیوارها و مهاربند ها می شود و باعث تحمیل نیرو های واژگونی و فشار روی ستون ها می شود.

ت۱۱-۴-۲-۳-۱- طبقه ضعیف

برای تعیین مقادیر مقاومت در محل های دارای تفاوت مقاومت، تحلیلی بر کل سازه انجام می گیرد. محاسبه مقدار DCR برای اعضا در آن محل ها برای مشخص کردن موارد زیر صورت می گیرد: ۱- آیا تحلیل خطی با توجه به نامنظمی های موجود قابل استفاده است؟ ۲- مشخص نمودن اینکه آیا مقاومت طبقه بیشتر از نصف نیروی لرزه ای وارد بر آن طبقه است که در این صورت احتمال وقوع مکانیزم مطلوب جانبی (تیر ضعیف- ستون قوی) بیشتر از مکانیزم نامطلوب طبقه ضعیف می باشد.

اینکه حد مقاومت طبقه بیش از نیاز طبقه در نظر گرفته شده است به خاطر وجود اضافه مقاومت های متداول موجود در مصالح می باشد.

مقاومت طبقه برابر است با ظرفیت برشی ستونها، دیوارهای برشی و مولفه افقی اعضای مهاربندی. اگر ستونها کنترل شده توسط خمش باشند، مقاومت برشی برابر با برش نظیر مقاومت خمشی می باشد. طبقه ضعیف معمولا هنگامی اتفاق می افتد که ناپیوستگی قائم و یا کاهش مقطع عضو یا کاهش آرماتورگذاری وجود داشته باشد. وجود طبقه ضعیف باعث تمرکز فعالیت غیر الاستیک و خرابی کلی سازه می شود. با انجام تحلیل دینامیکی می توان از وجود نیاز لرزه ای زیاد در محل های ناپیوستگی مطلع شد. در صورتی برای ساختمانی با اینگونه ناپیوستگی ها وجود ضعف در طبقه قابل قبول است که بتوان نشان داد ظرفیت اعضای موجود در طبقه ضعیف طوری است که برای نیاز لرزه ای مورد نظر آن اعضا، رفتاری نزدیک به به رفتار الاستیک از خود نشان می دهند.

ت۱۱-۴-۲-۳-۲- عدم پیوستگی سیستم باربر جانبی در صفحه (امتداد قائم)

ت۱۱-۴-۲-۳-۳- نیم طبقه

می بایست با تحلیل مناسب سازه از وجود مسیر انتقال بار مناسب بین نیم طبقه و اعضای باربر لرزه ای اطمینان حاصل کرد. در روند ارزیابی باید اتصالات بررسی شوند تا کفایتشان برای انتقال بارهای نیم طبقه به سازه اصلی بررسی گردد. همچنین در این امر می بایست توجه ویژه ای به انتقال نیروها به ستونها، نیروهای خارج از صفحه دیوارها و محور ضعیف خمشی تیرهای مهار نشده گردد.

نیم طبقه ها معمولا فاقد یک سیستم باربر مناسب می باشند. نیم طبقه ها معمولا بعد از ساخت و ساز اصلی به ساختمان اضافه می شوند. برای جلوگیری از خرابی و تامین پایداری بهتر است که مهاربند های اضافی به سیستم باربر جانبی اضافه شود.

ت۱۱-۴-۳- ساختمان‌های فولادی

ت۱۱-۴-۳-۱- کیفیت مصالح فولادی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۳-۲- قاب خمشی فولادی

ت۱۱-۴-۳-۲-۱- دیوارهای محاط در قاب

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۳-۲-۲- تنش محوری فشاری در ستون‌ها

ستونهایی که به مقدار قابل توجه بار ثقلی حمل می کنند ظرفیت مورد نیاز برای تحمل بارهای جانبی اضافی زیادی را نخواهند داشت. هنگامی که نیروهای محوری ناشی از لنگرهای لرزه ای واژگونی افزایش می یابد، ستون ها در حالت غیر شکل پذیر کمانش می‌کند.

ت۱۱-۴-۳-۲-۳- اتصالات خمشی

اضافه کردن یک سیستم باربر جانبی سخت مانند سیستم دیوار برشی یا مهاربندی می تواند باعث کاهش تقاضای دوران مورد انتظار در اتصال شود. اتصالات می توانند با افزودن ورق هایی بر روی بال، سخت کننده ها و یا کاهش بال تیر برای دور کردن تسلیم از محل اتصال تقویت شوند. روشهای تقویت اتصالات به صورت دقیق تر در FEMA 351 آمده است.

ت۱۱-۴-۳-۲-۴- چشمه اتصال

چشمه اتصال با جان باریک ممکن است دچار کمانش یا تسلیم شود و این مساله باعث کاهش عملکرد غیر ارتجاعی و کاهش شکل پذیری قاب خمشی می شود.

ت۱۱-۴-۳-۲-۵- وصله ستون

اگر جزییات اتصالات در محل وصله مناسب نباشد، ممکن است مقطع ستون از آن ناحیه جدا شود در نتیجه تکیه های قایم از بین رفته و فروریزش سازه اتفاق می افتد. اتصالات ناکافی گاهی ظرفیت موثر ستون را نیز کاهش می دهند.

ت۱۱-۴-۳-۲-۶-تیر ضعیف-ستون قوی

وقتی که ستون ها به اندازه کافی قوی نیستند که باعث تشکیل مفصل در تیرها شوند، ممکن است مفصل در ستونها تشکیل شود. همچنین تغییر مکان نسبی طبقه ممکن است به علت ناپایداری در قاب بر اثر اثرات $P\text{-}\Delta$ افزایش یابد. با اضافه نمودن ورق های فولادی به ستون می توان آن را تقویت نمود. همچنین افزودن اعضای باربر جانبی اضافی مثل دیوار برشی و مهاربند باعث کاهش نیروی لرزه ای وارد به ستون ها می شود.

ت۱۱-۴-۳-۲-۷-اعضای فشرده لرزه‌ای

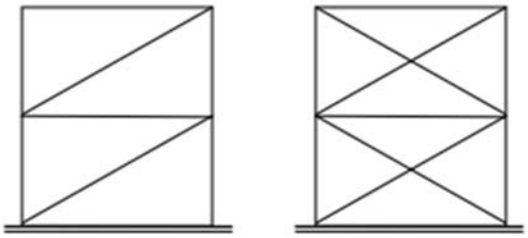
اعضـای قاب که غیر فشـرده باشـند کمانش موضعی را قبل از رسیدن به ظرفیت خود تجربه می کنند. این مساله باعث کاهش رفتار غیر ارتجاعی و شـکل پذیری می شـود. در صورت وجود این مشکل می توان با افزودن ورق های سخت کننده و یا المان های باربر لرزه ای مانند دیوار برشی و مهاربند، نیروی ایجاد شده در قابها را کاهش داد.

ت۱۱-۴-۳-۲-۸- اتصال ستون‌ها به سازه پی

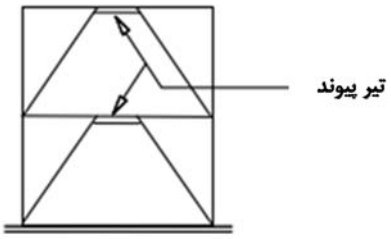
تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۳-۳-قاب ساده با مهاربند فولادی

قاب های مهاربندی فولادی در دو نوع همگرا و واگرا می باشند. (شکل ت ۱۱-۷)



مهاربند همگرا



مهاربند واگرا

شکل ت ۱۱-۷: انواع سیستم مهاربندی

قـابهـای فولادی مهاربندی که ظرفیت کافی ندارند را می توان با افزودن تعداد بیشـــتری مهاربند و دیوار برشـــی تقویت نمود. مهاربندهایی که از مقاومت کافی برخوردار نیسـتند باید یا با مقاطع بزرگتر جایگزین شـوند یا با استفاده از سخت کننده های موضعی تقویت شوند.

ت۱۱-۴-۳-۳-۱- بار محوری در ستون‌ها

رجوع شود به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۲-۲

ت۱۱-۴-۳-۳-۲- تنش محوری در اعضای مهاربند

هنگام محاسبه تنش مهاربندها در سیستم های دوگانه، از سیستم قاب خمشی صرف نظر می شود.

