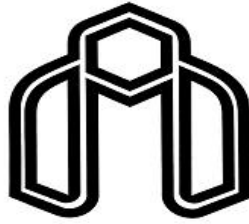


صلى الله عليه وسلم



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

گروه سازه

مقاوم سازی ساختمان های قاب خمشی بتنی با بکارگیری

میراگرها با در نظر گرفتن سطح عملکرد

اسماعیل نظرخانی

اساتید راهنما:

دکتر علی کیهانی

دکتر سید مهدی توکلی

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهمن ۱۳۹۲

شماره: ۹۲
تاریخ: ۹۲، ۱۲، ۱۰
ویرایش:

بسمه تعالی



دانشگاه صنعتی شاهرود

مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۶)

فرم صورتجلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای اسماعیل نظرخانی رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان **مقاوم سازی ساختمان‌های قاب خمشی بتنی با بکارگیری میراگرها** با در نظر گرفتن سطح عملکرد که در تاریخ ۹۲/۱۱/۲۹ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

☐ مردود	☐ دفاع مجدد	☒ قبول (با درجه: <u>خیلی امتیاز (۱۷/۹۹)</u>)
--------------------------------	------------------------------------	---

۲- بسیار خوب (۱۸/۹۹ - ۱۸)

۱- عالی (۲۰ - ۱۹)

۴- قابل قبول (۱۵/۹۹ - ۱۴)

۳- خوب (۱۷/۹۹ - ۱۶)

۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنما	دکتر علی کیهانی	استادیار	
۲- استاد راهنما	دکتر سید مهدی توکلی	استادیار	
۲- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی عجمی	استادیار	
۳- استاد ممتحن	دکتر فرشید علایی	دانشیار	
۴- استاد ممتحن	دکتر وحیدرضا کلات جاری	استادیار	

رئیس دانشکده: دکتر احمد احمدی

تقدیم به پدر و مادر عزیزم

و

همسرم

ناله را باران باید
تا بشوید غبار نشسته بر برگهایش
و سیرابش کند از آب حیات
و آفتاب باید

تا تاباند

نیرو را

و محکم کند

شاخه های تازه رویداده را

به نام مادر

بوسه ای باید زد

دست هایی را

می شویند غبار هستی روزگار را

و سیراب می کنند روح تشنه را

به نام پدر

بوسه ای باید زد

دست هایی را

که می تابانند

نیرو را

و محکم می کنند

استواری پایه های زیرسختن را

تقدیر و تشکر

بر خود واجب می دانم از تمام کسانی که در تدوین این پایان نامه مرا یاری کرده‌اند تشکر و قدردانی کنم.

تعهد نامه

اینجانب اسماعیل نظرخانی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران- سازه دانشکده مهندسی عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه مقاوم سازی ساختمان‌های قاب خمشی بتنی با بکارگیری میراگرها با در نظر گرفتن سطح عملکرد تحت راهنمایی دکتر علی کیهانی و دکتر سید مهدی توکلی متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

یکی از گزینه‌ها جهت بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود استفاده از میراگرهای الحاقی هستند که از میان آنها می‌توان به میراگرهای فلزی اشاره کرد. در این پایان نامه به بررسی و عملکرد قاب‌های خمشی بتنی بهسازی شده با میراگرهای TADAS پرداخته شده است. برای این منظور از قاب‌های خمشی بتنی در طبقات ۵، ۸ و ۱۱ طبقه استفاده شده است و برای هرکدام از این طبقات دهانه‌هایی با طول‌های ۳، ۵ و ۷ متری در نظر گرفته شده است. قاب‌های بتنی بر اساس ضوابط آیین نامه ۲۸۰۰ طراحی شدند و سپس با میراگرهای فلزی TADAS بهسازی شدند و سطح عملکرد آنها پس از بهسازی مورد ارزیابی قرار گرفتند که بدین منظور از تحلیل استاتیکی غیرخطی در نرم افزار SAP استفاده شده است. یکی از پارامترهای مهم در استفاده از میراگرهای TADAS نسبت B/D (نسبت سختی مهاربند به سختی میراگر) است که این نسبت در کارهای قبلی در تمام طبقات ثابت و برابر ۲ پیشنهاد شده بود. در این پایان نامه با استفاده از تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت این نسبت در طبقات اصلاح شد و نتایج با حالت قبل از اصلاح نسبت B/D مقایسه شدند. همچنین از مهاربندهای ضربدری نیز برای بهسازی قاب‌های انتخابی استفاده شد و نتایج با حالت بهسازی شده با میراگر TADAS مقایسه شدند. نتایج نشان می‌دهند که اصلاح نسبت B/D باعث یکنواخت تر شدن دریافت در طبقات میانی می‌شود و همچنین منحنی‌های پوش آور پس از یکنواخت سازی دریافت طبقات بر منحنی‌های پوش آور قبل از یکنواخت سازی تقریباً منطبق هستند. در مقایسه با حالت بهسازی شده با مهاربند ضربدری و میراگر TADAS، در حالت استفاده از مهاربند ضربدری با افزایش شدید برش پایه مواجه هستیم. و در نهایت استفاده از میراگرهای TADAS باعث بهبود سطوح عملکردی ساختمان‌ها می‌شوند.

