بسم الله الرحمن الرحيم

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

پایان نامه کارشناسی ارشد عمران - سازه

مقایسه طراحی لرزه‌ای سازه‌های فلزی بر اساس عملکرد با آیین‌نامه‌های متداول

توسط:

مهدی جوهرزاده

استاد راهنما:

دکتر علی کیهانی

استاد مشاور:

دکتر محسن طالب‌زاده

با تشکر فراوان از پدر و مادر عزیزم که نفس گرم ایشان همواره یاری دهنده من در پشت سر نهادن مشکلات و ناملایمات زندگی بوده است.

چکیده

در تدوین آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ضوابط و مقرراتی برای طرح و اجرای ساختمانها در برابر اثرهای ناشی از زلزله در نظر گرفته شده که با رعایت این ضوابط انتظار می‌رود اهداف ارائه شده در این آیین‌نامه تامین گردند. اما در زمینه تامین اهداف عملکردی که این استاندارد مد نظر قرار داده و وضعیت سطح عملکردی و میزان خسارتی که ساختمانها در حین وقوع زمین لرزه‌های مختلف ممکن است از خود بروز دهند، ابهاماتی وجود دارد.

در این تحقیق سعی شده است با استفاده از اصول مهندسی زلزله بر اساس عملکرد و ضوابط دستورالعمل بهسازی ایران به رفع این ابهامات پرداخته شود. برای این منظور سیستم فولادی قاب خمشی از نوع معمولی که دارای طبقات مختلف ۴، ۸ و ۱۲ طبقه می‌باشد، انتخاب شده و سپس بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ برای زمینه لرزه طرح، طراحی شده‌اند. در مرحله ارزیابی عملکرد ساختمانها، علاوه بر زمین لرزه طرح با احتمال وقوع ۱۰ ٪ در ۵۰ سال (سطح خطر ۱) دو زمین لرزه دیگر یکی با احتمال وقوع ۲ ٪ در ۵۰ سال (سطح خطر ۲) و دیگری با احتمال وقوع ۵۰ ٪ در ۵۰ سال (سطح خطر ۳) مشخص شده است. در این مرحله برای تحلیل مدلها از روش استاتیکی غیر خطی استفاده شده است. نتایج مورد نظر در این تحلیلها شامل تغییر مکان نسبی طبقات، تغییر شکلهای پلاستیک ایجاد شده در ستونها، تیرها و اتصالات می‌باشند. این نتایج با معیارهای پذیرش مقایسه شده و سطح عملکردی ساختمان و هر یک از اجزاء تعیین شده است.

به طور کلی نتایج حاکی از این است که برای کلیه مدلها مورد مطالعه تحت اثر زمین لرزه طرح، سطح عملکردی ایمنی جانی با میزان خسارتی کمتر از آنچه در سطح ایمنی جانی بوجود می‌آید پیش بینی می گردد. این نتیجه با هدف پیش بینی شده در استاندارد ۲۸۰۰ مبنی بر تامین سطح عملکردی ایمنی جانی در ساختمانها تحت زمین لرزه طرح به طور محافظه کارانه مطابقت دارد. برای این ساختمانها در اثر وقوع زمین لرزه در سطح خطر ۲، سطح عملکرد آستانه فروریزش و در اثر وقوع زمین لرزه در سطح خطر ۳ سطح عملکرد ایمنی جانی پیش بینی می‌گردد. میزان خسارتی که در اجزای ساختمانها در اثر وقوع زمین لرزه ۵۰ ٪ در ۵۰ سال (سطح خطر ۳) مشاهده می‌گردد از میزان خسارتی که برای سطح ایمنی جانی پیش بینی می‌گردد بسیار کمتر می‌باشد، ولی خسارت ایجاد شده از مقدار مجاز در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه بیشتر می‌باشد.

کلمات کلیدی: ارزیابی، طراحی بر اساس عملکرد، خطر زمین لرزه، طراحی لرزه‌ای

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
مقدمه	أ
فصل اول : اصول و مبانی طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد	۱
۱-۱- مقدمه	۲
۱-۱-۱- دستورالعملهای طراحی بر اساس عملکرد	۶
۱-۱-۲- مراحل مهندسی زلزله بر اساس عملکرد	۷
۱-۲- اهداف طراحی بر اساس عملکرد	۹
۱-۲-۱- سطوح عملکرد لرزه‌ای	۹
۱-۲-۱-۱- سطوح و محدوده‌های عملکرد سازه‌ای	۱۱
۱-۲-۱-۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای	۱۵
۱-۲-۱-۳- سطوح عملکرد کل ساختمان	۱۸
۱-۲-۱-۴- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای	۲۱
۱-۲-۱-۵- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای در دستور العمل بهسازی لرزه‌ای	۲۲
۱-۲-۲- سطوح خطر زلزله	۲۳
۱-۲-۲-۱- سطوح مختلف خطر بر اساس FEMA 273/356 و دستورالعمل بهسازی	۲۴
۱-۲-۲-۲- سطوح مختلف خطر بر اساس ATC-40	۲۵
۱-۲-۲-۳- سطوح مختلف خطر در استاندارد ۲۸۰۰	۲۶
۱-۲-۳- اهداف عملکردی	۲۷
۱-۲-۳-۱- بهسازی ایمنی مبنا	۲۷
۱-۲-۳-۲- اهداف بهسازی ارتقاء یافته	۲۸
۱-۲-۳-۳- اهداف بهسازی محدود شده	۲۹
۱-۲-۳-۴- اهداف بهسازی لرزه‌ای در دستور العمل بهسازی لرزه‌ای	۳۰
۱-۳- ملزومات مدلسازی و تحلیل	۳۲
۱-۳-۱- اعضای سازه‌ای اصلی و غیر اصلی	۳۲
۱-۳-۲- روش‌های تحلیل	۳۲
۱-۳-۲-۱- محدوده کاربرد روش‌های خطی	۳۳
۱-۳-۲-۲- محدوده کاربرد روش‌های غیر خطی	۳۵
۱-۳-۳- رفتار اجزای سازه و معیارهای پذیرش	۳۶

عنوان	صفحه

۱-۴- روشهای تحلیل	۴۱
۱-۴-۱- بررسی ضوابط کلی تحلیل	۴۱
۱-۴-۱-۱- انتخاب روش تحلیل	۴۱
۱-۴-۱-۲- فرضیات مدلسازی	۴۲
۱-۴-۱-۳- پیچش افقی	۴۴
۱-۴-۱-۴- دیافراگم کف	۴۵
۱-۴-۱-۵- اثرات P-Δ	۴۵
۱-۴-۱-۶- ترکیبات بارگذاری ثقلی	۴۶
۱-۴-۲- روش‌های تحلیل سازه	۴۷
۱-۴-۲-۱- تحلیل استاتیکی خطی	۴۷
۱-۴-۲-۱-۱- تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه	۴۹
۱-۴-۲-۱-۲- برآورد نیروها و تغییر شکلها	۵۰
۱-۴-۲-۱-۳- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع	۵۳
۱-۴-۲-۱-۴- توزیع نیروی جانبی در پلان	۵۶
۱-۴-۲-۱-۵- دیافراگم‌های کف	۵۶
۱-۴-۲-۲- تحلیل دینامیکی خطی	۵۶
۱-۴-۲-۲-۱- ملاحظات خاص تحلیلی	۵۷
۱-۴-۲-۲-۲- تعیین تلاشها و تغییر شکلها	۵۹
۱-۴-۲-۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی	۵۹
۱-۴-۲-۳-۱- کلیات	۶۱
۱-۴-۲-۳-۲- نقطه کنترل	۶۱
۱-۴-۲-۴- تحلیل دینامیکی غیر خطی	۶۲
۱-۴-۲-۴-۱- فرضیات مدل‌سازی و تحلیل	۶۲
۱-۴-۳- معیارهای پذیرش	۶۳
۱-۴-۳-۱- روش‌های خطی	۶۳
۱-۴-۳-۲- روش‌های غیر خطی	۶۵

عنوان	صفحه

فصل دوم : معرفی سازه‌های مورد مطالعه و طراحی آنها	**۶۷**
۲-۱- مقدمه	۶۸
۲-۲- مشخصات کلی مدلها	۶۸
۲-۳- طراحی مدلها	۶۹
۲-۳-۱- طراحی مدل هشت طبقه	۷۰
۲-۳-۲- نتایج نهایی طراحی	۷۵
۲-۳-۳- مشخصات اتصالات	۷۷
فصل سوم : نحوه ارزیابی طراحی	**۷۸**
۳-۱- مقدمه	۷۹
۳-۲- روشهای تحلیل	۸۰
۳-۲-۱- روشهای تحلیل خطی	۸۰
۳-۲-۲- روشهای تحلیل غیرخطی	۸۲
۳-۲-۲-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی	۸۳
۳-۲-۲-۱-۱- پارامترهای موثر در نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی	۸۳
۳-۲-۲-۱-۱-۱- الگوی بارگذاری	۸۳
۳-۲-۲-۱-۱-۲- رفتار اجزای سازه	۸۴
۳-۲-۲-۱-۱-۳- مدل رفتار خطی نیرو – تغییر مکان سازه	۹۰
۳-۲-۲-۱-۱-۴- محاسبه زمان تناوب اصلی موثر	۹۱
۳-۲-۲-۱-۲- برآورد نیاز لرزه‌ای	۹۲
۳-۲-۲-۱-۲-۱- برآورد نیروها و تغییر شکلها	۹۲
۳-۲-۲-۱-۲-۲- تعیین تغییر مکان هدف	۹۲
۳-۳- معیارهای پذیرش	۹۵
۳-۳-۱- اجزا کنترل شونده توسط تغییر شکل	۹۷
۳-۳-۲- اجزا کنترل شونده توسط نیرو	۹۸
فصل چهارم : تحلیل خطر و تعیین طیف طراحی	**۹۹**
۴-۱- سطوح خطر زمین لرزه	۱۰۰
۴-۲- طیف طرح	۱۰۱

عنوان	صفحه

۴-۲-۱- شکل طیف ۱۰۱
۴-۲-۲- شتاب مبنای طرح ۱۰۱
۴-۲-۳- منحنی خطر ۱۰۲

فصل پنجم : نتایج ارزیابی عملکرد مدلهای طراحی شده ۱۰۶
۵-۱- مقدمه ۱۰۷
۵-۲- تحلیل و تعیین نیاز لرزه‌ای مدلها ۱۰۸
۵-۲-۱- نتایج مدل هشت طبقه ۱۰۸
۵-۲-۱-۱- الگوی بارگذاری ۱۰۸
۵-۲-۱-۲- تعیین تغییر مکان هدف ۱۰۸
۵-۳- نتایج ارزیابی عملکرد مدلها ۱۱۳
۵-۴- بحث و جمع بندی ۱۲۸
۵-۴-۱- سطح خطر یک ۱۲۸
۵-۴-۱-۱- عملکرد کلی سازه ۱۲۸
۵-۴-۱-۲- عملکرد اجزای سازه ۱۲۹
۵-۴-۲- سطح خطر دو و سه ۱۳۰
۵-۴-۲-۱- عملکرد کلی سازه ۱۳۰
۵-۴-۲-۲- عملکرد اجزای سازه ۱۳۰
۵-۵- طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد ۱۳۲
۵-۵-۱- نتایج طراحی لرزه‌ای مدل ۱۲ طبقه بر اساس عملکرد ۱۳۲
۵-۵-۲- مزایای روش طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد ۱۳۳

فصل ششم : نتیجه‌گیری و پیشنهادات ۱۳۴
۶-۱- مقدمه ۱۳۵
۶-۲- نتیجه‌گیری ۱۳۵
۶-۳- پیشنهادات ۱۳۷

فهرست منابع ۱۳۹

فهرست اشکال

شکل	صفحه
شکل ۱-۱- منحنی‌های نیرو – تغییر شکل اجزاء	۳۷
شکل ۱-۲- منحنی ایده‌ال نیرو – تغییر شکل برای تعریف مدلسازی اجزاء	۳۹
شکل ۱-۳- معیارهای پذیرش تغییر شکل	۳۹
شکل ۱-۴- اختلاف دو روش خطی و غیر خطی	۴۸
شکل ۱-۵- تغییرات C_1 بر حسب T	۵۱
شکل ۱-۶- تغییرات C_3 بر حسب T	۵۲
شکل ۱-۷- حالتهای مختلف توزیع نیروی جانبی	۵۴
شکل ۱-۸- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع (برای قاب خمشی بتنی)	۵۵
شکل ۱-۹- منحنی هیسترزیس	۶۰
شکل ۲-۱ پلان مدلها و نحوه قرارگیری بارهای قائم	۷۰
شکل ۲-۲- نمونه طراحی اتصال تیر به ستون	۷۵
شکل ۳-۱- اساس روش تحلیل استاتیکی خطی و مقایسه آن با روش استاتیکی غیر خطی	۸۲
شکل ۳-۲- منحنی‌های نیرو – تغییر شکل اجزاء	۸۵
شکل ۳-۳- منحنی رفتاری اجزاء برای مدلسازی و تحلیل (الف): نسبت تغییر شکل (ب): تغییر شکل	۸۶
شکل ۳-۴- منحنی رفتاری تیرها	۸۷
شکل ۳-۵- منحنی رفتاری ستونها در خمش	۸۸
شکل ۳-۶- منحنی رفتاری اتصالات صلب	۸۹
شکل ۳-۷- منحنی ساده شده نیرو - تغییر مکان	۹۱
شکل ۳-۸- معیار پذیرش تغییر شکل اجزاء	۹۶
شکل ۳-۹- معیارهای پذیرش اجزاء (الف): تیرها (ب): ستونها (ج): اتصالات	۹۷

شکل	صفحه

شکل ۴-۱- طیف طرح استاندارد ۱۰۱

شکل ۴-۲- مناطق مختلف لرزه زمین ساخت ایران ۱۰۴

شکل ۴-۳- منحنی خطر برای عمر مفید ۵۰ سال ۱۰۵

شکل ۵-۱- منحنی نیرو – تغییر مکان مدل ۸ طبقه ۱۱۱

شکل ۵-۲- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات مدلهای ۴، ۸ و ۱۲ طبقه ۱۱۴

شکل ۵-۳- نمایش لولاهای خمیری تشکیل شده در اجزای قاب F مدل چهار طبقه ۱۱۵

شکل ۵-۴- نمایش لولاهای خمیری تشکیل شده در اجزای قاب F مدل هشت طبقه ۱۱۶

شکل ۵-۵- نمایش لولاهای خمیری تشکیل شده در اجزای قاب F مدل دوازده طبقه ۱۱۷

شکل ۵-۶- نمایش نحوه توزیع لولاهای خمیری تشکیل شده در گامهای مختلف در اجزای قاب F مدل دوازده طبقه در سطح خطر دو با الگوی بارگذاری طیفی ۱۱۸

شکل ۵-۷- نمایش نحوه توزیع لولاهای خمیری تشکیل شده در گامهای مختلف در اجزای قاب F مدل دوازده طبقه در سطح خطر دو با الگوی بارگذاری طیفی ۱۱۹

شکل ۵-۸- نمایش نحوه توزیع لولاهای خمیری تشکیل شده در گامهای مختلف در اجزای قاب F مدل دوازده طبقه در سطح خطر دو با الگوی بارگذاری یکنواخت ۱۲۰

شکل ۵-۹- عملکرد ستونهای مدل هشت طبقه ۱۲۱

شکل ۵-۱۰- عملکرد تیرهای مدل هشت طبقه ۱۲۲

شکل ۵-۱۱- عملکرد اتصالات مدل هشت طبقه ۱۲۳

فهرست جداول

جدول	صفحه
جدول ۱-۱- کنترل خرابی و سطوح عملکرد مختلف	۱۰
جدول ۱-۲- سطوح عملکرد سازه‌ای و خرابی‌های پیش‌بینی شده اعضای قائم قاب خمشی فولادی	۱۲
جدول ۱-۳- سطوح و محدوده‌های عملکرد ساختمان	۱۹
جدول ۱-۴- اهداف بهسازی	۲۸
جدول ۱-۵- محاسبه ظرفیت تلاشهای اجزا در تحلیل‌های خطی	۴۰
جدول ۱-۶- محاسبه ظرفیت تلاشهای اجزا در تحلیل‌های غیر خطی	۴۰
جدول ۱-۷- نحوه دسته بندی رفتار اجزای مختلف قاب	۴۳
جدول ۱-۸- مقادیر ضریب C_m	۵۳
جدول ۲-۱ توزیع نیروی جانبی در ارتفاع مدل هشت طبقه	۷۱
جدول ۲-۲ تغییر مکان نسبی طبقات مدل هشت طبقه	۷۲
جدول ۲-۳- مشخصات مقاطع تیر و ستون مدلها	۷۶
جدول ۲-۴- مشخصات اتصالات تیر به ستون	۷۷
جدول ۳-۱- مقدار ضریب C_0	۹۴
جدول ۳-۲- مقادیر ضریب C_m	۹۵
جدول ۳-۳- مقادیر ضریب C_2	۹۵
جدول ۴-۱- مقادیر پارامترهای لرزه خیزی مناطق لرزه زمین ساخت ایران	۱۰۴
جدول ۵-۱- الگوی بارگذاری، برای تحلیل استاتیکی غیر خطی مدل هشت طبقه	۱۰۸
جدول ۵-۲- مقادیر تغییر مکان هدف بام مورد استفاده در تحلیل استاتیکی غیر خطی	۱۱۲
جدول ۵-۳- عملکرد ستونهای مدلهای ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت سطوح مختلف خطر	۱۲۴
جدول ۵-۴- عملکرد تیرهای مدلهای ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت سطوح مختلف خطر	۱۲۵
جدول ۵-۵- عملکرد اتصالات مدلهای ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت سطوح مختلف خطر	۱۲۶

جدول **صفحه**

جدول ۵-۶- درصد لولاهای خمیری تشکیل شده در اجزای مدلها برای سطوح عملکردی مختلف ۱۲۷

جدول ۵-۷- سطح عملکردی پیش بینی شده برای اجزاء مدلها در سطوح خطر مختلف و درصد لولاهای خمیری ۱۳۱

جدول ۵-۸- مشخصات مقاطع تیر و ستون مدل ۱۲ طبقه ۱۳۲

مقدمه:

در آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، حداقل ضوابط و مقرراتی برای طراحی و اجرای ساختمان‌ها در برابر اثرهای ناشی از زلزله ارائه شده است. به طور کلی با رعایت این آئین نامه انتظار می‌رود ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های خفیف و متوسط (زلزله سطح بهره‌برداری) بدون وارد شدن آسیب عمده سازه‌ای و در برابر زلزله‌های شدید (زلزله طرح) بدون فرو ریختن، قادر به مقاومت باشند.

در آئین نامه فوق‌الذکر در تحلیل و طراحی سازه برای اهداف تعریف شده از روش‌های خطی والاستیک استفاده می‌گردد که در آن پارامتر پاسخی که معیار کنترل سازه و اجزاء آن در نظر گرفته شده نیرو می‌باشد و این در حالی است که سازه در هنگام وقوع زمین لرزه از خود رفتار غیر خطی نشان می‌دهد. آئین نامه برای در نظر گرفتن این رفتار سازه و همچنین اثرات حرکات زمین بر سازه از ضریب کاهش نیرو که به عنوان ضریب اصلاح پاسخ یا ضریب رفتار R نامیده می شود استفاده می‌کند. این ضریب در اکثر ضوابط آئین‌نامه که در طراحی ساختمان‌ها استفاده می‌گردد نقش به سزایی دارد. از کاربردهای این ضریب می‌توان موارد زیر را نام برد.

۱- در تعیین برش پایه برای کاهش طیف طراحی پاسخ الاستیک خطی از این ضریب استفاده می‌گردد.

۲- در کنترل تغییر مکان نسبی طبقات (Drift)، که یکی از عوامل مهم کنترل کننده در طراحی سیستم قاب خمشی می‌باشد.

۳- برای محاسبه بیشترین تغییر مکان غیر الاستیک مورد انتظار بر مبنای تغییر مکان الاستیک که از طریق نیروهای طراحی لرزه‌ای حاصل می‌گردند.

۴- برای محاسبه نیروهای واقعی اجزایی از سازه که در هنگام وقوع زمین لرزه از خود رفتار ترد نشان داده و عامل کنترل طراحی در آنها نیرو می‌باشد.

اما لازم است به این نکته توجه گردد که مقدار ضریب رفتار R به عوامل متعددی همچون نـوع سیستم سازه‌ای و مشخصات زمین لرزه وابسته است. با توجه به گسترده بودن تعداد پارامترها و تعداد زیاد مجهولات پیچیده در محاسبه ضریب رفتار R، تعیین کردن آن برای اینکه رفتار سازه را بـه نحـو مطلوب مدل کندکاری دشوار است. از طرفی دیگر، معیار نیرو هم نمی‌توانـد عملکـرد واقعـی سـازه و اجزاء آن و یا میزان خسارت و آسیب وارده را در حالت رفتار غیر خطی نشان دهد. بنابراین با توجه به روش تحلیل و طراحی در این آئین نامه نمی‌توان به خوبی مشخص نمود که سازه و یا اجزاء آن پس از وقوع زمین لرزه چگونه رفتار می‌کنند.

در مقابل در چند سال اخیر تلاش و تحقیقـات بـسیاری بوسـیله محققـین صـورت گرفتـه تـا راهکارها و روشهایی ارائه گردد که بر اساس آنها بتوان به ارزیابی بهتری از رفتار سازه‌ها پرداخت. نتایج این تحقیقات به صورت گزارشاتی با مضامین طراحی لرزه‌ای و یا مهندسی زلزله بر اساس عملکرد ارائه شده است.

بر اساس توضیحات فوق، این سؤال مطرح می‌گردد که آیا اهداف عملکردی پیش‌بینی شـده در استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمانهایی که بر اساس ضـوابط ایـن آیـین نامـه طراحـی مـی‌شـوند تـامین می‌گردد؟

در این تحقیق تلاش می گردد با استفاده از اصول مهندسی زلزله بر اساس عملکـرد عـلاوه بـر پاسخ به سؤال مطرح شده، وضعیت سطوح عملکردی ساختمانهای مورد بحث تحت اثر سطوح مختلف خطر زمین لرزه تعیین گردد.

در پایان، مقایسه‌ای نیز بین وزن اسکلت یک سازه که یک بار بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و یـک بار بر اساس عملکرد طراحی شده است، صورت گرفته است.

فصل اول :

اصول و مبانی طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد

۱-۱- مقدمه

از دیرباز تلاش برای دستیابی به مجهولات از طریق جستجوگری ذهن کنجکاو وفعال انسان، زمینه فعالیت‌های پژوهشی را برای او در عرصه‌های گوناگون علم و فن همراه آورده است، تا آنجا که امروز از تحقیق به عنوان بازوی مهم توسعه همه‌جانبه یاد می‌شود. تلاشهای علمی خلاق و منظم بستر مناسبی است که دانش بشری را بیش از پیش گسترش داده و علوم و فنون مختلف از این رهگذر در سایه خلاقیت و ابداع روشها و فن‌آوریهای نو دگرگونی‌های بی‌بدیلی را در زندگی انسان بوجود آورده است. این فرآیند را می‌توان تحقیق و توسعه نامید. بی‌تردید در عصر حاضر انجام هر نوع فعالیت علمی مانند تحقیقات کاربردی و هدفمند از ارکان پیشرفت و توسعه کشورها است. از این دیدگاه لازم است برای توسعه هر چه بیشتر کشور بهای واقعی به فعالیتهای تحقیقاتی داده شود تا بتوان مشکلات موجود و آتی را پس از شناسایی صحیح، مرتفع نمود.[۱۲]

طراحی برای مقاومت در برابر زمین لرزه کاری است دشوار. نه به دلیل اینکه روشهای پیشنهادی موجود سخت می‌باشند، بلکه به این دلیل که طبیعت بارگذاری زمین لرزه با دیگر بارها همچون باد تفاوت داشته و از این رو آن را مشکل می‌نماید. طراحی مقاوم از دو جهت آسان نمی‌باشد: اول آنکه بارگذاری بصورت دینامیکی است و در چند سیکل انجام می‌گیرد، لذا باید شناخت خوبی از رفتار ساختمان در این نوع بارگذاری داشت. دوم آنکه، ضوابط موجود، اجازه شکست سازه را در زمین لرزه‌های قوی می‌دهد (البته بدون فروریختگی)، در حالی که در شرایط بارهای دیگر همچون باد، این چنین نمی‌باشد و حتی کوچکترین خسارت نیز قابل قبول نیست.[۱۱]

آیین‌نامه‌های طراحی کنونی سازه‌ها در برابر زلزله عمدتا با هدف کاهش تلفات جانی ناشی از زلزله تدوین شده‌اند و تجارب بدست آمده از زلزله‌های اخیر نیز نشان دهنده کارآمدی آنها در زمینه کاهش تلفات ناشی از زلزله بوده است. از طرف دیگر زلزله‌های بزرگ سالهای اخیر نشانگر اینست که میزان خسارت‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای وارده به سازه‌ها در برخی موارد بسیار شدید بوده و خسارات مالی سنگین به دنبال داشته است. بنظر می‌رسد اشکالی که در روشهای طراحی مرسوم و آیین‌نامه‌های کنونی وجود دارد اینست که عملکرد سازه و اجزای آن بطور صریح قابل ارزیابی

نمی‌باشد. بدین منظور در سالهای اخیر روش طراحی بر اساس عملکرد مورد توجه بسیار قرار گرفته است. هدف از طراحی بر اساس عملکرد اینست که بتوان سازه‌ای ساخت که عملکرد آن در مقابل زلزله‌های مختلف قابل پیش بینی باشد و کارفرمای پروژه و طراح بتوانند عملکرد مورد نظر را بسته به هدف سازه انتخاب کنند. البته شاید این ایده بسیار قدیمی باشد، اما مشکلاتی از قبیل عدم شناخت دقیق از رفتار زلزله و نیز پیچیدگیهای رفتاری سازه در محدوده رفتار غیر خطی، تحقق عملی این روش طراحی را تا سالیان اخیر به تعویق انداخته است. مسئله مهم دیگر این است که چگونه اهداف عملکردی کیفی سازه بصورت کمی و فرمول شده در آیین‌نامه‌ها وارد شود. در چند سال اخیر برای استاندارد و فرموله کردن روش طراحی بر اساس عملکرد تلاشهای فراوانی صورت گرفته است. [۷]

محققین بر اساس مطالعاتی که بر روی اثرات زمین لرزه‌های اخیر همچون زمین‌لرزه Northridge آمریکا در سال ۱۹۹۴ وزمین لرزه Kobe در ژاپن در سال ۱۹۹۵ و ... انجام دادند، مشاهده کردند سازه‌هایی که با آیین‌نامه‌های متداول طراحی شده‌اند از لحاظ تامین امنیت و سلامت جانی ساکنین، عملکردخوبی از خود نشان داده‌اند ولی میزان خسارت و آسیب وارده بر سازه‌ها، مخصوصا برای سازه‌هایی که از لحاظ اقتصادی و یا از لحاظ نوع کارایی حائز اهمیت بوده‌اند، به طور غیر مترقبه‌ای بالا بوده است. این عملکردسازه‌ها در مقابل زمین لرزه، برای بعضی از سازه‌ها توجیه اقتصادی دارد ولی برای بعضی از سازه‌ها که از لحاظ اقتصادی و یا نوع کارایی آنها مانند بیمارستان‌ها، ایستگاه آتش نشانی، اورژانس، موزه‌ها و... دارای اهمیت بالایی هستند، توجیه اقتصادی نداشته و ضرر و زیان و هزینه‌های بالایی را به اقتصاد کشور اعمال می‌کند. علت چنین رفتاری از سازه‌ها در مقابل زلزله را می‌توان در نحوه و روش آیین‌نامه‌های متداول جستجو کرد. در طراحی با آیین‌نامه‌های متداول انتظار می‌رود که در ساختمانهایی که قادر به مقاومت در برابر زمین لرزه‌های جزئی هستند، خسارت چندان مهمی رخ ندهد و در زمین لرزه‌های متوسط با خسارت قابل جبران و در زمین لرزه‌های اصلی بدون فروریزش سیستم سازه‌ای باشند. در واقع در این آیین‌نامه‌ها انتظار می‌رود حداقل معیارهای لازم جهت حفظ امنیت ساکنین ساختمان در هنگام وقوع زلزله با اعمال این ابزارها تامین شود.

این آیین‌نامه‌ها فاقد مکانیزم لازم جهت کنترل ساختمانها در سطوح عملکرد متفاوت می‌باشند. به عبارت دیگر این آیین‌نامه‌ها بر پایه یک روش تجویزی شامل یک سری ضوابط پایه‌ای هستند که انتظار می‌رود سطح عملکرد از پیش تعیین شده‌ای را برای یک ساختمان در یک سطح خطر مشخص تامین نمایند. به عنوان مثال هرگاه مالک ساختمانی سطح رفتاری و عملکردی بالاتری را (در یک سطح خطر خاص) نسبت به آنچه که در آیین‌نامه‌های معمول از پیش تعریف شده است برای ساختمانش مد نظر داشته باشد، روشهای تجویزی قادر به ارائه طریق به مهندس طراح نخواهند بود. [۹]

در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان موجود و کلیه اجزاء تشکیل دهنده آن برای یک سطح خطر مشخص، استفاده از روشهای تجویزی، دیگر جوابگو نخواهد بود. بنابراین در چند سال اخیر مطالعات و تحقیقات بسیاری انجام شده و در میان محققین یک توافق کلی بوجود آمده که در آینده، طراحی سازه‌ها در برابر زمین لرزه، نیاز به رسیدن چندین حالت از اهداف عملکرد سازه در تراز زمین لرزه مقرر شده می‌باشد. در واقع طراحی و ارزیابی سازه بر اساس عملکردی که از سازه در سطح زمین لرزه مشخص انتظار می‌رود، صورت می‌پذیرد.

ایده تعریف اهداف عملکرد سازه‌ها در طراحی سازه‌های جدید و بهسازی ساختمانهای موجود استفاده می‌شود. منظور از بهسازی ساختمانهای موجود، تامین عملکردی که برای آن سازه در زمین لرزه مورد نظر، در نظر گرفته شده، می‌باشد.

همانطور که قبلا ذکر گردید آیین‌نامه‌های متداول فاقد مکانیزم لازم جهت کنترل ساختمانها در سطوح عملکرد متفاوت هستند. در اینجا به بعضی از این محدودیت‌ها اشاره می‌شود:

اولین موضوعی که می‌توان به آن اشاره نمود نحوه طراحی و یا ارزیابی سازه‌های موجود می‌باشد. در واقع اگر بخواهیم اهداف عملکرد را در سازه مورد نظر بررسی کنیم نیاز به ارزیابی دقیق سازه می‌باشد که از طرفی ارزیابی سازه بر اساس آنالیز دقیق سازه در تراز زمین لرزه مقرر شده می‌باشد که وابسته به رفتار سازه در آن سطح زمین لرزه می‌باشد. در آیین‌نامه‌های متداول اصول نحوه

آنالیز و طراحی بر اساس نیرو و یا تنش می‌باشد. از دو جهت می‌توان محدودیت‌های موجود در این روش را مورد بررسی قرار داد:

۱- اول اینکه روش نیرو مربوط به آنالیز الاستیک می‌باشد که به ندرت این حالت در مهندسی زلزله وجود دارد. در روشهای تدوین شده مرسوم برای اینکه از روش نیرو استفاده گردد از روش تجربی ضرایب کاهش نیرو و یا R استفاده می‌شود. از طرفی تعیین ضریب R به سبب گوناگونی و گسترده بودن شکلهای سازه‌ای و تعداد زیاد مجهولات پیچیده، کاری مشکل بوده و در بعضی از مواقع دقت لازم را تامین نمی‌کند.

۲- دوم اینکه در طراحی بر اساس نیرو رابطه مشخصی بین مقاومت و آسیب وارده به سازه و یا اجزاء، وجود ندارد. این در حالی است که با داشتن مقادیر واقعی تغییر شکلهای به وجود آمده در سازه، می‌توان خسارت وارده به آن را به خوبی مدل کرد.

بنابراین ارزیابی و طراحی بر اساس تغییر مکان روشی است که می‌تواند محدودیتهای فوق را تا حدی مرتفع سازد. همواره این تلاش صورت گرفته که یک ارتباطی بین مجموع خسارت سیستم‌های سازه‌ای مختلف و تغییر مکان برای ترازهای مختلف حرکات زمین صورت گیرد، ولی باید به این نکته توجه شود که پارامتر طراحی تغییر مکان، ممکن است به قدر کافی همه اهداف عملکرد را برای سیستم سازه‌ای و یا غیر سازه‌ای کنترل نکند.

دومین محدودیتی که (در آیین‌نامه‌های متداول) می‌توان به آن اشاره کرد، بحث مهم ظرفیت و تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. در این آیین‌نامه‌ها بحث ظرفیت و تقاضا، نامشخص و نامعلوم است. این در حالی است که با داشتن دیاگرام ظرفیت و تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها، می‌توان رفتار یا عملکرد سازه را برای تراز زمین لرزه مورد نظر، ارزیابی نمود.

با پیشرفتهای چند سال گذشته روشهایی برای تعیین ظرفیت و تقاضای سازه‌ها ارائه شده که مبنای کار آنها روشهای آنالیز غیر خطی مانند روش دینامیکی و روشهای ساده شده می‌باشد. از

روشهای تحلیل غیر خطی ساده شده می‌توان به روش پوش‌آور (PushOver) اشاره کرد کـه مبنـای کار دستورالعملهای طراحی بر اساس عملکرد می‌باشد. [۹]

۱-۱-۱- دستورالعملهای طراحی بر اساس عملکرد

مهندسـی زلزلـه بـر اسـاس عملکـرد یـک روش جدیـد در طراحـی مقـاوم در مقابـل زلزلـه مـی‌باشـد. طراحـی بـر اسـاس عملکـرد، بیـشتر از آنکـه بـر اسـاس فرمولهـای آیـین‌نامـه‌ای تجربـی تجـویزی باشـد، کوشـشی بـرای پـیش‌گـویی رفتـار سـازه‌هـا بـا سـطح عملکـرد لـرزه‌ای قابـل پـیش‌گـویی اسـت. بنـابراین اهـداف عملکـردی ماننـد خـدمت‌رسـانی بـی‌وقفـه، ایمنـی جـانی و آستانه فروریـزش بـرای تعریـف اینکـه سـاختمان از یـک زلزلـه طـرح پیـروی کنـد، مـورد اسـتفاده قرار می‌گیرد. تا اندازه‌ای می‌تـوان گفـت کـه طراحـی لـرزه‌ای بـر اسـاس عملکـرد، حالتهـای حـدی طراحی هستند که بـرای پوشـاندن محـدوده مخـتلط و پیچیـده پـی‌آمـدهایی کـه مهندسـین زلزلـه با آنها مواجه می‌شوند، گسترده شده‌اند. [۴] بـا توجـه بـه مـوارد ذکـر شـده در قـسمت قبـل، بـرای ارزیـابی عملکـرد لـرزه‌ای سـاختمان موجـود و کلیـه اجـزاء تـشکیل دهنـده آن بـرای یـک سـطح خطـر مـشخص، اسـتفاده از روش تجـویزی دیگـر جوابگـو نخواهـد بـود. بنـابر ایـن در اکثـر کـشورها دستورالعملهایـی تهیـه شـده کـه مجموعـه اصـول فلـسفه طـراحی بـر اسـاس عملکـرد، بـه عنـوان چـارچوب کلـی برگزیـده شـده اسـت. گـزارشات NEHRP , [2]ATC , FEMA[1] و SEAOC از جملـه اسـنادی هـستند کـه فلـسفه طراحـی در آنهـا بـر اسـاس عملکـرد می‌باشد که در زیر با بعضی از آنها آشنا می‌شویم :

ATC 14 : برآورد لرزه‌ای ساختمانهای موجود

ATC 40 : ارزیابی لرزه‌ای و بهسازی ساختمانهای بتنی

1- Federal Emergency Management Agency
2- Applied Technology Council

FEMA-273 : دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود

FEMA-350 : طراحی لرزه‌ای برای سازه‌های قاب خمشی فلزی جدید

سند Vision2000 بوسیله مهندسین سازه کالیفرنیا (SEAOC) تهیه شده است. هدف SEAOC ارائه و توسعه چارچوبهای مربوط به روشهایی است که منجر به طراحی سازه‌ها بر اساس عملکرد لرزه‌ای می‌باشد که قادر به منطبق کردن چندین هدف عملکردی است. در این سند ضمن ارائه مشخصات مربوط به سطوح عملکرد سیستم‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای، عملکردهای مربوطه با محدود کردن تغییر مکان نسبی به پنج سطح عملکرد تقسیم می‌شود.

سند ATC-40 مربوط به ساختمانهای بتنی می‌باشد که در این سند تاکید به استفاده از روش طیف ظرفیت می‌باشد. دستورالعملهایی برای ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای (FEMA 273 & 274) نیز با مشارکت کمیته امنیت لرزه‌ای ساختمان (BSSC) و کمیته تکنولوژی کاربردی (ATC)، تهیه شده است. این سند ملاک طراحی و راهنمائیهای لازم جهت مقاومسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود تهیه می‌کند. [۹] اگر چه این سند برای بهسازی ساختمانهای موجود نوشته شده است، ولی روشهای شرح داده شده در آن به همان اندازه برای طراحی ساختمانهای جدید نیز قابل اجرا است. برعکس سند ATC-40، این پیشنهادات برای همه مصالح ساختمانی و برای تعریف حدود قابل قبول آنالیز خطی و همچنین آنالیز غیر خطی، قابل اجرا می‌باشد. [۴]

۱-۱-۲- مراحل مهندسی زلزله بر اساس عملکرد

در یک دیدگاه کلی می‌توان طراحی لرزه‌ای را در دو مرحله انجام داد. در اولین و معمولا مهمترین مرحله، پیکربندی و اساس یک سیستم سازه‌ای کارا (مشخصات سازه‌ای) با ملاحظه و تعیین خطرات لرزه‌ای و ژئوتکنیکی (مشخصات ساختگاه) و تمامی شرایط

۱-۲- اهداف طراحی بر اساس عملکرد

با توجه به مباحث قسمت قبل، یک بخش از مهندسی زلزله بر اساس عملکرد، تعیین و تعریف نمودن محدوده عملکردی سازه است که در آینده از آن انتظار داریم. این رفتار که به عنوان اهداف عملکردی سازه شناخته می‌شود، تابعی از سطوح عملکرد سازه و حرکات زمین است که در این بخش توضیح داده می‌شود.

اهداف طراحی بر اساس عملکرد، یک حالتی از سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان برای هر سطح زمین لرزه طراحی می‌باشد. در حالت طراحی سازه‌ها، فاکتورهای اقتصادی شامل هزینه‌های مربوط به تعمیر و بازسازی خسارات بوجود آمده در ساختمان بر اثر زلزله، ضررهای ناشی از قطع مبادلات تجاری پس از زلزله و یا اهمیت بالای ساختمان مانند مکانهای تاریخی یا مراکز فرهنگی مانند موزه‌ها و... به عنوان عواملی هستند که در انتخاب هدف عملکردی که از سازه انتظار می‌رود، مؤثر هستند.

مطابق تعریف فوق اهداف طراحی عملکرد، در واقع ارتباط سطوح عملکرد مورد نظر با سطوح خطر لرزه‌ای احتمالی می‌باشد. قبل از اینکه به بررسی این اهداف بپردازیم، ابتدا سطوح عملکرد و سطوح زمین‌لرزه را بررسی می‌کنیم.