ت۱۱-۴-۳-۳-۳-اعضای فشرده لرزه‌ای

اعضای غیر فشرده لرزه ای قبل از رسیدن به ظرفیت خود کمانش های موضعی را تجربه می کنند. به علاوه فشردگی تیرها و ستونها نیز برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه انتظار می رود. همچنین نسبت عرض به ضخامت اعضای فشاری برای تحمل کمانش های موضعی طی چرخه های غیر ارتجاعی باید کنترل گردد. می توان با استفاده از ورق های فولادی، سخت کننده ها همچنین دیوار برشی و... نیروهای وارده به سازه هایی که دارای اعضای غیر فشرده می باشند را کاهش داد.

ت۱۱-۴-۳-۳-۴-لاغری اعضای مهاربند

ضوابط آیین نامه های طراحی اجازه می دهند که اعضای محوری فشاری ضریب لاغری تا مقدار ۲۰۰ داشته باشند. تحقیقات نشان داده است که قابهایی که دارای اعضای محوری طراحی شده برای مقاومت فشاری می باشند، به علت مقاومت اضافی در ظرفیت کششی، رفتار نسبتا خوبی دارند. از طرف دیگر تحقیقات نشان می دهد که اعضای قطری دارای نسبت لاغری زیاد رفتار چرخه ای بهتری در محدوده بعد از کمانش دارند اما معمولا حد بالایی برای لاغری در نظر گرفته می شود تا از اثرات دینامیکی مخرب مرتبط با مهارهای خیلی لاغر جلوگیری شود. برای اطلاعات بیشتر می توان به تفسیر AISC 341 مراجعه نمود.

ت۱۱-۴-۳-۳-۵- اتصالات مهاربندی

به دلیل اینکه شکست اتصالات به صورت ترد می باشد، بهتر است رفتار غیر الاستیک در مهارها اتفاق بیافتد. اتصالات قاب مهاربندی می تواند با افزودن ورق فولادی و جوش زدن تقویت شوند. نیروی اعضای قاب همچنین با افزودن مهاربند به قابها و یا دیوارهای برشی کاهش خواهد یافت.

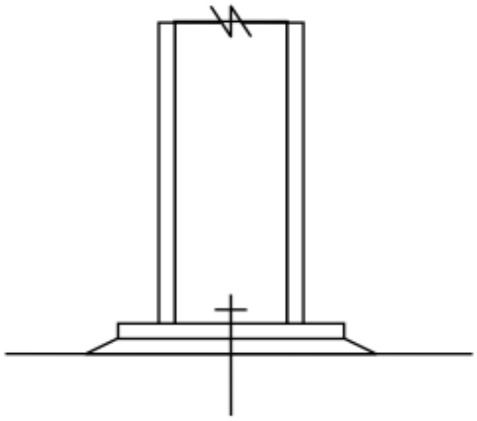
ت۱۱-۴-۳-۳-۶-مهاربند K شکل

مهاربند K شکل باعث می شود ستونها در بین طبقات نصف شوند. هنگامی که مهاربند فشاری کمانش می کند، به ستون تحت مولفه افقی مهاربند کششی کناری نیرو وارد می شود. این نیرو می تواند باعث ایجاد ناپایداری ستون و ایجاد نیروهای زیاد در وسط ستون شود. در اکثر موارد ستونها قادر به تحمل چنین نیرویی نیستند.

ستونها می توانند با استفاده از ورق هایی در برابر نیروهای ناپایدار کننده ایجاد شده از تسلیم مهاربندهای کششی تقویت شوند.

ت۱۱-۴-۳-۳-۷- اتصال ستون‌ها به سازه پی

ستونهای فولادی برای انتقال برش و نیروی بلند شدگی می بایست به شالوده به طور کامل متصل باشند. (شکل ت ۱۱-۸)



€

شکل ت ۱۱-۸: اتصال ستون فولادی به شالوده

به عنوان حد بالا در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه، اتصالات باید برای کمترین مقدار ظرفیت کششی ستون، وصله ستون و یا شالوده چک شوند. در مورد شالوده، این موارد می توانند نظیر ظرفیت بلند شدگی شمع، اتصالات بین شمع و کلاهک شمع، ظرفیت کششی ستون و یا ظرفیت وصله ها باشند. اگر اتصالات موجود نباشند، با استفاده از مهارهایی می توان اتصالات را تقویت نمود تا نیروی زلزله وارده کاهش یابد تا به عملکرد مورد نظر رسیده شود.

ت۱۱-۴-۳-۴- قاب ساده فولادی با میانقاب بنایی

ت۱۱-۴-۳-۴-۱- واحدهای بنایی میانقاب

کیفیت پایین مصالح بنایی و وجود شکستگی و ترک باعث کاهش مقاومت اعضای سازه ای می شود. خرابی و زوال در مصالح بنایی ممکن است به سادگی قابل مشاهده نباشد.

ت۱۱-۴-۳-۴-۲-ملات میانقاب

در سیستم هایی که مقاومت ملات ضعیف می باشد، شکست ترد اتفاق می افتد در نتیجه مقاومت و سختی کاهش می یابد.

ت۱۱-۴-۳-۴-۳-ترک میانقاب‌ها

ترک های قطری دیوار ممکن است عملکرد واحدهای بنایی را تحت تاثیر قرار دهد و باعث کاهش مقاومت و سختی شود. ترک ها ممکن است به خاطر نشست شالوده، بعد از زلزله و دیگر دلایل اتفاق افتند.

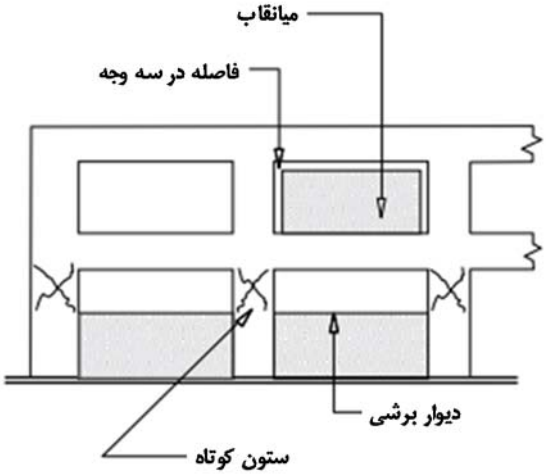
در نقاطی که واحد های بنایی دقیقا روی هم چیده نشده باشند، ممکن است عملکرد واحدهای بنایی برای تحمل نیروهای خارج از صفحه تحت تاثیر قرار گیرد. عرض ترک می تواند معیاری برای نشان دادن خرابی دیوار باشد در حالی که بعضی مراجع مانند FEMA 306 و FEMA 307 عوامل دیگری را نیز معرفی کرده اند. این عوامل عبارتند از محل ترک، جهت آن، تعداد ترک، نحوه پخش شدن آن و...که با توجه به آنها می توان میزان خرابی دیوار را تشخیص داد.

ت۱۱-۴-۳-۴-۴-تنش برشی در میانقاب

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۳-۴-۵-اتصالات میانقاب در جهت خارج از صفحه

عملکرد ساختمانها با میانقاب های بنایی به اندرکنش بین قاب و میانقاب بستگی دارد. مقاومت داخل صفحه از طریق دستک فشاری که به صورت یک مهار قطری عمل می کند، تامین می شود. اگر بین میانقاب و قاب فاصله های خالی وجود داشته باشد، عملکرد به صورت دستک قطری ایجاد نمی شود. (شکل ت ۱۱-۹)



شکل ت ۱۱-۹: میانقاب ها

اگر میانقاب ها از قاب در اثر نیروهای خارج از صفحه جدا گردد، سختی و مقاومت تنها توسط قاب تامین می گردد که اغلب این قاب ممکن است برای تحمل نیروهای لرزه ای طراحی نشده باشد لذا دچار خرابی شدید و یا فروریزش بر اثر تغییر مکان جانبی زیاد و اثرات $P\text{-}\Delta$ شود. همچنین برای تحمل نیروهای خارج از صفحه باید اتصالاتی برای مهار میانقاب ها طراحی شوند. در این حالت برای تامین این شرط یا باید سطوح تماس بین قاب و دیوار کاملا با ملات پر شده باشد یا قاب توسط دیوار در بر گرفته شده باشد.

مکانیزم مقاومت خارج از صفحه میانقاب ها در فصل ۸ توضیح داده شده است.