واژه‌های کلیدی: بهسازی لرزه‌ای، میراگرهای TADAS، قاب بتنی، سطح عملکرد، نسبت B/D

فهرست مطالب

فصل اول - مقدمه و کلیات

۱-۱ - مقدمه	۲
۲-۱ - مقاوم سازی لرزه‌ای سازه ها	۵
۱-۲-۱ - مواردی که در آن سازه نیاز به مقاوم‌سازی پیدا می‌کند	۶
۲-۲-۱ - روش های تحقق مقاوم‌سازی	۶
۳-۲-۱ - اهداف بهسازی و مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان	۷
۳-۱ - قاب‌های خمشی	۷
۴-۱ - کنترل لرزه‌ای سازه‌ها	۸
۱-۴-۱ - جداسازهای لرزه‌ای - Base Isolation	۱۰
۲-۴-۱ - میراگرهای الحاقی - Supplemental Damper	۱۲
۵-۱ - فلسفه طراحی عمومی سازه‌ها	۱۴
۶-۱ - استفاده از میراگرها در بهسازی لرزه‌ای بناهای تاریخی	۱۶

فصل دوم - مبانی بهسازی لرزه‌ای

۱-۲ - مقدمه	۲۰
۲-۲ - مفاهیم طراحی بر اساس عملکرد	۲۰
۳-۲ - رفتار اجزای سازه	۲۲

۲۴	۴-۲- اهداف و تعیین سطوح عملکرد
۲۴	۵-۲- سطوح عملکرد
۲۵	۱-۵-۲- سطوح عملکرد اجزای سازه ای
۲۷	۲-۵-۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه ای
۲۸	۶-۲- تحلیل خطر زلزله و طیف طراحی
۲۹	۷-۲- سطوح مقاوم سازی
۲۹	۱-۷-۲- بهسازی و مقاوم سازی محدود
۲۹	۲-۷-۲- بهسازی و مقاوم سازی مبنا
۲۹	۳-۷-۲- بهسازی و مقاوم سازی مطلوب
۳۰	۴-۷-۲- بهسازی و مقاوم سازی ویژه
۳۰	۸-۲- مبانی و روشهای تحلیل
۳۰	۱-۸-۲- تحلیل استاتیکی خطی
۳۱	۲-۸-۲- تحلیل دینامیکی خطی
۳۱	۳-۸-۲- تحلیل استاتیکی غیر خطی
۳۱	۴-۸-۲- تحلیل دینامیکی غیر خطی
۳۱	۹-۲- توزیع بار جانبی
۳۲	۱-۹-۲- توزیع نوع اول
۳۲	۲-۹-۲- توزیع نوع دوم
۳۲	۱۰-۲- روش ارزیابی بر اساس تحلیل استاتیکی غیر خطی
۳۳	۱-۱۰-۲- شرح آنالیز استاتیکی غیر خطی