۱-۲-۱- سطوح عملکرد لرزه‌ای

عملکرد ساختمان مجموعه‌ای از عملکرد اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای می‌باشد. جدول (۱-۱) سطوح کلی از خرابی‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای پس از زلزله که ممکن است برای یک ساختمان بهسازی شده و برای سطوح عملکرد تعریف شده در دستورالعمل‌های بهسازی لرزه‌ای مورد انتظار باشد را تشریح می‌کند. برای اهداف مقایسه‌ای در این جدول، عملکرد تخمینی یک ساختمان جدید مواجه شده با سطح خطر-۱ نشان داده می‌شود. این گونه تشریح عملکردها پیش بینی دقیق نمی‌باشد بلکه

بیشتر تخمین هستند و حتی تغییراتی را در میان ساختمان‌هایی با سطوح عملکرد یکسان باید انتظار داشت.[۶]

جدول ۱-۱- کنترل خرابی و سطوح عملکرد مختلف [۶]

	سطوح عملکرد ساختمان			
	خدمت رسانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی	آستانه فروریزش
خسارت کلی	بسیار کم	کم	متوسط	شدید
اعضای سازه‌ای	سختی و مقاومت اعضا تقریبا تغییری نمی‌کند، تغییر شکل ماندگار و ترک خوردگی در اعضا ایجاد نمی‌شود	سختی و مقاومت اعضا تقریبا تغییری نمی‌کند، تغییر شکل ماندگار و ترک خوردگی در اعضا ایجاد نمی‌شود	سختی و مقاومت باقیمانده در تمام طبقات وجود دارد، سیستم باربر ثقلی عمل می‌کند، گسیختگی دیوارها خارج صفحه آنها رخ نمی‌دهد، تغییر شکل ماندگار در سازه وجود دارد	سختی و مقاومت ناچیز ولی ستونها و دیوارها عمل می‌کنند، تغییر شکلهای ماندگار زیاد است، ساختمان در آستانه فروریزش است
اعضای غیر سازه‌ای	خرابی‌های ناچیز ایجاد می‌شود، سیستم تاسیسات و برق رسانی فعال باقی می‌ماند	آسانسور و تجهیزات اطفاء حریق قابل استفاده هستند، تاسیسات ساختمان با تعمیرات جزئی قابل استفاده می‌باشند	از خطرات فرو ریزش اشیاء جلوگیری می‌شود، اما بسیاری از تاسیسات ساختمان و عناصر معماری صدمه می‌بینند	خرابی گسترده در اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود

تعریف های جداگانه‌ای برای عملکرد اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای انجام گرفته است. در گزارش FEMA 273 /356 سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای با ترکیبی از حرف و عدد مشخص می‌شود. سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای نیز با ترکیبی از یک حرف و یک شاخص مشخص می‌شود.

۱-۲-۱-۱- سطوح و محدوده‌های عملکرد سازه‌ای

سه سطح عملکرد سازه‌ای مجزا و دو محدوده میانی عملکرد سازه‌ای برای مشخص کردن مقدار آسیب، خسارت اقتصادی و خرابی برای ساختمان تعریف شده است. معیارهای پذیرش که بین نیروهای حاصل از زلزله مورد نظر و تغییر شکل‌های اجزای مختلف ساختمان ارتباط برقرار می‌کند، به طور مستقیم به این سطوح و محدوده های عملکرد وابسته هستند. طیف وسیعی از ملزومات عملکرد سازه‌ای می تواند توسط مالکین ساختمان‌های شخصی مطلوب باشد لذا سه سطح عملکرد سازه‌ای تعریف شده در FEMA طوری انتخاب شده است که با ملزومات عملکرد مشخص شده غالب ساختمان ها سازگاری داشته باشد. با تعریف محدوده‌های عملکردی، برای مالکان ساختمان این امکان فراهم می‌شود که این اهداف عملکردی را مطابق نیاز خود انتخاب کنند.[۷]

سطوح عملکرد سازه‌ای عبارت است از سطح استفاده بی وقفه (S-1)، سطح ایمنی جانی (S-3) و آستانه فروریزش(S-5). جدول (۱-۲) این ارتباط بین سطوح عملکرد سازه‌ای و حالات حدی خرابی، برای اعضای قائم و افقی سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در قاب‌های فولادی را نشان می‌دهد.

در فصل‌های بعدی پارامترهای طراحی (مانند فاکتورm، ظرفیت های اجزاء و تغییر شکلهای غیر الاستیک مورد نیاز) معرفی خواهد شد. این مقادیر حدی برای تغییر شکل‌ها و تنش‌های محاسبه شده برای اجزای مختلف ساختمان به منظور دستیابی به سطح عملکرد مورد نظر برای تقاضای یک زلزله مشخص توصیه شده است.

مقادیر خیز جانبی داده شده در جدول (۱-۲) مقادیری جهت نمونه می‌باشد که برای تشریح پاسخ کلی سازه با سطوح عملکرد متفاوت تهیه شده است. این اعداد ارائه شده به عنوان حد خیز جانبی نمی‌باشد و موجب عدم استفاده از خیز جانبی حدی و یا تغییر شکل‌های حدی اجزا و یا اعضای مرتبط که در بخش‌های بعدی ارائه خواهد شد، نمی‌شود. حالات مورد انتظار ساختمان‌ها پس

از زلزله، تشریح شده در جدول (۱-۲) جهت اهداف طراحی می‌باشد و نباید به عنوان معیاری در فرآیند ارزیابی ایمنی پس از زلزله ساختمان‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

محدوده‌های عملکرد سازه‌ای، خرابی محدود (S-2) و ایمنی محدود (S-4) می‌باشد. معیارهای پذیرش برای طراحی جهت این محدوده‌های میانی عملکرد تهیه نشده است. مهندس طراح خواستار چنین سطوح عملکردی، لازم است معیارهای پذیرش مناسب را تعیین نماید. این معیارها همچنین می تواند توسط روش‌های درون‌یابی و برون‌یابی از معیارهای داده شده برای سطوح عملکرد سازه‌ای بدست آید.

جدول ۱-۲- سطوح عملکرد سازه‌ای و خرابی‌های پیش‌بینی شده اعضای قائم قاب خمشی فولادی[۶]

	سطوح عملکرد ساختمان		
نوع عضو و تغییر مکان	استفاده بی‌وقفه (S-1)	ایمنی جانی (S-3)	آستانه فروریزش (S-5)
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، تغییر شکل زیاد اتصالات، گسیختگی موضعی در بعضی اعضا	تابیدگی زیاد در تیرها و ستونها، گسیختگی متعدد در اتصالات خمشی (اتصالات برشی سالم می‌مانند)
اعضای غیر اصلی	مانند اعضای اصلی	تابیدگی زیاد در تیرها و ستونها، گسیختگی متعدد در اتصالات خمشی (اتصالات برشی سالم می‌مانند)	مانند اعضای اصلی
تغییر مکان جانبی گذرا	۰/۷ درصد	۲/۵ درصد	۵ درصد
تغییر مکان جانبی ماندگار	ناچیز	۱ درصد	۵ درصد

الف- سطح عملکرد استفاده بی وقفه (S-1)

سطح عملکرد استفاده بی وقفه سطحی است که در آن تنها آسیب‌های بسیار محدودی به سازه وارد شده باشد. سیستم‌های اصلی باربر ثقلی و جانبی تقریباً همه سختی و مقاومت قبل از زلزله را دارا می باشند. احتمال صدمات جانی در نیتجه آسیب‌های سازه‌ای بسیار کم می‌باشد، اگر چه مقداری تعمیرات سازه‌ای جزئی ممکن است مناسب باشد ولی این تعمیرات بطور کلی قبل از استفاده مجدد لازم نمی‌باشد.[۷]

ب- سطح عملکرد ایمنی جانی (S-3)

سطح عملکرد سازه‌ای-۳، ایمنی جانی به این مفهوم می‌باشد که حالات آسیب پس از زلزله، شامل آسیب‌هایی مهم به سازه است اما مقداری حاشیه لازم در برابر خرابی کلی یا قسمتی از سازه باقی می‌باشد.

تعدادی از اعضا و اجزای سازه‌ای به شدت آسیب می‌بینند اما موجب خطر سقوط اجسام در داخل و خارج ساختمان نمی‌شود. صدمات جانی ممکن است حین زلزله اتفاق بیافتد، اما انتظار می‌رود که تهدیدات جانی در نتیجه آسیب سازه کم باشد. امکان تعمیر سازه وجود دارد ولی در مواردی به دلایل اقتصادی این تعمیرات مقرون به صرفه نیست. در حالیکه خطر فرو ریزش قریب الوقوع، سازه آسیب دیده را تهدید نمی‌کند ولی جهت احتیاط لازم است با نصب مهاربندی‌های موقت، قبل از سکونت مجدد اقدام به تعمیر شود.[۷]

پ- سطح عملکرد آستانه فرو ریزش (S-5)

سطح عملکرد سازه‌ای-۵، به این مفهوم می‌باشد که ساختمان در آستانه تجربه کردن فروریزش کلی یا بخشی از آن می‌باشد. آسیب‌های اساسی در سازه اتفاق افتاده است که شامل زایل شدن سختی و مقاومت سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی می‌باشد. ظرفیت باربری ثقلی نیز تا

حدودی زایل می‌شود و تغییر مکان‌های بزرگ دائمی در سازه اتفاق می‌افتد. اما همه اعضای مهم سیستم مقاوم ثقلی باید قادر باشد حداقل نیاز بارهای ثقلی را تحمل کند. خطرات جانی مهم به علت خطر سقوط اجزای سازه موجود می‌باشد. امکان تعمیر سازه به لحاظ فنی وجود ندارد و ساختمان برای سکونت مجدد ایمن نمی‌باشد بطوریکه پس لرزه‌ها می‌توانند موجب تخریب گردند.[۷]

ت- محدوده عملکرد خرابی محدود (S-2)

محدوده عملکرد سازه‌ای-۲، خرابی محدود به این مفهوم می‌باشد که دامنه خرابی ها به کمتر از آسیب تعریف شده برای سطح عملکرد ایمنی جانی محدود گردد. دامنه مورد انتظار خرابی‌ها ممکن است از عدم آسیب تا سطح متناظر با ایمنی جانی تغییر یابد. در طراحی برای عملکرد خرابی محدود ممکن است مطلوب باشد تا زمان تعمیر و وقفه در کاربری به حداقل برسد. جهت یک روش محافظت از تجهیزات با ارزش، دارایی ها و برای محافظت از مکان های تاریخی مهم زمانی که هزینه های طراحی برای استفاده بی‌وقفه گزاف می‌گردد این محدوده عملکرد می‌تواند مطرح شود. معیارهای پذیرش برای این محدوده ممکن است با درون یابی بین مقادیر داده شده برای سطوح عملکرد استفاده بی‌وقفه و ایمنی جانی تعیین گردد. [۷]

ث- محدوده عملکرد ایمنی محدود (S-4)

محدوده عملکرد سازه‌ای-۴، ایمنی محدود به این مفهوم می‌باشد که دامنه خرابی‌ها به بیشتر از خرابی تعریف شده برای سطح عملکرد ایمنی جانی، محدود گردد. معیارهای پذیرش برای این محدوده ممکن است توسط درون یابی ما بین مقادیر داده شده برای سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فرو ریزش تعیین گردد.

علاوه بر ملاحظات کلی پایداری سازه و کنترل خرابی، ایمنی محدود ممکن است شامل ملاحظات متعدد حفاظتی در برابر سقوط اجزا باشد. برنامه‌های بهسازی که به مهار کردن دیوارها

درون دیافراگم و یا مهاربندی جان پناه بدون ملاحظات سطوح پایداری کل سازه منجر گردد. طراحی در محدوده عملکرد ایمنی جانی محدود می‌باشد.[۷]

ج- عملکرد سازه‌ای لحاظ نشده (S-6)

بعضی از مالکین ممکن است تمایل به برنامه‌های بهسازی برای آسیب پذیری اجزای غیر سازه‌ای خاص داشته باشند. جهت مثال مهاربندی جان پناه یا مهار کردن مخازن حاوی مواد پر خطر و ... در این برنامه‌ها عملکردی برای اجزای سازه‌ای لحاظ نمی‌گردد. چنین برنامه‌های بهسازی گاهی اوقات مورد توجه قرار می‌گیرد زیرا می‌توان با هزینه‌ای نسبتاً کم، خطر لرزه‌ای را به صورت قابل ملاحظه‌ای کاهش داد. عملکرد واقعی سازه با توجه به ملزومات بهسازی مشخص نمی‌باشد و می‌تواند در محدوده عملکرد خطر آستانه فرو ریزش تا سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه قرار داشته باشد.[۷]

۱-۲-۱-۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای

سه سطح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای و یک محدوده عملکرد اجزای غیر سازه‌ای در گزارش FEMA تعریف شده است. اجزای غیر سازه‌ای که در این سطوح عملکرد اشاره می‌شود شامل اجزای معماری مانند تیغه‌ها، سقف‌ها، تأسیسات مکانیکی و الکتریکی شامل سیستم‌های لوله‌کشی، سیستم‌های اطفاء حریق و روشنایی می‌گردد.

الف- سطح عملکرد خدمت رسانی (N-A)

سطح عملکرد غیر سازه‌ای-A ، خدمت رسانی، به این مفهوم می‌باشد که حالات خرابی پس از زلزله به گونه‌ای باشد که اجزای غیر سازه‌ای بتوانند به کارکرد مورد نظر خود ادامه دهند. در این عملکرد اکثر سیستم‌های غیر سازه‌ای مورد نیاز برای استفاده معمول از ساختمان مانند روشنایی،

لوله‌کشی، سیستم‌های کامپیوتری قابل استفاده می‌باشد، اگر چه تعمیرات و نظافت جزئی برای بعضی از موارد ممکن است لازم باشد.

این سطح عملکرد به ملاحظاتی فراتر از اختیارات معمول یک مهندس سازه نیاز دارد. به علاوه از قرارگیری مناسب اجزای غیر سازه‌ای در محل خود و مهار شده با سازه باید کسب اطمینان گردد. جهت حصول به این سطح عملکرد اغلب لازم است سیستم‌های خطر اضطراری تدارک دیده شود. همچنین ممکن است لازم باشد که آزمایشات کیفیت دقیق از قابلیت کلیدهای الکتریکی و تجهیزات مکانیکی که قرار است در حین و پس از زلزله به کارکرد خود ادامه دهند، انجام گیرد.[۷]

ب- سطح عملکرد استفاده بی وقفه (N-B)

سطح عملکرد غیر سازه‌ای-B، استفاده بی وقفه، به مفهوم حالات خرابی پس از زلزله می‌باشد که در آن تنها آسیب‌های غیر سازه‌ای محدودی اتفاق افتاده باشد. دسترسی‌های اصلی و سیستم‌های ایمنی جانی، شامل درها، آسانسورها، روشنایی اضطراری، اعلام حریق و سیستم‌های اطفاء حریق قابل کارکرد باقی می‌مانند. برق اضطراری تدارک دیده شده در دسترس می‌باشد. شکستگی‌ها و آسیب‌های جزئی در شیشه‌ها و بعضی از اجزا می تواند ایجاد گردد. با فرض اینکه ساختمان از لحاظ سازه‌ای ایمن باشد، انتظار می‌رود که ساکنین بتوانند به طور ایمن در ساختمان باقی بمانند، اگر چه استفاده عادی از آن مقدور نباشد و بازرسی نیز داشته باشد.

به طور کلی اجزای سیستم‌های مکانیکی و الکتریکی از نظر ساختمانی سالم می‌مانند و در صورت در دسترس بودن سرویس دهی ضروری می‌توانند به کارکرد خود ادامه دهند. با این وجود بعضی از اجزا ممکن است از تنظیم خارج شده و یا صدمه داخلی ببینند و قابل استفاده نباشد. برق، آب، گاز طبیعی، خطوط ارتباطی و سایر نیازمندیها برای استفاده طبیعی از ساختمان ممکن است در دسترس قرار نگیرد. خطر صدمات جانی به علت خرابی‌های غیر سازه‌ای بسیار کم می‌باشد.[۷]

پ- سطح عملکرد ایمنی جانی (N-C)

سطح عملکرد غیر سازه‌ای-C، ایمنی جانی، به مفهوم حالات خرابی پس از زلزله می‌باشد که در آن آسیب‌های عمده و پر هزینه برای اجزای غیر سازه‌ای اتفاق افتاده باشد. اما این اجزا از جای خود خارج نشده و سقوط نکرده و برای ایمنی جانی افراد چه در داخل و چه در خارج ساختمان تهدید ایجاد نکرده باشد. راه‌های خروجی در داخل ساختمان به طور کامل مسدود نمی‌گردد اما ممکن است توسط نخاله‌های ساختمانی آسیب داده باشد. سیستم‌های تهویه، آبیاری و اطفاء حریق امکان دارد آسیب دیده باشد. در حالیکه ممکن است صدمات جانی از شکست اجزای غیر سازه‌ای در حین زلزله اتفاق بیافتد، احتمال خطرات جانی زیاد بسیار کم می‌باشد. بازسازی این اجزای غیر سازه‌ای ممکن است وقت‌گیر و پر هزینه باشد.[۷]

ت- محدوده عملکرد خطر کاهش یافته (N-D)

محدوده عملکرد غیر سازه‌ای-D، خطر کاهش یافته، یک محدوده خرابی پس از زلزله را مشخص می سازد که در آن آسیب‌های شدید به اجزای غیر سازه‌ای وارد می‌شود. اگر چه این محدوده بدون هیچ حدی پایین تر از ایمنی جانی قرار می‌گیرد، اما لازم است از فرو ریزش اشیای بزرگ و سنگین مانند سقف‌ها و جانپناه‌ها که تلفات جانی زیادی را چه در داخل و چه در خارج ساختمان به همراه دارد جلوگیری گردد. با این وجود سقوط اشیاء و نخاله‌ها می تواند تلفاتی را به طور مجزا باعث گردد. در این سطح عملکرد در خصوص آسیب‌های وارده به راه‌های خروجی، سیستم اطفاء حریق و سایر موارد مطرح در ایمنی جانی اشاره‌ای نشده است.

ث- عملکرد غیر سازه‌ای لحاظ نشده (N-E)

در مواردی ممکن است تصمیم برای بهسازی سازه بدون لحاظ کردن آسیب پذیری اجزای غیر سازه‌ای مطرح شود.

این تصمیم زمانی می‌تواند مطلوب باشد که بهسازی لازم باشد بدون هیچ خللی در خدمت رسانی ساختمان انجام گیرد. در مواردی ممکن است همه یا اعظم بهسازی سازه‌ای در خارج ساختمان مورد استفاده صورت پذیرد، در صورتیکه برای ا نجام بهسازی غیر سازه‌ای انفصال در خدمت رسانی ساختمان ممکن است لازم شود. همچنین چون بسیاری از خطرهای شدید برای ایمنی افراد در نتیجه آسیب پذیری اجزای سازه‌ای اتفاق می‌افتد، بعضی از شهرداری‌ها ممکن است تمایل داشته باشند مقررات بهسازی تنها جهت بهسازی سازه‌ای تنظیم شود.[۷]

۱-۲-۱-۳- سطوح عملکرد کل ساختمان

سطوح عملکرد ساختمان از ترکیب سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای بدست می‌آید. تعداد زیادی ترکیب برای سطح عملکرد ممکن می‌باشد. جدول (۱-۳) دلالت بر ترکیبات ممکن دارد و ترکیباتی را که در طراحی جهت بهسازی اهمیت دارد را معرفی می‌نماید. سطوح عملکرد مختلف ساختمان که اغلب جهت بهسازی انتخاب می‌شود در زیر تشریح می‌گردد. تعریف این سطوح عملکرد در دستور العمل بهسازی لرزه‌ای و گزارش FEMA یکسان می‌باشد.[۷]

جدول ۱-۳- سطوح و محدوده‌های عملکرد ساختمان[۶]

سطوح و محدوده‌های عملکرد غیرسازه‌ای	سطوح و محدوده‌های عملکرد سازه‌ای					
	استفاده بی‌وقفه S-1	خرابی محدود S-2	ایمنی جانی S-3	ایمنی جانی محدود S-4	آستانه فروریزش S-5	لحاظ نشده S-6
خدمت رسانی N-A	خدمت رسانی 1-A	2-A	*	*	*	*
استفاده بی‌وقفه N-B	استفاده بی‌وقفه 1-B	2-B	3-B	*	*	*
ایمنی جانی N-C	1-C	2-C	ایمنی جانی 3-C	4-C	5-C	6-C
خطر کاهش یافته N-D	*	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
لحاظ نشده N-E	*	*	*	4-E	آستانه فروریزش 5-E	——

* سطوح عملکردی که با علامت (*) نشان داده شده است دارای اختلاف زیاد بین سطح عملکرد اجـزای سـازه‌ای و غیر سازه‌ای می‌باشند و به همین دلیل توصیه نمی‌شوند.

الف- سطح خدمت رسانی[۱] (1-A)

این سطح عملکرد ساختمان، ترکیبی از سطح عملکرد سازه‌ای استفاده بی‌وقفه و سطح عملکرد غیر سازه‌ای خدمت رسانی می‌باشد. ساختمانی که این سطح عملکرد را دارا می‌باشد انتظار می‌رود که کوچک‌ترین آسیبی به اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای آن وارد نگردد. این ساختمان برای استفاده عادی مناسب می‌باشد، اگر چه احتمالاً در بعضی از حالات خاص خرابی، سرویس‌های اضطراری آب و برق با سایر سرویس‌های غیر ضروری نتوانند این خدمت‌رسانی را داشته باشند. برای ساختمانی که این سطح عملکرد تأمین گردد خطر فوق العاده کمی برای ایمنی افراد وجود خواهد داشت.

تحت زلزله‌های خفیف اکثر ساختمان‌ها باید بتوانند این سطح عملکرد را نشان دهند. بـه طـور کلی از لحاظ اقتصادی میسر نمی‌باشد تا طراحی برای زلزله‌های شدید برای این سطح عملکـرد انجـام

۱- Operational

گیرد. فقط برای ساختمان‌هایی که دارای خدمت رسانی بسیار ضروری می باشند این طراحی توجیه می‌شود.[۷]

ب- سطح استفاده بی وقفه[۲] (1-B)

این سطح عملکرد ساختمان، ترکیب سطوح عملکرد سازه‌ای و غیر سازه‌ای آستانه فرو ریزش می‌باشد. ساختمان‌هایی که این سطح عملکرد را تأمین کنند، انتظار می‌رود که به اجزای سازه‌ای آن آسیبی وارد نشود و یا آسیب جزئی وارد شود و اجزای غیر سازه‌ای نیز آسیب جزئی ببینند. اگر چه سکونت مجدد در ساختمانی با این سطح عملکرد بلافاصله پس از زلزله‌های بزرگ ایمن می‌باشد، اما اجزای غیر سازه‌ای ممکن است به علت قطع برق و صدمات وارده به تجهیزات نتوانند به کارکرد خود ادامه دهند. بنابراین انجام بعضی از تعمیرات و انتظار تا باز سازی خدمات شهری قبل از استفاده عادی از ساختمان ضروری می‌باشد. خطر ایمنی جانی افراد در این سطح عملکرد بسیار کم می‌باشد.

بسیاری از مالکان ساختمان ممکن است راغب باشند تا ساختمان این سطح از عملکرد را هنگام رویارویی با زلزله‌های متوسط از خود نشان دهد. به علاوه بعضی از مالکان ممکن است طالب این سطح از عملکرد برای ساختمان های بسیار مهم تحت سطوح شدید حرکت زمین باشند. این سطح عملکرد بسیاری از پشتیبانی های سطح عملکرد خدمت رسانی را دارا می‌باشد بدون اینکه هزینه‌های تأمین خدمات فوری و انجام کنترل کیفیت لرزه‌ای دقیق از عملکرد تجهیزات را داشته باشد.[۷]

پ- سطح ایمنی جانی[۳] (3-C)

این سطح عملکرد ترکیبی از سطوح سازه‌ای و غیر سازه‌ای ایمنی جانی می‌باشد. ساختمانهایی که دارای این سطح عملکرد هستند ممکن است آسیب‌های بسیار شدیدی را به اجزای سازه‌ای و غیر

۲- Immediate Occupancy

۳- Life Safety

سازه‌ای تجربه نمایند. تعمیرات قبل از استفاده مجدد از ساختمان لازم می‌باشد در حالیکه این تعمیرات ممکن است از نظر اقتصادی موجه نباشد. خطر جانی در ساختمان‌هایی که این سطح عملکرد را تأمین کنند کم می‌باشد.

این سطح عملکرد تا حدودی آسیب‌های بیشتری را از آسیب‌های مورد انتظار برای ساختمان‌های جدید طراحی و ساخته شده مطابق ضوابط NEHRP 1994، هنگام مواجه شدن با زلزله طرح موجب می‌شود. بسیاری از مالکان راغب هستند که این سطح از عملکرد را تحت زلزله‌های شدید برای ساختمان تأمین کنند.[۷]

ت- سطح آستانه فرو ریزش[۴] (5-E)

این سطح عملکرد ساختمان شامل سطح عملکرد سازه‌ای آستانه فروریزش بدون لحاظ آسیب پذیری های غیر سازه‌ای ا ست. ساختمان هایی که این سطح عملکرد را داشته باشند، امکان خطرات عمده جانی برای ایمنی افراد در نتیجه شکست اجزای غیر سازه‌ای وجود دارد. بسیاری از ساختمان های دارای این سطح عملکرد، پس از زلزله‌های شدید بدون ارزش اقتصادی خواهند بود.[۷]

۱-۲-۱-۴- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای

در این دستورالعمل سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای شامل چهار سطح عملکرد اصلی می‌باشد و به جای محدوده عملکرد، دو سطح عملکرد میانی تعریف می‌شود. نامگذاری و مفاهیم این سطوح عملکرد معادل مفاهیم ذکر شده در FEMA می‌باشد. بنابراین از ذکر دوباره تعاریف صرفنظر می‌شود.

سطوح عملکرد اصلی عبارتند از :

۴- Collapse Prevention

الف- سطح عملکرد ۱ - قابلیت استفاده بی وقفه

ب- سطح عملکرد ۳ - ایمنی جانی

پ- سطح عملکرد ۵ - آستانه فروریزش

ت- سطح عملکرد ۶ - لحاظ نشده

سطوح عملکرد میانی عبارتند از :

ث- سطح عملکرد ۲ - خرابی محدود

ج- سطح عملکرد ۴ - ایمنی جانی محدود [۵]

۱-۲-۱-۵- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای در دستور العمل بهسازی لرزه‌ای

سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای در دستور العمل بهسازی نیز معادل سطوح عملکرد در FEMA است. فقط تفاوت کوچکی در نامگذاری بعضی از آنها وجود دارد و به جای محدوده عملکرد خطر کاهش یافته در FEMA از سطح عملکرد ایمنی جانی محدود استفاده شده است.

سطح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای در دستورالعمل بهسازی شامل پنج سطح عملکرد مطابق زیر است :

الف- سطح عملکرد A - خدمت رسانی بی وقفه

ب- سطح عملکرد B - قابلیت استفاده بی وقفه

پ- سطح عملکرد C - ایمنی جانی

ت- سطح عملکرد D - ایمنی جانی محدود

ث- سطح عملکرد E - لحاظ نشده [۵]

هر یک از این سطوح بیشتر از لحاظ کیفی تعریف می‌شوند تا از لحاظ کمی. بنابراین یکی از موضوعات اصلی در مهندسی زلزله بر اساس عملکرد، تعیین پارامترهایی است که از لحاظ کیفی و بخصوص کمی بیانگر حدود مشخص برای هر یک از این سطوح باشد. این پارامترها می‌توانند پارامترهای پاسخ از قبیل تنشها، کرنشها، تغییر مکانها، شتاب و غیره باشد.

برای کنترل و یا قرار دادن سازه یا اجزاء سازه‌ای و غیر سازه‌ای در هر یک از ترازهای عملکرد، از کنترل خسارت سازه با محدود کردن پارامترهای پاسخ استفاده می‌شود. در اینجا از شاخص خسارت که ارتباطی بین پارامترهای پاسخ و ترازهای عملکرد از لحاظ کمی است، استفاده می‌شود.

۱-۲-۲- سطوح خطر زلزله

خطرات زمین لرزه شامل تاثیرات مستقیم مانند : گسیختگی گسلهای زمین، تکان زمین، روانگرائی خاک و تاثیرات غیر مستقیم از قبیل سونامی، سیل زمین‌لغزش و آتش‌سوزی می‌باشد. هر کدام از تاثیرات فوق می‌تواند در خسارت ساختمان نقش مهمی داشته و سطوح عملکرد در ساختمان را تحت تاثیر قرار دهد. عوامل دیگری همچون بزرگی، فاصله سایت از گسل مسبب، جهت گسیختگی گسل و زمین‌ساخت ناحیه و ... می‌تواند در سطح عملکردی که سازه در آن قرار می‌گیرد، مؤثر باشد.

بطور عمومی یک احتمال بالایی وجود دارد که ساختمان در عمر مفید خود وقوع خطرهای پایین را تجربه کند و از طرفی احتمال پایینی وجود دارد که ساختمان خطر بالایی را در طول عمر مفید خود تجربه کند. بنابراین مهندسی زلزله بر اساس عملکرد به دنبال کنترل کردن سطوح خسارت تجربه شده بوسیله ساختمان در طیف کاملی از رویدادهایی که ممکن است رخ دهد، می‌باشد. به طور کلی نیاز به انتخاب مجموعه‌ای از زمین لرزه‌های مجزا از بین طیف کامل زمین لرزه‌هایی که ممکن

است رخ دهد می‌باشد که باید به عنوان رنجی از شدت زمین لرزه برای عملکرد خاصی از سازه ارائه شود. [۹]

سطوح خطر زلزله را می توان هم با روش احتمالاتی و هم با روش تعیینی[۱] تعریف کرد. خطرات احتمالاتی بر حسب احتمال شدیدترین تقاضا (احتمال وقوع) که در یک دوره ۵۰ سال تجربه می‌شود تعریف می‌گردد. تقاضاهای تعیینی بر حسب یک مقدار مشخص وقوع بر روی گسل مورد نظر تعریف می‌گردد. این گسل فعال اصلی بر روی ساختمان‌های واقع شده در حوالی آن بسیار مؤثر می‌باشد.

در اکثر آیین‌نامه‌ها سطوح خطر احتمالاتی مورد استفاده قرار می‌گیرد. آیین‌نامه‌های مختلف معمولاً تعاریف متفاوتی از سطوح خطر ارائه می‌کنند. البته بعضی از این تعاریف برای سطح خطر خاص نزدیک هم می‌باشد. برای نمونه زلزله طرح در اکثر آیین‌نامه‌ها از لحاظ مفهوم و نامگذاری یکسان می‌باشد. در این بخش دسته بندی سطوح مختلف خطر بر اساس دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های مختلف بهسازی ارائه می‌گردد.

۱-۲-۲-۱- سطوح مختلف خطر بر اساس FEMA 273/356 و دستورالعمل بهسازی

بر اساس FEMA 273/356 دو سطح خطر و مطابق دستورالعمل بهسازی سه سطح خطر برای زمین لرزه تعریف می‌شود که دو سطح خطر اول در هر دو یکسان بوده و سطح خطر انتخابی تنها مختص دستورالعمل بهسازی می‌باشد.

۱) سطح خطر-۱ (BSE1)

این سطح خطر که زلزله سطح طراحی نیز نامیده می‌شود بر اساس ۱۰ درصد احتمال رویداد در ۵۰ سال تعریف می‌شود که دوره بازگشت متوسطی برابر ۴۷۵ سال دارد.[۱]

۱- Deterministic

۲) سطح خطر-۲ (BSE2)

این سطح خطر بزرگترین زلزله لحاظ شده می‌باشد.(MCE) احتمال رویداد زمین لرزه برای این سطح خطر ۲ درصد در پنجاه سال می‌باشد و دوره باز گشت متوسط آن ۲۴۷۵ سال است.[۱]

۳) سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد در ۵۰ سال)

این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه مناسب می‌باشد. [۵]

۱-۲-۲-۲- سطوح مختلف خطر بر اساس ATC-40

در گزارش ATC 40 سه سطح خطر مختلف برای زمین لرزه تعریف شده است :

۱) زلزله سطح بهره برداری (S.E.)

زلزله سطح بهره برداری به صورت احتمالاتی با سطحی از تکان‌های زمین مشخص می‌شود که احتمال وقوع آن ۵۰ درصد در ۵۰ سال باشد. دوره باز گشت متوسط زلزله سطح بهره‌برداری حدود ۷۵ سال می‌باشد. این سطح زلزله در حدود نصف زلزله سطح طراحی است.[۷]

۲) زلزله سطح طراحی (D.E.)

زلزله سطح طراحی به صورت احتمالاتی، سطحی از تکان‌های زمین است که احتمال وقوع آن در ۵۰ سال برابر ۱۰ درصد باشد. دوره بازگشت زلزله طراحی، ۴۷۵ سال می‌باشد. تعریفی که از زلزله سطح طراحی در ATC 40 آمده مشابه آیین‌نامه‌های طراحی مانند UBC است.[۷]

۳) زلزله سطح حداکثر (M.E.)

زلزله حداکثر با روش تعیینی، به صورت حداکثر زلزله ای که از یک منطقه با شرایط زمین شناسی معین انتظار می‌رود تعریف می‌شود. به صورت احتمالاتی زلزله حداکثر بیانگر سطحی از لرزش‌های زمین است که احتمال وقوع آن در ۵۰ سال برابر ۵ درصد باشد. این سطح از زلزله در حدود ۱/۵ – ۱/۲۵ برابر زلزله سطح طراحی است.[۷]

۱-۲-۲-۳- سطوح مختلف خطر در استاندارد ۲۸۰۰

در استاندارد ۲۸۰۰ دو سطح خطر به صورت زیر تعریف شده است.

۱) زلزله طراحی

زلزله طراحی به صورت احتمالاتی به زلزله‌ای که احتمال وقوع آن در ۵۰ سال کمتر از ۱۰ درصد باشد اطلاق می‌گردد.[۱۰]

۲) زلزله سطح بهره برداری

زلزله سطح بهره برداری زلزله خفیف یا متوسطی است که در مدت ۵۰ سال احتمال وقوع آن بیش از ۹۹/۵ درصد باشد.[۱۰]

همانطور که مشاهده گردید تعریف سطوح مختلف زمین لرزه در گزارش ها، دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های مختلف متفاوت می‌باشد ولی زلزله طراحی در اکثر آنها تعریف یکسانی دارد.

۱-۲-۳- اهداف عملکردی

هدف عملکردی را می‌توان تراز مطلوب و مورد نظر عملکرد لرزه‌ای سازه در قبال تراز مشخصی از خطر زلزله دانست. به عبارت دیگر با ترکیب یک تراز عملکرد ساختمان و یک تراز زمین‌لرزه، یک سطح (هدف) عملکردی شکل می‌گیرد.[۸]

در یک امر بهسازی، هدف بهسازی باید به عنوان اساس طراحی انتخاب گردد. اهداف بهسازی بیانگر سطح عملکرد مطلوب، هنگامی که ساختمان با یک تقاضای شدید زلزله مشخص روبرو می‌شود، می‌باشد. طیف وسیعی از سطوح عملکرد می‌توانند در انتخاب هدف بهسازی به کار روند.

هدف بهسازی انتخاب شده به عنوان اساس طراحی، تا حدود زیادی هزینه و عملی بودن آن را تعیین می‌کند. همچنین امتیازات عاید شده بر حسب بهبود ایمنی، کاهش خسارت به اموال و وسعت اخلال در کاربری ساختمان را در رویداد زلزله آتی مشخص می‌کند. جدول (۱-۴) دامنه‌ای وسیع از اهداف بهسازی که در FEMA قابل استفاده است را نشان می دهد.[۷]

۱-۲-۳-۱- بهسازی ایمنی مبنا

یک هدف مطلوب برای بهسازی تأمین بهسازی ایمنی مبنا می‌باشد. برای تأمین این هدف، طراحی بهسازی ساختمان برای تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی (3-C) برای تقاضای سطح خطر-۱ و سطح عملکرد آستانه فرو ریزش برای تقاضای سطح خطر-۲ انجام می‌گیرد. ساختمان‌هایی که مطابق ضوابط آخرین ویرایش آئین‌نامه ملی ساختمان (BOCA, 1993)، استاندارد ساختمان (SBCC, 1993) و یا آئین‌نامه یکپارچه ساختمانی (ICBO, 1994) به درستی طراحی و ساخته شوند و همه ضوابط لرزه‌ای این آیین‌نامه‌ها رعایت گردد، به نظر می‌رسد که بتوانند این سطح از عملکرد را تأمین کنند.

هدف از برنامه‌های بهسازی ساختمان طراحی شده برای بهسازی ایمنی مبنا، فراهم آوردن یک احتمال خطر کم برای هر زلزله محتمل اثر کننده بر ساختگاه می‌باشد. این برنامه‌ها تقریباً همان خطر ایمنی جانی است که به طور سنتی در ایالات متحده قابل قبول فرض می‌شد. در ساختمان‌هایی که این سطح عملکرد را تأمین می‌کنند انتظار است که در مقابل زلزله‌های متوسطی که حادث می‌شود آسیب جزئی، ولی در زلزله‌های شدیدتر و با دوره بازگشت بزرگ، آسیب عمده اتفاق بیافتد.