ت۱۱-۴-۳-۴-۶-نسبت ارتفاع به ضخامت میانقاب

میانقاب هایی که به صورت لاغر عمل می کنند و نسبت ارتفاع به ضخامت بالایی دارند، پتانسیل بالایی در خرابی خارج از صفحه دیوار خواهند داشت. خرابی میانقاب ها در نتیجه عملکرد خارج از صفحه آنها باعث ایجاد خطرات بسیار و کاهش مقاومت و سختی سیستم مقاوم لرزه ای می شود. پایداری خارج از صفحه میانقاب های بنایی به عوامل مختلفی از جمله مقاومت خمشی دیوار و محصور شدگی آن به وسیله قاب محیطی بستگی دارد. اگر میانقاب غیرمسلح باشد، مقاومت خمشی آن توسط ظرفیت خمشی مصالح بنایی کنترل می شود. قاب پیرامونی میانقاب باعث ایجاد نیروهای فشاری و ایجاد عملکرد قوسی در دیوار می شود و در برابر نیروهای خارج از صفحه دیوار مقاومت می کند. نسبت ارتفاع به ضخامت طوری تعیین شده که عملکرد قوسی قادر به تحمل شتاب محتمل در سطوح مختلف خطر لرزه ای باشد.

ت۱۱-۴-۳-۴-۷-دیوار چندلایه

وجود فضـای خالی در دیوار باعث افزایش پتانسـیل خرابی در عملکرد خارج از صفحه می شود و مقاومت و سختی سیستم مقاوم لرزه ای را کاهش می دهد.

ت۱۱-۴-۳-۴-۸- اتصال ستون‌ها به سازه پی

رجوع شود به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۳-۷

ت۱۱-۴-۳-۴-۹- بار محوری در ستون‌ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۲-۲ مراجعه شود.

ت۱۱-۴-۴-ساختمان‌های بتنی

ت۱۱-۴-۴-۱-کیفیت مصالح بتنی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۴-۲-قاب خمشی بتنی

قاب خمشـی بتنی سـاختمانهایی با شکل پذیری بیشتر از ساختمان های دارای دیوار برشی هستند. مشخصات قاب های خمشی عبارتند از:

- شکست برشی در این قاب ها توسط خاموت های ستون و تیر مهار شده است.
- ستونها در محل هایی که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک است دارای محصور شدگی می باشند.
- تیر ضعیف–ستون قوی با آرماتورگذاری مناسب تامین شود.

ت۱۱-۴-۴-۲-۱-میانقاب ها

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۴-۲-۲-تنش برشی ستون‌ها

متوسط تنش برشی، v_j^{avg}، در ستون‌های قاب خمشی بتنی از رابطه (ت۱۱-۱) محاسبه می‌شود:

$$v_j^{avg} = \frac{1}{m}\left(\frac{n_c}{n_c - n_f}\right)\left(\frac{v_j}{A_c}\right) \qquad \text{(ت۱۱-۱)}$$

که در آن:

n_c: تعداد کل ستون‌ها در طبقه؛

n_f: تعداد کل تیرها در امتداد بارگذاری در طبقه؛

A_c: جمع سطح مقطع تمام ستون‌ها در طبقه؛

V_j: برش پایه‌ی طبقه که براساس بند ۴-۳-۱ محاسبه می‌شود؛

m: ضریب اصلاح ظرفیت جزء است.

مقدار m برای ساختمان‌هایی که در محدوده سطح عملکرد ایمنی جانی ارزیابی می‌شوند ۲ در نظر گرفته می‌شود. برای ساختمان‌هایی که برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه ارزیابی می‌شوند، این ضریب برابر ۱٫۳ در نظر گرفته می‌شود. رابطه فوق با فرض آن‌که ستون‌های انتهایی قاب‌ها نصف باربری ستون‌های میانی را دارند، به دست آمده است. بنابراین استفاده از این رابطه برای قاب‌های یک دهانه منجر به ارایه نیرویی دو برابر مقدار واقعی می‌شود. اما به علت کاهش نامعینی در این قاب‌ها، این سطح محافظه‌کاری برای آن‌ها در نظر گرفته شده است.

از آنجایی که فصل بهسازی ساده محدود به بررسی سطح عملکرد ایمنی جانی می باشد بنابراین مقدار m برابر ۲ معرفی می شود.

ت۱۱-۴-۴-۲-۳- بار محوری در ستون ها

ستونهایی که بار ثقلی زیادی را تحمل می کنند ممکن است ظرفیت تحمل بار جانبی در آنها کاهش یابد. وقتی بار محوری ایجاد شده توسط زلزله اضافه می شود، ستونها به صورت ترد تحت بار فشاری اضافی می شکنند.

ت۱۱-۴-۴-۲-۴-ستون‌های کوتاه

ستون های کوتاه به علت سختی زیاد نیروی زیادی از زلزله را جذب می کنند. در ستونهای اطراف رمپ در پارکینگ ها خرابی زیادی مشاهده شده است. اگر جزییات کافی وجود نداشته باشد این گونه ستون ها دچار شکست ترد می شوند و خرابی سازه را باعث خواهند شد.

ستونها را می توان با استفاده از روشهایی مثل جاکت کردن با استفاده از ورق های فولادی، ورق های FRP و یا با استفاده از بتن تقویت نمود.

ت۱۱-۴-۴-۲-۵-شکست برشی

وقتی ظرفیت برشی عضو قبل از ظرفیت خمشی به اتمام می رسد، سازه به صورت ترد می شکند. اعضایی که نمی توانند برش ناشی از مقاومت خمشی را تحمل کنند باید برای نیروهای برشی مورد بررسی قرار گیرند. برای ستون ها ظرفیت برشی تحت تاثیر نیروی محوری می باشد و باید بر اساس بحرانی ترین ترکیب بار نیروی محوری و برش محاسبه شود.

ت۱۱-۴-۴-۲-۶-تیر ضعیف-ستون قوی

هنگامی که ستونها به اندازه کافی قوی نباشند که نیروها را به تیرها انتقال دهند، تشکیل مفصل پلاستیک در ستونها باید ایجاد مکانیزم در طبقه می شود. همچنین بر اثر $P\text{-}\Delta$ ایجاد شده تغییر مکانهای جانبی بزرگی در طبقه ایجاد می شود. زمانی که نحوه پخش رفتار غیر ارتجاعی در سازه به طور مناسب صورت گیرد، سازه رفتار مطلوبی داشته است.

ت۱۱-۴-۴-۲-۷-میلگردهای تیر

استفاده از دو ردیف میلگرد یکی از روش های جلوگیری از فروریزش می باشد. استفاده از دو لایه میلگرد در بالا و پایین به این علت است که لنگر ناشی از بار زلزله از بالا به پایین تغییر می کند.

ت۱۱-۴-۴-۲-۸-وصله میلگردهای ستون

شکست وصله ستونها نوعی شکست ناگهانی و ترد می باشد. باید جزییات دقیق در این محل رعایت شود.

ت۱۱-۴-۴-۲-۹-وصله میلگرد تیرها

وصله های میلگرد در انتهای تیر جایی که پتانسیل تشکیل مفصل پلاستیک می باشد، ممکن است به خوبی توانایی تحمل لنگر ظرفیت تیر را نداشته باشند. وجود وصله در انتهای تیرها و در نزدیکی محل ایجاد مفاصل پلاستیک به علت زوال بتن حین چرخه های متوالی زلزله می تواند باعث شود که تیر نتواند به حداکثر ظرفیت خود برسد.

ت۱۱-۴-۴-۲-۱۰-فاصله خاموت ستون

ستونهایی که فاقد جزییات درست در فواصل بین آرماتورها هستند فاقد شکل پذیری لازم بوده و باید دقیق تر مورد بررسی قرار گیرند.

ت۱۱-۴-۴-۲-ت۱۱-فواصل خاموت تیر

وقتی فاصله خاموت ها زیاد می شود، شکل پذیری کاهش می یابد. همچنین ظرفیت برشی کاهش می یابد و شکست ترد برشی اتفاق می افتد.

ت۱۱-۴-۴-۲-۱۲-تسلیح گره

محل اتصال تیر به ستون بدون آرماتورگذاری برشی قادر به انتقال ظرفیت اعضای متصل شونده نمی باشد و باعث شکست ترد در گره می شود. هر چه گره با تعداد بیشتری تیر محصور شده باشد، ظرفیت بیشتری خواهد داشت.