۲-۱۰-۲- مزایای آنالیز استاتیکی غیر خطی ۳۴

۲-۱۰-۳- محدودیت‌های آنالیز استاتیکی غیر خطی ۳۵

فصل سوم- کاربرد میراگرها در ساختمان

۳-۱- میراگرهای ورق مثلثی (*TADAS*) ۳۸

۳-۱-۲- خصوصیات پایه مکانیکی میراگرهای *TADAS* ۴۰

۳-۱-۳- آزمایش بر روی میراگرهای *TADAS* ۴۲

۳-۱-۴- آزمایش شبه دینامیکی قاب دو طبقه مجهز به میراگرهای *TADAS* ۴۴

۳-۱-۵- تمهیدات طراحی ۴۷

۳-۲- میراگر اصطکاکی ۵۱

۳-۲-۱- میراگر اصطکاکی پال ۵۱

۳-۲-۲- میراگر اصطکاکی دورانی ۵۲

۳-۳- میراگر فلزی X شکل - *XADAS* ۵۳

۳-۴- میراگر جاری شونده حلقوی (قاب تسلیمی مرکزی) ۵۵

۳-۵- میراگرهای مایع ۵۶

۳-۶- کاهش ارتعاش ساختمان‌های مجاور با نصب میراگرهای واسط ۵۷

فصل چهارم - شبیه سازی عددی و فرضیات

۴-۱- مقدمه ۶۰

۴-۲- مشخصات کلی قابها ۶۰

۴-۳- معرفی خصوصیات مصالح ۶۵

۴-۴- بارگذاری سازه ۶۵

۴-۴-۱- بارگذاری ثقلی ۶۶

۴-۴-۲- بارگذاری جانبی ۶۸

۴-۵- طراحی قابها ۶۹

۴-۶- مدلسازی غیرخطی اولیه ۷۱

۴-۶-۱- روش بدست آوردن تغییر مکان هدف (Target displacement)

در FEMA-356 ۷۱

۴-۶-۲- تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک ۷۲

۴-۶-۳- معرفی حالات بارگذاری غیرخطی ۷۴

۴-۶-۴- تنظیمات مربوط به FEMA-356 برای محاسبه تغییرمکان هدف ۷۵

۴-۷- مدلسازی میراگر TADAS ۷۵

۴-۷-۱- پارامترهای B/D و SR میراگر TADAS ۷۷

۴-۷-۲- نسبت $B/D=2$ ۷۸

۸۰ B/D=Modified نسبت ۳-۷-۴

۸۲ مدل با مهاربند ضربدری (X brace) ۸-۴

فصل پنجم - تفسیر و بررسی نتایج

۸۴ مقدمه ۱-۵

۸۴ نتایج طراحی قاب‌ها و نسبت تنش‌ها ۲-۵

۸۹ منحنی‌های پوش آور قاب‌های انتخابی ۳-۵

۹۳ نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک ۴-۵

۹۳ مفاصل پلاستیک قاب ۵ طبقه ۱-۴-۵

۹۵ مفاصل پلاستیک قاب ۸ طبقه ۲-۴-۵

۹۷ مفاصل پلاستیک قاب ۱۱ طبقه ۳-۴-۵

۹۹ درصد تشکیل مفاصل پلاستیک ۴-۴-۵

۱۰۱ مقایسه تغییر مکان‌های هدف ۵-۵

۱۰۲ مقایسه برش پایه ۶-۵

۱۰۴ زمان تناوب موثر (T_e) ۷-۵

۱۰۵ سختی موثر (K_e) ۸-۵

۱۰۷ دریافت طبقات ۹-۵

فصل ششم - نتیجه گیری و پیشنهادات

۱-۶- نتیجه گیری ۱۱۰

۲-۶- پیشنهادات ۱۱۳

فهرست شکل‌ها

- شکل (۱-۱) معیار پذیرش اعضا بر اساس رفتار نیرو- تغییر مکان ۱۰
- شکل (۲-۱) تعیین نقطه عملکرد سازه در تحلیل *Push Over* ۱۰
- شکل (۳-۱) طرح کلی رفتار نیروی بازگرداننده سازه با میراگر هیستریزیس ۱۴
- شکل (۴-۱) نمای قاب بهسازی شده هتل ودلند ۱۷
- شکل (۱-۲) منحنی رفتار عضو شکل پذیر ۲۳
- شکل (۱-۲) منحنی رفتار عضو نیمه شکل پذیر ۲۳
- شکل (۳-۲) منحنی رفتار عضو شکننده ۲۳
- شکل (۱-۳) میراگر فلزی ورق مثلثی *TADAS* ۳۸
- شکل (۲-۳) جزئیات میراگرهای فلزی *TADAS* ۳۹
- شکل (۳-۳) عملکرد پایه ورق مثالی شکل تحت بار اعمالی به آنتهای آن ۴۰
- شکل (۴-۳) مکانیزم اتلاف انرژی بوسیله میراگر *TADAS* ۴۲
- شکل (۵-۳) مجموعه آزمایش میراگر *TADAS* ۴۳
- شکل (۶-۳) نمودار نیرو - تغییر مکان میراگرهای *TADAS* ۴۳
- شکل (۷-۳) مشخصات قاب دو طبقه مجهز به میراگر *TADAS* ۴۴
- شکل (۸-۳) نمای کلی قاب مورد آزمایش توسط آقای Tsai و همکارانش ۴۵