در مواردیکه لازم باشد یک ساختمان بتواند زلزله‌ها را با صدمات کمتری از آنچه برای بهسازی ایمنی مبنا مشخص شده تحمل کند، در اینصورت بهسازی ممکن است برای بهسازی ارتقاء یافته مطابق بخش ۱-۲-۳-۲ طراحی شود.[۷]

جدول ۱-۴- اهداف بهسازی[۶]

سطوح خطر زلزله	سطوح عملکرد ساختمان			
	آستانه فرو ریزش (5-E)	ایمنی جانی (3-C)	استفاده بی‌وقفه (1-B)	خدمت رسانی (1-A)
۵۰ درصد در ۵۰ سال	d	c	b	a
۲۰ درصد در ۵۰ سال	h	g	f	e
۱۰ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر ۱)	l	k	j	i
۲ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر ۲)	p	o	n	m

بهسازی ایمنی مبنا = k+p

بهسازی ارتقا یافته = (m,n,o or p)+(i or j)

بهسازی ارتقا یافته = k+(m,n or o)

بهسازی محدود = (m,n,o or p)+(a,b,c,d,e,f,g,h or l)

بهسازی محدود = (a,b,c,d,e,f,g or h)+(i or j)

۱-۲-۳-۲- اهداف بهسازی ارتقاء یافته

علاوه بر تأمین ملزومات لازم جهت بهسازی ایمنی مبنا، ساختمان‌هایی که برای آنها رسیدن به سطح عملکرد بالاتری مطلوب است ممکن است بهسازی مطابق یک یا چند تا از هدف‌های زیر انجام گیرد.[۷]

- سطح عملکرد ایمنی جانی (3-C) برای تقاضای لرزه‌ای بزرگتر از سطح خطر-۱
- سطح عملکرد استفاده بی وقفه (1-B) برای تقاضای لرزه‌ای با هر احتمال رویداد مشخص
- سطح عملکرد خدمت رسانی (1-A) برای تقاضای لرزه‌ای با هر احتمال رویداد مشخص
- سطوح عملکرد 1-C، 2-A، 2-B، 2-C، 2-D، 3-B برای تقاضای لرزه‌ای با هر احتمال رویداد مشخص

۱-۲-۳-۳- اهداف بهسازی محدود شده

برنامه‌هایی که هدف ایمنی مبنا را تأمین نمی‌نمایند ممکن است شامل بهسازی موضعی یا بهسازی کاهش یافته باشند. بهسازی موضعی یا کاهش یافته به شرطی مجاز می‌باشد که شرایط زیر برآورده گردد : [۷]

- انجام بهسازی سبب نامنظمی سازه‌ای نگردد یا نامنظمی سازه‌ای موجود را حادتر نکند
- انجام بهسازی موجب کاهش در ظرفیت سازه در مقابل با بارهای جانبی یا تغییر شکل‌ها نگردد
- انجام بهسازی نباید موجب افزایش نیروی لرزه‌ای در هر عضوی که کفایت لازم در برابر این نیرو را ندارد شود. مگر اینکه رفتار این اعضا همچنان با لحاظ عملکرد کلی سازه قابل قبول باشد
- تمام اعضای جدید یا بهسازی گردیده مطابق با ضوابط لازم در دستورالعمل به سازه موجود متصل شود
- با انجام بهسازی شرایط غیر ایمن ایجاد و یا در صورت وجود داشتن بدتر نشود

الف- بهسازی موضعی

هر برنامه بهسازی که به ظرفیت مقاوم بارهای جانبی کل سازه توجه نداشته باشد، بهسازی موضعی نامیده می‌شود. قسمتی از سازه که بهسازی موضعی در آن بخش اجرا می‌گردد لازم است جهت هدف بهسازی نهایی طراحی شود و برنامه‌ریزی‌ها به گونه‌ای باشد که بهسازی‌های اضافی برای رسیدن به هدف بهسازی کامل در زمان‌های بعدی انجام گیرد. [۷]

ب- بهسازی کاهش یافته

در برنامه‌های بهسازی کاهش یافته به ظرفیتی مقاوم در برابر بارهای جانبی کل سازه در سطوح عملکرد پایین‌تر از سطح مورد نیاز جهت بهسازی ایمنی مبنا توجه می‌شود. بهسازی کاهش یافته ممکن است برای یک یا چند مورد از هدف‌های زیر طراحی گردد :

- سطح عملکرد ایمنی جانی (3-C) برای تقاضای لرزه‌ای که پایین تر از سطح خطر-۱ باشد
- سطح عملکرد آستانه فرو ریزش (5-E) برای تقاضای لرزه‌ای که پایین تر از سطح خطر-۲ باشد
- سطوح عملکرد 4-C , 4-D , 4-E , 5-C , 5-D , 5-E , 6-D و یا 6-E برای سطح خطر-۱ یا پایین‌تر از آن [۷]

۱-۲-۳-۴- اهداف بهسازی لرزه‌ای در دستور العمل بهسازی لرزه‌ای

هدف‌های بهسازی ارائه شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای با آنچه که برای گزارش FEMA 273/356 گفته شد، هم از نظر نامگذاری و هم سطوح عملکرد تفاوت‌هایی دارد. این اهداف به شرح زیر می‌باشد :

۱) بهسازی مبنا

در بهسازی مبنا انتظار می‌رود که تحت زلزله سطح خطر-۱ ایمنی جانی ساکنین تأمین گردد. [۵]

۲) بهسازی مطلوب

در بهسازی مطلوب انتظار می‌رود که هدف بهسازی مبنا تأمین گشته و علاوه بر آن تحت زلزله سطح خطر-۲ ساختمان فرو نریزد (5-E). [۵]

۳) بهسازی ویژه

در بهسازی ویژه نسبت به بهسازی مطلوب سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان مد نظر قرار می‌گیرد. بدین منظور سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان تحت همان سطوح خطر زلزله مورد استفاده در بهسازی مطلوب در نظر گرفته شده یا با حفظ عملکرد مشابه با بهسازی مطلوب، سطوح خطر زلزله بالاتری در نظر گرفته می‌شود. [۵]

۴) بهسازی محدود

در بهسازی مطلوب عملکرد پایین‌تری از بهسازی مبنا در نظر گرفته می‌شود، به گونه‌ای که حداقل یکی از اهداف زیر برآورد گردد:

- تحت زلزله خفیف تر از سطح خطر-۱ ایمنی جانی ساکنین تأمین گردد
- تحت زلزله ای برابر یا خفیف تر از سطح خطر-۱، سطوح عملکرد 4-C ، 4-D ، 4-E ، 5-C ، 5-D ، 5-E ، 6-D و یا 6-E تأمین گردد [۵]

۵) بهسازی موضعی

بهسازی موضعی بخشی از طرح بهسازی موارد بالا می‌باشد که به دلایلی در شرایط موجود فقط بخشی از آن اجرا می‌شود. در این حالت بهسازی به گونه‌ای پیش بینی و اجرا می‌گردد که بخش‌های دیگری از بهسازی در مراحل بعدی تکمیل گردد. [۵]

******

انتخاب هدف عملکرد یکی از قسمت‌های اصلی طراحی بر اساس عملکرد می‌باشد. این انتخاب باید بر اساس نظر کارفرما در مشورت با طراح و ارائه خطر لرزه‌ای، توجیه و ریسکهای قابل قبول با استفاده از ماتریس اهداف طراحی، ارائه شده باشد. [۹]

۱-۳- ملزومات مدلسازی و تحلیل

در این قسمت نکاتی پیرامون مدلسازی و محدوده‌های کاربرد روشهای تحلیل و همچنین تعریف انواع رفتار اجزاء و بر اساس آن معیارهای پذیرش، تشریح می‌شود.

۱-۳-۱- اعضای سازه‌ای اصلی و غیر اصلی

اعضای سازه‌ای اصلی که در سختی جانبی و یا توزیع نیروها در سازه مؤثر بوده و یا در اثر تغییر مکان جانبی سازه تحت تأثیر نیرو قرار می‌گیرند به دو گروه اصلی و غیر اصلی تقسیم می‌شوند. اعضای اصلی اعضایی هستند که برای مقابله با فرو ریزش ساختمان در اثر زلزله در نظر گرفته شده‌اند. سایر اعضا که برای تحمل بار جانبی در مقایسه با اعضای اصلی در نظر گرفته نشده‌اند به عنوان اعضای غیر اصلی شناخته می‌شوند. این اعضاء حتی ممکن است تحت تأثیر بار جانبی قرار بگیرند.[۵] در روش آنالیز خطی، المانهای غیر اصلی نبایستی بیش از ۲۵ درصد سختی المانهای اصلی در هر تراز را داشته باشند و همچنین نبایستی در آنالیز وارد شوند. در آنالیز غیر خطی، سختی المانهای اصلی و همچنین غیر اصلی را بایستی در مدل وارد کرد. بعلاوه، سختی المانهای غیر سازه‌ای نبایستی از ۱۰ درصد سختی جانبی کل هر طبقه تجاوز کند، در غیر این صورت (در صورت تجاوز از ۱۰ درصد) المانهای غیر سازه‌ای بایستی در مدل آورده شوند.[۴]

۱-۳-۲- روش‌های تحلیل

برای تعیین توزیع نیروها و تغییر شکلهای ایجاد شده در سازه توسط زمین لرزه طراحی و سایر سطوح خطر لرزه‌ای متناسب با هدف بهسازی انتخاب شده، لازم است یک تحلیل سازه انجام پذیرد. این تحلیل باید تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت برای مقاومت در برابر این تقاضا را برای همه اعضای سازه‌ای معرفی شده در زیر نشان دهد.

- اعضایی که برای پایداری سازه لازم می‌باشند (اعضای اصلی)
- اعضایی که برای یکپارچگی باربری قائم ساختمان ضروری می‌باشند

- اعضایی که برای رسیدن ساختمان به هدف بهسازی لازم می‌باشند و ممکن است در نتیجه پاسخ ساختمان به خطر زلزله با آسیب مواجه شوند

روش‌های تحلیل شامل یکی از تحلیل‌های خطی و یا تحلیل‌های غیر خطی می‌گردد. تحلیل‌های خطی خود شامل استاتیکی خطی و دینامیکی خطی می‌باشد. تحلیل‌های غیر خطی نیز شامل استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی می‌باشد. محدودیتهایی به شرح زیر برای ساختمان، جهت استفاده از این روشها وجود دارد. [۷]

۱-۳-۲-۱- محدوده کاربرد روش‌های خطی

هنگامی که از روشهای تحلیل خطی برای ساختمان با سیستم سازه‌ای بسیار نامنظم استفاده شود، نتایج حاصل می‌تواند بسیار نادرست باشد مگر اینکه ساختمان تحت اثر زلزله طراحی تقریباً در محدوده رفتار خطی باقی بماند. بنابراین روش تحلیل خطی به غیر از ساختمانهای چوبی نباید برای سایر ساختمانهای بسیار نامنظم بکار گرفته شود مگر اینکه شکلپذیری مورد نیاز برای ساختمان در زلزله به طور قابل ملاحظه‌ای کم باشد.

برای اینکه مشخص شود امکان تحلیل یک ساختمان با دقت مناسب توسط روش‌های خطی وجود دارد لازم می‌باشد که یک تحلیل خطی انجام گیرد و مقدار و توزیع تقاضای غیر الاستیک در اجزای مختلف اصلی سیستم باربر جانبی بررسی شود. مقدار و توزیع تقاضای غیر الاستیک با استفاده از نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) مشخص می‌گردد. این نسبت نیرو به ظرفیت برای ساختمانهای موجود و جدید مطابق رابطه زیر به دست می آید:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \qquad (۱-۱)$$

که در این رابطه Q_{UD} نیروی محاسبه شده حاصل از بارهای ثقلی و نیروهای زلزله، مطابق رابطه (۱-۱۱) و Q_{CE} مقاومت نهایی مورد انتظار اجزاء می‌باشد.

این مقادیر DCR باید برای تلاش‌های کنترل کننده هر عضو (خمش، برش و نیروی محوری) محاسبه شود. اگر همه مقادیر DCR کنترل کننده برای یک عضو کوچکتر یا مساوی ۱/۰ باشد انتظار می‌رود که پاسخ عضو در زمین لرزه مورد نظر در محدوده الاستیک باشد. اگر یکی یا بیشتر از مقادیر DCR برای عضو بزرگتر از ۱/۰ باشد انتظار می‌رود که پاسخ عضو در محدوده غیر الاستیک قرار گیرد. بزرگترین DCR محاسبه شده برای یک عضو، تلاش بحرانی برای آن عضو، یعنی مودی که در آن عضو ابتدا جاری و گسیخته می‌شود را مشخص می‌کند. این مقدار DCR ، DCR بحرانی عضو نامیده می‌شود. اگر یک عضو ترکیبی از اجزای مختلف باشد، در آن حالت بزرگترین DCR محاسبه شده برای اجزا، DCR بحرانی عضو می‌باشد، یعنی اولین جزئی می‌باشد که ابتدا جاری شده و گسیخته می‌گردد. عضوی که بزرگترین DCR در یک طبقه برای آن بدست آمده باشد عضو بحرانی طبقه نامیده باشد.

استفاده از روش دینامیکی خطی هنگامی مجاز است که یکی از دو شرط ۱ یا ۲ برقرار باشد:

۱- اگر در تمام اعضای باربر جانبی مقادیر DCR کوچکتر از ۲ باشد.

۲- نسبت نیرو به ظرفیت فقط در تعدادی از اعضای اصلی باربر جانبی بیش از ۲ باشد اما هر سه شرط زیر برقرار باشد:

۲-۱- انقطاع در سیستم باربر جانبی در ارتفاع و در پلان وجود نداشته باشد.

۲-۲- متوسط نیرو به ظرفیت برشی اعضای هر طبقه بیش از ۲۵ درصد با متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی یک طبقه بالاتر یا پایین تر اختلاف نداشته باشد. متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی با استفاده از نسبت وزنی مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^{n} DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^{n} V_i} \qquad (۲-۱)$$

که در این رابطه V_i نیروی برشی در عضو i از طبقه مورد نظر و DCR_i نسبت نیروی برشی عضو i و n تعداد کل اعضای طبقه مورد نظر می‌باشد.

۲-۳- نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی بر اثر پیچش سازه در یک عضو از طبقه ۵۰ درصد با عضو دیگر در نقطه مقابل آن نسبت به مرکز پیچش اختلاف نداشته باشد.

در صورتی که علاوه بر شرایط ۱ یا ۲ تمام شرایط ۳ تا ۷ نیز برقرار باشد می توان از روش استاتیکی خطی استفاده نمود.

۳- زمان تناوب اصلی ساختمان کوچکتر از $2.5T_0$ باشد.

۴- تغییر ابعاد پلان در طبقات متوالی به استثنا خرپشته کمتر از ۴۰ درصد باشد.

۵- حداکثر تغییر مکان جانبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۵ برابر تغییر مکان متوسط آن طبقه باشد.

۶- تغییر مکان متوسط جانبی در هر طبقه ، به استثنا خر پشته، کمتر از ۵۰ درصد با طبقه بالا یا پایین آن اختلاف نداشته باشد.

۷- سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد. [۵]

۱-۳-۲-۲- محدوده کاربرد روش‌های غیر خطی

روش استاتیکی غیر خطی و روش دینامیکی غیر خطی بطور مستقیم باز توزیع نیروها و تغییر شکل‌هایی که در یک سازه در حین تجربه کردن رفتار غیر خطی اتفاق می افتد را به حساب می‌آورند. در نتیجه، آنها بطور کلی قابلیت تخمین صحیح تقاضای ایجاد شده در یک سازه تحت زلزله طراحی در مقایسه با روش‌های خطی را دارند. اما روش استاتیکی غیر خطی نمی‌تواند به درستی پاسخ یک سازه انعطاف پذیر را برای مودهای بالاتر پیش بینی کند و روش دینامیکی غیر خطی به فرضیات مدلسازی و شتابنگاشت بکار گرفته شده در تحلیل بسیار حساس می‌باشد. [۷]

روش‌های غیر خطی می‌توانند به طور کلی برای تحلیل هر سازه‌ای مورد استفاده قرار گیرد و برای تحلیل سازه‌های خاص بطوریکه در بخش ۱-۳-۲-۱ اشاره شد لزوماً باید از این روشها استفاده کرد.

الف- روش استاتیکی غیر خطی

روش استاتیکی غیر خطی می‌تواند برای هر سازه و برای هر هدف بهسازی به کار گرفته شود. هنگامی که برش حاصل از تحلیل دینامیکی خطی در طبقه‌ای با در نظر گرفتن ۹۰ درصد جرم مؤثر، ۳۰ درصد بیشتر از برش حاصل مود اول باشد، روش استاتیکی غیر خطی باید همراه با روش تحلیل دینامیکی خطی بکار گرفته شود. در این حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل، در روش تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳ درصد تخفیف قائل شد. [۵]

ب- روش دینامیکی غیر خطی

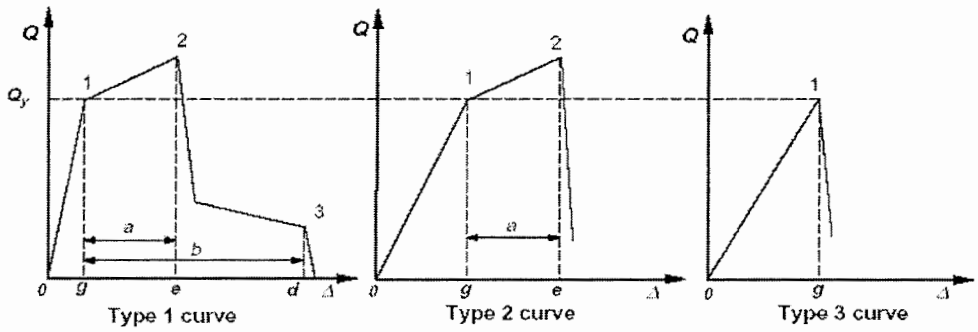
روش دینامیکی غیر خطی می‌تواند برای هر سازه و برای هر هدف بهسازی به شرط اینکه سطح اطلاعات جمع آوری شده جامع باشد بکار گرفته شود. به علاوه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی باید توسط یک گروه متخصص و با تجربه در زمینه طراحی لرزه‌ای کنترل گردد. [۵]

۱-۳-۳- رفتار اجزای سازه و معیارهای پذیرش

المانها را می‌توان به دو گروه کنترل شونده توسط نیرو و کنترل شونده توسط تغییر شکل تقسیم کرد. المان کنترل شونده توسط تغییر شکل به المانی گفته می‌شود که دارای تغییر شکلی است که تجاوز از حد تسلیم مجاز می‌باشد، یعنی، تغییر شکل ماکزیمم المان با شلکپذیریش محدود شده است. المان کنترل شده نیرو به المانی گفته می‌شود که دارای تغییر شکلی است که تجاوز از حد

تسلیم مجاز نمی‌باشد. المانهای با شکلپذیری محدود بایستی به عنوان المانهای کنترل شونده توسط نیرو مطرح شوند.

رفتار اجزای سازه با توجه به تلاش داخلی آنها و منحنی نیرو - تغییر شکل حاصله به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل و کنترل شونده توسط نیرو می‌باشد. شکل (۱-۱) منحنی‌های نیرو تغییر شکل ایده آل را برای انواع مختلف تلاش‌ها نشان می‌دهد. [۴]



شکل ۱-۱- منحنی‌های نیرو – تغییر شکل اجزاء

منحنی نوع ۱، بیانگر رفتار شکل پذیر می‌باشد. این رفتار شامل یک محدوده الاستیک (نقطه 0 تا 2 بر روی منحنی)، یک محدوده پلاستیک (نقطه 1 تا 2) را که ممکن است شامل سخت شدگی کرنشی یا نرم شونده باشد و یک محدوده زایل شدن مقاومت می‌شود. معیارهای پذیرش برای اعضای اصلی که این چنین رفتاری را نشان می‌دهند، بطور کلی با توجه به سطح عملکرد در محدوده های الاستیک یا پلاستیک قرار می‌گیرند. معیارهای پذیرش برای اجزای ثانویه می‌توانند در هر محدوده‌ای از منحنی رفتاری جای گیرد. تلاش‌های اعضای اصلی که دارای چنین رفتاری باشند در صورتیکه محدوده پلاستیک به قدر کفایت بزرگ باشد (e>2g) کنترل شونده توسط تغییر شکل و در غیر این صورت کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند. تلاشهای اعضای غیر اصلی که دارای چنین رفتاری باشند برای هر نسبت از e/g کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می‌شوند.

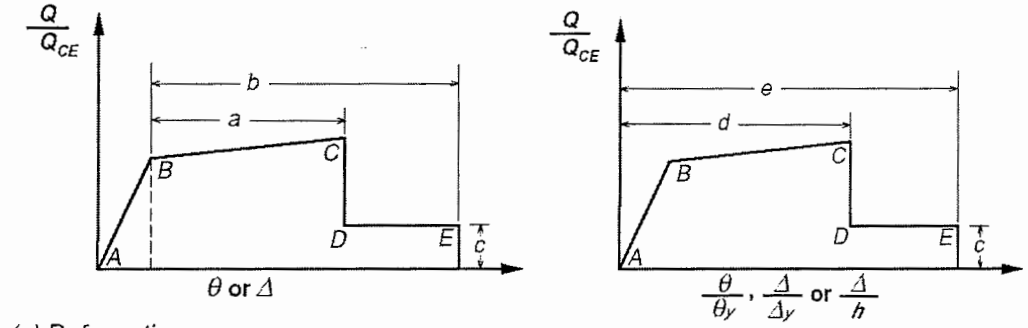
منحنی نوع ۲، بیانگر رفتار نیمه شکل پذیر می‌باشد. این رفتار با یک محدوده الاستیک و یک محدوده پلاستیک و بدنبال آن زایل شدن سریع مقاومت، مشخص می‌شود. اگر محدوده پلاستیک به

قدر کفایت بزرگ باشد (e>2g) ، رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل و در غیر اینصورت کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود.

معیارهای پذیرش برای اعضای اصلی و غیر اصلی که چنین رفتاری را نشان دهند با توجه به سطح عملکرد در محدوده های الاستیک یا پلاستیک جای می‌گیرد.

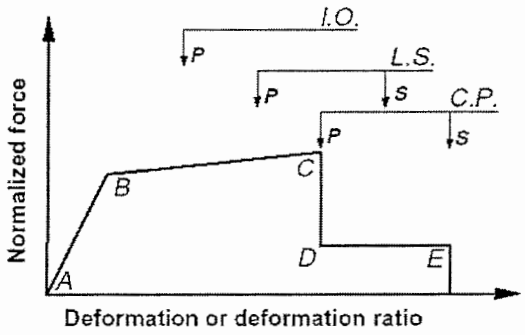
منحنی نوع ۳، بیانگر رفتار ترد یا غیر شکل پذیر می‌باشد. این رفتار با یک محدوده الاستیک و به دنبال آن زایل شدن سریع مقاومت مشخص می‌شود. تلاش‌های اعضا در نتیجه این رفتار همواره کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌گردد. معیارهای پذیرش برای اعضای اصلی و غیر اصلی همواره در محدوده الاستیک جای می‌گیرد. [۵]

شکل ۱-۲ یک منحنی نیرو- تغییر شکل ایده آل را نشان می‌دهد که در بهسازی برای مشخص کردن معیارهای پذیرش برای اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل و تلاشهای اعضا، مورد استفاده قرار می‌گیرد. پاسخ خطی بین نقطه A و نقطه مؤثر تسلیم B قرار می‌گیرد. شیب از B تا C برای در نظر گرفتن اثر سخت شدگی کرنشی بطور کلی درصد کوچکی از (برای فولاد ۳٪) شیب الاستیک منظور می‌گردد و طول نقطه C مساوی با تغییر شکلی که در آن زایل شدن مقاومت آغاز می‌شود (خط CD) فرض می‌گردد. بعد از نقطه D، پاسخ عضو یک مقاومت کاهش یافته تا نقطه E می‌باشد. در تغییر شکل‌هایی بزرگتر از E، مقاومت عضو از بین می‌رود.



شکل ۱-۲- منحنی ایده‌ال نیرو – تغییر شکل برای تعریف مدلسازی اجزاء

شکل ۱-۳ بطور ترسیمی تغییر شکل‌های نسبی مورد پذیرش را برای اعضای اصلی و غیر اصلی در سطوح عملکرد مختلف در یک منحنی نیرو- تغییر شکل ایده آل نشان می‌دهد. مقادیر عددی این تغییر شکل‌ها و تغییر شکل‌های مورد قبول برای اجزا مختلف در جدول‌هایی در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ارائه شده است.



(c) Component or element deformation limits

شکل ۱-۳- معیارهای پذیرش تغییر شکل

ظرفیت اعضا به هنگام بکار گرفتن روش‌های خطی و غیر خطی بترتیب مطابق جداول (۳-۱) و (۳-۲) محاسبه می‌گردد.

جدول ۱-۵- محاسبه ظرفیت تلاشهای اجزا در تحلیل‌های خطی [۵]

پارامتر	کنترل شونده توسط تغییر شکل	کنترل شونده توسط نیرو
مقاومت مصالح موجود	مقاومت مورد انتظار با در نظر گرفتن سخت شدگی	کرانه پایی مقاومت
مقاومت مصالح جدید	مقاومت مورد انتظار مصالح	مقاومت اسمی مصالح
ظرفیت در وضعیت موجود	$\kappa \times Q_{CE}$	$\kappa \times Q_{CL}$
ظرفیت در وضعیت جدید	Q_{CE}	Q_{CL}

جدول ۱-۶- محاسبه ظرفیت تلاشهای اجزا در تحلیل‌های غیر خطی [۵]

پارامتر	کنترل شونده توسط تغییر شکل	کنترل شونده توسط نیرو
ظرفیت تغییر شکل اجزای موجود	حد تغییر شکل × κ	——
ظرفیت تغییر شکل اجزای جدید	حد تغییر شکل	——
ظرفیت باربری اجزای موجود	——	$\kappa \times Q_{CL}$
ظرفیت باربری اجزای جدید	——	Q_{CL}

- κ ، ضریب آگاهی برای محاسبه عدم قطعیت‌ها در ارزیابی ظرفیت اجزای موجود می‌باشد. وقتی که مینیمم آگاهی موجود باشد، مقدار ۰/۷۵ برای κ استفاده می‌شود، و هنگامی که آگاهی جامعی از المانهای در دست باشد، مقدار ۱/۰ استفاده می‌شود. بدیهی است که در مورد طراحی سازه جدید این ضریب برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

- Q_{CE} : ظرفیت مورد انتظار اجزا که با استفاده از مقاومت مورد انتظار مصالح محاسبه می‌گردد

- Q_{CL} : کرانه پایین ظرفیت اجزا که با استفاده از کرانه پایین مقاومت مصالح محاسبه می‌گردد [۵]

۱-۴- روشهای تحلیل

در یک امر بهسازی بعد از جمع آوری اطلاعات مورد نیاز، نوبت به مدلسازی و تحلیل ساختمان می‌رسد. یک مدل مناسب باید بتواند همه شرایط و واقعیت‌های سازه را کـه ممکـن اسـت در ارزیـابی سازه مؤثر باشد در مدل ساخته شده منعکس نماید. روش تحلیل نیز باید قادر باشد برآورد مناسبی از نیروهای اجزا تحت زلزله ارائه دهد.

در ایـن قـسمت ابتـدا ملزومـات لازم بـرای تحلیـل یـک سـاختمان بـا اسـتفاده از روشـهای سیـستماتیک بهـسازی بیـان مـی‌گـردد. ملاحظـات کلـی تحلیـل جهـت سـاختن مـدل ریاضـی سـاختمان شـامل فرضـیات اولیـه ، اثـرات پـیچش ، صـلبیت دیـافراگم ، اثـرات P-Δ و ترکیبـات بارگذاری مطرح خواهد شد. سـپس روش‌هـای مختلفـی کـه بـرای تحلیـل لـرزه‌ای سـازه‌هـا مطـابق ضـوابط FEMA 273/356 اسـتفاده مـی‌شـود شـامل دو روش اسـتاتیکی و دو روش دینـامیکی، معرفی خواهد شد.

۱-۴-۱- بررسی ضوابط کلی تحلیل

در مدلسازی، تحلیل و ارزیابی برای بهسازی سیستماتیک ملاحظاتی که بیان خواهد شـد بایـد مورد توجه قرار گیرد. این ملاحظات در FEMA 273/356 و دستورالعمل بهسازی آمده است.

۱-۴-۱-۱- انتخاب روش تحلیل

چهار روش برای تحلیل لرزه‌ای ساختمان ها ارائه می‌شود: دو روش خطی و دو روش غیر خطی. دو روش خطی، روش استاتیکی خطی و روش دینامیکی خطی می‌باشند. دو روش غیر خطی نیز روش استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی هستند. از هر کدام از روش‌های خطی و غیر خطی با توجه به محدودیتهایی که در فصل قبل ذکر شد می‌توان برای تحلیل ساختمان استفاده کرد.

۱-۴-۱-۲- فرضیات مدلسازی

بطور کلی یک ساختمان باید بصورت یک مدل سه بعدی از اعضا و اجزای اصلی مدل شود و مورد تحلیل و ارزیابی قرار گیرد. برای ساختمانهایی با پلان نامنظم حتماً باید از مدل ریاضی سه بعدی برای تحلیل، بررسی و ارزیابی بهره گرفته شود. در مواردی که اثرات پیچش به قدری کوچک باشد که بتوان اثر آن را نادیده گرفت یا این اثر بطور غیر مستقیم اعمال شود، استفاده از مدل‌های دو بعدی در مدلسازی، تحلیل و ارزیابی ساختمانهایی با دیافراگم صلب مجاز می‌باشد.

مدل کردن اتصالات برای تحلیل‌های خطی لازم نمی‌باشد. در تحلیل‌های غیر خطی در صورتیکه اتصال ضعیف‌تر از اجزای اتصال باشد و یا انعطاف پذیری اتصال موجب افزایش قابل توجه در تغییر شکل نسبی بین اجزای اتصال شود مدلسازی اتصال ضروری می‌گردد. [۵]

الف- تلاش‌ها، اجزا و اعضای اصلی و غیر اصلی

اجزاء اعضا و تلاش‌های آنها به صورت اصلی و غیر اصلی طبقه بندی می‌شوند. اجزاء اعضا و تلاش‌های اصلی مفاهیم کلیدی سیستم قاب‌های لرزه‌ای در طراحی برای مقابله با اثرات زلزله می‌باشند. این اعضا و تلاش‌های اصلی باید مورد ارزیابی قرار گرفته و در صورت نیاز در مقابل نیروها و تغییر شکل‌های ایجاد شده تحت زلزله هنگامی که به طور همزمان تحت بارهای ثقلی قرار می‌گیرند مورد بهسازی قرار گیرند. در صورتیکه اعضای غیر اصلی برای تلاش‌ها و تغییر شکل‌های ناشی از زلزله در ترکیب با آثار ثقلی محاسبه نمی‌گردد.

در روشهای خطی جمع سختی‌های اعضای غیر اصلی نباید از ۲۵ درصد جمع سختی‌های اعضای اصلی ساختمان تجاوز نماید. اگر این محدودیت ارضا نشود لازم می‌گردد تا تعدادی از اعضای غیر اصلی را جزء اعضای اصلی محسوب نمود تا آنجا که این نسبت کمتر از ۲۵ درصد شود.

در روش‌های غیر خطی باید سختی و مقاومت همه اعضای اصلی و غیر اصلی در مدل ریاضی ساختمان در نظر گرفته شود. بعلاوه در صورتیکه سختی اجزای غیر سازه‌ای مانند پانل‌های پیش ساخته گچی از ۱۰ درصد جمع سختی جانبی طبقه بیشتر باشد ضرورت دارد این اجزای غیر سازه‌ای در مدل ریاضی سازه وارد گردد. دسته بندی اعضای سازه به عنوان اعضای اصلی و اعضای غیر اصلی باید به گونه‌ای انجام گیرد که ساختمان نامنظم به منظم تبدیل نگردد. [۵]

ب- تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل و نیرو

تمام تلاش‌ها باید به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل و یا کنترل شونده توسط نیرو دسته بندی گردد. تلاش کنترل شونده توسط تغییر شکل، تلاشی است که تغییر شکل وابسته به آن مجاز باشد که از مقدار تسلیم تجاوز کند. حداکثر تغییر شکل به ظرفیت شکل‌پذیری عضو محدود می‌گردد.

جدول ۱-۷- نحوه دسته بندی رفتار اجزای مختلف قاب [۶]

عضو	تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل	تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو
قاب خمشی		
- تیرها	M	V
- ستونها	M	V,P
- اتصالات	--	V
دیوار برشی	M,V	P
قاب مهاربندی شده		
- مهارها	P	--
- تیرها	--	P
- ستون‌ها	--	P
- تیرهای پیوند	V	P,M
اتصالات	P,V,M	—

تلاش کنترل شونده توسط نیرو، تلاشی است که تغییر شکل وابسته به آن از حد تسلیم تجاوز نمی‌کند. تلاش‌هایی با شکل‌پذیری محدود ممکن است کنترل شونده توسط نیرو فرض گردد. جدول (۱-۷) نحوه این دسته بندی را برای تلاش‌ها در اعضای مختلف یک قاب نشان می‌دهد.

۱-۴-۱-۳- پیچش افقی

اثرات پیچش افقی باید برای ساختمان‌های دارای دیافراگمی که بتواند چنین پیچشی را تحمل کنند، اعمال گردد. جمع لنگر پیچشی در یک طبقه مشخص باید مساوی مجموع دو لنگر پیچشی زیر قرار داده شود:

۱- پیچش واقعی، یعنی لنگر حاصل از خروج از مرکزیت بین مراکز جرم در طبقات فوقانی نسبت به مرکز سختی طبقه مورد نظر.

۲- پیچش اتفاقی، یعنی لنگر پیچشی ناشی از خروج از مرکزیت اتفاقی جرم بوده و با در نظر گرفتن خروج از مرکزیتی برابر ۵ درصد بعد ساختمان در جهت عمود بر راستای بار جانبی محاسبه می‌شود.

اثر پیچش واقعی در مواردیکه تغییر مکان جانبی در هر نقطه از دیافراگم از تغییر مکان مرکز جرم طبقه ۱۰ درصد بیشتر باشد باید در نظر گرفته شود. اگر اثرات پیچش لازم باشد که مورد بررسی قرار گیرد، نیروهای افزایش یافته و تغییر مکانهای بدست آمده از پیچش افقی مورد ارزیابی قرار گرفته و برای طراحی در نظر گرفته می‌شوند. اثرات کاهنده پیچش بر روی نیروها و تغییر شکل‌های اعضا و اجزا نباید مورد استفاده قرار گیرد.

اگر نسبت η ، یعنی حداکثر تغییر مکان افقی در یکی از طبقات به تغییر مکان افقی مرکز جرم آن طبقه بزرگتر از ۱/۵ باشد استفاده از مدل سه بعدی برای تحلیل و ارزیابی ضروری می‌باشد. همچنین اگر η در تمام طبقات از ۱/۱ کمتر باشد می‌توان از اثرات پیچش اتفاقی صرفنظر کرد. [۷]

۱-۴-۱-۴- دیافراگم کف

دیافراگم کف طبقات نیروهای اینرسی ناشی از زلزله را به اعضای قائم سیستم‌های قاب انتقال می‌دهند.

اتصالات مابین دیافراگم‌های کف و اعضای قائم باید مقاومت کافی برای انتقال حداکثر نیروی برش محاسبه شده برای دیافراگم به اعضای قائم قاب را باید داشته باشند.

دیافراگم‌ها به سه نوع انعطاف پذیر، نیمه صلب و صلب دسته بندی می‌شوند. چنانچه حداکثر تغییر شکل جانبی دیافراگم بزرگتر از دو برابر متوسط تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر آن باشد، آن دیافراگم انعطاف پذیر محسوب می‌گردد. در دیافراگم‌هایی که بر روی دیوار زیر زمین تکیه نموده اند، متوسط تغییر مکان جانبی نسبی طبقه بالایی مد نظر قرار می‌گیرد. چنانچه این نسبت کمتر از ۰/۵ باشد دیافراگم ممکن است صلب فرض گردد. دیافراگمی که نه صلب و نه انعطاف پذیر باشد نیمه صلب نامیده می‌شود. برای دسته‌بندی دیافراگم‌ها و محاسبه تغییر مکان نسبی طبقه و تغییر شکل دیافراگم باید از نیروی جانبی لرزه‌ای طبق رابطه (۱-۶) استفاده شود. خیز داخل صفحه‌ای دیافراگم کف بر مبنای توزیع نیروی افقی متناسب با توزیع جرم در طبقه و همچنین نیروهای افقی ناشی از جابجا شدن سیستم قائم باربر جانبی از طبقه‌ای به طبقه دیگر محاسبه می‌شود. در مدلسازی سازه با دیافراگم نیمه صلب و یا انعطاف پذیر باید اثر تغییر شکل دیافراگم بر حسب سختی آن در نظر گرفته شود. [۵]

۱-۴-۱-۵- اثرات P-Δ

اثرات P-Δ در محدوده رفتار خطی مصالح باید در هر نوع تحلیل سازه‌ای در نظر گرفته شود.

الف- در محدوده رفتار خطی مصالح

در تحلیل‌های خطی، ضریب پایداری $\left(\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i}\right)$ باید برای هر طبقه و در هر جهت محاسبه شده و تغییر مکان‌های نسبی طبقات و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل به نسبت $\frac{1}{1-\theta_i}$ در هر طبقه افزایش داده شود. چنانچه ضریب پایداری در تمام طبقات کمتر از ۰/۱ باشد می‌توان از اثر P-Δ صرفنظر کرد. اگر ضریب پایداری بزرگتر از ۰/۳۳ باشد سازه ناپایدار تلقی می‌شود و برای کاستن از تغییر مکان جانبی در جهت کاستن اثرات P-Δ بهسازی می‌گردد. در تحلیل‌های غیر خطی، اثرات P-Δ در محدوده رفتار خطی مصالح با در نظر گرفتن سختی هندسی تمامی اعضایی که تحت اثر بار محوری قرار دارند در مدلسازی اعمال می‌شود. [۵]

ب- در محدوده رفتار غیر خطی مصالح

اثرات P-Δ در محدوده رفتار غیر خطی مصالح با استفاده از ضریب C_3 در تحلیل‌های خطی و در تحلیل استاتیکی غیر خطی مطابق بخش ۳-۲-۲-۱-۲ مد نظر قرار می‌گیرد. [۵]

۱-۴-۱-۶- ترکیبات بارگذاری ثقلی

نیروهای ثقلی اجزاء ، Q_G، که در ترکیب با بارهای لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شود بصورت زیر می‌باشد:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \qquad (۳-۱)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \qquad (۴-۱)$$

در روابط بالا Q_D، بار مرده و Q_L، بار زنده مؤثر می‌باشد که در دستورالعمل بهسازی این بار بر اساس استاندارد ۵۱۹ تعیین می‌شود. [۵]

۱-۴-۲- روش‌های تحلیل سازه

۱-۴-۲-۱- تحلیل استاتیکی خطی

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

۱- رفتار مصالح خطی است؛

۲- علیرغم آنکه نیروهای ناشی از زلزله دینامیکی است اما اثر آن بر روی سازه با اعمال بار معادل استاتیکی برآورد می‌گردد.

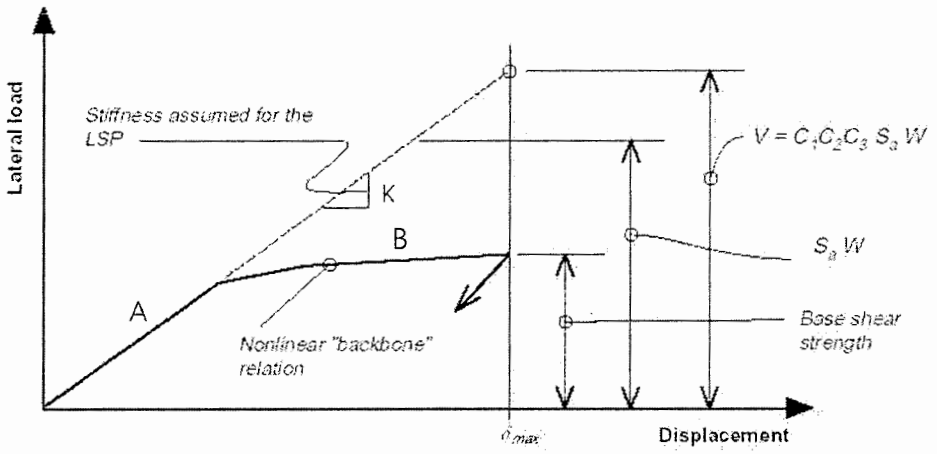
فرضیات فوق فقط در محدوده خاصی مطابق آنچه که در بند (۱-۳-۲-۱) آمده است می‌تواند به نتایج با دقت مطلوب منتهی گردد. در غیر آن صورت لازم است از روشهای دقیق‌تر تحلیل استفاده شود.

در این دستورالعمل طراحی بر مبنای تغییر شکلها می‌باشد زیرا خرابی در سازه معمولاً متناظر با تغییر شکلها خود متناسب با نیروها می‌باشد، اما پس از تسلیم مصالح یا ایجاد ترک‌ها به ازای افزایش نیروی کوچک، تغییر شکلهای زیادی ایجاد می‌گردد. لذا تغییر شکلها در محدوده غیر خطی وضعیت سازه را بهتر از نیروها بیان می‌کنند. به همین جهت در این دستورالعمل در روشهای تحلیل خطی نیروهای جانبی ناشی از زلزله چنان برآورد می‌شوند که اگر بر مدل سازه وارد شوند تغییر شکلهای حاصل از تحلیل مدل تا حد امکان نزدیک به تغییر شکلهای واقعی ساختمان باشد. در صورتی که 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 غیر خطی باشد، آنگاه نیروها بیش از مقادیر واقعی برآورد می‌گردند. [۶]

در تحلیل با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح ، نیروها و تغییر شکلها با دقت خوبی قابل محاسبه هستند. به همین جهت تحلیل غیر خطی همواره به عنوان یک روش دقیق‌تر توصیه می‌گردد.