ت۱۱-۴-۴-۲-۱۳-سازگاری تغییرشکل‌ها

اعضای غیر اصلی باید دارای ظرفیت برشی متناظر با مقاومت خمشی عضو باشند. اگر ستونها از المانهای لرزه ای مقاوم در برابر زلزله فاصله زیادی داشته باشد، تغییر شکل اضافی ناشی از دیافراگم نیمه صلب سقف باعث افزایش تغییر مکان نسبی می شود.

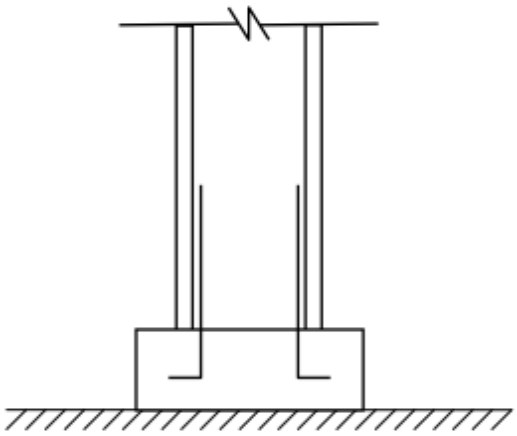
افزودن اعضـای لرزه بر قائم می تواند باعث کاهش تغییر مکان نسـبی در ستونها گردد. جاکت فلزی ستونها، استفاده از FRP و... می تواند باعث افزایش شکل پذیری گردد.

ت۱۱-۴-۴-۲-۱۴-دال تخت

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۴-۲-۱۵- اتصال ستون‌ها به سازه پی

ستونهای بتنی که بخشی از سیستم باربر جانبی هستند باید برای انتقال نیروی بلند شدگی و برش به شالوده متصل شوند. شکل (ت ۱۱-۱۰)

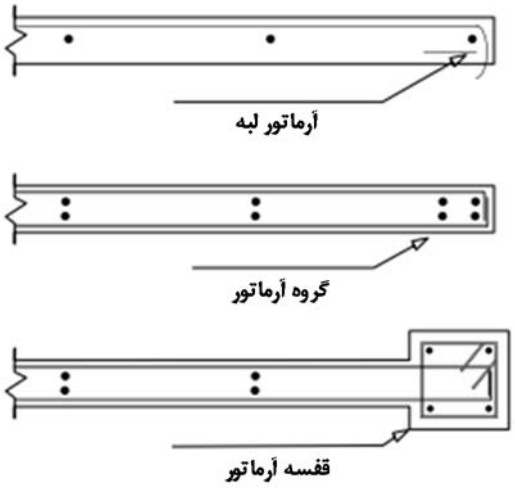


شکل ت ۱۱-۱۰: اتصال ستون بتنی در شالوده

عدم اتصـال کافی بین سـتون و شـالوده ممکن اسـت به ستون اجازه بلندشدگی و جدا شدن از تکیه گاه بدهد. در نتیجه قابلیت سـتونها برای تحمل نیروهای قائم یا نیروهای لرزه ای محدود می گردد. به طور معمول حداقل ۴ میل مهار در گوشه ها، ستون را به شالوده متصل می کنند. در صورت عدم امتداد میل مهارها از ستون تا شالوده، می توان مشکل را با تعبیه مقطع بتنی و قرار دادن میل مهارهایی در آن مقطع که با مهارهای که در شـالوده کاشـته می شـود هم پوشـانی لازم را دارند، حل نمود. البته این روش می تواند منجر به مشکلات معماری گردد.

ت۱۱-۴-۴-۳-دیوار برشی

در سازه های با نامعینی زیاد دارای تعداد زیاد دیوار برشی طویل، تنش ایجاد شده در دیوار های برشی کم می باشد. در سازه های با درجات نامعینی کم، بازشـو های زیاد و دیوارهای لاغر، تنش ایجاد شـده زیاد می باشـد. دیوار لاغر می تواند در لبه فشـاری دچار کمانش گردد یا در لبه کششی دچار گسیختگی گردد. در صورتی که هم پوشانی لازم تامین نشده باشد، شکست کششی معمولا ناشی از لغزش آرماتور در محل وصله می باشد و اگر هم پوشانی تامین شده باشد، این شکست به صورت جاری شدن میلگرد یا گسیختگی آن می باشد. آیین نامه های جدید تاکید زیادی در مورد جزییات آرماتورگذاری لبه های مرزی دیوار دارد. انواع مختلف آن در شکل ت ۱۱-۱۱ آمده است.



شکل ت ۱۱-۱۱: آرماتور گذاری دیوار برشی

معمولا ساختمان های موجود فاقد این جزییات بوده و این فقدان در معیارهای پذیرش دیده می شود.

ت۱۱-۴-۴-۳-۱- وضعیت دیوارهای بتنی

ت۱۱-۴-۴-۳-۲-قاب کامل

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۴-۳-۳-تنش برشی دیوارها

در سـازه های دارای سیستم دوگانه، در هنگام محاسبه تنش برشی از قاب صرف نظر شده و فقط دیوار برشی در نظر گرفته می شود. دیوارهای برشی جدید می توانند به دیوارهای موجود اضافه شوند و مقاومت در برابر نیروی زلزله را افزایش دهند. باید دقت شود که دیوارهای جدید به دیافراگم به خوبی وصل شوند و از مقاومت کافی برخوردار باشند طوری که تسلیم ابتدا در دیوار اتفاق افتد. همه دیوارها باید دارای مقاومت لازم در برابر برش و واژگونی باشند تا بتوانند نیروهای طراحی را تحمل نمایند.

ت۱۱-۴-۴-۳-۴-میلگرد مقطع دیوار

اگر دیوارها آرماتورگذاری کافی نداشته باشند، ظرفیت لازم در برابر نیروهای لرزه ای نخواهند داشت و در محدوده غیرخطی شکل پذیر عمل نخواهند کرد. دیوارهای برشـــی را می توان همچنین با پر کردن بازشـــو ها، اســـتفاده از ورق های FRP و یا افزایش ضخامت دیوار تقویت نمود. برای اطلاعات بیشتر می توان به FEMA 172 مراجعه نمود.

ت۱۱-۴-۴-۳-۵-سازگاری تغییرشکل‌ها

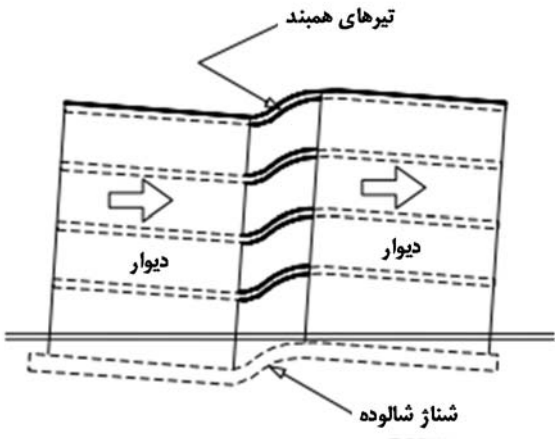
تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۴-۳-۶-دال تخت

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۴-۳-۷-تیرهای همبند

تیرهای همبند با مقاومت و سختی کافی می توانند سختی جانبی سیستم را حتی بیشتر از دیوارها به تنهایی، افزایش دهند. وقتی دیوارها به صورت جانبی تغییر شکل می دهند، لنگر و برش زیادی در تیرهای همبند ایجاد می شود. همچنین تیرهای همبند برای بالا بردن مقاومت واژگونی دیوارها را به یکدیگر وصل می کنند. (شکل ت ۱۱-۱۲)



شکل ت ۱۱-۱۲: تیرهای همبند

آرماتورگذاری تیرهای همبند به طور معمول جوابگوی نیروهای ایجاد شده به خاطر حرکت دیوارها خواهد بود. نیروهای لرزه ای باعث ایجاد خرابی و زوال در تیرهای همبند می شود این خرابی باعث تغییر توزیع نیروهای واژگونی می شود. در نتیجه ممکن است مشکلاتی برای پایداری دیوارها ایجاد شود. آرماتورگذاری مرزی در صورت عملکرد مستقل دیوارها معمولا برای نیروهای خمشی کافی می باشند. زوال مقاومت و سختی در تیرهای همبند باعث می شود که دیوارهای دو طرف تیر به صورت مستقل عمل کنند در نتیجه دیوارها باید برای تحمل نیروهای قایم ایجاد شده بر اثر واژگونی تقویت شوند. می توان برای تقویت تیرها از روش هایی مانند جاکت کردن و یا پر کردن بازشوها استفاده نمود.