شکل (۳-۹) پاسخ الاستیک قاب تحت زمین لرزه El Centro با شتاب حداکثر 50 cm/sec^2 ۴۶

شکل (۳-۱۰) پاسخ شبه دینامیکی قاب مجهز به میراگر TADAS تحت زمین لرزه Miagi-Ken- Oki با $(\text{PGA}=80 \text{ cm/sec}^2)$ ۴۶

شکل (۳-۱۱) پاسخ شبه دینامیکی قاب مجهز به میراگر TADAS تحت زمین لرزه El Centro با $(\text{PGA}=312 \text{ cm/sec}^2)$ ۴۶

شکل (۳-۱۲) مدل سه خطی نیرو - تغییر مکان برای قاب مجهز به میراگر TADAS ۴۷

شکل (۳-۱۳) قاعده هیستریزیس برای سیستم‌های مجهز به میراگر TADAS ۴۹

شکل (۳-۱۴) کاربرد میراگر اصطکاکی در مهاربند قطری ۵۱

شکل (۳-۱۵) کاربرد میراگر اصطکاکی در مهاربند ضربدری ۵۱

شکل (۳-۱۶) اجزای میراگر اصطکاکی دورا ۵۲

شکل (۳-۱۷) مکانیزم کار میراگر اصطکاکی دورانی ۵۲

شکل (۳-۱۸) میراگر فلزی X شکل و نحوه‌ی عملکرد آن به هنگام بارگذاری جانبی و

نحوه‌ی قرارگیری آن در طبقات ۵۵

شکل (۳-۱۹) قاب با مهاربند ضربدری دارای میراگر جاری شونده حلقوی ۵۶

شکل (۴-۱) نمای قاب ۵ طبقه با دهانه ۵ متری قبل از بهسازی ۶۱

شکل (۴-۲) نمای قاب ۵ طبقه با دهانه ۵ متری با میراگر ۶۲

شکل (۴-۳) نمای قاب ۵ طبقه با دهانه ۵ متری با مهاربندهای ضربدری ۶۳

- شکل (۴-۴) نمایش تمامی حالات قاب ۵ طبقه ۶۴
- شکل (۵-۴) بار مرده (DEAD) گسترده یکنواخت تیرها ۶۷
- شکل (۶-۴) بار زنده (LIVE) گسترده یکنواخت تیرها ۶۷
- شکل (۷-۴) مقاطع طراحی قاب ۸ طبقه ۷۰
- شکل (۸-۴) مقاطع طراحی قاب ۱۱ طبقه ۷۰
- شکل (۹-۴) نمایی از اختصاص مفاصل پلاستیک برای قاب با میراگر و مهاربند شورون ۷۳
- شکل (۱۰-۴) نمایی از اختصاص مفاصل پلاستیک برای قاب با مهاربند ضربدری ۷۳
- شکل (۱۱-۴) نحوه عملکرد میراگر ورق مثلثی در هنگام بارگذاری جانبی ۷۶
- شکل (۱۲-۴) محل اجرای میراگر فلزی ورق مثلثی درون یک قاب ، در مدل کامپیوتری و مدل واقعی ۷۶
- شکل (۱۳-۴) خصوصیات هندسی مقطع 2U140 (ابعاد بر حسب سانتیمتر است) ۷۹
- شکل (۱-۵) نسبت تنش طراحی برای قاب‌های ۸ و ۱۱ طبقه به دهانه‌های ۵ متری قبل از بهسازی در مدل اولیه ۸۵
- شکل (۲-۵) نسبت تنش طراحی برای قاب‌های ۸ و ۱۱ طبقه به دهانه‌های ۵ متری بعد از بهسازی با نسبت $B/D=2$ ۸۶
- شکل (۳-۵) نسبت تنش طراحی برای قاب‌های ۸ و ۱۱ طبقه به دهانه‌های ۵ متری بعد از بهسازی با نسبت $B/D=Modified$ ۸۷

شکل (۴-۵) نسبت تنش طراحی برای قاب‌های ۸ و ۱۱ طبقه به دهانه‌های ۵ متری با مهاربند ضربدری

۸۸ (X brace)

شکل (۵-۵) منحنی‌های پوش آور قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای حالات مختلف

۹۰ مدلسازی

شکل (۶-۵) منحنی‌های پوش آور قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای حالات مختلف