با این حال در شرایط خاص مطابق آنچه اشاره شد، استفاده از روشهای ساده شده مانند روش تحلیل استاتیکی خطی می‌تواند منجر به برآورد نیروها و تغییر شکلها با دقت قابل قبول گردد.

مزیت روش تحلیل خطی آنست که رابطه نیرو و تغییر شکل خطی است. بنابراین برآورد نیروها و تغییر شکلها تحت حالتهای مختلف ترکیب بارها به سادگی امکان‌پذیر است. شکل ۱-۴ اختلاف دو روش خطی و غیر خطی را نشان می‌دهد. خط منحنی رفتار واقعی مصالح یا رفتار جزئی از سازه و خط مستقیم رفتار خطی فرض شده را نشان می‌دهد. [۶]



شکل ۱-۴- اختلاف دو روش خطی و غیر خطی

خط منحنی رفتار واقعی مصالح یا رفتار جزئی از سازه و خط مستقیم رفتار خطی فرض شده را نشان می‌دهد. در محدوده مشخص شده با حرف A اختلافی بین روش خطی و غیر خطی وجود ندارد اما در محدوده B ، برای آنکه تغیر شکلهای حاصل از تحلیل خطی مشابه تغییر شکلهای تحلیل غیر خطی بدست آیند لازم است نیروی جانبی افزایش داده شود.

به این ترتیب تغییر شکلها با دقت مطلوب محاسبه می‌گردند اما نیروهای داخلی اعضا لازم است پیش از استفاده برای کنترل یا طراحی، به نحو مناسب (مطابق بخش ۱-۴-۳) اصلاح گردند.[۶]

۱-۴-۲-۱-۱- 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 می‌شود و با استفاده از طیف شتاب زلزله طرح و محاسبه زمان تناوب ارتعاش سازه، شتاب حداکثر وارد بر آن سیستم برآورد می‌گردد. [۶] برای محاسبه زمان تناوب اصلی ارتعاش سازه می‌توان از یکی از روشهای زیر استفاده نمود:

۱- استفاده از روش‌های تحلیلی که مبتنی بر مشخصات دینامیکی سازه می‌باشد. به عبارت دیگر استفاده از مقادیر آنالیز مقدار ویژه (Eigen Value) ساختمان.

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

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

$$T = \alpha H^{\frac{3}{4}} \qquad (۵-۱)$$

که در آن H ارتفاع ساختمان از تراز پی تا بام بر جسب متر و α ضریبی است که بر حسب نوع سیستم سازه ساختمان به شرح زیر انتخاب می‌شود*: [۵]

قاب خمشی فولادی	$\alpha = 0.08$
قاب فولادی مهاربندی شده با محورهای غیر متقارن	$\alpha = 0.07$
قاب خمشی بتنی	$\alpha = 0.07$
سایر سیستم‌های سازه‌ای	$\alpha = 0.05$

* در FEMA-273 مقادیر α بدین صورت پیشنهاد شده‌اند :
$\alpha = 0.035$ ، برای قاب خمشی فولادی
$\alpha = 0.03$ ، برای قاب خمشی بتنی و همچنین قاب فولادی مهاربندی شده برون محور
$\alpha = 0.02$ ، برای انواع دیگر سیستم‌های قاب‌بندی
$\alpha = 0.06$ ، برای ساختمانهای چوبی

۱-۴-۲-۱-۲- برآورد نیروها و تغییر شکلها

در روش تحلیل استاتیکی خطی کل نیروی جانبی ناشی از زلزلـه بـه صـورت ضـریبی از جـرم ساختمان محاسبه می‌شود. این ضریب، همان شتاب طیفی ارتجاعی است. اگر نیـروی جـانبی بدسـت آمده از این طریق به سازه اعمال شود و رفتار سازه ارتجاعی خطی فرض شود، تغییر شکلهای حاصـل، با آنچه که در زلزله طرح انتظار می‌رود برابر خواهد بود. اما در سازه‌های شکل پذیر رفتار سازه هنگـام زلزله از محدوده ارتجاعی خطی خارج می‌شود. به همین جهت در این روش برای برآورد دقیق‌تر تغییر شکلها، نیروی جانبی با اعمال ضرایب C افزایش داده می‌شود بگونه‌ای که اگر مقادیر نیروی حاصـل از این روش به مدل با رفتار ارتجاعی خطی اعمال گردد تغییر شکلهای سازه با رفتار غیر خطـی بـرآورد شود. هرچند به این ترتیب تغییر شکلها اصلاح می‌گردند اما نیروی داخلی بیش از مقـادیری خواهنـد بود که در سازه با رفتار غیر خطی انتظار می‌رود. به همین جهت هنگام کنترل یا طرح اجزاء سـازه در بخشهای دیگر این دستورالعمل با توجه به این نکتـه، نیـروهای داخلی نیز اصلاح می‌گردند. [۶]

نیروی جانبی ناشی از زلزله عبارتست از:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \qquad (۶-۱)$$

که در آن :

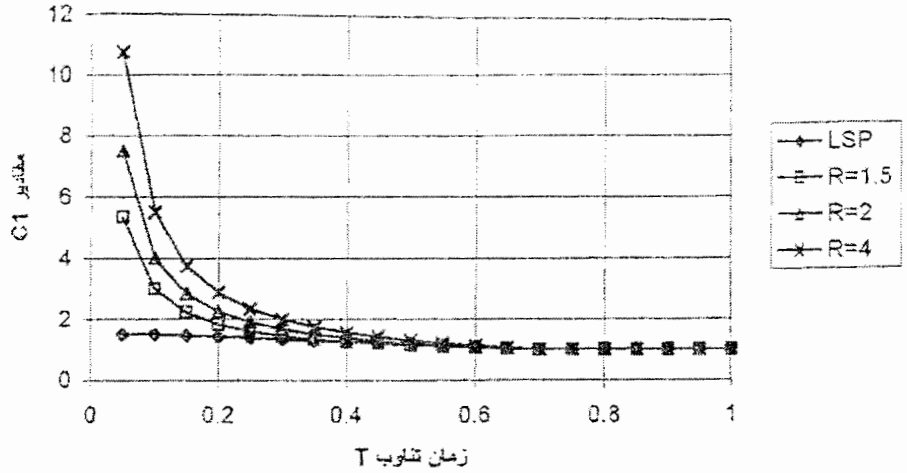
ضریب C_1: برای محاسبه حداکثر تغییر شکلهای غیر ارتجاعی در سـازه‌هـایی کـه دارای حلقـه‌هـای هیسترزیس پایدار و کامل هستند ضریب C_1 در حداکثر تغییر شکلهای حاصل از تحلیل ارتجاعی خطی ضرب می‌شود. مقدار این ضریب کـه بـه روشـهای محاسـباتی و تجربـی بدست آمده است با استفاده از روابط (۳-۱۰) یا (۳-۱۱) محاسبه مـی‌شـود. امـا اگـر در تحلیل استاتیکی خطی مقدار R (نسبت مقاومت) در دسترس نباشد مـی‌تـوان از رابطـه (۱-۷) نیز مقدار C_1 را محاسبه نمود. در این صورت مقدار C_1 نباید کـوچکتر از یـک و بزرگتر از ۱/۵ اختیار گردد. شکل ۱-۵ مقدار C_1 را بر حسب زمان تنـاوب اصـلی سـازه برای دو رابطه فوق و مقدار T_0 برابر ۰/۷ ثانیه نشان می‌دهد.[۶] ضریب C_1 بـه یکـی از دو روش زیر محاسبه می‌شود:

۱- با استفاده از رابطه (۳-۱۰) و (۳-۱۱) و (۳-۱۲) و با جایگزینی T بجای T_0 و برش پایه نظیر حدارتجاعی سازه بجای V_y .

۲- با استفاده از رابطه زیر، در صورتی که نسبت مقاومت R مطابق رابطه (۳-۱۲) معلوم نباشد.

$$C_1 = 1 + \frac{T_0 - T}{2T_0 - 0.2} \qquad (۳-۱۷)$$

در این رابطه T زمان تناوب اصلی سازه است و T_0 زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح و مقدار آن بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ بدست می‌آید. در هر صورت مقدار C_1 نباید از ۱ کمتر و از ۱/۵ بیشتر انتخاب شود. [۵]



شکل ۱-۵

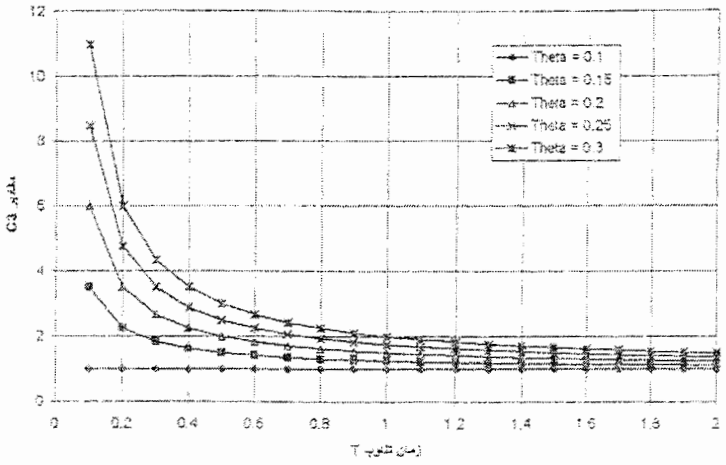
ضریب C_2 : این ضریب اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزای سازه را بر تغییر شکلها در رابطه (۱-۶) اعمال می‌کند. زیرا در رابطه (۱-۶) رفتار اجزاء سازه دو خطی و بدون افت ناشی از رفت و برگشتهای متوالی فرض شده است. بدنبال حرکات رفت و برگشتی خرابی ها، سختی اجزای سازه کاهش یافته و مقاومت آنها افت می‌کند. در سازه‌هایی که دارای حلقه هیسترزیس کامل و پایدار باشند ضریب C_2 برابر یک در نظر گرفته می‌شود اما

برای سازه‌هایی که دارای حلقه هیسترزیس خوب نباشند حرکات رفت و برگشتی سازه موجب گسترش ترکها و خرابی شده و علاوه بر کاهش سختی و افزایش تغییر شکلها، افت مقاومت را نیز به دنبال خواهد داشت. از این رو ضریب C_2 برای این سازه‌ها بزرگتر از یک در نظر گرفته می‌شود. مقدار C_2 برای تحلیل خطی ۱/۰ و برای تحلیل غیر خطی مطابق جدول (۳-۳) انتخاب می‌شود. [۶]

ضریب C_3 : در سیستم‌های سازه‌ای که دارای سختی منفی پس از تسلیم هستند اثرات $P\Delta$ می‌تواند موجب تشدید قابل ملاحظه تغییر شکلها گردد . از آنجا که این اثر در تحلیل خطی مستقیماً وارد نمی‌گردد برای اعمال آن، ضریب C_3 در نیروهای جانبی ضرب می‌گردد. مقادیر C_3 بر حسب زمان تناوب اصلی T و ضریب پایداری θ در شکل ۱-۶ برای مشاهده حدود تغییرات آن ارائه شده است. همچنین می‌توان از روابط پایین نیز استفاده کرد:

$$\theta < 0.1 \rightarrow C_3 = 1.0 \qquad \text{و} \qquad \theta > 0.1 \rightarrow C_3 = 1 + \frac{\theta - 0.1}{T}$$

در این روابط θ بزرگترین مقدار ضریب پایداری طبیقات مختلف است که با استفاده از بند ۱-۴-۱-۵ و با سعی و خطا تعیین می‌شود. [۶]



شکل ۱-۶

ضریب C_m: در تحلیل استاتیکی خطی فقط مود اول ارتعاش در نظر گرفته می‌شود، هرچند مود اول سهم عمده ای در پاسخ سازه دارد، اما به دلیل ارتعاش در مودهای دیگر، برخلاف مود اول، شتاب طبقات در تمام لحظات در یک جهت نخواهدبود. و اثر یکدیگر را تا حدی خنثی می‌کنند. در حالی که در تحلیل استاتیکی خطی فرض می‌شود تمام مودها مانند مود اول هم جهت بوده و اثر آنها با یکدیگر جمع می‌شود. لذا برش پایه محاسبه شده از این طریق قدری بزرگتر از نتایجی خواهد بود که از تحلیل دینامیکی حاصل می‌شود. 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 (۱-۸) تعیین می‌شود. [۶]

W : وزن کل ساختمان شامل بار مرده و درصدی از بار زنده می‌باشد. در دستورالعمل بهسازی وزن ساختمان مطابق استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد.

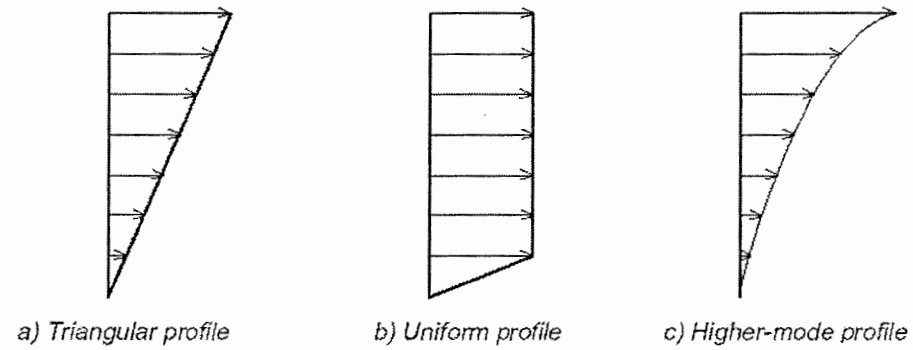
S_a: شتاب طیفی پاسخ در پریود اصلی سازه و نسبت میرایی ساختمان در جهت مورد مطالعه است. [۵]

جدول ۱-۸- مقادیر ضریب C_m [۵]

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

۱-۴-۲-۱-۳- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

نحوه توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان در طول ارتعاشات زلزله بسیار پیچیده است. بعضی از حالتهای مختلف توزیع نیروی جانبی در شکل ۱-۷ نشان داده شده است.



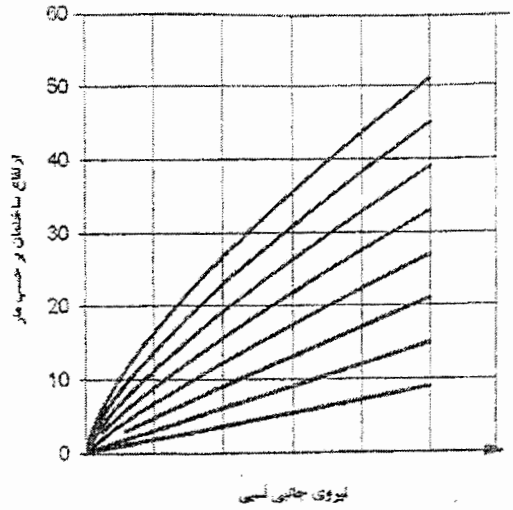
شکل ۱-۷- حالتهای مختلف توزیع نیروی جانبی

از نقطه نظر طراحی، توزیع نیروی جانبی باید به گونه‌ای انتخاب شود که بحرانی‌ترین شرایط را ایجاد نماید. چنانچه سازه در محدوده رفتار ارتجاعی خطی باشد، توزیع نیروی جانبی تابع پارامترهای زیادی از جمله محتوای فرکانسی و دامنه ارتعاشهای زلزله، فرکانس‌ها و شکل مودهای سازه می‌باشد. اگر سازه رفتار غیر خطی داشته باشد توزیع نیروی جانبی علاوه بر پارامترهای فوق تابع تسلیم موضعی یا کلی اجزاء سازه نیز خواهد بود و به همین جهت بسیار پیچیده‌تر می‌باشد.

به منظور تحلیل و طراحی لازم است علیرغم پیچیدگی‌های فوق روش ساده و عملی برای تعیین توزیع نیروی جانبی مورد استفاده قرار گیرد به نحوی که بحرانی‌ترین 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 در آنها مود اول ارتعاش نقش عمده دارد، پارامتر k در رابطه (۱-۸) برابر یک اختیار می‌گردد، به این ترتیب توزیع نیروی جانبی به شکل مثلثی می‌باشد. [۶]

در ساختمانهای با زمان تناوب بزرگتر یا مساوی ۲/۵ ثانیه اثر مودهای بالاتر از اول قابل توجه شده و موجب شتاب‌های بزرگ در طبقات آخر ساختمان می‌گردد. برای آنکه توزیع نیروی جانبی با این پدیده مطابقت داشته باشد پارامتر k برابر دو انتخاب می‌شود. برای ساختمانهای با زمان تناوب بین ۰/۵ تا ۲/۵ ثانیه مقدار k از درون یابی خطی بدست می‌آید. شکل ۱-۸ توزیع نیروی جانبی را برای قاب خمشی بتنی با فرض توزیع یکنواخت جرم در ارتفاع آن نشان می‌دهد. همان گونه که در

این شکل ملاحظه می‌گردد با افزایش ارتفاع ساختمان توزیع نیروی جانبی از خط مستقیم به منحنی تبدیل می‌گردد.



شکل ۱-۸- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع (برای قاب خمشی بتنی)

همچنین با افزایش k نسبت لنگر واژگونی به برش پایه افزایش می‌یابد زیرا نقطه اثر برآیند نیروی جانبی بالاتر می‌رود، 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 داده شود. [۶]

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان بر حسب نیروی برشی پایه، ارتفاع و وزن طبقات عبارتست از:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^k} V \qquad (۸-۱)$$

که در آن F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه i ، W_i وزن طبقه i ، h_i ارتفاع طبقه i از تراز پایه است و مقدار k برابر است با:

$$1 \le k = 0.5T + 0.75 \le 2 \qquad (۹-۱)$$

برای زمان تناوب اصلی کوچکتر از ۰/۵ ثانیه ($T \leq 0.5$) مقدار k برابر یک و برای زمان تناوب اصلی بزرگتر از ۲/۵ ثانیه ($T \geq 2.5$) مقدار k برابر ۲ انتخاب می‌شود. [۵]

۱-۴-۲-۱-۴- توزیع نیروی جانبی در پلان

نیروی جانبی هر طبقه که با استفاده از رابطه (۱-۸) برآورد می‌گردد باید بر حسب توزیع وزن در آن طبقه و با در نظر گرفتن اثر پیچش اتفاقی توزیع گردد. [۵]

۱-۴-۲-۱-۵- دیافراگم‌های کف

دیافراگم‌های کف برای مقابله با اثرات زیر طراحی می‌گردد:

۱- نیروهای اینرسی ایجاد شده در تراز مورد نظر، F_{pi} ، از رابطه (۱-۱۰) و

۲- نیروهای افقی در نتیجه جابجایی و یا تغییرات سختی در اعضای قائم برابر با نیروهای الاستیک مطابق رابطه (۱-۸) و بدون کاهش در نظر گرفته می‌شود، مگر اینکه نیروهای کوچکتری توسط روشهای منطقی قابل توجیه باشد.

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=i}^{n} F_j}{\sum_{j=i}^{n} W_j} W_i \qquad (۱-۱۰)$$

که در آن F_{pi} ، کل نیروهای اینرسی دیافراگم در تراز i ، F_i نیروی جانبی اعمال شده در تراز کف i، بدست آمده از رابطه (۱-۸) و W_i نیز وزن دیافراگم برای طبقه مورد نظر می‌باشد. [۷]

۱-۴-۲-۲- 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 می‌شود. محدودیت‌های استفاده از این روش در بخش ۱-۳-۲-۱ آمده است. از آنجا که در این روش مشخصات دینامیکی سازه در تحلیل وارد

می‌گردد، نتایج حاصل دقیق‌تر از روش تحلیل استاتیکی خطی است اما به هر حال رفتار غیر خطی مصالح و مدل منظور نمی‌شود. [۶]

فرضیات خاص این روش در محدوده رفتار خطی عبارتند از:

۱- رفتار سازه را می‌توان به صورت ترکیب خطی از حالتهای مودهای ارتعاشی مختلف سازه که مستقل از یکدیگرند، محاسبه نمود

۲- زمان تناوب ارتعاشات سازه در هر مود در طول زلزله ثابت است [۵]

تحلیل دینامیکی خطی به دو روش طیفی و روش تاریخچه زمانی می‌تواند انجام شود. در روش طیفی، طیف مورد استفاده باید طیف ارتجاعی خطی بدون اصلاح برای تغییر شکلهای غیر خطی باشد.

نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی خطی برای سازه‌های که در طول زلزله رفتار آنها خطی باقی می‌ماند، نزدیک به واقعیت است اما مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی، چنانچه رفتار سازه از محدوده خطی خارج شده و غیر خطی شود، نیروهای داخلی حاصل از این روش تحلیل بزرگتر از مقادیریست که در زلزله طرح پیش بینی می‌شود. به همین جهت هنگام کنترل اعضای سازه توسط معیارهای پذیرش به این نکته در روابط توجه شده است. در مقابل، تغییر شکلهای حاصل از تحلیل به این روش دارای دقت قابل قبول بوده و مستقیماً قابل استفاده برای ارزیابی می‌باشند.[۶]

۱-۴-۲-۲-۱- ملاحظات خاص تحلیلی

تحلیل دینامیکی خطی به دو روش طیفی و تاریخچه زمانی انجام می‌شود. برخلاف آئین نامه طرح ساختمانهای جدید، در این دستورالعمل نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی خطی برابر مساوی قرار دادن برش پایه با برش پایه روش تحلیل استاتیکی خطی اصلاح نمی‌گردند. به همین جهت معمولاً برش پایه در روش تحلیل دینامیکی خطی به دلیل مشارکت مودهای بالاتر، کوچکتر از روش استاتیکی خطی بدست می‌آید. [۶]

روش دینامیکی خطی باید با معیارهای این بخش مطابقت داشته باشد. این تحلیل لازم است بر اساس مشخصه‌های مناسب حرکت زمین انجام گیرد. تحلیل دینامیکی خطی، خود شامل دو روش طیفی و تاریخچه زمانی می‌باشد.

الف- روش تحلیلی طیفی

تعداد مودهای ارتعاشی در تحلیل طیفی باید چنان انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم مؤثر در هر امتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب شده حداقل ۹۰ درصد باشد. بعلاوه در هر امتداد حداقل سه مود اول نوسان و حداقل تمام مودهایی که دارای زمان تناوب بیش از ۰/۴ ثانیه هستند، در نظر گرفته شوند.

نیروی حداکثر اعضا، تغییر مکانها، برش طبقات و عکس العمل‌ها برای هر مود پاسخ باید با استفاده از روش‌های شناخته شده ترکیب شود تا پاسخ کل سازه پیش‌بینی گردد.

اثر تحریک قائم بر روی طره‌های افقی باید مورد توجه قرار گیرد. حرکات قائم زلزله ممکن است با ۶۷ درصد مقادیر طیف پاسخ افقی مشخص گردد، مگر اینکه یک طیف پاسخ دیگر با استفاده از مطالعات ویژه ساختگاه ساخته شود. [۷]

ب- روش تاریخچه زمانی

در روش تاریخچه زمانی، پاسخ سازه با استفاده از روابط دینامیکی در گام‌های زمانی کوتاه محاسبه می‌شود. در این روش پاسخ مدل سازه تحت تحریک شتاب زمین بر اساس حداقل سه شتابنگاشت محاسبه می‌شود. چنانچه کمتر از هفت شتابنگاشت برای تحلیل انتخاب شود، باید بیشینه اثر آنها برای کنترل تغییر شکلها و نیروهای داخلی منظور شود. چنانچه از هفت شتابنگاشت یا بیشتر انتخاب شود، می‌توان مقدار متوسط اثر آنها را برای کنترل تغییر شکلها و نیروهای داخلی در نظر گرفت. [۷]

۱-۴-۲-۲-۲- تعیین تلاشها و تغییر شکلها

تمام تلاشها و تغییر شکلهای محاسبه شده با استفاده از هر کدام از روشهای دینـامیکی خطـی، تحلیل طیفی یا تاریخچه زمانی، باید در ضرایب اصلاح C_1، C_2 و C_3 تعریف شده در بخش ۱-۴-۲-۱، ضرب شوند. اما برای دیافراگم‌های کف نیازی به افزایش تلاشها توسط ضرایب اصلاح نمی‌باشد.

دیافراگم‌ها باید برای نیرویی برابر حاصل جمع نیروی اینرسی و نیروهای ناشی از جابجایی و یـا تغییرات سختی سیستم باربر جانبی در بالا و پایین دیافراگم، طراحی شوند. چنانچـه دیـافراگم‌هـا در مدل سازه وارد شده باشند، نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی مستقیما در تحلیل دینامیکی برآورد می‌شود. در غیر اینصورت لازم است نیروهای مذکور با استفاده از یک تحلیـل مدل مناسب برای دیافراگم تعیین شوند. نیروی اینرسی وارد بر دیافراگم حاصل از تحلیل دینـامیکی، نباید کمتر از ۸۵ درصد نیروی اینرسی بر اساس روش تحلیل استاتیکی مطـابق رابطـه (۱-۶) منظـور شود. [۷]

۱-۴-۲-۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی

در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، بارجانبی به تدریج افزایش داده می‌شود تا آنجا که تغییـر مکان در نقطه معینی از حد مورد نظر فراتر رود. تغییر شکلها و نیروهای داخلی در هنگام افزایش بـار جانبی بطور مداوم تحت نظر قرار می‌گیرد. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است با ایـن تفاوت که :

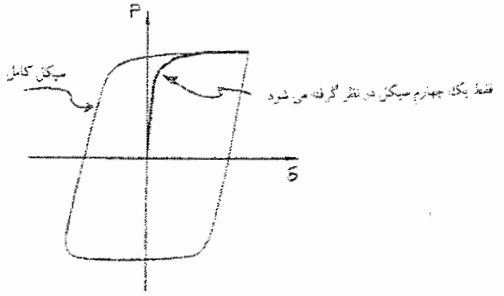
۱- رفتار غیر خطی تک تک اعضا و اجزاء سازه در تحلیل وارد می‌گردد

۲- اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، بر حسب تغییر شکل برآورد می‌گردد

در تحلیل استاتیکی غیر خطی باید مدل رفتار غیر خطی به صورت چنـد خطـی یـا در حالـت ساده شده به صورت دو خطی برای هر یک از اجزاء سازه تعریف شود. در طول تحلیل، هنگام افـزایش تدریجی بار جانبی تغییر شکلها و نیروهای داخلی تمام اجزاء محاسبه شده و با ظرفیـت آنهـا (مطـابق

فصلهای ۴،۵ یا ۶ دستورالعمل بهسازی) مقایسه می‌شود. هرچند ایـن روش بـه مراتـب پیچیـده‌تـر و وقت‌گیرتر از تحلیل استاتیکی خطی است، اما نتایج حاصل از آن رفتار واقعی سازه را بهتر نشان داده و اطلاعات مفیدتری جهت طراحی ارائه می‌دهد. برخلاف روشهای تحلیل خطی، نیروهای داخلی حاصل از این روش به دلیل در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح، برابر مقادیر مورد انتظار تحت زلزله طـرح می‌باشد.

در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی از طیف طراحی نرم شده استفاده می‌شود. بنابراین نسبت به تغییرات زمان تناوب حساس نمی‌باشد. اما یکی از معایب این روش آن است کـه تغییـر رفتـار غیـر خطی اجزاء سازه به دلیل حرکات رفت و برگشتی مستقیما منظور نمی‌شود. زیـرا در ایـن روش فقـط یک چهارم دوره تناوب ارتعاش بررسی می‌گردد (شکل ۱-۹).



شکل ۱-۹

به این ترتیب محاسبه نیروها و برآورد تغییر شکلهای خمیری ممکن است با خطـا انجـام شـود خصوصاً زمانی که اثر مودهای بالاتر به دلیل افزایش تغییر شکلهای خمیـــری قابل توجه شود. در این شرایط توصیه می‌شود که از روش تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده شود. [۶]

۱-۴-۲-۳-۱- کلیات

تحلیل استاتیکی غیر خطی می‌تواند به دو روش کامل و ساده شده انجام شود:

۱- در روش کامل، اعضای اصلی و غیر اصلی در مدل وارد شده و رفتار غیر خطی آنها تا حد امکان نزدیک به واقعیت انتخاب می‌شود. همچنین اثرات کاهندگی به نحوی وارد محاسبات می‌گردد.

۲- در روش ساده شده، فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند. رفتار غیر خطی اعضای اصلی توسط مدل دو خطی شبیه‌سازی می‌شود و از اثرات کاهندگی صرف نظر می‌گردد. [۵]

هنگام استفاده از روش ساده شدهٔ تحلیل استاتیکی غیر خطی، لازم است تغییر شکلهای سازه به اعضای غیر اصلی که از مدل حذف شده‌اند، اعمال گردیده و کنترل شود. [۶]

روش استاتیکی غیر خطی شامل اعمال بار یا تغییر مکان جانبی به یک مدل ریاضی غیر خطی ساختمان است تا اینکه تغییر مکان نقطه کنترل مدل ریاضی از تغییر مکان هدف تجاوز کند. برای ساختمان‌هایی که حول یک صفحه عمود بر بار جانبی اعمالی، متقارن نباشند، بارهای جانبی باید در هر دو جهت مثبت و منفی اعمال شود و حداکثر نیروها و تغییر مکانها در طراحی مورد استفاده قرار گیرد. [۷]

۱-۴-۲-۳-۲- نقطه کنترل

در تحلیل استاتیکی غیر خطی نیاز به تعریف نقطه کنترل در ساختمان می‌باشد. نقطه کنترل را معمولا مرکز جرم بام در نظر می‌گیرند. مرکز جرم سقف خرپشته نباید به عنوان نقطه کنترل در نظر گرفته شود. معمولا تغییر مکان نقطه کنترل با تغییر مکان نقطه هدف مقایسه می‌شود (تغییر مکانی که اثرات زمین‌لرزه را مشخص می‌سازد). [۷]

توضیحات بیشتر در مورد نحوه تحلیل استاتیکی غیر خطی در فصل سوم ارائه شده است.

۱-۴-۲-۴- تحلیل دینامیکی غیر خطی

با روش دینامیکی غیر خطی نیروهای طراحی لرزه‌ای، توزیع آن در ارتفاع ساختمان و نیروهای داخلی سیستم و تغییر مکانهای متناظر آنها توسط یک تحلیل دینامیکی تاریخچهٔ زمانی غیر الاستیک تعیین میگردد.

اصول، روشهای مدل سازی و معیارهای پذیرش روش دینامیکی غیر خطی مشابه با آن روشها در تحلیل استاتیکی غیر خطی می باشد. عمده‌ترین تفاوت در محاسبات پاسخ می‌باشد که با استفاده از روش تاریخچه زمانی صورت می‌گیرد. در تحلیل دینامیکی غیر خطی تغییر مکان‌های طراحی با استفاده از تغییر مکان هدف به دست نمی‌آید بلکه مستقیماً توسط تحلیل دینامیکی تاریخچه حرکت زمین تعیین می‌گردد. پاسخ‌های حاصل می‌تواند بسیار حساس به مشخصه‌های حرکت زمین باشد. بنابراین توصیه می‌شود که تحلیل دینامیکی با بیش از یک شتابنگاشت انجام پذیرد. به علت اینکه مدلهای عددی به طور مستقیم اثرات پاسخ غیرالاستیک مصالح را در نظر می‌گیرند نیروهای داخلی محاسبه شده تقریب منطقی از نیروهای مورد انتظار در حین زلزله طراحی می‌باشد. [۷]

۱-۴-۲-۴-۱- فرضیات مدل‌سازی و تحلیل

در مدل‌سازی باید کلیه اعضای اصلی و غیراصلی آورده شود و رفتار غیرخطی آنها تا حد امکان نزدیک به واقعیت مدل گردد. در صورت وجود کاهندگی اثرات آن نیز در مدل رفتاری عضو منظور شود. تحلیل سازه لازم است در هر امتداد حداقل برای سه شتابنگاشت انجام شود. پاسخ سازه برای هر یک از شتابنگاشت‌ها محاسبه می‌شود. چنانچه کمتر از هفت شتابنگاشت برای تحلیل انتخاب شود باید بیشینه اثر آنها برای کنترل تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی در نظر گرفت. [۷]

۱-۴-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای مختلف پذیرش اعضای سازه برحسب روش تحلیل سازه و نوع رفتار هر عضو آن بصورت زیر دسته بندی می‌گردد؛

۱-۴-۳-۱- روش‌های خطی

۱) تلاش‌های طراحی

الف ـ تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل

تلاش‌های طراحی Q_{UD} ، تحت ترکیب آثار زیر محاسبه می‌شود:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \qquad (۱۱-۱)$$

که در این رابطه Q_G تلاش ناشی از بارهای ثقلی می باشد و Q_E تلاش ناشی از نیروهای زلزله که بر اساس بخش های ۱-۴-۲-۱ و ۱-۴-۲-۲ محاسبه می‌گردد. Q_{UD} ترکیب تلاش ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می‌باشد.

ب ـ تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو

تلاش‌های طراحی در اعضایی که رفتار آنها کنترل شونده توسط نیرو است، Q_{UF}، به یکی از دو روش زیر تعیین می گردد:

۱- حداکثر تلاشی که می‌تواند در یک عضو بر اساس تحلیل حالت حدی و یا در نظر گرفتن مقاومت مورد انتظار اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می‌کنند بدست می‌آید و یا حداکثر تلاشی است که با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سازه در عضو ایجاد می‌شود.

۲- تلاش حاصل از ترکیب تلاش‌های Q_G و Q_E مطابق رابطهٔ زیر:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \qquad (۱۲-۱)$$

در این رابطه J ضریب کاهش بار است و برابر کوچکترین مقدار DCR اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می‌کنند، اختیار می شود. به عنوان یک روش دیگر می‌توان مقدارJ را برابر ۲/۰ در مناطق زلزله خیز با خطر نسبی زیاد، ۱/۵ در مناطق با خطر نسبی متوسط و ۱/۰ در مناطق با خطر نسبی کم اختیار نمود. درصورتیکه اعضایی که بار را به عضو منتقل می‌کنند ارتجاعی خطی باقی بمانند، J برابر ۱/۰ انتخاب شده و همچنین برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه نیز J برابر ۱/۰ می‌باشد. [۵]

۲) معیارهای پذیرش

الف ـ تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل

تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل در اعضای اصلی و غیر اصلی باید رابطه زیر را ارضا نمایند:

$$m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \qquad (۱۳-۱)$$

که در این رابطه m ضریب اصلاح تقاضای عضو برای در نظر گرفتن شکل‌پذیری مورد انتظار تغییر شکل وابسته به این تلاش درسطح عملکرد انتخابی می‌باشد و Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاشهایی که همزمان بر عضو وارد می‌شود، می‌باشد. κ نیز ضریب آگاهی است.

ب ـ تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو

تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو در اعضای اصلی و غیر اصلی باید رابطهٔ زیر را ارضا نمایند:

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF} \qquad (۱۴-۱)$$

که در این رابطه Q_{CL} ، کرانه پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که همزمان بر عضو وارد می‌شود، می‌باشد. [۵]

۱-۴-۳-۲- روش‌های غیر خطی

۱) تلاش‌های طراحی

تلاش‌های طراحی (نیروها و لنگرها) و تغییر شکل‌ها باید حداکثر مقادیر تعیین شده از روش استاتیکی غیرخطی یا دینامیکی غیر خطی باشد. [۵]

۲) معیارهای پذیرش

الف) تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل

در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند نباید تغییر شکلهای حاصل از تحلیل غیر خطی بیش از ظرفیت آنها باشد. برای این منظور ظرفیت تغییر شکل اعضا باید با در نظر گرفتن کلیه تلاشهایی که همزمان بر عضو وارد می‌شود، بر اساس فصلهای ۵ و ۶ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای برآورد شود. در این حالت برش پایه نظیر تغییر مکان (V_t) نباید کمتر از ۸۰ درصد برش تسلیم مؤثر سازه (V_y) مطابق تعریف بخش ۳-۲-۲-۱-۱-۳ باشد. تلاش‌های اعضای اصلی و غیراصلی بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیر اصلی پذیرفته شوند. به عبارت دیگر معیار

پذیرش برای اعضای اصلی و غیر اصلی یکسان است. اما در صورتی که از روش ساده شده تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده شده باشد به دلیل ساده سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می‌باشد به همین جهت تلاشهای این اعضا بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای اصلی پذیرفته شوند، و برای اعضای غیر اصلی بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، تلاشها باید توسط معیار پذیرش اعضای غیر اصلی پذیرفته شوند. [۵]

ب ـ تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو

در اعضای اصلی و غیر اصلی کنترل شونده توسط نیرو، نیروهای طراحی باید کوچکتر از کرانه پایین مقاومت اعضا باشد. کرانه پایین مقاومت لازم است با در نظر گرفتن همه نیروها و تغییر شکل‌هایی باشد که همزمان بر عضو وارد می‌گردد. [۵]

فصل دوم :

معرفی سازه‌های مورد مطالعه و طراحی آنها

۲-۱- مقدمه

مطابق هدف ارائه شده در این تحقیق که ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی فلزی طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد، به این لحاظ در مرحله اول باید سازه‌های مورد نظر طراحی شوند تا در مراحل بعدی مورد ارزیابی واقع شوند.

در این فصل به معرفی سازه‌های مورد مطالعه و نحوه طراحی آنها بر اساس معیارها و ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، استاندارد ۵۱۹ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان پرداخته می‌شود. برای تحلیل و طراحی مدلها از نرم‌افزار Etabs (Ver. 8.2.7) استفاده شده است.

۲-۲- مشخصات کلی مدل‌ها

مدلهای مورد مطالعه به صورت ساختمان‌هایی از نوع اسکلت فولادی با اتصالات خمشی دارای ۴ و ۸ و ۱۲ طبقه می‌باشند. فرضیات طراحی که بین سه سازه مشترک می‌باشد به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

۱- ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و دارای پنج دهانه در امتداد X و چهار دهانه در امتداد Y ، هر کدام به طول ۴ متر می‌باشد.

۲- در طراحی، مدلها به صورت سه بعدی در نظر گرفته شده‌اند به نحوی که سقف آنها از نوع تیرچه بلوک و بصورت دیافراگم صلب می‌باشند.

۳- بار مرده و زنده طبقات بر اساس استاندارد ۵۱۹ محاسبه شده به نحوی که بار مرده در طبقات و بام ۷۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده در طبقات ۲۰۰ و در بام ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. بار دیوارهای محیطی برابر ۷۰۰ کیلوگرم بر متر در طبقات و ۲۶۰ کیلوگرم بر متر در بام در نظر گرفته شده است.

۴- وزن مؤثر هر طبقه در زلزله (۱۰۰ درصد بار مرده بعلاوه ۲۰ درصد بار زنده) با احتساب وزن مرده اعضاء در حدود ۳۰۴۰۹۴ کیلوگرم در طبقات و ۲۶۳۵۷۵ کیلوگرم در بام محاسبه شده است.

۵- ساختمانها در تمام مدلها بر حسب اهمیت در گروه ساختمانهای با اهمیت متوسط قرار داده شده‌اند، بنابراین ضریب اهمیت I=1 در نظر گرفته شده است.

۶- خاک ساختگاه از زمین نوع II انتخاب شده است.

۷- شتاب مبنای طرح در منطقهٔ با خطر نسبی خیلی زیاد برابر A=0.35 در نظر گرفته شده است.

۸- اثر پیچش اتفاقی طبق استاندارد ۲۸۰۰ به صورت ۵ درصد بعد ساختمان در امتداد عمود بر نیروی جانبی برای هر دو جهت در نظر گرفته شده است.