ت۱۱-۴-۴-۳-۸-مهار برای نیروهای خارج از صفحه

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۴-۳-۹- اتصال دیوار برشی به سازه پی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۴-۳-۱۰- ستون‌های مرزی دیوار برشی

دیوار برشی در صورتی عملکرد کاملی دارند که المانهای مرزی آرماتورگذاری صحیح و محصور شده ای داشته باشند. بر اثر کمانش آرماتورهای ناحیه مرزی در فشار و شکست ناشی از وصله میلگردها در کشش، بتن در آن نزدیکی تخریب شده و عملکرد نامطلوبی اتفاق می افتد. شکست غیر شکل پذیر المان های مرزی باعث کاهش ظرفیت برای تحمل لنگرهای واژگونی می شود. وصله ها در المانهای مرزی می توانند با جوش دادن آرماتورهایی تقویت شوند.

ت۱۱-۴-۴-۴-قاب بتنی با میانقاب

ت۱۱-۴-۴-۴-۱-ارزیابی میانقاب

به تفسیر بندهای ۱۱-۴-۳-۴-۱ تا ۱۱-۴-۳-۴-۷ مراجعه نمایید.

ت۱۱-۴-۴-۴-۲-ترک ستون‌های مرزی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۴-۴-۳-دال تخت

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۴-۴-۴-سازگاری تغییرشکل‌ها

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۴-۴-۵-اتصال ستون‌ها به سازه پی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۱۵ مراجعه شود.

ت۱۱-۴-۴-۴-۶- بار محوری در ستون‌ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۳ مراجعه شود.

ت۱۱-۴-۵-مخاطرات ساختگاهی

ت۱۱-۴-۵-۱-روانگرایی

احتمال روانگرایی در خاک باعث می شود که ظرفیت قایم طی زلزله کاهش یلبد. کاهش ظرفیت قایم باعث نشست های زیاد و ایجاد نیروهای بسیار در سازه خواهد شد.

ت۱۱-۴-۵-۲-لغزش شیب‌ها

لغزش شیب معمولا در صخره ها و دیگر خاکهای فاقد خاصیت روانگرایی محتمل است.

ت۱۱-۴-۵-۳-گسلش

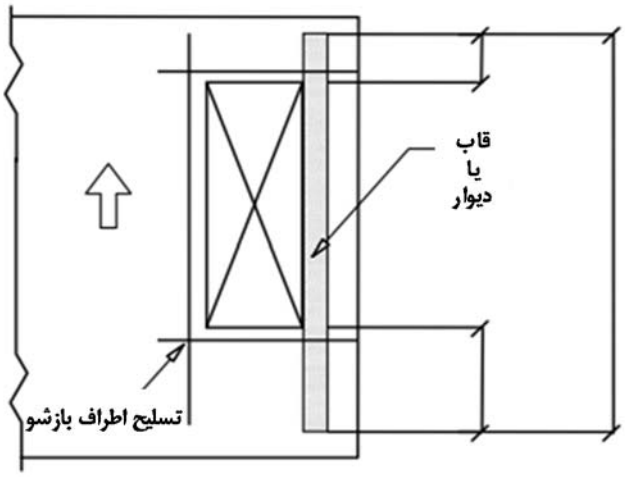
شالوده هایی که نزدیک گسل قرار دارند باعث ایجاد تغییرمکان های بزرگ و نیروهای زیاد در سازه خواهند شد.

ت۱۱-۴-۶- اجزای مشترک انواع ساختمان‌ها

ت۱۱-۴-۶-۱- دیافراگم

ت۱۱-۴-۶-۱-۱-بازشو دیافراگم

وجود بازشوهای بزرگ در قابهای دارای دیوار برشی باعث می شود دیافراگم نیروی ایجاد شده را به خوبی به دیوارها انتقال ندهد. (شکل ت ۱۱-۱۳)



شکل ت ۱۱-۱۳: دیافراگم

این اتفاق می تواند دیافراگم را به قطعات کوچک با سختی کمتر تقسیم نماید و باعث شود انتقال برش به دیوارها تحت تاثیر قرار گیرد. همچنین توانایی دیافراگم در جهت خارج از صفحه دچار مشکل خواهد شد. اضافه کردن کش های جدید یا تیرهای لبه جدید به محیط بازشوهای موجود در دیافراگم می تواند به پخش مناسب نیروهای کششی و فشاری در دیافراگم منجر شود. در این حالت باید پانل دیافراگم به خوبی با این تیرهای لبه یا کش های جدید متصل شود.

علاوه بر این در بعضی موارد لازم است خود پانل دیافراگم نیز تقویت شود که این امر را می توان یا مستقیما با افزایش ظرفیت خود پانل دیافراگم از طریق افزایش ظرفیت برشی دیافراگم نزدیک بازشو یا با کاهش نیروهای وارده به پانل از طریق افزودن اعضای قائم به دیافراگم در نزدیک بازشوها انجام می گیرد.

ت۱۱-۴-۶-۱-۲-پیوستگی دیافراگم

وجود ناپیوستگی در سطح دیافراگم و همچنین وجود درز انبساط باعث ایجاد ناپیوستگی می شود. این شرایط معمولا در ساختمان های پارکینگ دارای رمپ اتفاق می افتد. این ناپیوستگی ها باعث می شود که دیافراگم مثل عضو طره ای عمل کند. اگر دیافراگم حداقل در سه جهت توسط اعضای باربر لرزه ای مهار نشود، نیروهای پیچشی در دیافراگم باعث ناپایداری خواهند شد. همچنین تغییرمکان های جانبی افزایش یافته و باعث خرابی و فروریزش خواهد شد. برای رسیدن به سطح عملکرد مورد نیاز احتیاج به مسیر بار کامل می باشد لذا ناپیوستگی در دیافراگم را با افزودن اعضای قائم در کنار دیافراگم یا درز انبساط باید جبران کرد. گاهی اوقات استفاده از جزییات ویژه ای که ضمن اینکه درز انبساط وجود دارد، می تواند برش را از آن درز عبور دهد، امکان پذیر است.

ت۱۱-۴-۶-۱-۳-انتقال برش

انتقال برش از دیافراگم به دیوار برشی و قاب در مسیر انتقال بار برای تحمل نیروهای لرزه ای بسیار مهم می باشد. اگر اتصال وجود نداشته باشد و یا ناکافی باشد قابلیت دیوارها و قابها برای دریافت نیروی لرزه ای محدود می شود و مقاومت سازه در برابر بارهای لرزه ای کاهش می یابد.

ت۱۱-۴-۶-۲- پی

ت۱۱-۴-۶-۲-۱-بررسی وضعیت پی

شالوده ها به طور معمول ظرفیتی حداقل دو برابر بارهای ثقلی دارند. اگر هیچ نشانه ای از خوردگی، نشست و... در شالوده مشاهده نشود بدین معنی است که شالوده ظرفیت قائم کافی را دارا می باشد. شالوده باید ظرفیت جانبی کافی داشته باشد. اصلاح مشکلات لرزه ای شالوده سازه های موجود معمولا پر هزینه است و بهتر است ارزیابی مطابق ضوابط بهسازی تفضیلی انجام گیرد.

ت۱۱-۴-۶-۲-۲-ظرفیت باربری پی

تمرکز نیروهای لرزه ای واژگونی ممکن است باعث افزایش نیروی وارده به خاک، شالوده یا هر دو شود. شالوده های سطحی باید برای ظرفیت برشی و لنگر برای تحمل نیروهای لرزه ای طراحی شوند. شالوده های موجود برای تحمل نیروهای واژگونی می توانند تقویت شوند. شالوده های سطحی یا عمیق می توانند با عریض کردن، شمع های اضافی، مهارها و... تقویت شوند. گاهی اوقات می توان برای پخش کردن لنگرهای واژگونی از دیوارهای جدید یا تیرهایی استفاده نمود.