۹- مدلها به نحوی طرح شده‌اند که در ارتفاع و در پلان منظم محسوب می‌شوند.

۱۰- به علت منظم بودن، ساختمان در برابر نیروهای جانبی در هر امتداد به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر محاسبه می‌شود.

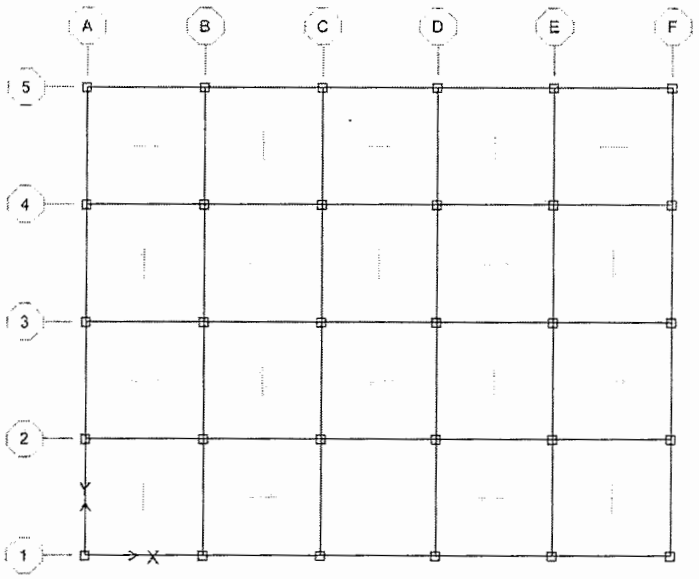
۱۱- در طراحی مدلها اثر P-Δ توسط نرم‌افزار در نظر گرفته شده است. در این نرم‌افزار اثر P-Δ به روش اصلاح ماتریس سختی در نظر گرفته می‌شود.

۱۲- اتصال ستون به پی به صورت گیردار فرض شده است.

۱۳- مقاطع تمام ستونها از نوع قوطی و تیرها از نوع نیمرخ نیم پهن (IPE) انتخاب شده‌اند.

۲-۳- طراحی مدلها

این مدلها از نوع قاب خمشی فولادی معمولی انتخاب شده‌اند. پلان مدلها و همچنین نحوهٔ بارگذاری قائم در شکل ۲-۱ ارائه شده است.



شکل ۲-۱ پلان مدلها و نحوه قرارگیری بارهای قائم

به عنوان مثال ابتدا نحوه طراحی مدل هشت طبقه و سپس نتایج دیگر مدلها ارائه می‌گردد.

۲-۳-۱- طراحی مدل هشت طبقه

- تعیین برش پایه :

A=0.35 I=1 $T_0 = 0.5$

$$T = 0.08H^{3/4} = 0.08\times(25.6)^{3/4} = 0.91 \quad , \quad T_{M1} = 1.661$$

$$\Rightarrow \quad T = 1.25\times 0.91 = 1.138 < 1.661 \quad \text{Sec.}$$

$$B = 2.5(\frac{T_0}{T})^{2/3} = 2.5(\frac{0.5}{1.138})^{2/3} = 1.445$$

سیستم قاب خمشی فولادی معمولی $\rightarrow$ $R = 6$

$$\frac{B}{R} = \frac{1.445}{6} = 0.24 > 0.09 \qquad C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35\times 1.445\times 1}{6} = 0.084$$

$$V = C \cdot W = 0.084 \times (7 \times 304094 + 263575) = 201684 \quad kgf$$

$$T = 1.138 > 0.7 \quad \rightarrow \quad F_t = 0.07TV = 0.07 \times 1.138 \times 201684 = 16066 \quad kgf$$

- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع :

طبق رابطه $F_i = (V - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum W_j h_j}$ ، نیروی برشی پایه در ارتفاع توزیع شده که نتایج بصورت جدول ۲-۱ می‌باشند.

جدول ۲-۱ توزیع نیروی جانبی در ارتفاع مدل هشت طبقه

طبقه	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
نیرو (تن تیرو)	5.3	10.6	15.9	21.3	26.6	31.9	37.2	58.6

با ترکیب بارهای قائم و جانبی محاسبه شده، مدل مورد نظر طراحی می‌گردد. در طراحی آن ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ به شرح زیر رعایت شده است.

- کنترل تغییر مکان نسبی طبقات:

طبق این ضابطه، تغییر مکان هر طبقه در اثر زلزله نباید از $\frac{0.03}{R}$ برابر ارتفاع آن طبقه تجاوز نماید. با فرض R=6 و $h = 3.2^{m}$ ، مقدار تغییر مکان نسبی مجاز برابر 1.6^{cm} می‌گردد. برای کلیه مدلها در بیشتر طبقات این ضابطه ارضا نمی‌گردد. بنابراین در این سیستم‌ها عامل کنترل طراحی، کنترل ضابطه فوق می‌باشد. به این منظور سعی شده که بحث تیر ضعیف – ستون قوی مطابق توصیه‌های طراحی در استاندارد ۲۸۰۰ رعایت گردد. نتایج به دست آمده برای تغییر مکان نسبی طبقات مدل هشت طبقه پس از طراحی کامل، مطابق جدول ۲-۲ می‌باشد.

جدول ۲-۲ تغییر مکان نسبی طبقات مدل هشت طبقه

طبقه	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
δ_X (cm)	1.02	1.40	1.47	1.45	1.40	1.52	1.47	1.18
δ_Y (cm)	1.08	1.50	1.57	1.56	1.50	1.61	1.57	1.27

- کنترل مقاومت ستون‌ها :

طبق ضابطه ۵-۱ استاندارد ۲۸۰۰ ، ستونهای قاب باید دارای مقاومت کافی برای تحمل نیروهای محوری ناشی از ترکیبات باربری (الف) و (ب) زیر باشند:

الف: فشار محوری

$$P_{DL} + 0.8P_{LL} + (0.4R)P_{EL} \le P_{SC} = 1.7F_a \cdot A \qquad (۱-۲)$$

الف: کشش محوری

$$0.85P_{DL} + (0.4R)P_{EL} \le P_{ST} = F_y \cdot A \qquad (۲-۲)$$

این ضوابط در ستونها ارضا شده و نیاز به افزایش مقاطع نمی‌باشد.

- کنترل اتصال تیر به ستون:

قبل از طراحی اتصال تیر به ستون و کنترل آن با ضابطه ۲۸۰۰ ، لازم است به این نکته اشاره گردد که هدف از ارائه این قسمت، تنها تعیین ظرفیت اتصال تیر به ستون برای استفاده در ارزیابی عملکرد این نوع از اتصالات می‌باشد.

ابتدا بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان اتصالات تیر به ستون طراحی شده و سپس ضابطه استاندارد ۲۸۰۰ مربوط به اتصال تیر به ستون برای قاب خمشی معمولی کنترل شده است.

به عنوان نمونه نحوه طراحی اتصال تیر IPE20 بر اساس حداکثر ظرفیت، ارائه می‌شود:

$$M = 0.6 \times F_y \times S = 0.6 \times 2400 \times 194 \times 10^{-5} = 2.79 \quad t \cdot m$$

$$P = \frac{M}{d} = \frac{2.79 \times 10^2}{20} = 13.97 \quad ton$$

طراحی صفحه اتصال:

$$\frac{P}{A} < 0.6F_y \rightarrow A > 9.7 \quad cm^2 \quad \rightarrow \quad b = 7 \quad cm \quad , \quad t = 1.5 \quad cm \quad \rightarrow \quad PL70^{mm} \times 15^{mm}$$

طراحی اتصال صفحه به بال تیر:

$$R_w = 0.3 \times 4200 \times 0.75 \times 0.707 \times b_w = 668 b_w$$

$$t_p = 15^{mm} \quad , \quad t_f = 8.5^{mm} \quad \rightarrow \quad b_w = 6^{mm} \quad \rightarrow \quad R_w = 0.6 \times 668 = 400.8 \quad kg/cm$$

$$P = 13.97 \quad tf \quad \rightarrow \quad 2L + 7 = \frac{13.97 \times 10^2}{400.8} \quad \rightarrow \quad L \geq 13.93 \quad \rightarrow \quad L = 15 \quad cm$$

طراحی اتصال صفحه به بال ستون:

$$t_e = t_p = 15^{mm} \quad , \quad P = \frac{2.79 \times 10^2}{20 + 1.5} = 12.98 \quad tf \quad \rightarrow A_w = \frac{12.98 \times 10^3}{0.6 \times 2400 \times 0.75} = 12.02 \quad cm^2$$

$$\rightarrow \quad L_w > 8.01^{cm} \quad \rightarrow \quad L_w = 12^{cm}$$

کنترل ظوابط ۲۸۰۰ :

طبق استاندارد ۲۸۰۰ باید اتصال تیر به ستون قادر به تأمین مقاومتی برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد:

۱) مقاومت خمشی تیر

۲) لنگر متناظر با مقاومت برشی چشمه اتصال

مقاومت چشمه اتصال از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V = 0.55F_y d_c t\left[1+\frac{3b_c t_{cf}^{\ 2}}{d_b d_c t}\right] \qquad (۳-۲)$$

که در آن t = ضخامت جان ستون، d_b = ارتفاع مقطع تیر، d_c = ارتفاع مقطع ستون، b_c = عرض بال ستون، t_{cf} = ضخامت بال ستون می‌باشند.

مقاومت خمشی تیر برابر است با :

$$M_p = F_y Z_p = 2400\times 221\times 10^{-5} = 5.3 \quad tf\cdot m \quad \rightarrow \quad P = \frac{M}{d+t_p} = \frac{5.3\times 10^2}{20+1.5} = 24.65 \quad tf$$

کنترل ورق اتصال:

$$\frac{P}{A} = \frac{24.65\times 10^3}{7\times 1.5} = 2347 < 2400 \qquad \surd$$

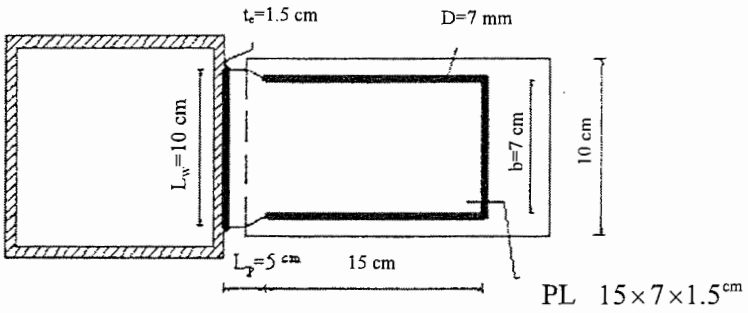
کنترل جوش صفحه به بال تیر:

$$P = \frac{M}{d} = \frac{5.3\times 10^2}{20} = 26.5 \quad tf\cdot m \quad \rightarrow \quad \frac{P}{2L+b} = \frac{26.5\times 10^3}{2\times 15+7} = 716 < 795 \qquad \surd$$

کنترل اتصال صفحه به بال ستون:

$$P = 24.65 \quad tf\cdot m \quad \rightarrow \quad \sigma = \frac{24.65\times 10^3}{15\times 1.5} = 1096 < 2400 \qquad \surd$$

نتایج طراحی به صورت شکل ۲-۲ می‌باشد.



شکل ۲-۲- نمونه طراحی اتصال تیر به ستون

۲-۳-۲- نتایج نهایی طراحی

سایر مدلهای ۴ و ۱۲ طبقه همانند مدل ۸ طبقه طراحی شده و ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در آنها کنترل گردید. در این مدلها همانند مدل ۸ طبقه، ضابطه کنترل تغییر مکان نسبی در بیشتر طبقات ارضا نمی‌گردد، بنابراین برای ارضای این بند از آیین‌نامه ۲۸۰۰، مقاطع تیر و ستون تا حد لازم افزایش داده شدند. نتایج نهایی طراحی برای کلیه مدلها در جدول ۲-۳ ارائه شده است.

جدول ۲-۳- مشخصات مقاطع تیر و ستون مدلها

مدل	طبقه	ستونها از نوع قوطی (BOX)	تیرها از نوع IPE
چهار طبقه	۱	250 × 250 × 15	330
	۲	250 × 250 × 15	330
	۳	200 × 200 × 20	300
	۴	200 × 200 × 15	200
هشت طبقه	۱	250 × 250 × 20	400
	۲	250 × 250 × 20	400
	۳	250 × 250 × 20	360
	۴	250 × 250 × 20	360
	۵	250 × 250 × 15	360
	۶	200 × 200 × 20	330
	۷	200 × 200 × 15	270
	۸	200 × 200 × 15	200
دوازده طبقه	۱	300 × 300 × 20	400
	۲	300 × 300 × 20	400
	۳	300 × 300 × 20	400
	۴	300 × 300 × 20	400
	۵	300 × 300 × 20	360
	۶	300 × 300 × 20	360
	۷	300 × 300 × 20	360
	۸	250 × 250 × 25	330
	۹	250 × 250 × 20	330
	۱۰	250 × 250 × 15	300
	۱۱	200 × 200 × 15	270
	۱۲	200 × 200 × 15	200

۲-۳-۳- مشخصات اتصالات

مشخصات بدست آمده از طراحی اتصالات تیر به ستون در جدول ۲-۴ ارائه شده است.

جدول ۲-۴- مشخصات اتصالات تیر به ستون

	صفحه اتصال		جوش صفحه به بال تیر		جوش صفحه به بال ستون
	b (cm)	t (cm)	L (cm)	D(mm)	L_w (cm)
IPE200	7	1.5	15	7	10
IPE270	10	1.8	20	8	15
IPE300	13	1.8	25	8	15
IPE330	13	1.8	26	8	20
IPE360	15	2	26	10	20
IPE400	16	2.2	30	10	20

فصل سوم :

نحوه ارزیابی طراحی

۳-۱- مقدمه

مطابق آنچه که در فصل یک بیان شد به طور کلی می‌توان فرآیند ارزیابی در مهندسی زلزله بر اساس عملکرد را به دو مرحله تقسیم نمود. مرحله اول شامل اهداف عملکردی مورد نظر می‌باشد که ترکیبی از از سطوح عملکرد سازه و سطوح خطر زمین لرزه است. در مرحله دوم نحوه ارزیابی مشخص می‌گردد که در این مرحله می‌توان از موضوعاتی همچون ظرفیت سازه، نیاز لرزه‌ای و معیارهای پذیرش و نحوه تعیین آنها نام برد.

در قسمت اول این تحقیق، هدف اصلی مشخص نمودن سطح عملکردی است که سازه‌های خاصی (طراحی شده بوسیله آیین‌نامه ۲۸۰۰) تحت سطوح مختلف خطر زلزله از خود نشان می‌دهند. بنابراین نیاز به تعیین اهداف عملکردی نمی‌باشد. پس از مشخص نمودن سطح عملکرد این سازه‌ها، به منظور مقایسه‌ای دیگر بین طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد با ۲۸۰۰، یک سازه ۱۲ طبقه از ابتدا بر اساس عملکرد طراحی می‌شود و سپس از لحاظ وزن اسکلت سازه با سازهٔ طراحی شده با ۲۸۰۰ مقایسه می‌شود.

در این فصل نحوه ارزیابی عملکرد مدلها بر اساس دستورالعمل بهسازی ایران و تفسیر آن مورد بررسی قرار خواهد گرفت. قبل از آن لازم است سطوح عملکردی و سطوح خطر زلزله تعیین گردد.

به طور کلی سطوح عملکرد ساختمان بر مبنای عملکرد اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای و ترکیب آنها تعریف می‌گردد. به علت آنکه در مدلسازی کلیه مدلها تنها اجزای سازه‌ای مد نظر بوده بنابراین سطوح عملکرد ساختمان برابر سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای می‌گردد که به شرح زیر انتخاب شده‌اند.

۱- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (I.O.) [1]

سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله، مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکند و استفاده بی‌وقفه از آن ممکن باشد. [۵]

1- Immediate Occupancy

۲- سطح عملکرد ایمنی جانی (L.S.) [1]

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله، خرابی در سازه ایجاد شود اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای نباشد که منجر به خسارت جانی گردد. [۵]

۳- سطح عملکرد آستانه فروریزش (C.P.) [2]

سطح عملکرد آستانه فروریزش به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله، خرابی گسترده در سازه ایجاد گردد اما ساختمان فرونریزد و تلفات جانی به حداقل برسد. سطوح خطر زمین لرزه به طور جداگانه در فصل چهارم تعیین شده است. [۵]

۳-۲- روشهای تحلیل

در روش مهندسی زلزله بر اساس عملکرد برای تعیین عملکرد و ارزیابی سازه و اجزای آن نیازمند تعیین ظرفیت و نیاز لرزه‌ای سازه می‌باشد. دستیابی به این هدف ما را نیازمند استفاده از روشهای تحلیلی می‌کند که بتوانند رفتار سازه و اجزای آن و همچنین حرکات ناشی از زمین لرزه را به خوبی مدل کند. روشهای تحلیل که بر اساس دستورالعملهای بهسازی پیشنهاد شده، به طور کلی به دو دسته خطی و غیر خطی که هر کدام به صورت استاتیکی و دینامیکی انجام می‌گیرند، تقسیم می‌شوند. [۵]

۳-۲-۱- روشهای تحلیل خطی (LAP) [3]

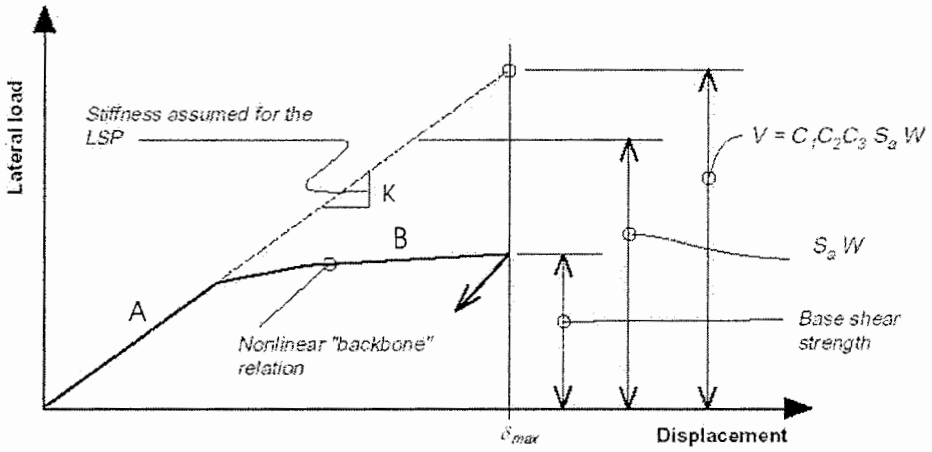
دقت این روشها به میزان بی‌نظمی در ساختمان و همچنین به میزان غیرخطی بودن رفتار اجزاء آن وابسته است. به عنوان معیاری که این موارد را در نظر بگیرد، می‌توان از نسبت نیرو به

1- Life Safety
2- Collapse Prevention
3- Linear Analysis Procedures

ظرفیت اعضاء (DCR) [1] استفاده نمود. برای نسبت DCR کوچکتر از ۱ نتایج این روش به واقعیت نزدیک است اما برای DCR بزرگتر از ۱ و با افزایش آن، دقت این روش کاهش می‌یابد.

در دستورالعمل بهسازی، طراحی بر مبنای تغییر شکلها می‌باشد زیرا خرابی در سازه معمولاً متناظر با تغییر شکلها خود متناسب با نیروها می‌باشد، اما پس از تسلیم مصالح یا ایجاد ترک‌ها به ازای افزایش نیروی کوچک، تغییر شکلهای زیادی ایجاد می‌گردد. لذا تغییر شکلها در محدوده غیر خطی وضعیت سازه را بهتر از نیروها بیان می‌کنند. به همین جهت در این دستورالعمل در روشهای تحلیل خطی نیروهای جانبی ناشی از زلزله چنان برآورد می‌شوند که اگر بر مدل سازه وارد شوند تغییر شکلهای حاصل از تحلیل مدل تا حد امکان نزدیک به تغییر شکلهای واقعی ساختمان باشد. به عنوان مثال در روش تحلیل استاتیکی خطی (LSP) [2] ، کل نیروی جانبی ناشی از زلزله به صورت ضریبی از جرم ساختمان محاسبه می‌شود. این ضریب، همان شتاب طیفی ارتجاعی (S_a) [3] است. اگر نیروی جانبی بدست آمده از این طریق به سازه اعمال شود و رفتار سازه خطی فرض شود، تغییر شکلهای حاصل، با آنچه که در زلزله طرح انتظار می‌رود برابر خواهد بود. اما در سازه‌های شکلپذیر رفتار سازه هنگام زلزله از محدوده ارتجاعی خطی خارج می‌شود. به همین دلیل در این روش برای برآورد دقیق‌تر تغییر شکلها، نیروی جانبی با اعمال ضرایب C افزایش داده می‌شود، بگونه‌ای که اگر مقادیر نیروی حاصل از این روش به مدل با رفتار خطی اعمال گردد تغییر شکلهای سازه با رفتار غیر خطی برآورد شود. در صورتی که رفتار سازه تحت چنین بارگذاری همچنان خطی یا نزدیک به خطی باقی بماند(DCR<1)، نیروها و تغییر شکلهای حاصل از تحلیل نزدیک به واقعیت خواهد بود اما چنانچه رفتار مصالح غیر خطی باشد(DCR>1)، آنگاه نیروها بیش از مقادیر واقعی برآورد می‌گردند. برای روشن شدن مطالب فوق و مقایسه با روش غیر خطی که همواره به عنوان یک روش دقیق‌تر می‌باشد، از شکل ۳-۱ استفاده می‌گردد. در این شکل، خط منحنی، رفتار واقعی (غیر خطی) مصالح و خط مستقیم رفتار خطی مصالح را نشان می‌دهد.

1- Demand-Capacity Ratio
2- Linear Static Procedure
3- Spectrum Acceletation



شکل ۳-۱- اساس روش تحلیل استاتیکی خطی و مقایسه آن با روش استاتیکی غیر خطی

در محدوده مشخص شده با حرفA اختلافی بین روش خطی و غیر خطی وجود ندارد اما در محدودهB ، برای آنکه تغیر شکلهای حاصل از تحلیل خطی مشابه تغییر شکلهای تحلیل غیر خطی بدست آیند لازم است نیروی جانبی افزایش داده شود. به این ترتیب تغییر شکلها با دقت مطلوب محاسبه می‌گردند اما نیروهای داخلی اعضا با مقادیر واقعی خود با افزایش DCR اختلاف زیادی پیدا می‌کنند. در نتیجه دقت این روش کاهش می‌یابد. بنابراین استفاده از روشهای خطی با توجه به نکات فوق، در ارزیابی عملکرد مدلها به ویژه برای سطوح مختلف زلزله، دارای نتایج با دقت پایین نسبت به روشهای غیر خطی می‌باشد. بنابراین از روشهای غیر خطی به عنوان روش مبنا برای تحلیل مدلها استفاده می‌شود. [۶]

۳-۲-۲- روشهای غیر خطی

این روش خود به دو روش استاتیکی و دینامیکی انجام می‌شود که دقت آن وابسته به پارامترهای زیادی با توجه به نوع تحلیل می‌باشد. در این قسمت به توضیح روش استاتیکی غیر خطی که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است، می‌پردازیم.

۳-۲-۲-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی (NSP) [1]

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج و به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییر مکان در یک نقطه خاص تحت اثر بار جانبی به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف)[2] برسد یا سازه فرو بریزد.

برای ارزیابی عملکرد سازه و اجزای آن، تغییر شکلها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل در تغییر مکان هدف تعیین شده و با معیارهای پذیرش مورد بررسی قرار می‌گیرد. [۵]

۳-۲-۲-۱-۱- پارامترهای مؤثر در نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی

۳-۲-۲-۱-۱-۱- الگوی بارگذاری

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالتهای بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضاء ایجاد کند. به همین جهت باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر، بر روی سازه اعمال شود. الگوهایی که انتخاب شده‌اند به شرح زیر هستند:

۱- توزیع نوع اول:

الف- برای زمان تناوب کمتر از یک ثانیه:

توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی

ب- برای زمان تناوب بیشتر از یک ثانیه:

الگوی بار طیفی[3] یا توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی. این الگو برای در نظر گرفتن اثر مدهای بالاتر برای سیستم‌هایی که اثر مدهای ارتعاشی بالاتر در آنها قابل توجه می‌باشد، انتخاب شده است.

1- Nonlinear Static Procedure
2- Target Displacement
3- Spectrum Load Pattern

۲- الگوی بار یکنواخت[1] یا توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود. این توزیع برای بررسی حالتهای بحرانی در طبقات پایین در نظر گرفته می‌شود. [۵]

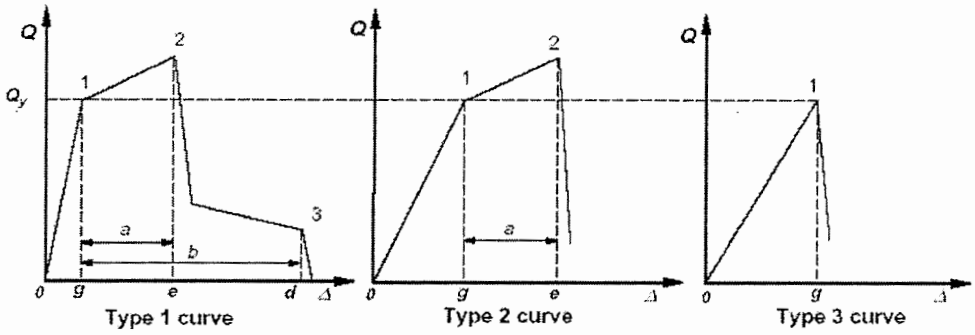
۳-۲-۲-۱-۱-۲- رفتار اجزاء سازه

المانها را می‌توان به دو گروه کنترل شونده توسط نیرو[2] و کنترل شونده توسط تغییر شکل[3] تقسیم کرد. کنترل شونده بودن توسط تغییر شکل و یا نیرو برای رفتار اجزاء سازه وابسته به میزان شکلپذیری عضو می‌باشد. المان کنترل شونده توسط تغییر شکل به المانی گفته می‌شود که دارای تغییر شکلی است که تجاوز از حد تسلیم مجاز می‌باشد، یعنی، تغییر شکل ماکزیمم المان با شلکپذیریش محدود شده است. المان کنترل شده نیرو به المانی گفته می‌شود که دارای تغییر شکلی است که تجاوز از حد تسلیم مجاز نمی‌باشد. المانهای با شکلپذیری محدود بایستی به عنوان المانهای کنترل شونده توسط نیرو مطرح شوند.

رفتار اجزای سازه با توجه به تلاش داخلی آنها و منحنی نیرو - تغییر شکل حاصله به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل و کنترل شونده توسط نیرو می‌باشد. شکل (۳-۲) منحنی‌های نیرو تغییر شکل ایده آل را برای انواع مختلف تلاش‌ها نشان می‌دهد.

منحنی نوع ۱، بیانگر رفتار شکل پذیر می‌باشد. این رفتار شامل یک محدوده الاستیک (نقطه 0 تا 2 بر روی منحنی)، یک محدوده پلاستیک (نقطه 1 تا 2) را که ممکن است شامل سخت شدگی کرنشی یا نرم شونده باشد و یک محدوده زایل شدن مقاومت می‌شود. معیارهای پذیرش برای اعضای اصلی که این چنین رفتاری را نشان می‌دهند، بطور کلی با توجه به سطح عملکرد در محدوده‌های الاستیک یا پلاستیک قرار می‌گیرند. معیارهای پذیرش برای اجزای ثانویه می‌توانند در هر محدوده‌ای از منحنی رفتاری جای گیرد. تلاش‌های اعضای اصلی که دارای چنین رفتاری باشند در صورتی که

1- Uniform Load Pattern
2- Forced Controlled
3- Deformation Controlled



شکل ۳-۲ : منحنی‌های نیرو – تغییر شکل اجزاء

محدوده پلاستیک به قدر کفایت بزرگ باشد (e>2g) کنترل شونده توسط تغییر شکل و در غیر این صورت کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند. تلاشهای اعضای غیر اصلی که دارای چنین رفتاری باشند برای هر نسبت از e/g کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می‌شوند.

منحنی نوع ۲، بیانگر رفتار نیمه شکل پذیر می‌باشد. این رفتار با یک محدوده الاستیک و یک محدوده پلاستیک و بدنبال آن زایل شدن سریع مقاومت، مشخص می‌شود. اگر محدوده پلاستیک به قدر کفایت بزرگ باشد (e>2g) ، رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل و در غیر اینصورت کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود.

معیارهای پذیرش برای اعضای اصلی و غیر اصلی که چنین رفتاری را نشان دهند با توجه به سطح عملکرد در محدوده های الاستیک یا پلاستیک جای می‌گیرد.

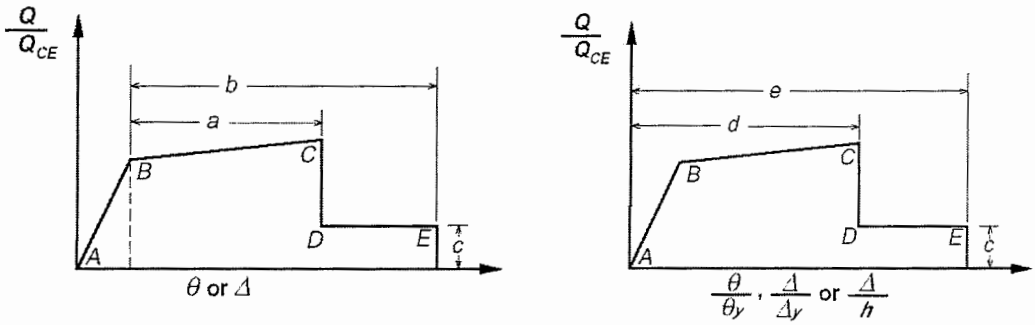
منحنی نوع ۳، بیانگر رفتار ترد یا غیر شکل پذیر می‌باشد. این رفتار با یک محدوده الاستیک و به دنبال آن زایل شدن سریع مقاومت مشخص می‌شود. تلاش‌های اعضا در نتیجه این رفتار همواره کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌گردد. معیارهای پذیرش برای اعضای اصلی و غیر اصلی همواره در محدوده الاستیک جای می‌گیرد.

میزان شکلپذیری عضو وابسته به عوامل متعددی می‌باشد که می‌توان تلاش جزء را یکی از این عوامل نام برد که در دسته‌بندی رفتار اجزای مختلف یک سازه به دو حالت کنترل شونده توسط تغییر شکل و کنترل شونده توسط نیرو مؤثر می‌باشد. در زیر به بررسی تلاش کنترل شونده توسط تغییر

شکل و نیرو، مربوط به اجزایی که متناسب با سیستم سازه‌ای معرفی شده می‌باشند، پرداخته و منحنی رفتاری متناسب با آنها تعریف می‌گردد. [۵]

I - تلاشهای کنترل شونده توسط تغییر شکل

منحنی رفتاری که برای اعضای سازه با فرض تلاش کنترل شونده توسط تغییر شکل برای مدلسازی و تحلیل مورد استفاده قرار می‌گیرد به صورت شکل ۳-۳ می‌باشد. در این شکل محور قائم، نسبت نیرو به مقاومت تلاش در عضو و محور افقی نسبت تغییر شکل به تغییر شکل حد تسلیم (شکل الف) و یا تغییر شکل (شکل ب) می‌باشد. در تمام حالات شیب قسمت BC (اثر سخت شدگی کرنشی) برابر با ۳ درصد شیب قسمت ارتجاعی در نظر گرفته می‌شود. مقاومت و تغییر شکل حد تسلیم منحنی و همچنین ضرائب مربوط به هر منحنی متناسب با تلاش مربوط به هر جزء تعریف می‌گردد. [۵]



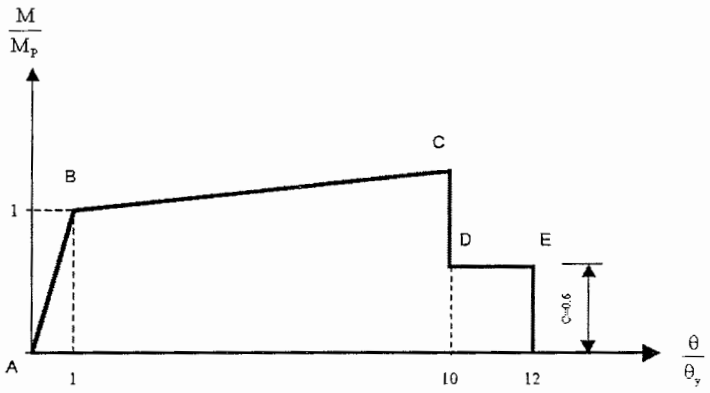
(ب) (الف)

شکل ۳-۳- منحنی رفتاری اجزاء برای مدلسازی و تحلیل (الف): نسبت تغییر شکل (ب): تغییر شکل

I-۱- تلاش خمشی:

تیرها :

در تیرها تلاش خمشی از مجموعه تلاشهای کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب می‌شوند، ولی میزان شکلپذیری در آنها وابسته به عوامل متعددی همچون نحوهٔ بارگذاری می‌باشد. مدل مربوط به منحنی رفتاری تیرها با فرض رعایت شرایط مقطع فشرده در شکل ۳-۴ نمایش داده



شده است.

شکل ۳-۴- منحنی رفتاری تیرها

چرخش خمیری و مقاومت پلاستیک تیر بدون در نظر گرفتن اثر برش به صورت زیر تعریف می‌شود:

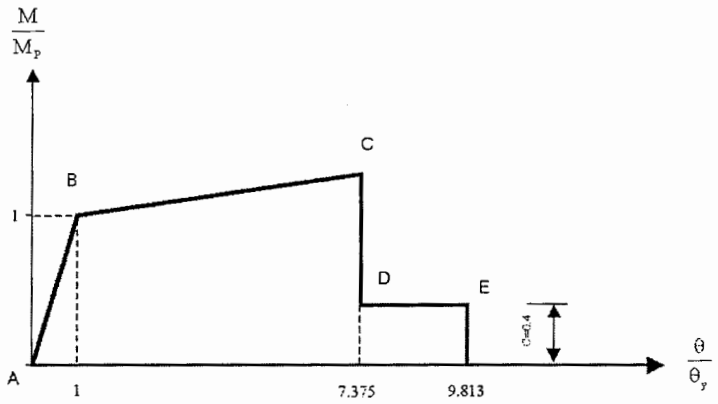
$$\theta_y = \frac{ZF_yL_b}{6EI_b} \qquad (۱-۳)$$

$$M_p = Z \cdot F_y \qquad (۲-۳)$$

در روابط فوق Z : اساس مقطع خمیری، L_b : طول تیر و I_b : ممان اینرسی تیر می‌باشند.

ستونها:

در ستونها، عضو علاوه بر خمش تحت اثر نیروی محوری فشاری بوده که اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی باعث کاهش شکلپذیری عضو می‌گردد. هر چه میزان نیروی محوری فشاری افزایش یابد، این شکلپذیری کاهش پیدا می‌کند و مطابق دستورالعمل بهسازی در حالتیکه نسبت $\frac{P}{P_c} > 0.5$ گردد، در این حالت رفتار عضو به سمت رفتار ترد رفته و تلاش خمشی کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود. در فرآیند تحلیل استاتیکی غیر خطی نیروی محوری همواره در حال تغییر می‌باشد، بنابراین پارامترهای مدلسازی هم مقدار ثابتی نخواهند داشت. به علت اینکه در تحلیل نیاز به ثابت در نظر گرفتن پارامترهای مدلسازی می‌باشد، بنابراین مقادیر به صورت متوسط، با فرض $0 \le \frac{P}{P_c} \le 0.5$ و رعایت شرایط مقاطع فشرده مانند شکل ۳-۵ می‌باشد.



شکل ۳-۵- منحنی رفتاری ستونها در خمش

چرخش خمیری و مقاومت پلاستیک، با درنظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی (بدون اثر برش) طبق معادلات زیر محاسبه می‌شوند:

$$\theta_y = \frac{ZF_yL_c}{6EI_c}(1-\frac{P}{P_y}) \qquad (۳-۳)$$

$$M_P = 1.18Z \cdot F_y(1-\frac{P}{P_y}) \qquad (۴-۳)$$

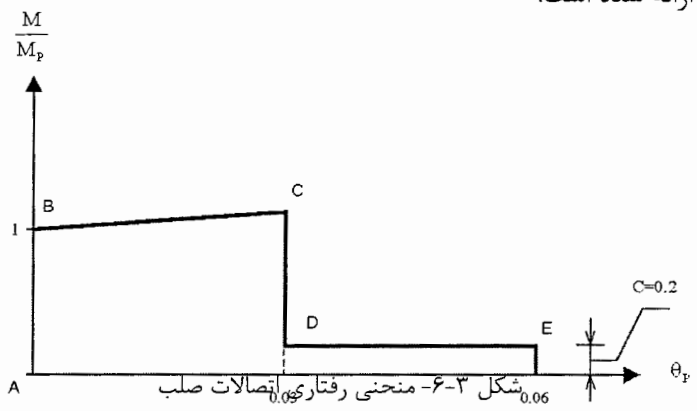
$$\frac{P}{P_y} \le 0.15 \rightarrow M_P = Z \cdot F_y \qquad (۵-۳)$$

$$P_c = 1.7F_a \cdot A \qquad (۶-۳)$$

در روابط فوق Z : اساس مقطع خمیری، L_c : طول ستون، I_c : ممان اینرسی ستون و P_c : مقاومت فشاری ستون در حالت حدی می‌باشند.

اتصالات تیر به ستون:

در کلیه مدلهای قاب خمشی و سیستم‌های دوگانه فرض بر صلب بودن اتصالات تیر به ستون بوده و به این دلیل در ارزیابی عملکرد آنها، مطابق طراحی انجام شده در فصل دوم ار خصوصیات رفتاری اتصالات با ورقهای بالا و پایین اتصال روی بالهای تیر استفاده شده است. در این حالت خمش در اتصالات از نوع کنترل شونده توسط تغییر شکل بوده و پارامترهای مربوط به مدلسازی و منحنی رفتار در شکل ۳-۶ ارائه شده است.



شکل ۳-۶- منحنی رفتاری اتصالات صلب

برای این اتصالات، مقاومت اتصال برابر کوچکترین مقدار حاصله از سه حالت حدی زیر است:

۱- مقاومت جوش اتصال بین تیر و ورق اتصال

۲- مقاومت جوش اتصال بین ورق به بال ستون

۳- ظرفیت کششی ورق اتصال

II - تلاشهای کنترل شونده توسط نیرو

II -۱- نیروی محوری در ستونها:

نیروی محوری فشاری در ستونها، کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود و زمانی که این مقدار از $0.5P_c$ بیشتر گردد، تلاش خمشی هم کنترل شونده توسط نیرو محسوب شده و نباید مقاومت عضو از مقادیر نیروها و یا با در نظر گرفتن اندرکنش آنها کمتر گردد. [۵]

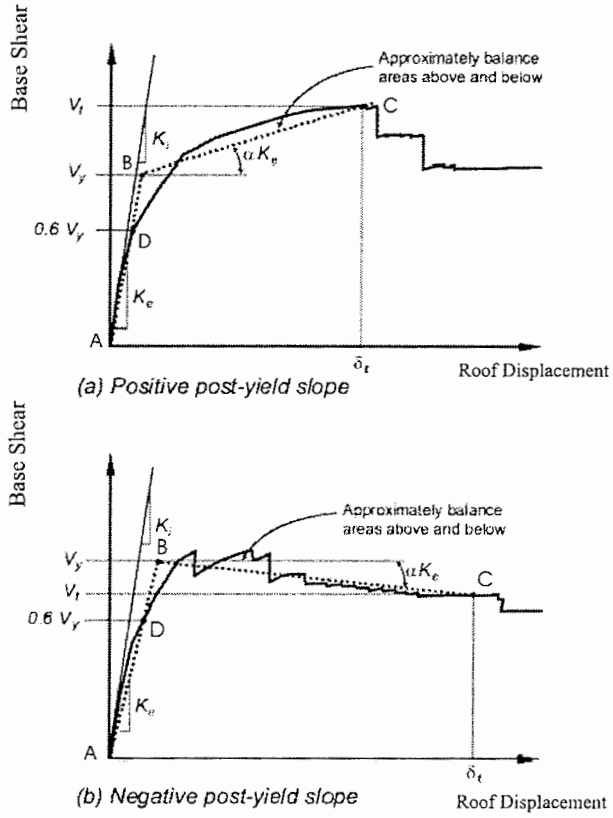
II -۲- تلاش برشی:

تلاش برشی در تیرها و ستونها و اتصالات مورد استفاده، کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌گردد. در این حالت نیروی بدست آمده از آنالیز نباید بیشتر از ظرفیت برشی عضو باشد. [۵]

۳-۲-۲-۱-۱-۳- مدل رفتار دو خطی نیرو - تغییر مکان سازه

رفتار غیر خطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل را مطابق شکل (۳-۷) مشخص می‌نماید، به منظور محاسبه سختی جانبی مؤثر (K_e) و برش تسلیم مؤثر (V_y) باید با یک مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین شود. برای ساده سازی مدل رفتار غیر خطی، نقطه B باید چنان انتخاب شود که سطح زیر مدل رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیر خطی باشد، و همچنین طول پاره خط AD برابر $0.6V_y$ باشد. در آن صورت نیروی مربوط به نقطه B ، برش تسلیم مؤثر (V_y) و برای برش پایه $0.6V_y$ در منحنی رفتار غیر خطی، مدول سکانت بیانگر سختی جانبی مؤثر (K_e) می‌گردد.[۵] روش فوق نیازمند چند مرحله آزمون و خطاست. چون در ابتدا V_y معلوم نیست و مستلزم اینست که K_e مشخص شود. بنابراین یک خط فرضی K_e رسم و V_y تعیین می‌گردد، سپس کنترل گردد که آیا از نقطه‌ای در طیف ظرفیت متناظر با $0.6V_y$ گذشته یا خیر. در غیر این صورت با تعیین K_e و آزمون و خطای مجدد این کار ادامه می‌یابد تا شرط فوق ارضا شود. در مدل ساده شده باید دقت شود که V_y بزرگتر از ماکزیمم برش پایه در منحنی رفتار غیر خطی نگردد. در سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) ، مدل رفتاری

مطابق شکل (۳-۷-a) است و در سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفـی هـستند ، $\alpha < 0$ و مدل رفتاری مطابق شکل (۳-۷-b) خواهد بود.



شکل ۳-۷ : منحنی ساده شده نیرو - تغییر مکان

۳-۲-۲-۱-۱-۴- محاسبه زمان تناوب اصلی مؤثر

هنگامیکه سازه دارای رفتار غیر خطی باشد سختی آن تغییر کرده و در نتیجه زمان تنـاوب آن ثابت نمی‌ماند. هر چند در هر گام اعمال بار جانبی، بر حسب سختی‌های لحظه‌ای می‌توان زمان تناوب سازه را تعیین کرد، اما از آنجا که با استفاده از طیف پاسخ ارتجاعی خطی هنگامی که رفتار سازه غیـر خطی باشد، فقط تقریبی از پاسخ غیر ارتجاعی بدست مـی آیـد. لـذا خطـا در محاسـبه زمـان تنـاوب اهمیت زیادی ندارد. به همین جهت در این دستورالعمل برای سازه با رفتار غیـر خطـی زمـان تنـاوب

اصلی بر حسب سختی متناظر با ۶۰ درصد نیروی تسلیم شده و بنام زمان تناوب مؤثر تعریف می‌شود.[۶]

زمان تناوب اصلی مؤثر T_e در امتداد مورد بررسی بر اساس مدل رفتار دو خطی برابر است با :

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad (۷-۳)$$

که در آن T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است و K_i سختی جانبی ارتجاعی در امتداد مورد نظر می‌باشد. [۵]

۳-۲-۲-۱-۲- برآورد نیاز لرزه‌ای

۳-۲-۲-۱-۲-۱- برآورد نیروها و تغییر شکل‌ها

نیروهای داخلی و تغییر شکل اجزای سازه باید برای حالتی که تغیر مکان نقطه کنترل برابر تغییر مکان هدف می‌شود، محاسبه گردد. [۶]

۳-۲-۲-۱-۲-۲- تعیین تغییر مکان هدف

تغییر مکان هدف، ماکزیمم تغییر مکانی است که سازه احتمالا تجربه خواهد کرد. تغییر مکان هدف ممکن است توسط هر روشی که اثرات پاسخ غیر خطی را بر روی دامنه تغییر مکان در نظر بگیرد، محاسبه شود. یکی از روشهای منطقی، روش ضرایب تغییر مکان می‌باشد که در FEMA 273/356 آورده شده است. به علت اینکه رفتار غیر خطی مصالح بطور مستقیم در مدل ریاضی سازه وارد می‌شود، نیروهای داخلی محاسبه شده یک تخمین منطقی از نیروهای مورد انتظار حین زلزله خواهد بود. [۷]

تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سازه برآورد گردد. به عنوان یک روش تقریبی می‌توان مقدار تغییر مکان هدف را از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \ g \qquad (۸-۳)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان مطابق رابطه (۳-۷) برای امتداد مورد نظر است.

- **ضریب** C_0 : ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می‌شود :
  - ضریب مشارکت مود اول
  - مقادیر تقریبی جدول زیر

جدول ۳-۱ : مقدار ضریب C_0 [۵]

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان‌های برشی*		سایر ساختمان‌ها
	توزیع نوع اول	توزیع یکنواخت بار	هرنوع توزیع بار
۱	۱/۰	۱/۰	۱/۰
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲
۳	۱/۲	۱/۲	۱/۳
۵	۱/۳	۱/۲	۱/۴
۱۰ و بیشتر	۱/۳	۱/۲	۱/۵

* منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که در تمام طبقات، تغییر مکان جانبی نسبی کوچکتر از طبقه زیرین باشد.

- **ضریب** C_1 : ضریب اصلاح برای ارتباط حداکثر تغییر مکان غیر الاستیک مورد انتظار به تغییر مکان محاسبه شده برای پاسخ الاستیک خطی، که از روابط زیر بدست می‌آید:

$$T_e \geq T_0 \rightarrow C_1 = 1.0 \qquad (۹-۳)$$

$$T_e < T_0 \rightarrow C_1 = \frac{\left[1.0 + (R-1)\frac{T_0}{T_e}\right]}{R} \qquad (۱۰-۳)$$

در هر صورت مقدار C_1 نباید کوچکتر از ۱ و بزرگتر از مقدار آن طبق رابطه ۳-۱۱ شود. در رابطه ۳-۱۰ ، R نسبت مقاومت است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C_1 = 1 + \frac{T_0 - T}{2T_0 - 0.2} \leq 1.5 \qquad (۱۱-۳)$$

$$R = \frac{S_a}{V_y / W}.C_m \qquad (۱۲-۳)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e است و C_m ضریب جرم مؤثر در مود اول است که می‌تواند با استفاده از جدول (۳-۲) یا از تحلیل دینامیکی بدست آید.

جدول ۳-۲ : مقادیر ضریب C_m [۵]

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

- **ضریب** C_2 : این ضریب اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار غیر ارتجاعی آنها منظور می‌کند و مقدار آن با استفاده از جدول (۳-۳) تعیین می‌شود:

جدول ۳-۳ : مقادیر ضریب C_2 [۵]

سطح عملکرد مورد نظر	$T \leq 0.1$		$T \geq T_0$	
	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو
قابلیت استفاده بی‌وقفه	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
ایمنی جانی	۱/۳	۱/۰	۱/۱	۱/۰
آستانه فرو ریزش	۱/۵	۱/۰	۱/۲	۱/۰

- در این جدول قابهای نوع یک شامل سیستم‌های سازه‌ای هستند که در آنها بیش از ۳۰ درصد بار جانبی توسط اعضایی حمل می‌شود که هنگام زلزله صدمه می‌بینند. قابهای خمشی معمولی، قابهای مهاربندی شده با محورهای متقارب، قابهای با اتصالات نیمه صلب، قابهای با مهاربندهای لاغر که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، دیوارهای بنایی غیر مسلح و دیوارهای غیر شکل‌پذیر در برش از این نوع می‌باشند. سایر سیستم‌های سازه‌ای از نوع دو محسوب می‌شوند. برای مقادیر T بین ۰/۱ و T_0 مقدار C_2 با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.

- **ضریب** C_3 : ضریب اصلاح برای اعمال افزایش تغییر مکان‌ها به علت اثر $P-\Delta$ در محدوده غیر خطی می‌باشد. برای ساختمان‌های با سختی پس از تسلیم مثبت، مساوی با یک و برای ساختمان‌های با سختی پس از تسلیم منفی، مقدار C_3 از رابطه زیر بدست می‌آید:[۵]

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{1.5}}{T_e} \qquad (۱۳-۳)$$

۳-۳- معیارهای پذیرش

بعد از مشخص شدن نیروها و تغییر شکلهای داخلی حاصل از تحلیل مدلها (با ترکیب بار قائم و جانبی)، در این مرحله بر اساس معیارهای پذیرش، عملکرد سازه و اجزای آن تعیین می‌گردد. در ترکیب بارها برای بارگذاری ثقلی، حد بالا و پایین بار ثقلی به صورت $1.1(Q_D+Q_L)$ و $0.9Q_D$ که در آن Q_D و Q_L به ترتیب، بار مرده و بار زنده ساختمان می‌باشند، در نظر گرفته شده است.

معیارهای مختلف پذیرش اعضای سازه بر حسب روش تحلیل سازه و نوع تلاش در هر عضو آن دسته‌بندی می‌شود. برای تحلیل غیر خطی معیار پذیرش کل سازه به شرح زیر می‌باشد:

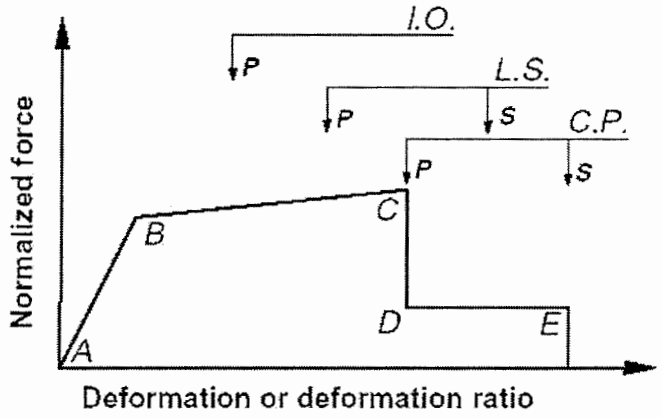
- برش پایه نظیر تغییر مکان هدف (V_t) نباید کمتر از ۸۰ درصد برش تسلیم مؤثر (V_y) باشد.[۵]

- تغییر مکان نسبی گذرای طبقه نباید از ۰/۷ درصد برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، ۲/۵ درصد برای سطح عملکرد ایمنی جانی و ۵ درصد برای آستانه فروریزش بیشتر گردد.[۶]

معیارهای پذیرش برای اعضای سازه بر اساس رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل و نیرو تقسیم‌بندی می‌شوند.

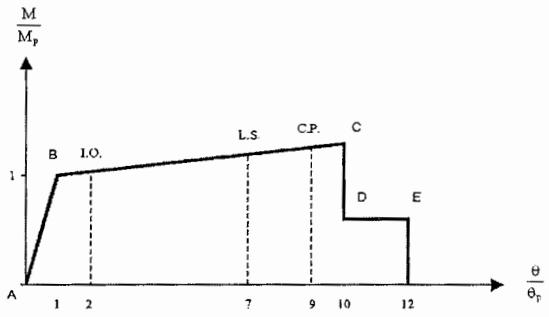
I- اجزاء کنترل شونده توسط تغییر شکل

تلاشهای اعضا بر حسب سطح عملکرد تعریف شده توسط معیار پذیرش که مانند شکل ۳-۸ می‌باشد، پذیرفته می‌شوند. [۵]

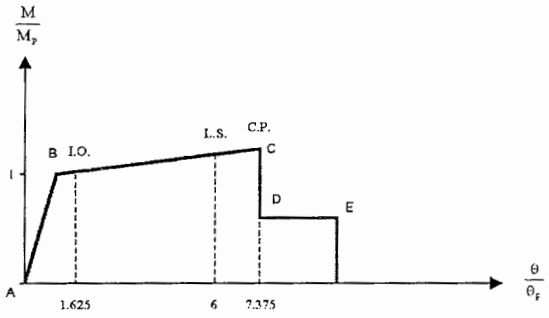


شکل ۳-۸- معیار پذیرش تغییر شکل اجزاء

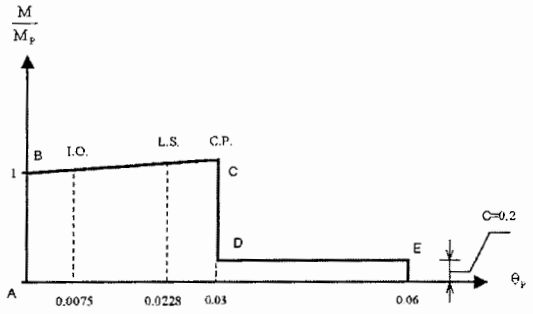
بر حسب نوع تلاش و اجزاء سازه، معیارهای پذیرش در شکل ۳-۹ نمایش داده شده‌اند. (معیارهای پذیرش بر اساس منحنی رفتاری که قبلا تعیین شده، تهیه شده است.)



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۳-۹- معیارهای پذیرش اجزاء (الف): تیرها (ب): ستونها (ج): اتصالات

II- اجزاء کنترل شونده توسط نیرو

در اجزاء کنترل شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچکتر از مقاومت اعضا با در نظر گرفتن کلیه تلاشهایی که همزمان بر عضو وارد می‌شوند، باشد. [۵]

ستونها:

به طور کلی نیروی فشاری در ستونها، کنترل شونده توسط نیرو محسوب شده و مقدار مقاومت آن بـر اساس معادله ۳-۶ محاسبه می‌گردد.

$$P_c = 1.7F_a \cdot A \qquad \text{(تکرار ۳-۶)}$$

تلاش خمشی در ستونهای همراه با نیروی محوری که در تغییر مکان هـدف، مقـدار نیـروی محـوری کمتر از $0.5P_c$ می‌باشد، کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شده و مقدار حداکثر مجـاز دوران خمیری این اعضاء مطابق شکل ۳-۹-ب تعیین می‌شود. اما تلاش خمـشی در سـتونهایی کـه نیـروی محوری در تغییر مکان هدف برابر و یا بیشتر از $0.5P_c$ باشد، کنترل شونده توسط نیرو محسوب شـده و باید توسط معادلات ۳-۲۰ و ۳-۲۱ ارزیابی شوند. [۵]

$$\frac{P}{P_c} + \frac{C_{mx}M_x}{(1-\frac{P}{P_{ex}})M_{px}} + \frac{C_{my}M_y}{(1-\frac{P}{P_{ey}})M_{py}} \le 1 \qquad \text{(۱۴-۳)}$$

$$\frac{P}{AF_y} + 0.85\times(\frac{M_x}{M_{px}} + \frac{M_y}{M_{py}}) \le 1 \quad ; \quad M_x \le M_{px} \quad ; \quad M_y \le M_{py} \qquad \text{(۱۵-۳)}$$

که در این روابط:

C_{mx}: ضریب تعیین شده در ماده ۱۰-۱-۶-۱ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان

P_{ex}: بار بحرانی اویلر $P_e = \frac{23}{12}F'_e \cdot A$ کـه در آن F'_e بـر اسـاس مـاده ۱۰-۱-۶-۱ مبحـث ۱۰ مقررات ملی ساختمان محاسبه می‌شود.

M_x: لنگر خمشی عضو حول محور x

M_y: لنگر خمشی عضو حول محور y

M_{px}: مقاومت خمشی عضو حول محور x مطابق رابطه ۳-۲

M_{py}: مقاومت خمشی عضو حول محور y مطابق رابطه ۳-۲

P : نیروی محوری ستون بدست آمده از تحلیل

فصل چهارم

تحلیل خطر و تعیین طیف طراحی

۴-۱- سطوح خطر زمین‌لرزه (EHL)[1]

در تحلیل خطر، سطوح مختلفی در ادبیات و عمل مطرح است نظیر DBE، MPE، MCE . در این پروژه سطوح خطر مورد استفاده بر اساس دستورالعمل بهسازی انتخاب شده که به شرح زیر می‌باشد:

سطح خطر یک:

این سطح خطر بر اساس ۱۰ درصد احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دورهٔ بازگشت ۴۷۵ سال است تعیین می‌شود. این سطح به عنوان زلزله طرح (DBE)[2] بیان می‌شود که برای طراحی مدلهای سیستم‌های سازه‌ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ استفاده می‌گردد.

سطح خطر دو:

این سطح خطر بر اساس ۲ درصد احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دورهٔ بازگشت ۲۴۷۵ سال است تعیین می‌شود. این سطح خطر به عنوان بیشینهٔ زلزله متحمل (MPE)[3] نامیده می‌شود.

سطح خطر سه:

این سطح خطر به عنوان سطح خطر انتخابی بر اساس ۵۰ درصد احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دورهٔ بازگشت ۷۵ سال است تعیین می‌شود.

پس از آنکه زلزله مورد نظر به منظور ارزیابی عملکرد مدلها انتخاب شد، باید مشخصات آن به نحوی مناسب بیان گردد. نحوه بیان و استفاده از مشخصات زلزله مورد نظر، به روشی که برای طراحی بر اساس عملکرد به کار گرفته می‌شود بستگی دارد. معمولاً مشخصات زلزله به دو شکل بیان می‌گردد. یکی با استفاده از طیف طرح و دیگری با استفاده از شتاب نگاشت و به شکل تاریخچهٔ زمانی

1-Earthquake hazard leveles
2-Design basis earthquake
3-Maximum possible earthquake

سطح خطر مورد نظر. در تحلیل استاتیکی غیر خطی برای تعیین شتاب طیفی به منظور تعیین نیاز لرزه‌ای از طیف طرح استفاده می‌گردد.

۴-۲- طیف طرح

معمولاً تهیه طیف طرح به یکی از دو روش طیف طرح استاندارد و طیف طرح ویژه ساختگاه صورت می‌پذیرد. طیف طرح مورد استفاده برای سطوح خطر مختلف طی مراحل زیر تهیه و انتخاب گردیده است.

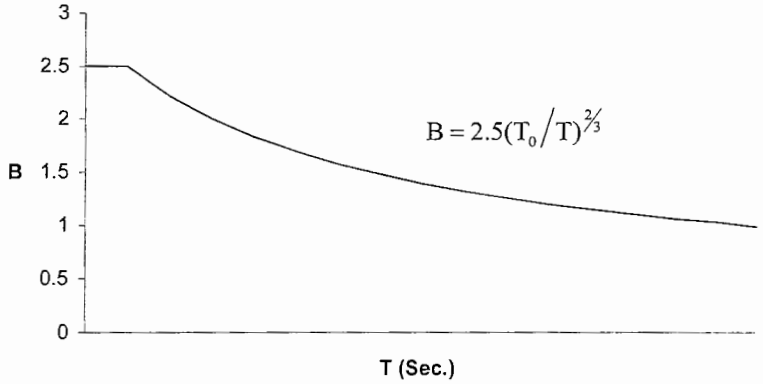
۴-۲-۱- شکل طیف

شکل طیف مورد استفاده به صورت شکل طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ انتخاب شده است. با داشتن شکل طیف که مقدار آن به صورت ضریب بازتاب (B) بیان می‌گردد و مقدار شتاب مبنا (A)، می‌توان طیف طرح استاندارد و با استفاده از آن مقدار شتاب طیفی را برای سطوح مختلف تهیه کرد. مقدار شتاب طیفی از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود.

$$S_a = A \times B$$

۴-۲-۲- شتاب مبنای طرح

شتاب مبنای طرح، برای طراحی مدلها، بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ انتخاب شده که این مقدار برای ناحیه‌ای در تهران و پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد برابر با 0.35g می‌باشد.



شکل ۴-۱- طیف طرح استاندارد

۴-۲-۳- منحنی خطر

برای تحلیل خطر زلزله معمولاً از دو روش تعیینی و احتمالاتی استفاده می‌گردد. در روش تعینی برای برآورد اولیه تحلیل خطر با تعیین بزرگای زلزله و فاصله ساختگاه تا چشمه لرزه‌ای و استفاده از رابطه کاهندگی، پارامتر شتاب مبنا محاسبه می‌شود. در روش احتمالاتی برای برآورد دقیقتر، تحلیل خطر با ترکیب احتمالاتی پارامترهای مربوط به چشمه‌های لرزه‌ای، لرزه خیزی و رابطه کاهندگی پارامتر شتاب مبنا برای هر یک از سطوح خطر بر حسب احتمال وقوع سالیانه یا دوره بازگشت محاسبه می‌گردد که نتیجهٔ آن به صورت منحنی خطر ارائه می‌شود.

در این تحقیق برای تعیین شتاب مبنا مربوط به سطوح خطر ۲ و ۳، نیازمند ارتباط بین این دو شتاب با شتاب مبنای طرح (سطح خطر یک) می‌باشد. به این منظور می‌توان از منحنی خطر بدست آمده از تحلیل خطر با استفاده از رهیافت احتمالاتی که به شرح زیر تهیه می‌گردد استفاده نمود.

با در نظر گرفتن فرآیند پواسنی، احتمال رخداد n زمین‌لرزه با بزرگای بزرگتر از M در فاصلهٔ زمانی t سال طبق رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$P_n(M,t) = \frac{(N)^n e^{-Nt}}{n!} \qquad (۱-۴)$$

در این رابطه N تعداد زمین لرزه‌های بزرگتر یا مساوی M در یکسال می‌باشد. برای تعیین ارتباط بین N وM از رابطه گوتنبرگ – ریشتر استفاده می‌گردد. (رابطه ۴-۲)

$$LOG(N)=a-bM \qquad (۲-۴)$$

در رابطه ۴-۲، ضرائب b و a که از پارامترهای لرزه خیزی می‌باشند با استفاده از تحلیل‌های آماری برای رخدادهای زمین لرزه در ناحیه مورد نظر تعیین می‌گردند. در اینجا برای تعیین ضرائب b و a از نتایج بدست آمده در تحقیق گودرز احمدی و نوروزی که برای نقاط مختلف ایران انجام شده است مطابق شکل ۴-۲ و جدول ۴-۱ استفاده می‌گردد. [۱۴]

احتمال اینکه در طول t سال هیچ رخدادی بوقوع نپیوندد برابر است با:

$$P_0(M,t) = e^{-Nt} \qquad (۳-۴)$$

با قرار دادن رابطهٔ (۴-۲) در (۴-۳) احتمال اینکه در t سال هیچ زمین لرزه‌ای رخ ندهد برابر است با:

$$P_0(M,t) = \exp(-t(10)^{a-bM}) \qquad (۴-۴)$$

با استفاده از رابطه کاهندگی می‌توان ارتباط بین a با بزرگای زمین لرزه،M، و فاصلهٔ سایت از گسل مسبب،R، را تعیین نمود. به این منظور از رابطه کاهندگی جهانی دنووان که با شرایط ایران سازگاری بیشتری دارد استفاده می‌گردد.

$$a_g = 1.1e^{0.3M}(R+25)^{-1.32} \qquad (۴-۵)$$

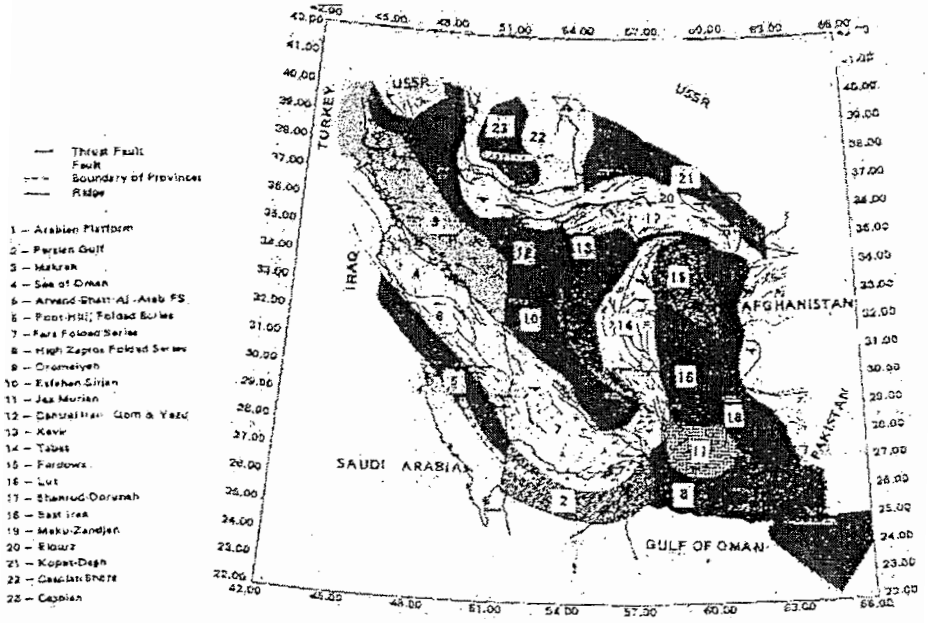
با حذف M در رابطهٔ ۴-۴ و ۴-۵ رابطهٔ ۴-۶ بدست می‌آید.

$$P_0(a_g,t,R) = \exp\left\{-10^a t\left\{\frac{(a_g)^2(R+25)^{2.64}}{1.21}\right\} - 2.3b\right\} \qquad (۴-۶)$$

احتمال رخداد زمین لرزه‌ای با PGA بزرگتر یا برابر با a_g در بازه زمانی t و فاصله R برابر است با:

$$P(a_g,t,R) = 1-P_0(a_g,t,R) \qquad (۴-۷)$$

در رابطه ۴-۷ تنها مجهول سمت راست مقدار R می‌باشد که با تعیین آن ارتباط بین PGA و $P(PGA,R)$ تعیین می‌گردد. از ابتدا مقدار شتاب مبنای طرح در سطح خطر یک می‌باشد برابر با 0.35g فرض شده بنابراین می‌توان با در نظر گرفتن مقدار فوق و احتمال وقوع زلزله برابر 0.1 در طول عمر مفید سازه t=50 سال مقدار R از رابطهٔ ۴-۷ تعیین نمود. این مقدار برابر R=25km بدست می‌آید. [۱۳]



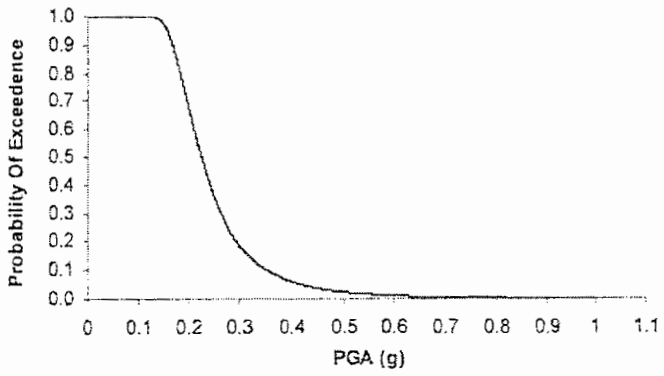
شکل ۴-۲- مناطق مختلف لرزه زمین ساخت ایران [۱۳]

جدول ۴-۱ مقادیر پارامترهای لرزه خیزی مناطق لرزه زمین ساخت ایران [۱۳]

Provinces	**a**	**b**
1- Arabian Platform	3.8645	0.9677
2- Persian Gulf	4.9983	1.1035
3- Makran	4.5262	1.0194
4- Sea of Oman	2.7862	0.6468
5- Arvand-Shaat-al-Arab	4.5475	1.0550
6- Foot-hill folded series	6.1002	1.2026
7- Fars folded series	6.4654	1.1708
8- High Zagros folded series	4.8465	0.9623
9- Oromeiyeh	4.1007	0.8667
10- Esfahan-Sirjan	4.3337	1.1055
11- Jaz-Murian	5.0667	1.0667
12- Central Iran	5.2090	1.1399
13- central Iran(Qom)	2.4947	0.6192
14- Kavir	3.1006	0.8214
15- Tabas	4.2626	0.8868
16- Ferdows	2.8292	0.6490
17- Lut	3.6952	0.8751
18- Shahrud-Doruneh	4.3742	0.9032
19- East Iran	2.5724	0.6321
20- Maku-zanjan	3.3338	0.8191
21- Elburz	3.6935	0.7776
22- kopet-Dagh	3.5461	0.7502
23- Caspian Shore	3.5619	0.8059

مقادیر ضرائب b و a در رابطهٔ گوتنبرگ ریشتر بر اساس ضرائب مربوط به ناحیهٔ تهران و طبق جدول ۴-۱ برابر b=0.9032 ، a=4.3742 انتخاب شده‌اند. با قرار دادن R=25km در رابطهٔ ۴-۷ ارتباط بین PGA و احتمال وقوع زلزله در طول عمر مفید سازه تعیین می‌شود که منحنی خطر آن به صورت شکل ۴-۳ ارائه گردیده است. بر اساس منحنی خطر ارائه شده شتاب مبنا برای سطوح مختلف خطر به صورت زیر مشخص می‌گردد. [۱۳]

- برای سطح خطر یک با احتمال وقوع زلزله ۱۰ درصد در پنجاه سال شتاب مبنا برابر 0.35g بدست می‌آید
- برای سطح خطر دو با احتمال وقوع زلزله ۲ درصد در پنجاه سال شتاب مبنا برابر 0.53g بدست می‌آید.
- برای سطح خطر سه با احتمال وقوع زلزله ۵۰ درصد در پنجاه سال شتاب مبنا برابر 0.23g بدست می‌آید.



شکل۴-۳- منحنی خطر برای عمر مفید ۵۰ سال

فصل پنجم :

نتایج ارزیابی عملکرد مدلهای طراحی شده

۵-۱- مقدمه

پس از طراحی مدلها بر اساس ۲۸۰۰، در این فصل به ارزیابی مدلها و تعیین سطوح عملکردی هر یک از آنها در سطوح خطر تعیین شده، پرداخته می‌شود.

در این فصل در بخش اول به ارائه نتایج تحلیل و نیازهای لرزه‌ای مدلها پرداخته می‌شود. در بخش دوم نتایج بدست آمده از ارزیابی عملکرد مدلها ارائه می‌شود. این ارزیابی بر اساس نتایج تحلیل به دست آمده در بخش اول و معیارهای پذیرش ارائه شده در فصل سوم انجام می‌گردد. نهایتا در بخش سوم این فصل به جمع‌بندی نتایج و بحث پرداخته می‌شود.

قبل از ارائه بخشهای فوق در زیر فرضیاتی که برای تحلیل و مدلسازی سازه‌ها استفاده شده، ارائه می‌گردد:

۱- برای تحلیل استاتیکی غیر خطی از نرم‌افزار SAP2000 V8.2.3 استفاده شده است.

۲- مدلسازی سازه‌ها در تحلیل استاتیکی غیر خطی به صورت سه بعدی می‌باشد. در این حالت، بدلیل اینکه سازه در جهت Y دارای سختی کمتری می‌باشد، تحلیل‌ها تنها در این جهت انجام شده‌اند.

۳- برای در نظر گرفتن اثر پیچش اتفاقی در تحلیل استاتیکی غیر خطی، مرکز جرم طبقات به اندازه ۵ درصد بعد ساختمان در امتداد عمود بر نیروی جانبی جابجا شده است.

۴- مدلسازی رفتار غیر ارتجاعی اجزاء به صورت تعریف لولاهای خمیری در آنها صورت گرفته است. خصوصیات این لولاها در تحلیل‌های استاتیکی، مطابق با منحنیهای رفتاری تعریف شده در فصل سوم می‌باشند.

۵-۲- تحلیل و تعیین نیاز لرزه‌ای مدلها

همانطور که قبلا بیان شد برای تعیین نیاز لرزه‌ای مدلهای طراحی شده، از روش استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. نحوه تحلیل و نتایج بدست آمده مربوط به مدل هشت طبقه در زیر ارائه می‌شود.

۵-۲-۱- نتایج مدل هشت طبقه

۵-۲-۱-۱- الگوی بارگذاری

الگوی بار طیفی، متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی بدست آمده است. برای تحلیل، تعداد مدها به نحوی انتخاب شده‌اند که ۹۰ درصد جرم مؤثر سازه در آن شرکت می‌کنند. الگوی بار یکنواخت متناسب با توزیع وزن در هر طبقه انتخاب شده است. نتایج بدست آمده برای دو نوع توزیع در جدول ۵-۱ ارائه شده است. این مقادیر برای الگوی بار یکنواخت و طیفی به ترتیب به وزن و نیروی طبقه اول هم‌پایه شده‌اند.

جدول ۵-۱- الگوی بارگذاری، برای تحلیل استاتیکی غیر خطی مدل هشت طبقه

طبقه	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
الگوی بار یکنواخت	1	1	1	1	1	1	1	0.86
الگوی بار طیفی	1	0.89	1.28	1.48	1.56	1.93	2.76	3.24

۵-۲-۱-۲- تعیین تغییر مکان هدف

برای تعیین تغییر مکان هدف از رابطه ۳-۸ استفاده می‌گردد. برای تعیین مقادیر T_e و ضرائب C_0 تا C_3 نیاز به تهیه منحنی نیرو - تغییر مکان در تغییر مکان هدف می‌باشد. چون تغییر مکان هدف از ابتدا مشخص نیست، بنابراین با فرض مقادیری برای این مجهولات، تغییر مکان هدف مشخص

و سپس با این تغییر مکان منحنی نیرو - تغییر مکان ترسیم می‌شود. بر اساس این منحنی در صورت نیاز، مقادیر فرض شده اصلاح می‌شوند.

زمین نوع II $\rightarrow$ $T_0 = 0.5$

با استفاده از تحلیل دینامیکی کامپیوتر $T_e = T_i = 1.661$

$$B = 2.5(\frac{T_0}{T})^{2/3} = 2.5(\frac{0.5}{1.661})^{2/3} = 1.123$$

با میانیابی از جدول $C_0 = 1.46$

$T_e = 1.661 > T_0 = 0.5 \rightarrow C_1 = 1$

با فرض $\alpha > 0 \rightarrow C_3 = 1$

با توجه به مقادیر فوق، برای سه سطح خطر، مقدار تغییر مکان هدف به صورت زیر محاسبه می‌شود:

سطح خطر یک[1] :

$T_e = 1.661 > T_0 = 0.5$, قاب نوع یک و سطح عملکرد ایمنی جانی $\rightarrow C_2 = 1.1$

$A = 0.35 \rightarrow S_a = A \cdot B = 0.35 \times 1.123 = 0.393$

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1.46 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times 0.393 \times \frac{1.661^2}{4\pi^2} \times 981 = 43.3 \quad Cm$$

سطح خطر دو[2] :

$T_e = 1.661 > T_0 = 0.5$, قاب نوع یک و سطح عملکرد آستانه فروریزش $\rightarrow C_2 = 1.2$

$A = 0.53 \rightarrow S_a = A \cdot B = 0.53 \times 1.123 = 0.595$

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1.46 \times 1 \times 1.2 \times 1 \times 0.595 \times \frac{1.661^2}{4\pi^2} \times 981 = 71.5 \quad Cm$$

۱- زلزله با احتمال وقوع ۱۰ درصد در پنجاه سال

۲- زلزله با احتمال وقوع ۲ درصد در پنجاه سال

سطح خطر سه[1] :

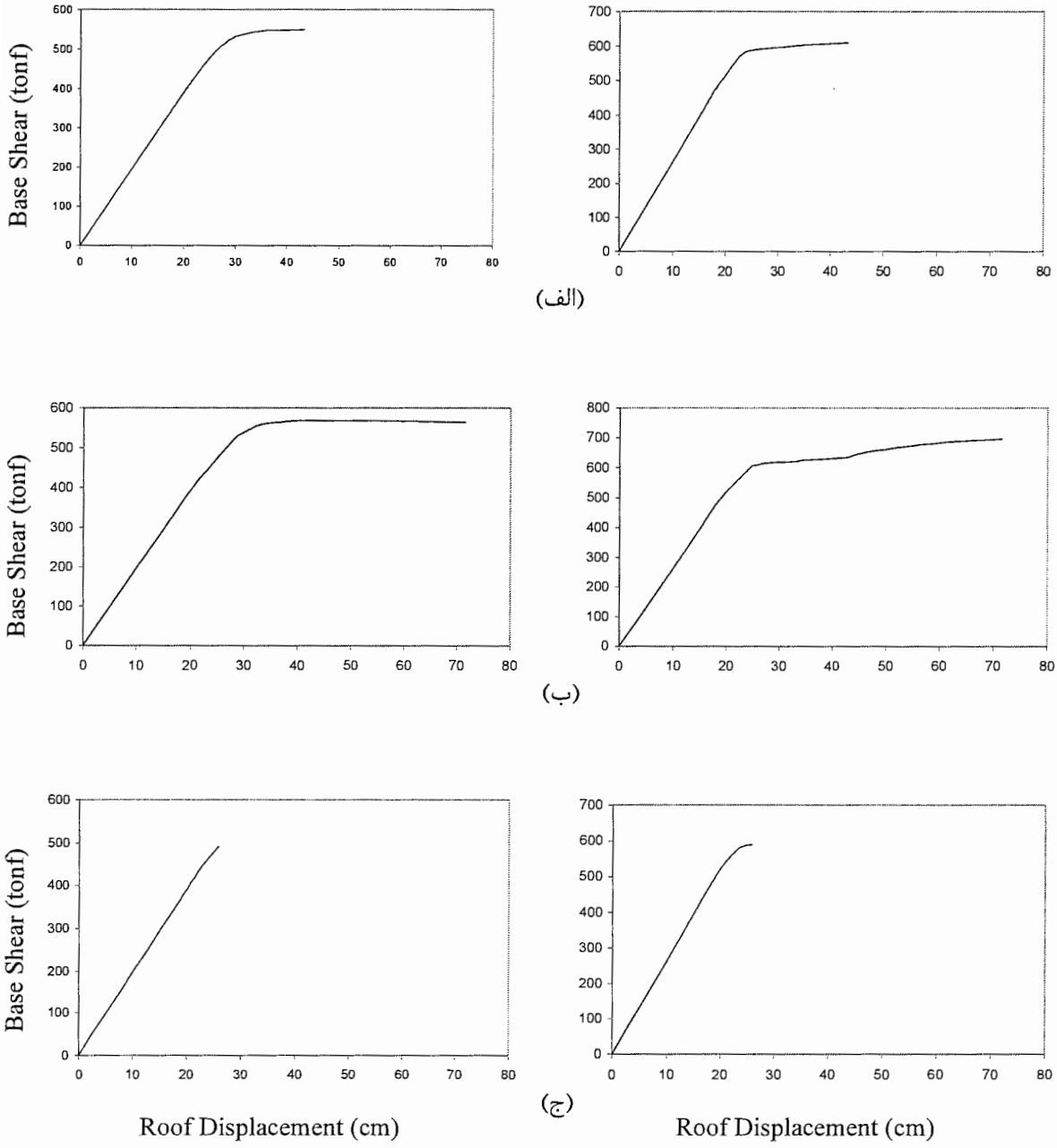
$T_e = 1.661 > T_0 = 0.5$, قاب نوع یک و سطح عملکرد آستانه فروریزش $\rightarrow \quad C_2 = 1.0$

$A = 0.23 \quad \rightarrow \quad S_a = A \cdot B = 0.23 \times 1.123 = 0.258$

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1.46 \times 1 \times 1.0 \times 1 \times 0.258 \times \frac{1.661^2}{4\pi^2} \times 981 = 25.8 \quad Cm$$

منحنی نیرو – تغییر مکان برای الگوی بار یکنواخت و طیفی در شکل ۵-۱ ترسیم شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود مقادیر $K_e = K_i$ و $\alpha > 0$ می‌باشد. بنابراین مقادیر فرض شده برای تعیین تغییر مکان هدف صحیح می‌باشد.