ت۱۱-۴-۶-۳-اجزای غیرسازه‌ای

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۶-۳-۱- اتصال تیغه‌ها

آجرهای سوراخ دار و مصالح بنایی غیر مسلح رفتاری ترد دارند و قابل خرد شدن می باشند. به همین دلیل باید از مهار استفاده شود تا دیوار در جهت خارج صفحه از جای خود به خصوص در نواحی راهرو، آسانسور و راه پله ها، خارج نشود.

ت۱۱-۴-۶-۳-۲-سیستم سقف کاذب

سقف کاذب باید با مصالح سبک ساخته شده باشد و قاب بندی آن به نحوی مناسب به اسکلت و یا کلاف بندی ساختمان متصل شده باشد.

ت۱۱-۴-۶-۳-۳-تجهیزات روشنایی

حرکت سقف ها می تواند باعث جدا شدن و افتادن تجهیزات شود. در صورتی که این تجهیزات مستقل از سقف کاذب کار کنند و یا مهار دیگری داشته باشند عملکرد بهتری نشان خواهند داد.

ت۱۱-۴-۶-۳-۴-نما

سنگین بودن نما و عدم وجود مقاومت و شکل پذیری کافی در اتصالات آن به سازه اولیه باعث ایجاد فرو ریزش می شود. مهارهای چسبنده در نماهای سنگین معمولا غیر قبول است زیرا مهارها در تغییر مکان نسبی کم شکسته شده و میزان مورد نیاز برای سطح عملکرد ایمنی جانی را برطرف نمی کنند. نبود اتصال کافی بین نمای آجری و یا سنگی با دیوار سبب می شود که نما به صورت یک عنصر مستقل و در عین حال ضعیف عمل نموده و به سادگی در برابر ارتعاشات زلزله فرو بریزد. در نماسازی با آجر ارجح است آجر نما به طور همزمان با آجر پشت کار چیده شده باشد و باید ضخامت این دو نوع آجر یکسان و یا تقریبا یکسان باشد تا هر دو در هر رج روی یک لایه ملات چیده شده باشد. در صورتی که نما پس از احداث دیوار پشت کار چیده شده باشد، باید با مهار کردن مفتولهای فلزی در داخل ملات پشت کار و قرار دادن سر آزاد این مفتولها در ملات آجرنما، این دو قسمت آجرکاری به هم متصل شده باشند. در نماسازی سنگ های پلاک که به طور قائم نصب شده اند، باید با تعبیه اسکوپ و یا مهار مناسب دیگری، از جدا شدن و فرو ریختن آنها موقع بروز زلزله جلوگیری شود.

ت۱۱-۴-۶-۳-۵-جان‌پناه و دودکش

جان پناه هایی که از نظر آرماتورگذاری ضعیف هستند می توانند حین زلزله دچار خرابی شوند. اگر مهار موجود نباشد برای رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر باید تقاضا کاهش یابد.

دودکش های بنایی غیر مسلح در مقابل زلزله بسیار آسیب پذیر هستند. به طور معمول دودکش های بالای سقف که طولی دو برابر بعدشان داشته باشند حین زلزله ترک خورده و کنده می شوند و با پرت شدن به پیاده رو باعث آسیب پذیری جانی می شوند.

ت۱۱-۴-۶-۳-۶-سایه‌بان

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۶-۳-۷-پله

نسبت ارتفاع به ضخامت در دیوارهای بنایی اطراف پله ها برای سطح عملکرد ایمنی جانی در مناطق با لرزه خیزی زیاد ۱۲ می باشد. دیوارهای اطراف پله ها در صورت خرابی باعث در گیر کردن و بسته شدن پله ها و راهرو ها می شوند. توصیه می شود که طی تحلیل سازه عملکرد داخل و خارج صفحه دیوار بررسی شود.

اگر پله ها به طرز ویژه برای تحمل تغییر مکان نسبی طبقات جزییات گذاری نشده باشند، می توانند پاسخ ناشی از زلزله سازه را تغییر دهند. اتصالات پله ها باید بتوانند بدون کاهش ظرفیت ثقلی، نیروهای ناشی از بارهای لرزه ای را تحمل کنند.

ت۱۱-۴-۶-۳-۸-وسایل داخل ساختمان

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۴-۶-۳-۹-تجهیزات مکانیکی و برقی

تجهیزاتی که در ارتفاع بیش از ۱/۲ متر از تراز طبقه قرار دارند، باید در برابر نیروی زلزله مهار شوند. تجهیزات معلق نسبت به سقف و کف و دیوارها در معرض خرابی بیشتری قرار خواهند گرفت. تجهیزات معلق مهار نشده می توانند حین زلزله حرکت گهواره ای داشته باشند و به دیگر اجزای نزدیک ضربه وارد کنند. اگر مهار وجود نداشته باشد برای رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر باید کاهش پاسخ انجام شود.

ت۱۱-۴-۶-۳-۱۰-تجهیزات توزیع و انبار مواد خطرناک

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-ارزیابی مرحله ۲

ت۱۱-۵-۱-کلیات

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۲- تحلیل ساختمان‌های فولادی یا بتنی (روش استاتیکی خطی)

ت۱۱-۵-۲-۱-مدل‌سازی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۲-۱-۱-تعیین نیروی جانبی

نیروی زلزله در رابطه (۱۱-۶)، نشـان دهنده نیروی لازم در یک تحلیل استاتیکی خطی است تا تغییرمکان های مورد انتظار سازه را در وضـعیت تسلیم ایجاد کند. ضریب C در رابطه جایگزین ضرایب C_m, C_1, C_2 در فصل ۳ می باشند. این ضریب باعث افزایش نیروی لرزه ای هنگامی که زمان تناوب سازه کم است می باشد. به جای محدودیت تعداد طبقات در جدول (۱۱-۱)، زمان تناوب سازه نقش تعداد طبقات اشاره شده در جدول (۱۱-۱) را دارد. به علاوه مقدار ضریب C با افزایش شکل پذیری سازه افزایش می یابد.

در سـازه های کوتاه و سـخت با شـکل پذیری کم که در منطقه با سطح خطر بالا قرار گرفته اند، مقاومت به دست آمده از رابطه (۱۱-۶) ممکن است بیشتر از نبرویی که باعث لغزش در تراز شالوده می شود، باشد. فرض می شود که مقاومت در برابر لغزش برابر با W ۰/۷۵ باشد و از این مقدار بیشتر در نظر گرفته نمی شود.

در رابطه (۱۱-۶) مقدار W برابر است با وزن بار مرده به علاوه درصدی از بار زنده که به صورت زیر به دست می آید:

۱- ۲۵٪ بار زنده کف. بار زنده کف در پارکینگ های عمومی و ساختمان های پارکینگی لازم نیست در نظر گرفته شود.

۲- وقتی در طراحی بار کف، وزن پارتیشـن در نظر گرفته می شود، یا وزن واقعی پارتیشن محاسبه گردد یا حداقل وزن داده شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، باید در نظر گرفته شود.

۳- وزن کلی تجهیزات دائمی

ت۱۱-۵-۲-۱-۲-توزیع نیروی جانبی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۲-۱-۳-تلاش اعضا

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۲-۱-۳-۱- تلاش‌های تغییرشکل‌کنترل

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۲-۱-۳-۲-تلاش‌های نیروکنترل

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۲-۲-مقاومت اعضا

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۲-۳-معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی

ت۱۱-۵-۲-۳-۱-تلاش‌های تغییرشکل کنترل

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۲-۳-۲-تلاش‌های نیروکنترل

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۳-سیستم سازه‌ای

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۳-۱-مسیر بار

به تفسیر بند ۱۱-۴-۲-۱ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۳-۲- فاصله از ساختمان مجاور

به تفسیر بند ۱۱-۴-۲-۲ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۳-۳- نظم در ارتفاع

به تفسیر بند ۱۱ -۴-۲-۳ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۳-۳-۱- طبقه ضعیف

به تفسیر بند ۱۱ -۴-۲-۳-۱ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۳-۳-۲- عدم پیوستگی سیستم باربر جانبی در صفحه (امتداد قائم)

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۳-۳-۳- نیم طبقه

به تفسیر بند ۱۱-۴-۲-۳ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴- ساختمان‌های فولادی

ت۱۱-۵-۴-۱- کیفیت مصالح فولادی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۴-۲- قاب خمشی فولادی