۱- زلزله با احتمال وقوع ۵۰ درصد در پنجاه سال



شکل ۵-۱- منحنی نیرو – تغییر مکان مدل ۸ طبقه. منحنیهای سمت راست مربوط به الگوی بار یکنواخت و منحنیهای سمت چپ مربوط به الگوی بار طیفی می‌باشد. (الف): سطح خطر یک (ب): سطح خطر دو (ج): سطح خطر سه

جدول ۵-۲- مقادیر تغییر مکان هدف بام مورد استفاده در تحلیل استاتیکی غیر خطی

ضرائب	مدل چهار طبقه			مدل هشت طبقه			مدل دوازده طبقه		
	سطح خطر یک	سطح خطر دو	سطح خطر سه	سطح خطر یک	سطح خطر دو	سطح خطر سه	سطح خطر یک	سطح خطر دو	سطح خطر سه
C_0	1.35	1.35	1.35	1.46	1.46	1.46	1.5	1.5	1.5
C_1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
C_2	1.1	1.2	1	1.1	1.2	1	1.1	1.2	1
C_3	1	1	1	1	1	1	1	1	1
S_a	0.559	0.846	0.367	0.393	0.595	0.258	0.325	0.495	0.213
T_e	0.98	0.98	0.98	1.661	1.661	1.661	2.21	2.21	2.21
$\delta_t^{(cm)}$	**19.8**	**32.7**	**11.8**	**43.3**	**71.5**	**25.8**	**65.1**	**107.5**	**38.8**

۵-۳- نتایج ارزیابی عملکرد مدلها

از نتایجی که برای ارزیابی عملکرد مدلها مورد استفاده واقع شده‌اند، می‌توان به تغییر مکان نسبی طبقات، تغییر شکلهای پلاستیک بوجود آمده در تیرها، اتصالات و ستونها اشاره کرد. همچنین نیروهای داخلی اجزا مانند نیروی محوری و لنگر خمشی در ستونها از نتایجی است که در ارزیابی عملکرد مدلها استفاده شده است.

ابتدا این نتایج از تحلیل استاتیکی غیر خطی و برای سطوح مختلف خطر استخراج شده است. سپس برای ارزیابی عملکرد سازه و اجزاء آن، نتایج تحلیل با مقادیر معیارهای پذیرش تعریف شده در ۳-۳ مقایسه شده است. نتایج ارزیابی عبارتند از:

۱- نتایج ارزیابی عملکرد مدلها بر اساس کنترل تغییر مکان نسبی طبقات مطابق شکل ۵-۲

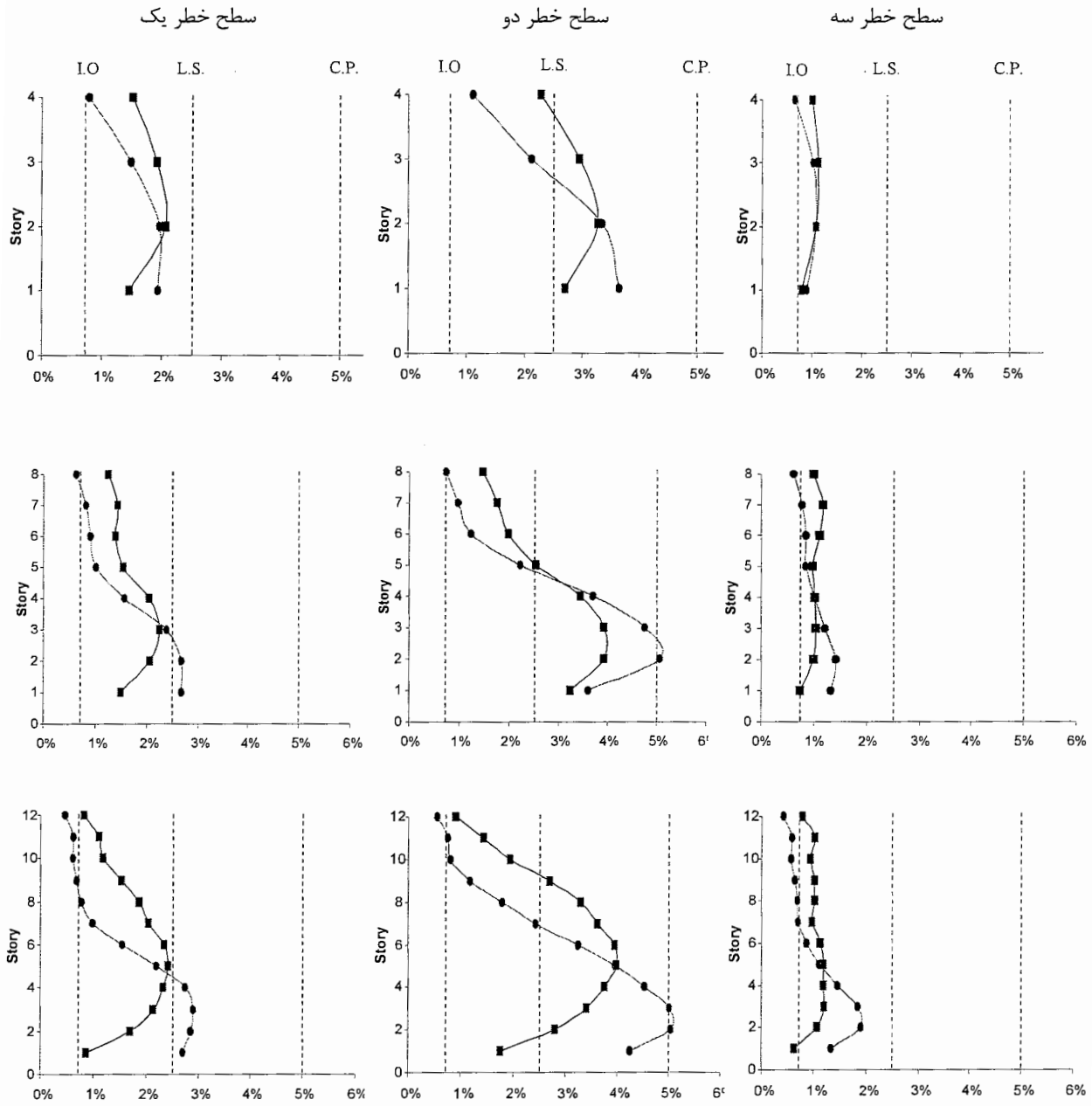
۲- نتایج مربوط به نحوهٔ توزیع لولاهای خمیری و عملکرد اجزای مدلهای مورد بحث مطابق اشکال ۵-۳ تا ۵-۵

۳- نحوه توزیع لولاهای خمیری در گامهای مختلف تحلیل پوش‌آور مدل دوازده طبقه در سطح خطر دو با الگوی بارگذاری طیفی و یکنواخت در اشکال ۵-۶ تا ۵-۸

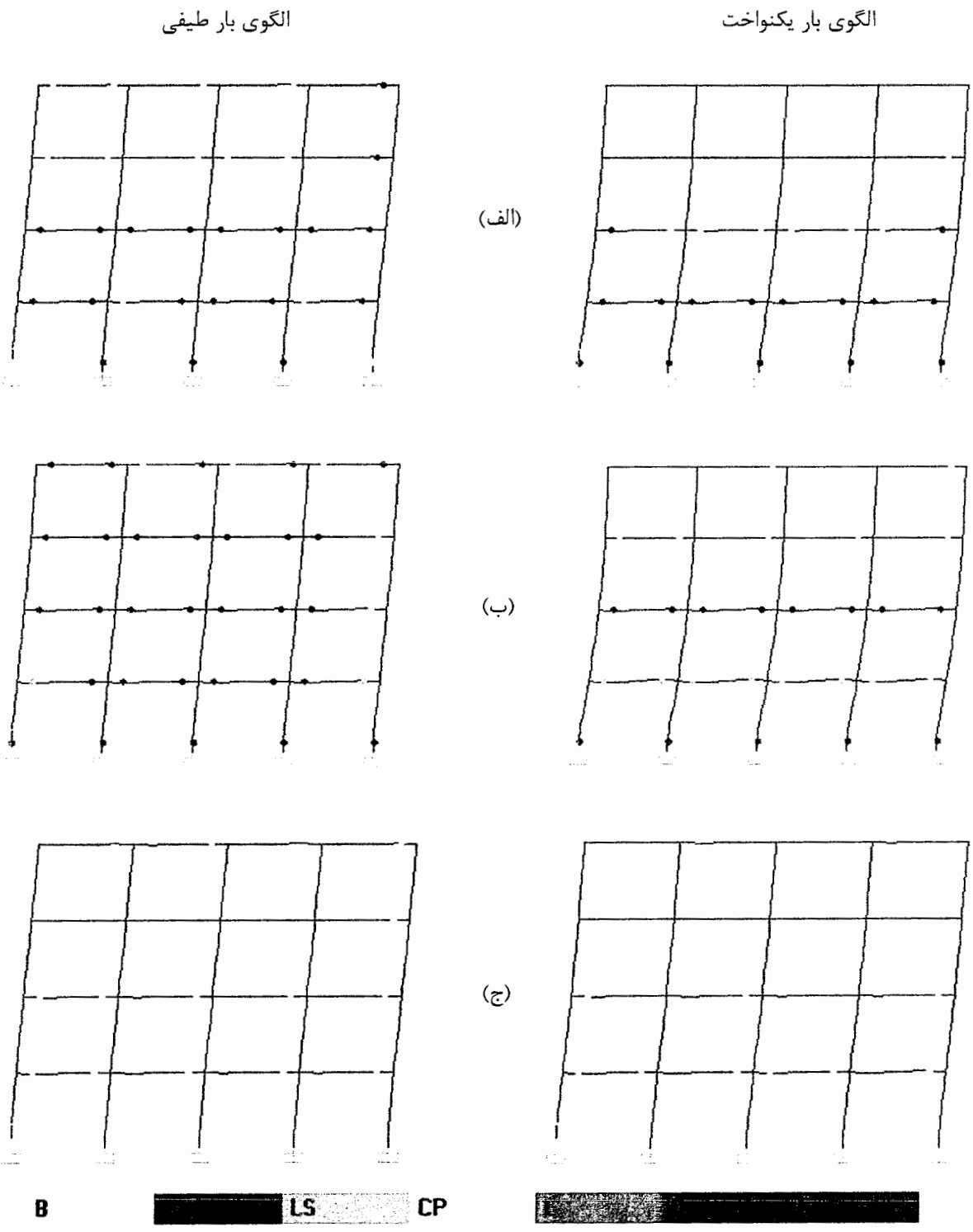
۴- نتایج ارزیابی عملکرد اجزای کلیه مدلها بر اساس مقادیر ماکزیمم تغییر شکل در هر طبقه مطابق اشکال ۵-۹ تا ۵-۱۱

۵- نتایج ارزیابی عملکرد اجزای کلیه مدلها بر اساس مقادیر ماکزیمم تغییر شکل در هر طبقه مطابق جداول ۵-۳ تا ۵-۵

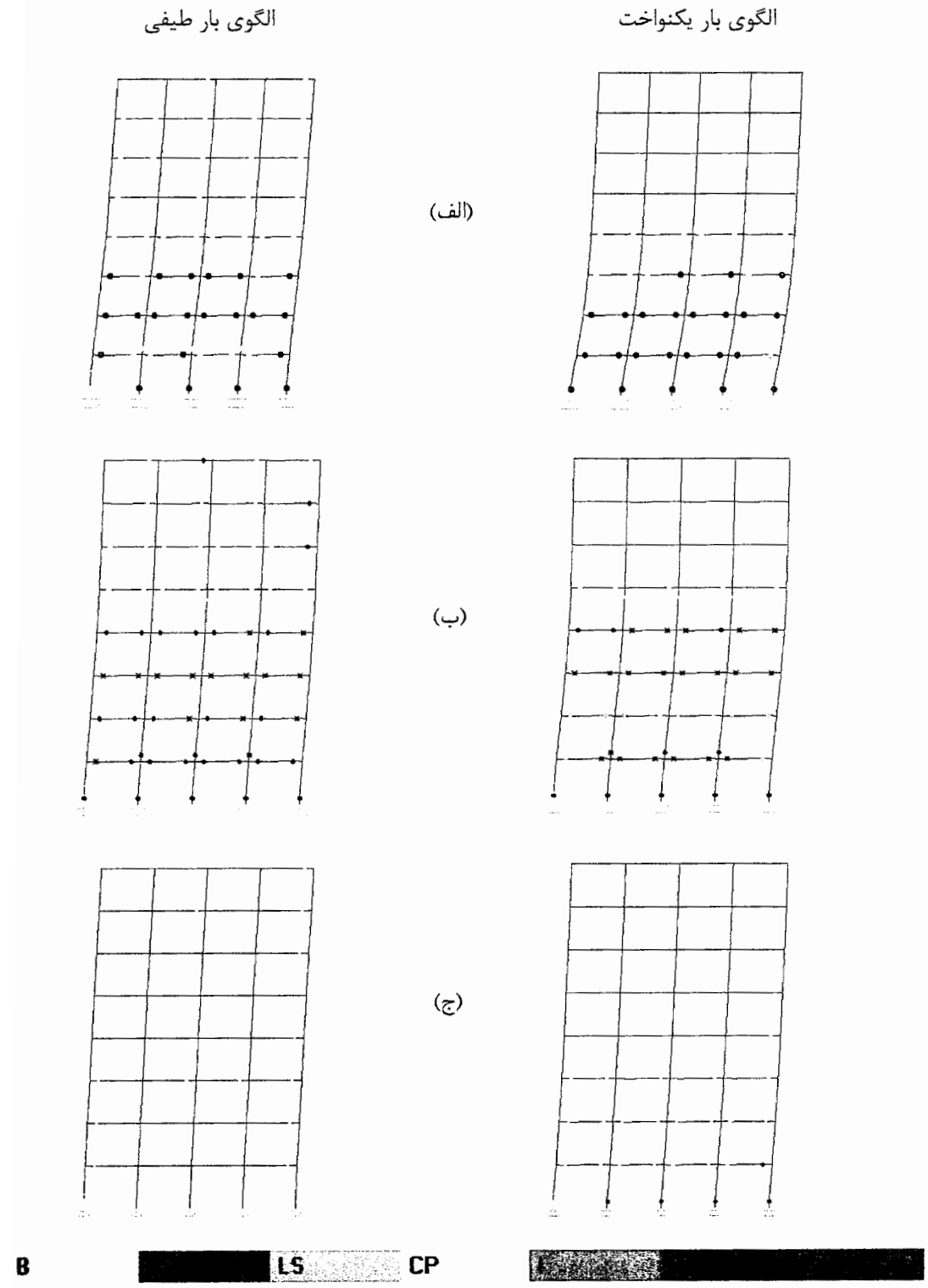
۶- درصد لولاهای خمیری تشکیل شده در اجزا برای هر سطح عملکردی مطابق جدول ۵-۶



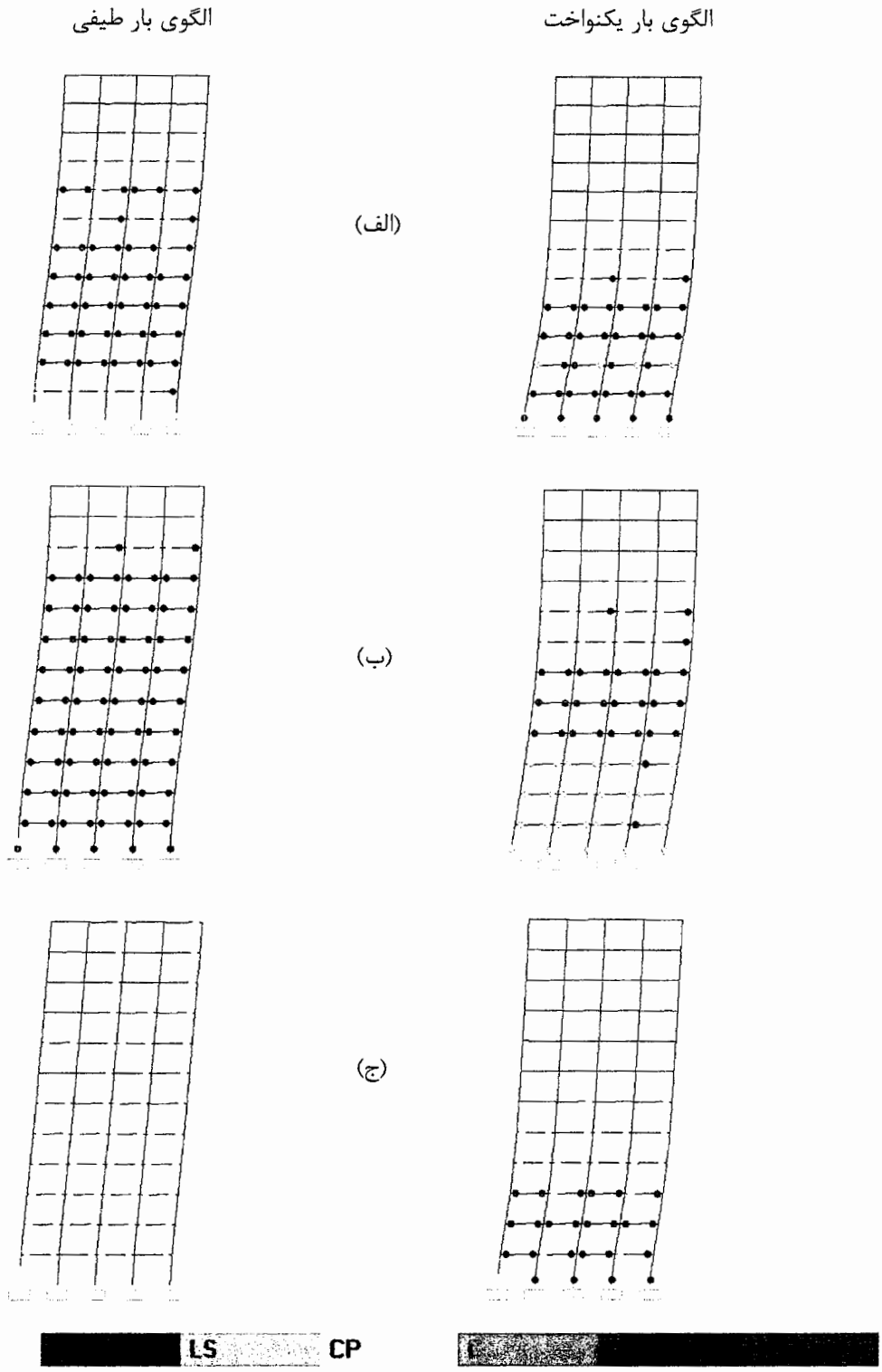
شکل ۵-۲- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات مدلهای ۴، ۸ و ۱۲ طبقه. نمودار —■— و —●— به ترتیب نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی برای الگوی بارگذاری یکنواخت و طیفی می‌باشند.



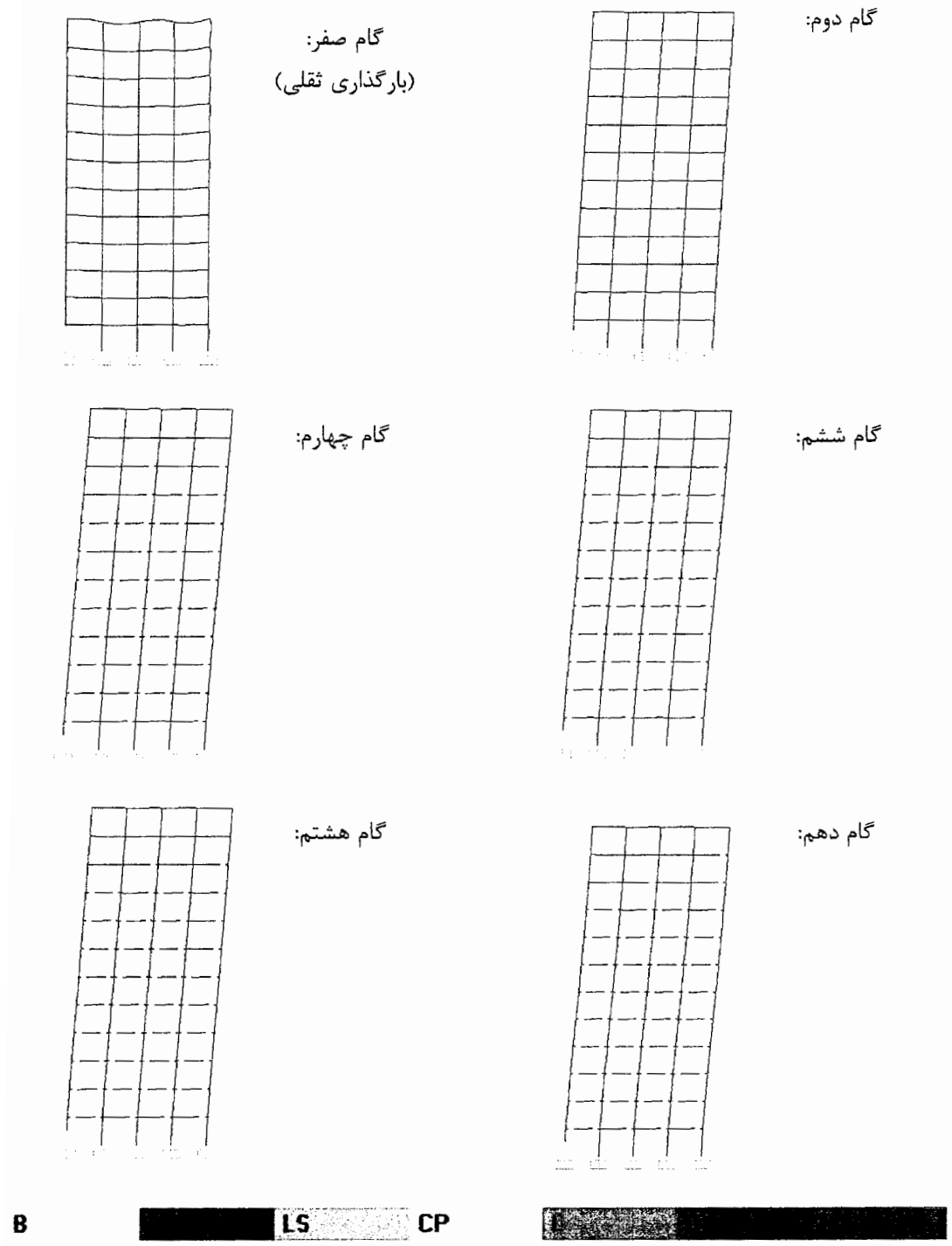
شکل ۵-۳- نمایش لولاهای خمیری تشکیل شده در اجزای قاب F مدل چهار طبقه در سطح خطر (الف): یک (ب): دو (ج): سه



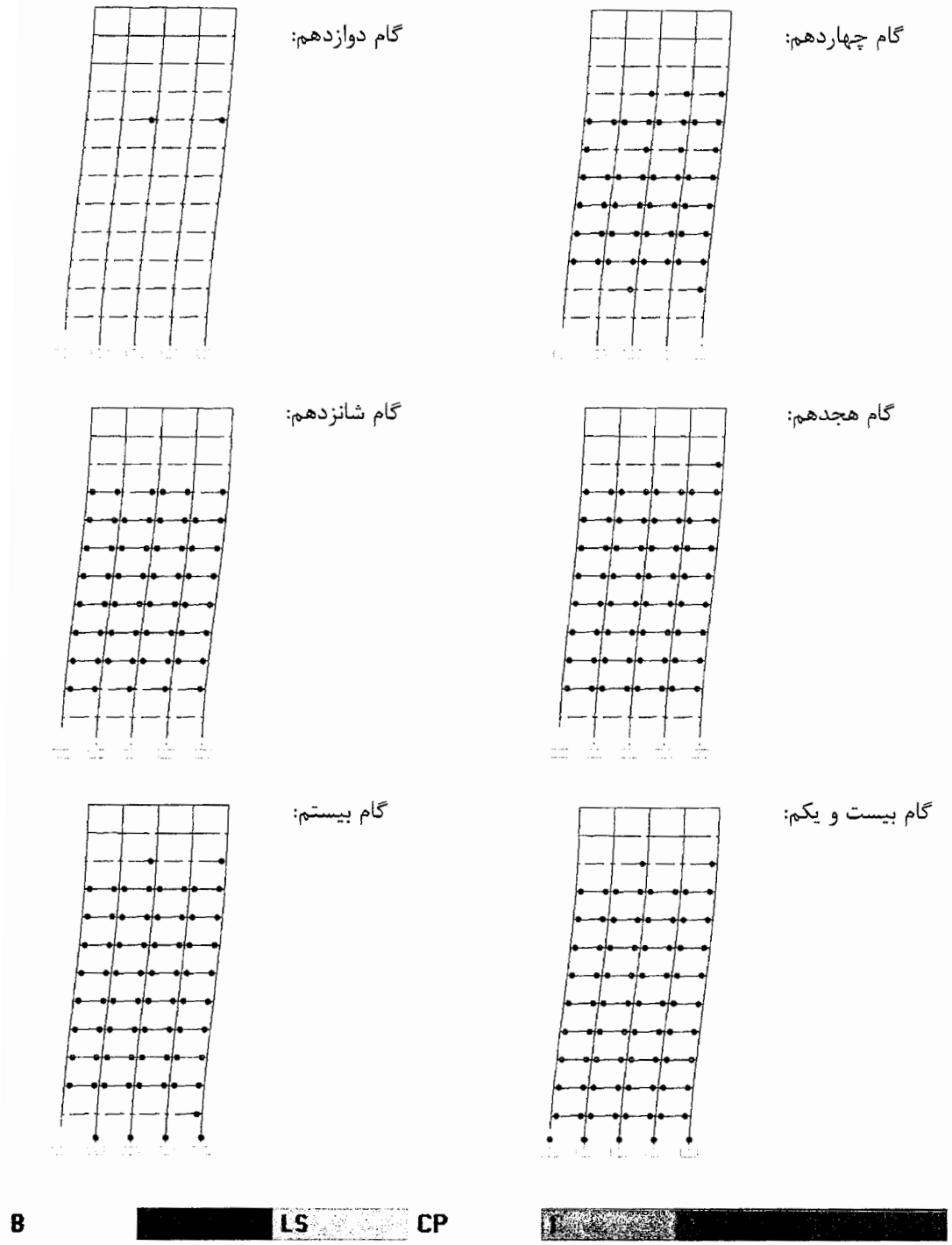
شکل ۵-۴- نمایش لولاهای خمیری تشکیل شده در اجزای قاب F مدل هشت طبقه در سطح خطر (الف): یک (ب): دو (ج): سه



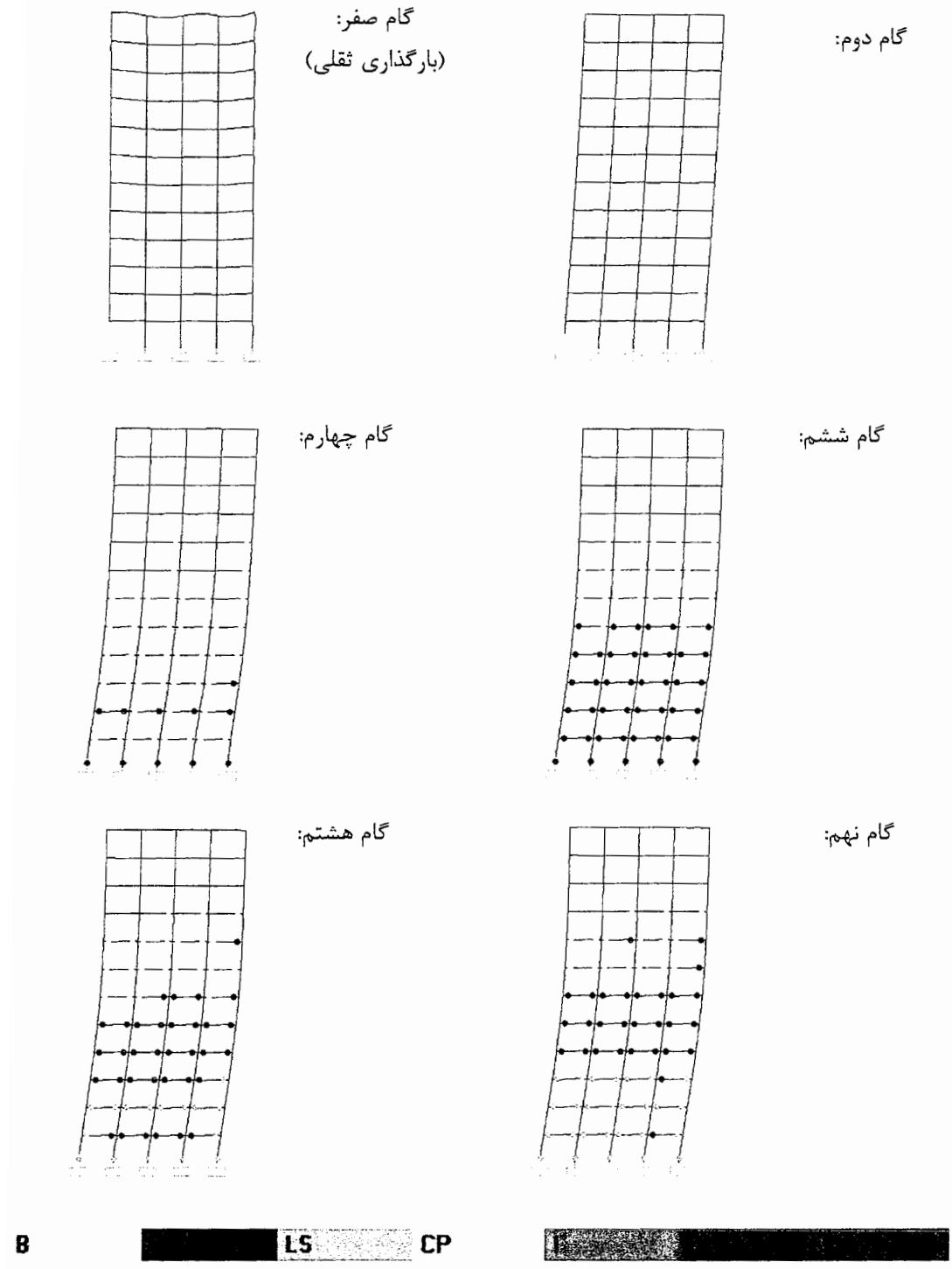
شکل ۵-۵- نمایش لولاهای خمیری تشکیل شده در اجزای قاب F مدل دوازده طبقه در سطح خطر (الف): یک (ب): دو (ج): سه



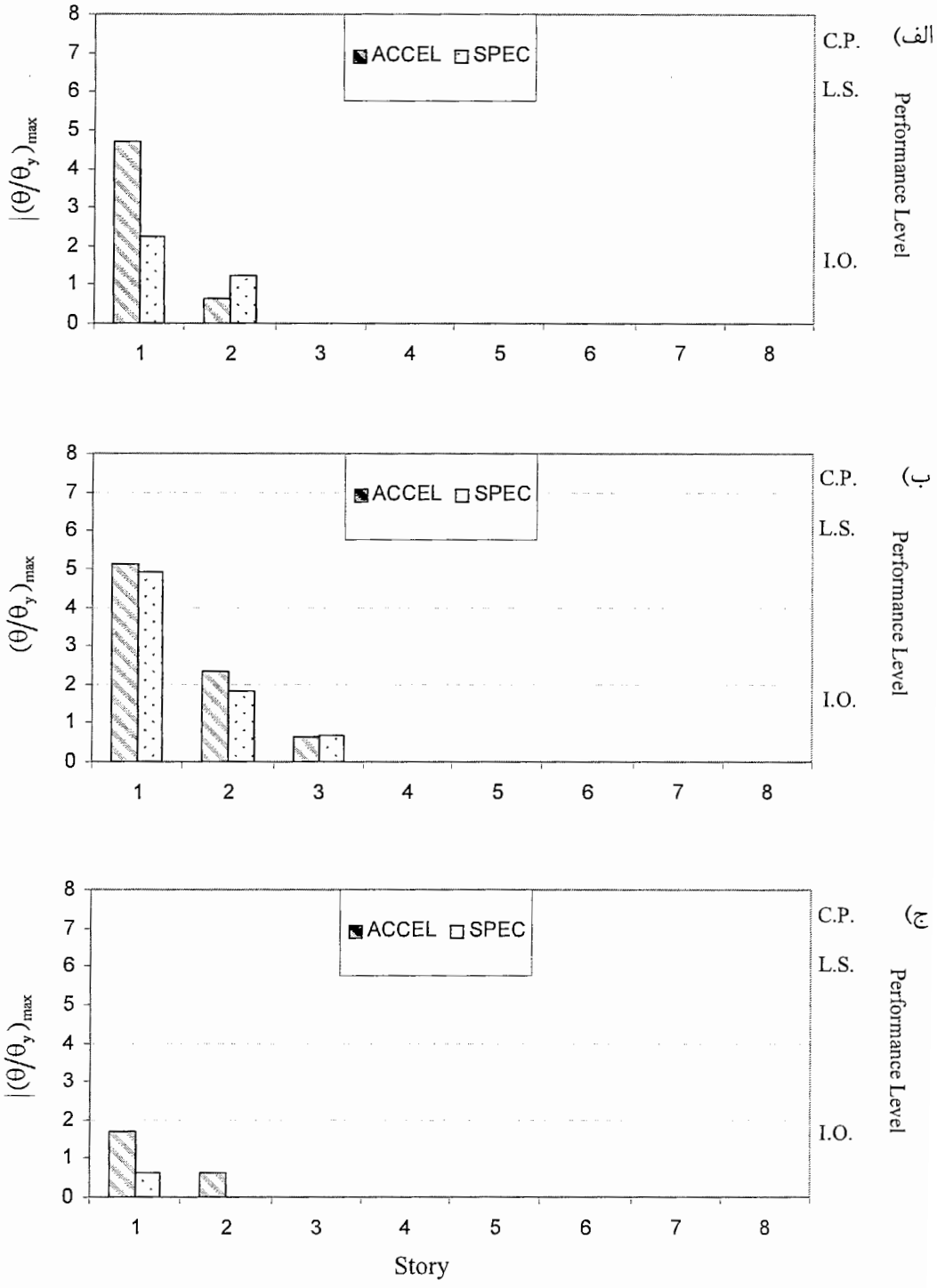
شکل ۵-۶- نمایش نحوه توزیع لـولاهای خمیـــری تشکیل شده در گامهای مختلف در اجـزای قاب F مدل دوازده طبقه در سطح خطر دو با الگوی بارگذاری طیفی



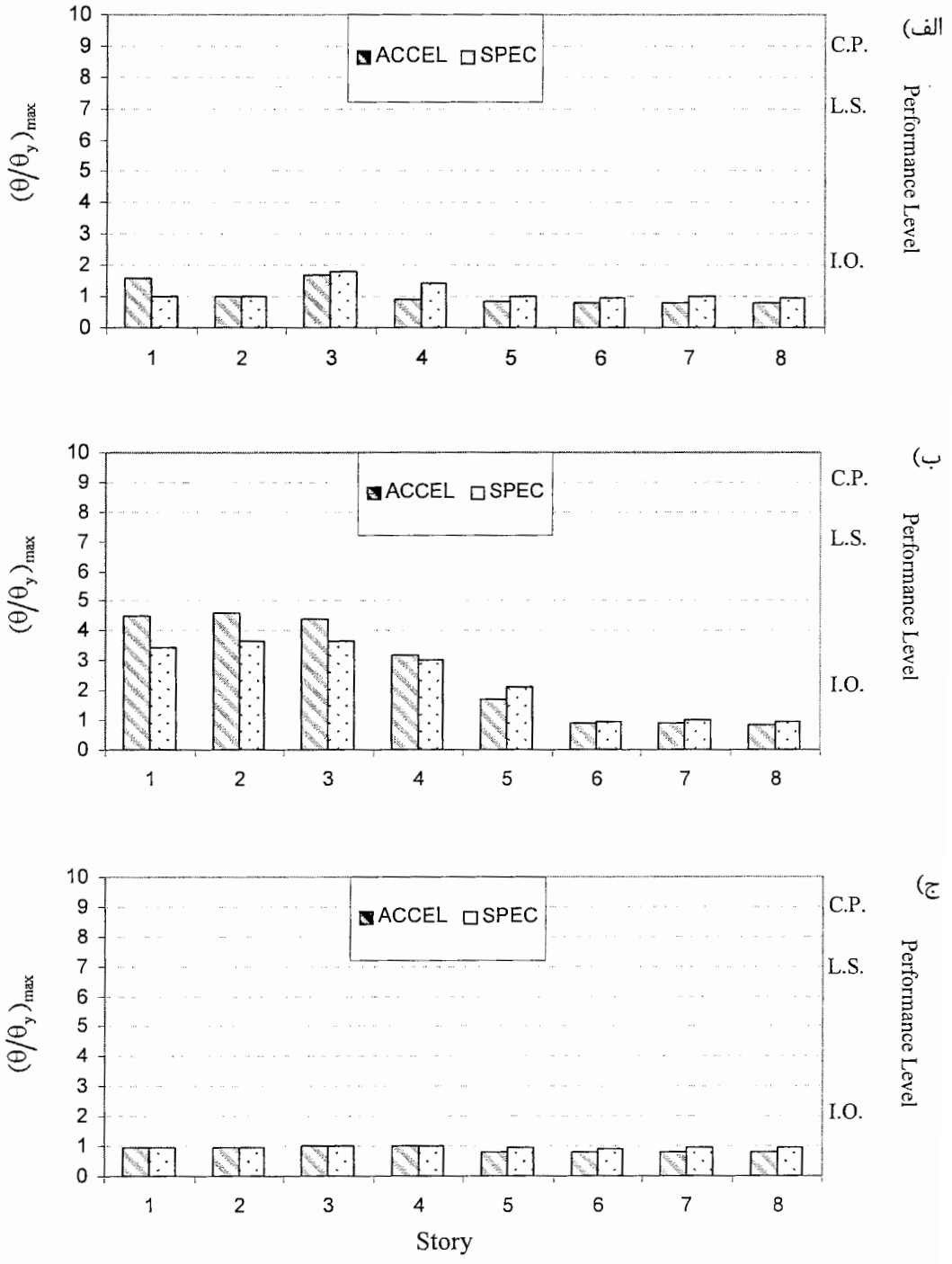
شکل ۵-۷- نمایش نحوه توزیع لـولاهای خمیـــری تشکیل شده در گامهای مختلف در اجـزای قاب F مدل دوازده طبقه در سطح خطر دو با الگوی بارگذاری طیفی