ت۱۱-۵-۴-۲-۱- دیوارهای محاط در قاب

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۴-۲-۲- تغییرمکان جانبی نسبی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۱-۵ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۲-۳- تنش محوری فشاری در ستون‌ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۲-۲ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۲-۴- اتصالات خمشی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۲-۳ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۲-۵- چشمه اتصال

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۲-۴ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۲-۶- وصله ستون

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۲-۵مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۲-۷-تیر ضعیف-ستون قوی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۲-۶ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۲-۸-اعضای فشرده لرزه‌ای

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۲-۷ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۲-۹- اتصال ستون‌ها به سازه پی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۴-۳-قاب ساده با مهاربند فولادی

ت۱۱-۵-۴-۳-۱- بار محوری در ستون‌ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۳-۱ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۳-۲- تنش محوری در اعضای مهاربند

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۳-۲ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۳-۳-اعضای فشرده

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۳-۳ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۳-۴-لاغری اعضای مهاربند

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۳-۴ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۳-۵- اتصالات مهاربندی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۳-۵ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۳-۶-مهاربند K شکل

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۳-۶ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۳-۷- اتصال ستون‌ها به سازه پی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۳-۷ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۴-قاب ساده فولادی با میانقاب بنایی

ت۱۱-۵-۴-۴-۱-واحدهای بنایی میانقاب

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۴-۱ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۴-۲-ملات میانقاب

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۴-۲ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۴-۳-ترک میانقاب‌ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۴-۳ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۴-۴-تنش برشی در میانقاب

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۴-۴-۵-اتصالات میانقاب در جهت خارج از صفحه

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۴-۵ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۴-۶-نسبت ارتفاع به ضخامت میانقاب

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۴-۶ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۴-۷-دیوار چند لایه

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۴-۷ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۴-۸- اتصال ستون‌ها به سازه پی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۴-۸ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۴-۴-۹-بار محوری در ستون‌ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۴-۹ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-ساختمان‌های بتنی

ت۱۱-۵-۵-۱-کیفیت مصالح بتنی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۵-۲-قاب خمشی بتنی

ت۱۱-۵-۵-۲-۱-میانقاب ها

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۵-۲-۲-تنش برشی ستون‌ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۲ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۲-۳- بار محوری در ستون ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۳ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۲-۴-ستون‌های کوتاه

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۴ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۲-۵-شکست برشی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۵ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۲-۶-تیر ضعیف-ستون قوی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۶ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۲-۷-میلگردهای تیر

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۷ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۲-۸-وصله میلگردهای ستون

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۸ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۲-۹-وصله میلگرد تیرها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۹ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۲-۱۰-فاصله خاموت ستون

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۱۰ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۲-ت۱۱-فواصل خاموت تیر

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۱۱ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۲-۱۲-تسلیح گره

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۱۲ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۲-۱۳-سازگاری تغییرشکل ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۳-۴-۹ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۲-۱۴-دال تخت

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۵-۲-۱۵- اتصال ستون‌ها به سازه پی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۲-۱۵ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۳-دیوار برشی

ت۱۱-۵-۵-۳-۱-مصالح دیوار

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۵-۳-۲-قاب کامل

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۵-۳-۳-تنش برشی دیوارها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۳-۳ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۳-۴-میلگرد مقاطع دیوار

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۳-۴ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۳-۵-سازگاری تغییرشکل‌ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۳-۵ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۳-۶-دال تخت

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۵-۳-۷-تیرهای همبند

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۳-۷ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۳-۸-مهار برای نیروهای خارج از صفحه

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۵-۳-۹- اتصال دیوار برشی به سازه پی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۵-۳-۱۰- ستون‌های مرزی دیوار برشی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۳-۱۰ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۴-قاب بتنی با میانقاب

ت۱۱-۵-۵-۴-۱-ارزیابی میانقاب

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۵-۵-۴-۲-ترک ستون‌های مرزی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۴-۲ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۴-۳- دال تخت

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۴-۳ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۴-۴ سازگاری تغییرشکل ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۴-۴ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۴-۵- اتصال ستون‌ها به سازه پی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۴-۵ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۵-۴-۶-بار محوری در ستون ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۴-۴-۶ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۶-مخاطرات ساختگاهی

ت۱۱-۵-۶-۱-روانگرایی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۵-۱ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۶-۲-لغزش شیب‌ها

به تفسیر بند ۱۱-۴-۵-۲ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۶-۳-گسلش

به تفسیر بند ۱۱-۴-۵-۳ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۷- اجزای مشترک انواع ساختمان‌ها

ت۱۱-۵-۷-۱- دیافراگم

ت۱۱-۵-۷-۱-۱-بازشو دیافراگم

به تفسیر بند ۱۱-۴-۶-۱-۱ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۷-۱-۲-پیوستگی دیافراگم

به تفسیر بند ۱۱-۴-۶-۱-۲ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۷-۱-۳- انتقال برش

به تفسیر بند ۱۱-۴-۶-۱-۳ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۷-۲- پی

ت۱۱-۵-۷-۲-۱-بررسی وضعیت پی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۶-۲-۱ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۷-۲-۲-ظرفیت باربری پی

به تفسیر بند ۱۱-۴-۶-۲-۲ مراجعه شود.

ت۱۱-۵-۷-۳-اجزای غیرسازه‌ای

به تفسیر بند ۱۱-۴-۶-۳-مراجعه شود.

ت۱۱-۶-ساختمان‌های بنایی غیرمسلح

ت۱۱-۶-۱- کلیات

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۲- دیوارهای بنایی

ت۱۱-۶-۲-۱- کیفیت مصالح بنایی

ت۱۱-۶-۲-۱-۱-واحدهای بنایی

واحدهای بنایی متداول در ساخت و سازهای کشور عموما آجر، بلوک سیمانی و سنگی می باشد. هر یک از این مصالح باید سالم، بدون خوردگی و شکستگی و فاقد ترک خوردگی باشد و از نظر ظاهر از کیفیت مطلوبی برخوردار باشند.

ت۱۱-۶-۲-۱-۲-ملات

ملات های رایج در کشور عموما ماسه سیمان، باتارد، گل آهک و گل می باشند که در بین اینها ملات های گل و گل آهک ملاتهای مناسبی نمی باشند و سازه هایی که در آنها از این ملات ها استفاده شده، از این لحاظ آسیب پذیر می باشند. همچنین ملات ها نباید دچار خوردگی و فرسودگی شده باشند و باید از لحاظ ظاهر کیفیت مناسبی داشته باشند. دیوارهای بلوک سیمانی و همچنین جان پناه بام و بالکن و قسمت های طره ای از دودکش ها باید با ملات ماسه سیمان ساخته شده باشند ولی دیوارهای آجری می تواند با ملات باتارد نیز ساخته شده باشند.

ت۱۱-۶-۲-۱-۳-ترک دیوارها

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۲-۲-وضعیت اجرای دیوارهای سازه‌ای

ت۱۱-۶-۲-۲-۱- واحدهای بنایی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۲-۲-۲- درزهای قائم بین واحدهای بنایی

واحدهای بنایی باید طوری چیده شده باشند که بندهای قائم روی هم قرار نگرفته باشند. همچنین درزهای قائم بین واحدهای بنایی باید کاملا با ملات پر شده باشند. در غیر این صورت دیوار آسیب پذیر است. خالی ماندن درزهای قائم بین واحدهای بنایی باعث کاهش شدید مقاومت خارج از صفحه و کاهش ظرفیت برشی درون صفحه دیوار می شود.

ت۱۱-۶-۲-۲-۳- وجود هشت‌گیر

استفاده از روش هشت گیر در اجرای دیوارها با توجه به عملی نبودن اجرای اتصال مناسب در هشت گیر باعث ایجاد انفصال در دیوار و در نتیجه کاهش مقاومت خارج از صفحه و درون صفحه دیوار می شود. بنابراین اگر در اجرای قسمت های مختلف یک دیوار باربر و یا در گوشه دو دیوار متقاطع باربر از روش هشت گیر استفاده شده باشد، محل اجرای هشت گیر به عنوان نقطه انفصال در دیوار تلقی می شود و دیوار آسیب پذیر می باشد.

ت۱۱-۶-۲-۳- هندسه دیوار

ت۱۱-۶-۲-۳-۱- ارتفاع دیوار

ارتفاع زیاد دیوار باعث افزایش لنگر خارج از صفحه ناشی از اینرسی و نیروهای سقف و در نتیجه کاهش توان باربری و ایستایی دیوار در برابر نیروهای خارج از صفحه می شود.