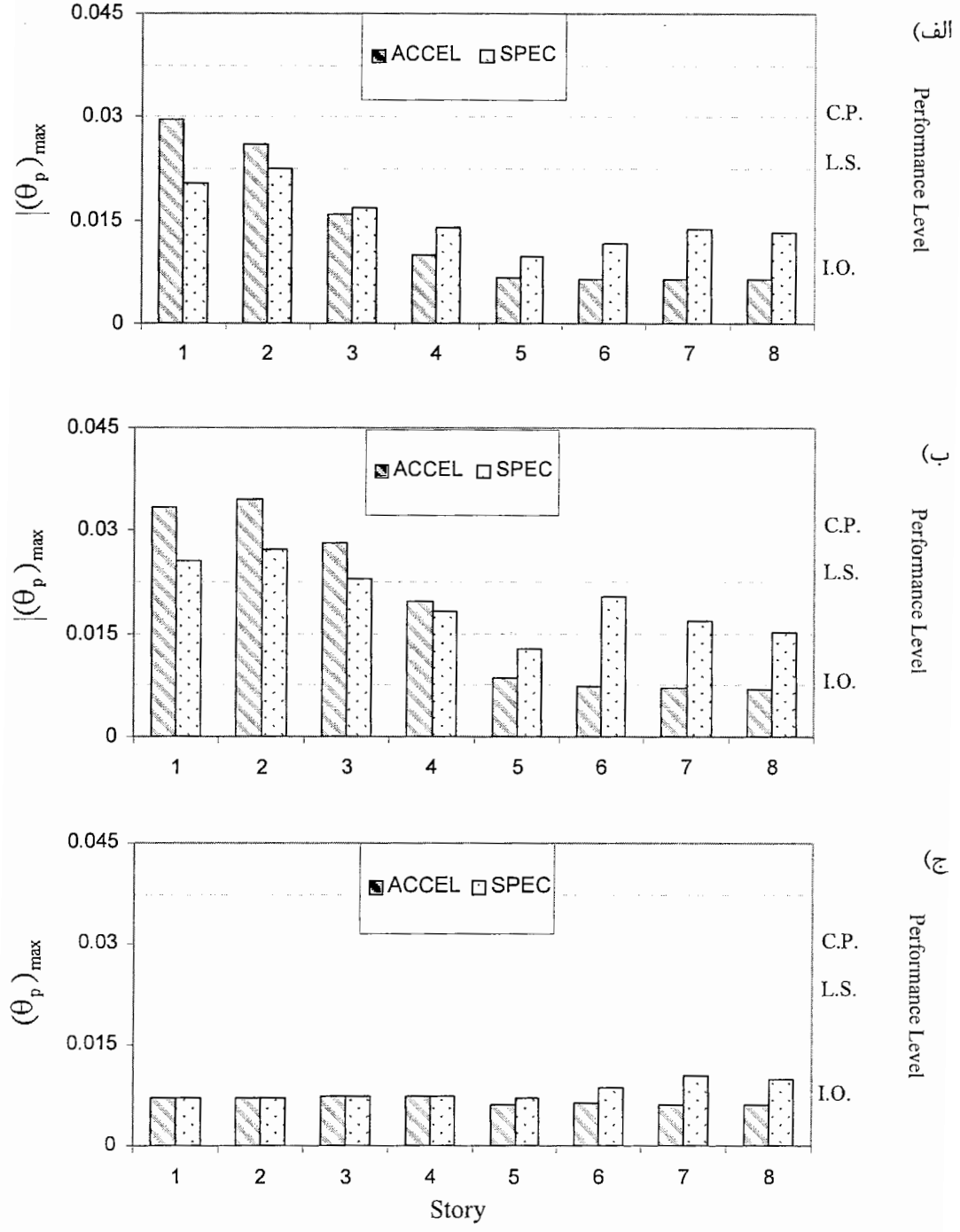
شکل ۵-۸- نمایش نحوه توزیع لولاهای خمیری تشکیل شده در گامهای مختلف در اجزای قاب F مدل دوازده طبقه در سطح خطر دو با الگوی بارگذاری یکنواخت



شکل ۵-۹- عملکرد ستونهای مدل هشت طبقه. محور قائم سمت چپ، نسبت ماکزیمم چرخش بوجود آمده در ستونهای هر طبقه به چرخش خمیری، و محور قائم سمت راست، سطح عملکرد ستونها می‌باشد. (الف): سطح خطر ۱ (ب): سطح خطر ۲ (ج): سطح خطر ۳



شکل ۵-۱۰- عملکرد تیرهای مدل هشت طبقه. محور قائم سمت چپ، نسبت ماکزیمم چرخش بوجود آمده در تیرهای هر طبقه به چرخش خمیری، و محور قائم سمت راست، سطح عملکرد تیرها می‌باشد. (الف): سطح خطر ۱ (ب): سطح خطر ۲ (ج): سطح خطر ۳



شکل ۵-۱۱- عملکرد اتصالات مدل هشت طبقه. محور قائم سمت چپ، نسبت ماکزیمم چرخش بوجود آمده در اتصالات هر طبقه به چرخش خمیری، و محور قائم سمت راست، سطح عملکرد اتصالات می‌باشد. (الف): سطح خطر ۱ (ب): سطح خطر ۲ (ج): سطح خطر ۳

جدول ۵-۳- عملکرد ستونهای مدلهای ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت سطوح مختلف خطر

Model	Floor	Earthquake Hazard Level-1				Earthquake Hazard Level-2				Earthquake Hazard Level-3			
		SPEC[1]		ACCEL[2]		SPEC		ACCEL		SPEC		ACCEL	
		$\lvert(\theta/\theta_y)_{max}\rvert$	P-L[3]	$\lvert(\theta/\theta_y)_{max}\rvert$	P-L	$\lvert(\theta/\theta_y)_{max}\rvert$	P-L	$\lvert(\theta/\theta_y)_{max}\rvert$	P-L	$\lvert(\theta/\theta_y)_{max}\rvert$	P-L	$\lvert(\theta/\theta_y)_{max}\rvert$	P-L
4-Story	1	1.74	I.O.-L.S.	2.41	I.O.-L.S.	3.38	I.O.-L.S.	5.53	I.O.-L.S.	0	A-B	0.67	B-I.O.
	2	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	3	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	4	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
8-Story	1	2.23	I.O.-L.S.	4.68	I.O.-L.S.	4.93	I.O.-L.S.	5.13	I.O.-L.S.	0.63	B-I.O.	1.70	I.O.-L.S.
	2	1.21	B-I.O.	0.64	B-I.O.	1.80	I.O.-L.S.	2.33	I.O.-L.S.	0	A-B	0.63	B-I.O.
	3	0	A-B	0	A-B	0.67	B-I.O.	0.65	B-I.O.	0	A-B	0	A-B
	4	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	5	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	6	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	7	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	8	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
12-Story	1	1.63	I.O.-L.S.	5.01	I.O.-L.S.	3.56	I.O.-L.S.	6.47	L.S.-C.P.	1.01	B-I.O.	2.13	I.O.-L.S.
	2	1.11	B-I.O.	0	A-B	1.17	B-I.O.	1.35	B-I.O.	0	A-B	0	A-B
	3	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	4	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	5	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	6	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	7	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	8	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	9	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	10	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	11	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B
	12	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B	0	A-B

۱- الگوی بارگذاری طیفی

۲- الگوی بارگذاری یکنواخت

3- Performance Level

جدول ۵-۴- عملکرد تیرهای مدلهای ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت سطوح مختلف خطر

Model	Floor	Earthquake Hazard Level-1				Earthquake Hazard Level-2				Earthquake Hazard Level-3			
		SPEC[1]		ACCEL[2]		SPEC		ACCEL		SPEC		ACCEL	
		$(\theta/\theta_y)_{max}$	P.L.[3]	$(\theta/\theta_y)_{max}$	P.L.	$(\theta/\theta_y)_{max}$	P.L.	$(\theta/\theta_y)_{max}$	P.L.	$(\theta/\theta_y)_{max}$	P.L.	$(\theta/\theta_y)_{max}$	P.L.
4-Story	1	0.97	A-B	0.98	A-B	1.21	B-I.O.	1.61	B-I.O.	0.93	A-B	0.94	A-B
	2	0.97	A-B	0.96	A-B	1.14	B-I.O.	0.99	A-B	0.93	A-B	0.93	A-B
	3	2.26	I.O.-L.S.	1.11	B-I.O.	3.53	I.O.-L.S.	1.83	B-I.O.	0.99	A-B	0.87	A-B
	4	0.97	A-B	0.93	A-B	0.99	A-B	0.94	A-B	0.94	A-B	0.91	A-B
8-Story	1	0.98	A-B	1.57	B-I.O.	3.43	I.O.-L.S.	4.48	I.O.-L.S.	0.94	A-B	0.96	A-B
	2	0.98	A-B	1	B-I.O.	3.66	I.O.-L.S.	4.62	I.O.-L.S.	0.94	A-B	0.96	A-B
	3	1.80	B-I.O.	1.70	B-I.O.	3.65	I.O.-L.S.	4.38	I.O.-L.S.	0.99	A-B	0.99	A-B
	4	1.43	B-I.O.	0.91	A-B	3.03	I.O.-L.S.	3.2	I.O.-L.S.	0.99	A-B	0.98	A-B
	5	0.99	A-B	0.87	A-B	2.11	I.O.-L.S.	1.71	B-I.O.	0.96	A-B	0.82	A-B
	6	0.93	A-B	0.79	A-B	0.97	A-B	0.91	A-B	0.92	A-B	0.77	A-B
	7	0.98	A-B	0.80	A-B	0.99	A-B	0.91	A-B	0.97	A-B	0.79	A-B
	8	0.95	A-B	0.79	A-B	0.96	A-B	0.85	A-B	0.94	A-B	0.77	A-B
12-Story	1	0.97	A-B	1.95	B-I.O.	2.24	I.O.-L.S.	4.27	I.O.-L.S.	0.95	A-B	0.98	A-B
	2	0.99	A-B	1.99	B-I.O.	2.93	I.O.-L.S.	4.47	I.O.-L.S.	0.96	A-B	0.99	A-B
	3	1	A-B	1.56	B-I.O.	3.24	I.O.-L.S.	4.29	I.O.-L.S.	0.96	A-B	0.98	A-B
	4	1	A-B	1	A-B	3.53	I.O.-L.S.	3.95	I.O.-L.S.	0.96	A-B	0.96	A-B
	5	2	B-I.O.	1.49	B-I.O.	3.69	I.O.-L.S.	3.10	I.O.-L.S.	1.06	B-I.O.	1	B-I.O.
	6	1.75	B-I.O.	1.06	B-I.O.	3.52	I.O.-L.S.	2.56	I.O.-L.S.	1	A-B	0.99	A-B
	7	1.49	B-I.O.	0.99	A-B	3.23	I.O.-L.S.	1.94	B-I.O.	0.99	A-B	0.92	A-B
	8	0.95	A-B	0.9	A-B	1.15	B-I.O.	0.94	A-B	0.90	A-B	0.94	A-B
	9	0.94	A-B	0.77	A-B	0.99	A-B	0.92	A-B	0.93	A-B	0.77	A-B
	10	1.18	B-I.O.	0.73	A-B	3.08	I.O.-L.S.	0.94	A-B	1	A-B	0.73	A-B
	11	0.95	A-B	0.67	A-B	0.99	A-B	0.82	A-B	0.95	A-B	0.67	A-B
	12	0.93	A-B	0.74	A-B	0.95	A-B	0.83	A-B	0.93	A-B	0.74	A-B

۱- الگوی بارگذاری طیفی

۲- الگوی بارگذاری یکنواخت

3- Performance Level

جدول ۵-۵- عملکرد اتصالات مدلهای ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت سطوح مختلف خطر

Model	Floor	Earthquake Hazard Level-1				Earthquake Hazard Level-2				Earthquake Hazard Level-3			
		SPEC		ACCEL		SPEC		ACCEL		SPEC		ACCEL	
		$(\theta_p)_{max}$	P.L.	$(\theta_p)_{max}$	P.L.	$(\theta_p)_{max}$	P.L.	$(\theta_p)_{max}$	P.L.	$(\theta_p)_{max}$	P.L.	$(\theta_p)_{max}$	P.L.
4-Story	1	0.0212	I.O.-L.S.	0.0237	L.S.-C.P.	0.0316	>C.P.	0.0348	>C.P.	0.0113	I.O.-L.S.	0.0126	I.O.-L.S.
	2	0.0211	I.O.-L.S.	0.0178	I.O.-L.S.	0.0309	>C.P.	0.0283	L.S.-C.P.	0.0110	I.O.-L.S.	0.0096	I.O.-L.S.
	3	0.0072	A-I.O.	0.0070	A-I.O.	0.0075	A-I.O.	0.0071	A-I.O.	0.0070	A-I.O.	0.0061	A-I.O.
	4	0.0185	I.O.-L.S.	0.0077	I.O.-L.S.	0.0261	L.S.-C.P.	0.0106	I.O.-L.S.	0.0116	I.O.-L.S.	0.0074	A-I.O.
8-Story	1	0.0204	I.O.-L.S.	0.0245	L.S.-C.P.	0.0256	L.S.-C.P.	0.0335	>C.P.	0.0071	A-I.O.	0.0072	A-I.O.
	2	0.0224	I.O.-L.S.	0.0236	L.S.-C.P.	0.0273	L.S.-C.P.	0.0345	>C.P.	0.0071	A-I.O.	0.0072	A-I.O.
	3	0.0167	I.O.-L.S.	0.0159	I.O.-L.S.	0.0229	L.S.-C.P.	0.0282	L.S.-C.P.	0.0073	A-I.O.	0.0074	A-I.O.
	4	0.0139	I.O.-L.S.	0.0099	I.O.-L.S.	0.0183	I.O.-L.S.	0.0197	I.O.-L.S.	0.0073	A-I.O.	0.0073	A-I.O.
	5	0.0097	I.O.-L.S.	0.0066	A-I.O.	0.0129	I.O.-L.S.	0.0086	I.O.-L.S.	0.0071	A-I.O.	0.0061	A-I.O.
	6	0.0117	I.O.-L.S.	0.0065	A-I.O.	0.0204	I.O.-L.S.	0.0074	A-I.O.	0.0087	I.O.-L.S.	0.0063	A-I.O.
	7	0.0137	I.O.-L.S.	0.0063	A-I.O.	0.0169	I.O.-L.S.	0.0071	A-I.O.	0.0103	I.O.-L.S.	0.0062	A-I.O.
	8	0.0132	I.O.-L.S.	0.0064	A-I.O.	0.0151	I.O.-L.S.	0.0069	A-I.O.	0.0100	I.O.-L.S.	0.0062	A-I.O.
12-Story	1	0.0155	I.O.-L.S.	0.0225	I.O.-L.S.	0.0179	I.O.-L.S.	0.0298	L.S.-C.P.	0.0109	I.O.-L.S.	0.0195	I.O.-L.S.
	2	0.0205	I.O.-L.S.	0.0229	L.S.-C.P.	0.0219	I.O.-L.S.	0.0292	L.S.-C.P.	0.0135	I.O.-L.S.	0.0212	I.O.-L.S.
	3	0.0218	I.O.-L.S.	0.0254	L.S.-C.P.	0.0242	L.S.-C.P.	0.0288	L.S.-C.P.	0.0128	I.O.-L.S.	0.0183	I.O.-L.S.
	4	0.0193	I.O.-L.S.	0.0192	I.O.-L.S.	0.0264	L.S.-C.P.	0.0260	L.S.-C.P.	0.0131	I.O.-L.S.	0.0143	I.O.-L.S.
	5	0.0182	I.O.-L.S.	0.0143	I.O.-L.S.	0.0232	L.S.-C.P.	0.0188	I.O.-L.S.	0.0110	I.O.-L.S.	0.0097	I.O.-L.S.
	6	0.0163	I.O.-L.S.	0.0111	I.O.-L.S.	0.0219	I.O.-L.S.	0.0148	I.O.-L.S.	0.0100	I.O.-L.S.	0.0081	I.O.-L.S.
	7	0.0143	I.O.-L.S.	0.0078	I.O.-L.S.	0.0198	I.O.-L.S.	0.0103	I.O.-L.S.	0.0090	I.O.-L.S.	0.0070	A-I.O.
	8	0.0179	I.O.-L.S.	0.0074	A-I.O.	0.0290	L.S.-C.P.	0.0122	I.O.-L.S.	0.0121	I.O.-L.S.	0.0074	A-I.O.
	9	0.0130	I.O.-L.S.	0.0063	A-I.O.	0.0266	L.S.-C.P.	0.0080	I.O.-L.S.	0.0104	I.O.-L.S.	0.0063	A-I.O.
	10	0.0070	A-I.O.	0.0051	A-I.O.	0.0074	A-I.O.	0.0066	A-I.O.	0.0070	A-I.O.	0.0051	A-I.O.
	11	0.0075	A-I.O.	0.0052	A-I.O.	0.0140	I.O.-L.S.	0.0064	A-I.O.	0.0075	A-I.O.	0.0052	A-I.O.
	12	0.0075	A-I.O.	0.0060	A-I.O.	0.0124	I.O.-L.S.	0.0067	A-I.O.	0.0075	A-I.O.	0.0060	A-I.O.

جدول ۵-۶- درصد لولاهای خمیری تشکیل شده در اجزای مدلها برای سطوح عملکردی مختلف

سطوح خطر	الگوی بارگذاری	سطوح عملکرد	مدل چهار طبقه			مدل هشت طبقه			مدل دوازده طبقه		
			ستونها	تیرها	اتصالات	ستونها	تیرها	اتصالات	ستونها	تیرها	اتصالات
سطح خطر یک	طیفی	A-B	98	75	41	90	62	46	99	65	48
		B-I.O.	0	19	29	4	38	21	0	35	16
		I.O.-L.S.	2	6	30	6	0	33	1	0	36
		L.S.-C.P.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		>C.P.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	یکنواخت	A-B	72	88	62	93	83	58	94	79	63
		B-I.O.	16	12	13	0	17	19	2	21	12
		I.O.-L.S.	12	0	21	6	0	18	4	0	23
		L.S.-C.P.	0	0	4	1	0	5	0	0	2
		>C.P.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
سطح خطر دو	طیفی	A-B	72	79	36	80	47	34	91	42	23
		B-I.O.	16	7	12	10	22	13	5	24	19
		I.O.-L.S.	12	14	32	9	31	38	4	34	30
		L.S.-C.P.	0	0	18	1	0	15	0	0	28
		>C.P.	0	0	3	0	0	0	0	0	0
	یکنواخت	A-B	82	63	34	82	47	38	81	60	34
		B-I.O.	6	37	23	7	25	21	13	13	23
		I.O.-L.S.	11	0	29	10	28	26	0	27	26
		L.S.-C.P.	1	0	13	1	0	13	4	0	17
		>C.P.	0	0	1	0	0	2	2	0	0
سطح خطر سه	طیفی	A-B	100	100	69	100	100	79	100	95	63
		B-I.O.	0	0	25	0	0	12	0	4	12
		I.O.-L.S.	0	0	6	0	0	9	0	1	25
		L.S.-C.P.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		>C.P.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	یکنواخت	A-B	93	100	70	90	100	79	94	96	66
		B-I.O.	7	0	21	5	0	6	3	4	14
		I.O.-L.S.	0	0	9	5	0	15	3	0	20
		L.S.-C.P.	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		>C.P.	0	0	0	0	0	0	0	0	0

۵-۴- بحث و جمع‌بندی نتایج

برای بررسی بهتر نتایج و بحث راجع به آنها در محدوده اهدافی که در این تحقیق مورد نظر است، ابتدا عملکرد مدلها تحت زلزله با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر یک) که به عنوان زلزله طرح در استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد، به تفصیل مورد بررسی قرار گرفته و سپس عملکرد مدلها تحت سطوح خطر دو و سه به صورت جدول‌بندی ارائه می‌شود.

لازم است اشاره شود که نتیجه‌گیری نهایی، بر اساس بحرانی‌ترین حالت رفتار سازه در اثر الگوهای بارگذاری جانبی طیفی یا یکنواخت مد نظر قرار می‌گیرد.

۵-۴-۱- سطح خطر یک

۵-۴-۱-۱- عملکرد کلی سازه

۱- با توجه به منحنی‌های نیرو - تغییر مکان ارائه شده در شکل ۵-۱ ملاحظه می‌شود که کلیه مدلهای مورد مطالعه در تغییر مکان هدف پایداری خود را حفظ کرده و همواره برش پایه در تغییر مکان هدف بیشتر از ۸۰ درصد برش پایه حد تسلیم می‌باشد.

۲- بر اساس کنترل تغییر مکان نسبی طبقات ارائه شده در شکل ۵-۲ ملاحظه می‌شود که در مدل ۴ طبقه سطح عملکردی ایمنی جانی و برای مدلهای ۸ و ۱۲ طبقه سطح عملکردی آستانه فروریزش پیش‌بینی می‌گردد. البته در این مدلها (مدلهای ۸ و ۱۲ طبقه) اختلاف بین مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات در سطح عملکردی ایمنی جانی با تغییر مکان نسبی نیاز، اندک می‌باشد. با این توضیح، در مجموع می‌توان برای کلیه مدلها، سطح عملکردی ایمنی جانی را در سطح خطر یک، بر اساس کنترل تغییر مکان نسبی طبقات، پیش‌بینی کرد.

۵-۴-۱-۲- عملکرد اجزاء سازه

ستونها:

با توجه به نتایج جدول ۵-۳ ، برای ستونهای کلیه مدلها، سطح عملکردی ایمنی جانی پیش‌بینی می‌شود. با توجه به نتایج این جدول مشاهده می‌شود که لولاهای خمیری در ستونها پایه تشکیل شده و بقیه ستونها یا دارای رفتار خطی هستند و یا هنوز وارد سطح عملکردی استفاده بی‌وقفه نشده‌اند.

تیرها:

با توجه به نتایج جدول ۵-۴ ، برای تیرهای مدلهای ۸ و ۱۲ طبقه، سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه مشاهده شده و یا اصلا وارد مرحله غیر خطی نشده‌اند. برای مدل ۴ طبقه سطح عملکرد ایمنی جانی پیش بینی می‌گردد که البته اختلاف بین مقادیر ظرفیت دورانی تیر در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه با دوران نیاز اندک می‌باشد. با این توضیحات در مجموع می‌توان برای تیرهای کلیهٔ مدلها، سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه را پیش بینی کرد.

اتصالات:

با توجه به نتایج جدول ۵-۵ ، در کلیهٔ مدلها برای اتصالات، سطح عملکرد ایمنی جانی پیش‌بینی می‌گردد. اما وضعیت اتصالات تا اندازه‌ای بحرانی بوده به طوری که سطح عملکرد آنها به آستانه فروریزش نزدیک می‌باشد.

۵-۴-۲- سطح خطر دو و سه

۵-۴-۲-۱- عملکرد کلی سازه

۱- با توجه به منحنی‌های نیرو - تغییر مکان ارائه شده در شکل ۵-۱ ملاحظه می‌شود که در سطح خطر دو و سه، کلیه مدلهای مورد مطالعه در تغییر مکان هدف پایداری خود را حفظ کرده و همواره برش پایه در تغییر مکان هدف بیشتر از ۸۰ درصد برش پایه حد تسلیم می‌باشد.

۲- بر اساس کنترل تغییر مکان نسبی طبقات ارائه شده در شکل ۵-۲ ملاحظه می‌شود که در سطح خطر دو، برای کلیهٔ مدلها سطح عملکردی آستانه فروریزش پیش بینی می‌شود. در سطح خطر سه، برای کلیهٔ مدلها سطح عملکردی ایمنی جانی پیش بینی می‌گردد.

۵-۴-۲-۲- عملکرد اجزاء سازه

به طور خلاصه سطح عملکردی که برای اجزاء ، تحت سطوح خطر یک و دو و سه پیش‌بینی می‌شود، در جدول ۵-۷ ارائه شده است. در این جدول درصد لولاهای خمیری متناظر با هر سطح عملکردی که از جدول ۵-۶ استخراج شده‌اند، ارائه شده است.

جدول ۵-۷- سطح عملکردی پیش بینی شده برای اجزاء مدلها در سطوح خطر مختلف و درصد لولاهای خمیری

اجزاء	شماره مدل	سطح خطر یک		سطح خطر دو		سطح خطر سه	
		سطح عملکردی	درصد لولاهای خمیری	سطح عملکردی	درصد لولاهای خمیری	سطح عملکردی	درصد لولاهای خمیری
ستون	۴	ایمنی جانی	۱۲	ایمنی جانی	۲۸	قابلیت استفاده بی‌وقفه	۷
	۸	ایمنی جانی	۱۰	ایمنی جانی	۲۰	قابلیت استفاده بی‌وقفه	۱۰
	۱۲	قابلیت استفاده بی‌وقفه	۴	آستانه فروریزش	۱۹	قابلیت استفاده بی‌وقفه	۶
تیر	۴	ایمنی جانی	۲۵	ایمنی جانی	۲۱	رفتار خطی	۰
	۸	قابلیت استفاده بی‌وقفه	۳۸	ایمنی جانی	۵۳	رفتار خطی	۰
	۱۲	قابلیت استفاده بی‌وقفه	۳۵	ایمنی جانی	۵۸	رفتار خطی	۰
اتصالات	۴	ایمنی جانی	۵۹	آستانه فروریزش	۶۶	ایمنی جانی	۳۰
	۸	ایمنی جانی	۴۲	آستانه فروریزش	۶۶	ایمنی جانی	۲۱
	۱۲	ایمنی جانی	۵۲	آستانه فروریزش	۷۷	ایمنی جانی	۳۷

۵-۵- طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد

در رویکردی دیگر به طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد این بار یک سازه ۱۲ طبقه با مشخصات کلی ارائه شده در فصل دوم، از ابتدا توسط معیارهای دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران با هدف عملکردی مطلوب (سطح عملکردی ایمنی جانی در سطح خطر یک و سطح عملکردی آستانه فروریزش در سطح خطر دو) طراحی شده است. هدف از این قسمت مقایسه وزن اسکلت ساختمان طراحی شده توسط این دو راه‌کار طراحی لرزه‌ای ساختمان می‌باشد.

۵-۵-۱- نتایج طراحی لرزه‌ای مدل ۱۲ طبقه بر اساس عملکرد

نتایج طراحی لرزه‌ای مدل ۱۲ طبقه بر اساس عملکرد به شرح جدول زیر می‌باشد:

جدول۵-۸- مشخصات مقاطع تیر و ستون مدل ۱۲ طبقه

طبقه	ستونها از نوع قوطی (BOX)	تیرها از نوع IPE
۱	300 × 300 × 20	330
۲	300 × 300 × 20	330
۳	300 × 300 × 20	330
۴	300 × 300 × 20	330
۵	250 × 250 × 25	330
۶	250 × 250 × 25	330
۷	250 × 250 × 25	330
۸	250 × 250 × 20	270
۹	250 × 250 × 15	270
۱۰	200 × 200 × 20	240
۱۱	200 × 200 × 15	220
۱۲	200 × 200 × 15	160

۵-۵-۲- مزایای روش طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد

۱- وزن اسکلت ساختمان طراحی شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ در حدود ۳۰۰ تن برآورد شده و این در حالی است که وزن اسکلت ساختمان طراحی شده توسط دستورالعمل بهسازی ایران در حدود ۲۶۶ تن بدست آمده و این به معنی حدود ۱۳ درصد صرفه‌جویی در فولاد مصرفی اسکلت سازه می‌باشد.

۲- در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد، در هر لحظه از نحوه توزیع و تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه و سطح عملکرد اجزا و در مجموع از سطح عملکرد کل سازه آگاهی داریم و در صورت ضعف در قسمتهایی از سازه، نسبت به بهسازی آن قسمت اقدام شود، در حالی که در طراحی لرزه‌ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، هیچ گونه اطلاعی از رفتار سازه در زلزله‌های مختلف قابل ارزیابی نمی‌باشد.

فصل ششم

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۶-۱- مقدمه

در تحقیق حاضر با توجه به اصول مهندسی زلزله بر اساس عملکرد، به تعیین سطوح عملکردی ساختمانهای فولادی طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ تحت سطوح مختلف خطر پرداخته شده است.

ساختمانها از نوع ساختمانهای با اهمیت متوسط انتخاب شده‌اند. مدلهایی با تعداد طبقات مختلف شامل مدل ۴، ۸، ۱۲ طبقه در نظر گرفته شده است.

در مرحله اول، مدلهای مورد بحث با رعایت ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ برای زلزله طرح با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر یک) طراحی شده و در مرحله بعد با استفاده از ضوابط دستورالعمل بهسازی ایران عملکرد آنها ارزیابی شده است. در این مرحله برای بررسی جامع‌تر عملکرد مدل‌ها، علاوه بر انتخاب زلزله طرح با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال، سطوح خطر دیگر شامل زلزله با احتمال وقوع ۲ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر دو) و زلزله با احتمال وقوع ۵۰ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر سه) در نظر گرفته شده است.

روشهای تحلیل برای ارزیابی عملکرد هر یک از مدلها به صورت آنالیزهای استاتیکی غیر خطی انتخاب شده است.

نتایج مورد نظر در این تحقیق برای هر یک از سطوح خطر انتخابی شامل؛ تغییر مکان نسبی طبقات، تغییر شکل ایجاد شده در اجزاء تیرها، ستونها، اتصالات می‌باشد. این نتایج با معیارهای پذیرش مقایسه شده و سپس عملکرد اجزا و سازه تعیین شده است.

۶-۲- نتیجه‌گیری

۱- در سطح خطر یک، همواره برش پایه در تغییر مکان هدف از ۸۰ درصد برش پایه حد تسلیم بیشتر می‌باشد. بنابراین مقاومت جانبی سازه شرایط لازم را دارا بوده و ساختمان پایدار می‌باشد.

در این سطح خطر برای تمام مدلهای مورد مطالعه، سطح عملکرد ایمنی جانی پیش‌بینی می‌گردد. البته در بیشتر اجزاء میزان نیازهای لرزه‌ای تا رسیدن به ظرفیت متناظر با سطح عملکردی ایمنی جانی فاصله زیادی دارند.

به طور کلی ساختمانهای مورد مطالعه در اثر زلزله طرح از خود سطح عملکردی ایمنی جانی با حاشیه اطمینان بالا نشان می‌دهند. یکی از دلائل اضافه ظرفیت در این سطح عملکردی را می‌توان ضابطه کنترل تغییر مکان نسبی (ضابطه ۲-۴-۱۳) استاندارد ۲۸۰۰ نام برد که به نظر می‌رسد این ضابطه در مورد این نوع سیستم ساختمانی منجر به طرح محافظه کارانه می‌شود.

۲- با توجه به نتایج ارزیابی در سطح خطر دو، همواره برش پایه در تغییر مکان هدف از ۸۰ درصد برش پایه حد تسلیم بیشتر می‌باشد. بنابراین مقاومت جانبی سازه شرایط لازم را دارا بوده و ساختمان پایدار می‌باشد.

در این سطح خطر برای تمام مدلهای مورد مطالعه، سطح عملکرد آستانه فروریزش پیش‌بینی می‌گردد. البته لازم به توضیح است که در این مدلها، تقریبا تمام تیرها و ستونها دارای سطح عملکردی ایمنی جانی می‌باشند، ولی اتصالات زیادی در سطح عملکردی آستانه فروریزش هستند، و از طرف دیگر این مدلها در سطح خطر دو از نظر تغییر مکان نسبی طبقات، دارای سطح عملکردی آستانه فروریزش هستند. بنابراین در مجموع، در سطح خطر دو، سطح عملکردی آستانه فروریزش پیش‌بینی می‌گردد.

۳- با توجه به نتایج ارزیابی در سطح خطر سه اگرچه بخش عمده‌ای از اعضاء در محدوده قابلیت استفاده بی‌وقفه می‌باشند لیکن از آنجایی که مقداری از آنها از این محدوده خارج می‌شوند لذا، به طور کلی سطح عملکرد ایمنی جانبی پیش‌بینی می‌گردد. البته باید به این نکته توجه گردد که مقدار تغییر شکل‌های نیاز در اجزایی که در این سطح عملکردی قرار می‌گیرند خیلی کمتر از مقدار ظرفیت آنها در سطح عملکردی ایمنی جانی می‌باشد. با بهبود ظرفیت این اجزاء می‌توان سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه برای این مدلها پیش‌بینی کرد.

۴- اهداف عملکردی آیین‌نامه ۲۸۰۰ با ضریب اطمینان بالایی ارضا می‌شوند.

۵- وزن اسکلت ساختمان طراحی شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ در حدود ۳۰۰ تن برآورد شده و این در حالی است که وزن اسکلت ساختمان طراحی شده توسط دستورالعمل بهسازی ایران در حدود ۲۶۶ تن بدست آمده و این به معنی حدود ۱۲ درصد صرفه‌جویی در فولاد مصرفی اسکلت سازه می‌باشد.

۶-۳- پیشنهادات

۱- در این تحقیق مقایسه‌ای بین طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد و براساس استاندارد ۲۸۰۰ فقط برای سازه‌های فولادی خمشی با اهمیت متوسط صورت گرفته است. لذا پیشنهاد می‌گردد در ادامه این تحقیق، مقایسه‌ای بین این دو روش طراحی لرزه‌ای برای سازه‌هایی با اهمیت زیاد و سیستم‌های مختلف سازه‌ای انجام گیرد.

۲- در بند ۱-۸ استاندارد ۲۸۰۰، یکی از توصیه‌های طراحی اینست که، ساختمان به نحوی طراحی گردد که ستونها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند. برای این مورد در طراحی سیستم قاب خمشی فولادی ویژه روابطی برای کنترل نسبت مقاومت ستون به تیر ارائه شده است. اما برای قاب خمشی فولادی معمولی ضوابطی ارائه نشده است.

بنابراین پیشنهاد می‌گردد برای توصیه فوق، در این زمینه تحقیقات لازم انجام گردد. نتیجه این تحقیقات می‌تواند به عنوان روابط و ضوابط لازم برای کنترل نسبت مقاومت ستون به تیر مورد استفاده قرار گیرد.

۳- در بحث اتصالات تیر به ستون به ویژه اتصالات جوشی، همواره شکل‌پذیری کمتری از آنها نسبت به تیرها مشاهده می‌گردد. از طرفی امکان تشکیل لولاهای خمیری در محل اتصال تیر به ستون قبل از تشکیل لولای خمیری در تیرها وجود دارد.

بنابراین پیشنهاد می‌گردد در این زمینه تحقیقات بیشتری صورت گرفته و راهکارهـای لازم بـرای پیشگیری از ایجاد لولای خمیری در اتصالات و یـا بـه تـاخیر انـداختن آن بـرای تـشکیل لـولای خمیری در تیرها در استاندارد ۲۸۰۰ پیش‌بینی گردد.

فهرست منابع

[1] FEMA 273, NEHRP Guidlines for the Seismic Rehabilitations of Buildings (FEMA Publication 273), Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C., 1997.

[2] FEMA 274, NEHRP Commentary on the Guidlines for the Seismic Rehabilitations of Buildings (FEMA Publication 274), Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C., 1997.

[3] FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the American Society of Civil Engineers (ASCE); published by the Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C., 2000.

[4] Farzad Naeim, "The Seismic Design Handbook, 2nd Edition", Los Angeles, California, 2000.

[۵] پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، "دستوالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود" ، خرداد ۱۳۸۱.

[۶] پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، "تفسیر دستوالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود"، مهرماه ۱۳۸۱.

[۷] میلانچیان، رضا، "بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بتنی با توجه به سطوح عملکرد مختلف مورد نظر و مقایسه آن با ظوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ " ، پایان نامه کارشناسی ارشد، تهران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۸۲.

[۸] کاظمی، محمد تقی، "طراحی ساختمانهای بتنی بر اساس عملکرد با توجه به سازگاری آنها با آیین‌نامه‌های رایج کشور"، مقاله در اولین کنفرانس بین‌المللی بتن و توسعه، تهران، ۱۳۸۰ .

[۹] نماینده نیاسر، علیرضا، "روش طراحی بر اساس عملکرد برای طرح لرزه‌ای سازه‌ها"، سمینار کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ۱۳۸۱.

[۱۰] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، " آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله: استاندارد ۲۸۰۰ ، ویرایش دوم" ، آذر ۱۳۷۸.

[۱۱] دیوید کی ، " طراحی کاربردی ساختمان‌های مقاوم در برابر زمین لرزه" ، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۶.

[۱۲] عباسعلی تسنیمی، " رفتار و طرح لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح، جلد اول" ، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی، تابستان ۱۳۸۰.

[۱۳] آرش ناصری، " کاربرد طراحی بر اساس عملکرد در ارزیابی یک ساختمان بتنی طراحی شده مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ " ، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ۱۳۸۱.

[۱۴] احمدی و نوروزی " تحلیل خطر لرزه‌ای ایران" مجله علم و تکنولوژی ایران، شماره ۱۳، ۱۳۶۸.

[۱۵] راهنمای برنامه SAP2000, Ver. 8.2.3 .

[۱۶] مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم، " طرح و اجرای ساختمانهای فولادی " انتشارات وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۷۴.

[۱۷] مقررات ملی ساختمان، راهنمای مبحث دهم، " طرح و اجرای ساختمانهای فولادی " جلد اول و دوم، انتشارات مدیریت، تدوین شاپور طاحونی، ۱۳۷۸.

[۱۸] مهران جوهرزاده، " طرح لرزه‌ای اتصالات قابهای خمشی بر اساس عملکرد " سمینار کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ۱۳۸۲.

[۱۹] مینورو واکابایاشی، " ساختمانهای مقاوم در مقابل زلزله " انتشارات دانشگاه صنعتی اصفهان، ۱۳۷۴.

[۲۰] خسرو برگی، " اصول مهندسی زلزله " انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۷۹.

[۲۱] حجت ا... عادلی، " مهندسی زلزله " انتشارات دهخدا، ۱۳۷۵.

[۲۲] حسن مقدم، " اصول مهندسی زلزله، مبانی و کاربرد " انتشارات دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۱.

[۲۳] ماریو پاز، " تئوری و روشهای محاسبه دینامیک سازه " موسسه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۴.

[۲۴] ری کلاف، " دینامیک سازه‌ها " انتشارات علمی دانشگاه صنعتی شریف ، ۱۳۷۷.

[۲۵] انیل چوپرا، " دینامیک سازه‌ها و تعیین نیروهای زلزله (نظریه و کاربرد)" انتشارات علم و ادب، ۱۳۷۹.

Abstract

The Iranian code for seismic resistant design of buildings, Standard 2800, specified some rules and regulations, by following which, it is expected to meet the objectives of this code. But there are uncertaintities regarding the performance level and the damages which occur to the buildings during varying earthquakes.

In this research it has been tried to study seismic behaviour of steel buildings using principles of the performance based earthquake engineering and regulations of Iranian guidelines for seismic of rehabilitation structures. Moment resisting frame (ordinary type) from the type of steel building systems is selected. The buildings are 4, 8 and 12 stories. These buildings are designed according to Standard 2800, and section 10 of Iranian building code. In the process of performance evaluation not only the earthquake with exceedence probability of 10 % in 50 years (earthquake hazard level 1) is studied, but also two other earthquake of exceedence probability of 2 % in 50 years (earthquake hazard level 2) and exceedence probability of 50 % in 50 years (earthquake hazard level 3) are considered. In this process, non-linear static method is used. The parameters investigated in these analyses are inter-story drift, plastic deformations in columns, beams and connections. These results are compared with acceptance criteria, and the performance level of building and elements are determined.

In general, the results indicate that, for design earthquake, life safety performance is achieved. This result corresponds with the objective mentioned in Standard 2800. For the buildings subjected to earthquake hazard level 2, the performance level of collapse prevention and for the buildings subjected to earthquake hazard level 3, the performance level of life safety is expected. The range of damages which will occur in earthquake with exceedence probability of 50 % in 50 years (hazard level 3) is much less than the limits of life safety performance but they are higher than the limits of immediate occupancy performance.

Key words:

Evaluation, Performance based design, Seismic design