ت۱۱-۶-۲-۳-۲- طول آزاد دیوار

طول مهار نشده زیاد دیوار باعث افزایش لنگر خارج از صفحه ناشی از اینرسی دیوار و نیروی دیوارهای متقاطع و در نتیجه کاهش توان باربری و ایستایی دیوار در برابر نیروهای خارج از صفحه می شود.

ت۱۱-۶-۲-۳-۳- نسبت ارتفاع به ضخامت

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۲-۴- بازشوها

در ضوابط این بند عینا ضوابط نظیر از استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است.

ت۱۱-۶-۲-۴-۱- نسبت بازشوها

در ضوابط این بند عینا ضوابط نظیر از استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است.

ت۱۱-۶-۲-۴-۲- فاصله‌ی بازشوها از انتهای دیوار

در ضوابط این بند عینا ضوابط نظیر از استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است.

ت۱۱-۶-۲-۵- رانش در سقف‌های قوسی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۲-۶- لوله و دودکش درون دیوار باربر

عبور دادن لوله و دودکش از درون دیوار سبب انفصال در محل عبور و در نتیجه کاهش مقاومت خارج از صفحه و درون صفحه دیوار می شود. چنان چه قطر لوله نسبت به ضخامت دیوار کم باشد عبور لوله از درون دیوار تاثیر محسوسی بر مقاومت دیوار نخواهد داشت. لذا در صورتی که قطر لوله بیش از ۱/۶ ضخامت دیوار باشد، دیوار آسیب پذیر تلقی می شود.

ت۱۱-۶-۳- شرایط انسجام

ت۱۱-۶-۳-۱- سیستم کلاف

در ضوابط این بند عینا ضوابط نظیر از استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است.

ت۱۱-۶-۳-۲-اتصالات

ت۱۱-۶-۳-۲-۱- اتصال سقف و تکیه‌گاه

در ضوابط این بند عینا ضوابط نظیر از استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است.

واحدهای بنایی در تمام دیوارهای باربر متقاطع باید در یک تراز چیده و در یک تراز بالا آورده شده باشند. ضعف اتصال بین دیوارهای متقاطع به واسطه استفاده از روش هشت گیر در اجرای دیوارها و یا نزدیکی بازشوها به انتهای دیوار، سبب می شود که هر کدام از دیوارهای متقاطع به صورت یک دیوار مهار نشده ضعیف عمل کنند. ضعف این اتصالات همچنین باعث کاهش انسجام عمومی ساختمان می شود. بنابراین در صورتی که در اجرای دیوار از روش هشت گیر استفاده شده باشد و در محل اتصال دو دیوار از کلاف های بتنی، فلزی و یا چوبی استفاده نشده باشد، دیوارهای متقاطع به لحاظ اتصال نامناسب آسیب پذیر می باشند.

ت۱۱-۶-۳-۲-۳- اتصال دیوار و کلاف

در ضوابط این بند عینا ضوابط نظیر از استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است.

ت۱۱-۶-۳-۳- دیافراگم

ت۱۱-۶-۳-۳-۱- بازشوی دیافراگم

به تفسیر بند ۱۱-۴-۶-۱-۱ مراجعه شود.

ت۱۱-۶-۳-۳-۲- یکنواختی و انسجام سقف

برای حفظ انسجام و یکپارچه عمل کردن سقف باید بسته به نوع سقف نکات زیر رعایت شده باشد:

- سقف های طاق ضربی

الف- فاصله بین تیرآهن ها از یک متر تجاوز نکند.

ب- تیرآهن ها باید به گونه ای مناسب به کلاف افقی متصل شده باشند. این تیرها باید یا در داخل کلاف مهار شده باشند یا به صفحات فلزی که روی کلاف افقی بتن آرمه قرار داشته و در داخل کلاف مهار شده اند، متصل شده باشند و یا به کلاف فلزی به نحو مناسبی بسته شده باشند.

ج- تیرآهن ها باید به وسیله میلگرد و یا تسمه فولادی به صورت ضربدری به یکدیگر بسته شده باشند. به طوری که اولا طول مستطیل ضربدری شده بیش از ۱/۵ برابر عرض آن نباشد و ثانیا مساحت تحت پوشش هر ضربدری از ۲۵ متر مربع فراتر نرود.

د- تکیه گاه مناسبی برای پاطاق آخرین دهانه طاق ضربی تعبیه شده باشد. این تکیه گاه می تواند با قرار دادن یک پروفیل فولادی و اتصال آن با کلاف زیر خود و یا با جاسازی در کلاف بتنی تامین شود. چنان چه این تکیه گاه فولادی باشد، باید با میلگردها و یا تسمه های کاملا کشیده و مستقیم در دو انتهای تیر و همچنین در فواصل کمتر از ۲ متر به آخرین تیرآهن سقف متصل شده باشند.

ه- حداقل سطح مقطع و یا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیرآهن های سقف و یا استوار کردن آخرین دهانه به کار می رود، میلگرد ۱۴ میلی متری و یا تسمه معادل آن می باشد.

و- می توان از تیرهای فرعی که مطابق ضوابط مقررات ملی ساختمان مبحث هشتم در دل تیرهای اصلی سقف جوش می شوند استفاده نمود.

- سقف های تیرچه بلوک

الف- تیرچه ها باید به نحو مناسبی در کلاف افقی مهار شده باشند و بتن ریزی تیرچه ها و کلاف هم زمان انجام شده باشد.

ب– بتن پوشش روی بلوک ها، حداقل دارای ۵ سانتی متر ضخامت باشد و میلگرد مورد استفاده در بتن پوشش سقف حداقل یک سانتی متر مربع در هر متر و عمود بر تیرچه ها قرار داده شده باشد.

ج– در صورت تجاوز دهانه تیرچه ها از ۴ متر، تیرچه ها به وسیله کلاف عرضی که عرض مقطع آن حداقل ۱۰ سانتی متر باشد، به هم متصل شده باشند. این کلاف باید دارای حداقل ۲ میلگرد آجدار سراسری به قطر ۱۰ میلی متر یکی در بالا و یکی در پایین مقطع کلا باشد.

د– در صورت وجود طره در سقف، در بالای تیرچه و بر روی تکیه گاه، میلگردهایی حداقل به اندازه میلگردهای پایین به طول مهار ۱/۵ متر قرار داده شده باشد.

- خرپاها

الف– با تعبیه مهاربند های قائم و افقی مناسب بین خرپاها، انسجام سقف تامین شده باشد.

ب–اضلاع مختلف خرپای چوبی در نقاط اتصال به یکدیگر به وسیله پیچ و مهره و یا اسکوپ های فولادی کاملا به هم محکم شده باشند.

ج–در سقف های مسطح شیب دار چنانچه سقف به صورت خرپا نباشد، عناصر مناسبی برای مقابله با رانش سقف تعبیه شده باشد.

ت۱۱-۶-۳-۳-۳- نسبت طول دهانه به عرض دال

معمولا سقف های انعطاف پذیر متداول در ساختمان های بنایی شامل سقف های چوبی، طاق ضربی و قطعات پیش ساخته بدون بتن رویه هستند.

ت۱۱-۶-۴- ارزیابی دیوارها در امتداد خارج صفحه

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۵-ارزیابی دیوارها در امتداد داخل صفحه

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۵-۱- ساختمان‌های با دیافراگم صلب

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۵-۱-۱- تلاش‌ها

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۵-۱-۲- سختی برشی دیوارها

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۵-۱-۳- مقاومت

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۵-۱-۴- معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۵-۲- ساختمان‌های با دیافراگم انعطاف‌پذیر

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۵-۲-۱- تلاش‌ها

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۵-۲-۲- سختی

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۵-۲-۳- مقاومت

تفسیر ندارد.

ت۱۱-۶-۵-۲-۴- معیارهای پذیرش

تفسیر ندارد.

Islamic Republic of Iran
Plan and Budget Organization

Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings

No. 361
(First Revision)

Deputy of Technical, Infrastructure and Production Affairs

Department of Technical and Executive Affairs

nezamfanni.ir

2018

این ضابطه

با عنوان «تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود»، حاوی نکاتی است که به منظور رفع ابهام، تکمیل یا تشریح مفاد ضابطه شماره ۳۶۰، ارائه شده‌است.

shaghool.ir