۹۰ مدلسازی

شکل (۷-۵) منحنی‌های پوش آور قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای حالات مختلف

۹۰ مدلسازی

شکل (۸-۵) منحنی‌های پوش آور قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای حالات مختلف

۹۱ مدلسازی

شکل (۹-۵) منحنی‌های پوش آور قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای حالات مختلف

۹۱ مدلسازی

شکل (۱۰-۵) منحنی‌های پوش آور قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای حالات

۹۱ مختلف مدلسازی

شکل (۱۱-۵) منحنی‌های پوش آور قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای حالات مختلف

۹۲ مدلسازی

شکل (۱۲-۵) منحنی‌های پوش آور قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای حالات مختلف

مدلسازی ۹۲

شکل (۱۳-۵) منحنی‌های پوش آور قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای حالات مختلف

مدلسازی ۹۲

شکل (۱۴-۵) نمودار مربوط به تغییر مکان هدف قاب‌های ۵ طبقه ۱۰۱

شکل (۱۵-۵) نمودار مربوط به تغییر مکان هدف قاب‌های ۸ طبقه ۱۰۱

شکل (۱۶-۵) نمودار مربوط به تغییر مکان هدف قاب‌های ۸ طبقه ۱۰۲

شکل (۱۷-۵) نمودار مربوط به برش پایه قاب‌های ۵ طبقه ۱۰۳

شکل (۱۸-۵) نمودار مربوط به برش پایه قاب‌های ۸ طبقه ۱۰۳

شکل (۱۹-۵) نمودار مربوط به برش پایه قاب‌های ۱۱ طبقه ۱۰۳

شکل (۲۰-۵) مقایسه زمان تناوب قاب‌های انتخابی برای حالات مختلف مدلسازی با دهانه‌های ۳

متری ۱۰۴

شکل (۲۱-۵) مقایسه زمان تناوب قاب‌های انتخابی برای حالات مختلف مدلسازی با دهانه‌های ۵

متری ۱۰۵

شکل (۲۲-۵) مقایسه زمان تناوب قاب‌های انتخابی برای حالات مختلف مدلسازی با دهانه‌های ۷

متری ۱۰۵

شکل (۲۳-۵) مقایسه سختی موثر قاب‌های انتخابی برای حالات مختلف مدلسازی با دهانه‌های ۳

متری ۱۰۶

شکل (۲۴-۵) مقایسه سختی موثر قاب‌های انتخابی برای حالات مختلف مدلسازی با دهانه‌های ۵

متری ۱۰۶

شکل (۲۴-۵) مقایسه سختی موثر قاب‌های انتخابی برای حالات مختلف مدلسازی با دهانه‌های ۷

متری ۱۰۶

شکل (۲۵-۵) دریافت طبقات برای قاب ۵ طبقه ۱۰۷

شکل (۲۶-۵) دریافت طبقات برای قاب ۸ طبقه ۱۰۷

شکل (۲۷-۵) دریافت طبقات برای قاب ۱۱ طبقه ۱۰۸

فهرست جدول‌ها

جدول (۱-۲) اصطلاحات به کار رفته در FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی برای سطوح عملکرد

اجزای سازه‌ای ۲۵

جدول (۲-۲) اصطلاحات به کار رفته در FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی برای سطوح عملکرد

اجزای غیر سازه‌ای ۲۸

جدول (۱-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای سطوح عملکردی

مختلف ۹۳

جدول (۲-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای سطوح عملکردی

مختلف ۹۴

جدول (۳-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای سطوح عملکردی

مختلف ۹۵

جدول (۴-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای سطوح عملکردی

مختلف ۹۶

جدول (۵-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای سطوح عملکردی

مختلف ۹۶

جدول (۶-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای سطوح عملکردی

مختلف ۹۷

جدول (۷-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای سطوح عملکردی

مختلف ۹۸

جدول (۸-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای سطوح عملکردی

مختلف ۹۸

جدول (۹-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای سطوح عملکردی

مختلف ۹۹

جدول (۱۰-۵) درصد تشکیل مفاصل پلاستیک برای دهانه‌های مختلف برای قاب ۵ طبقه ۱۰۰

جدول (۱۱-۵) درصد تشکیل مفاصل پلاستیک برای دهانه‌های مختلف برای قاب ۸ طبقه ۱۰۰

جدول (۱۲-۵) درصد تشکیل مفاصل پلاستیک برای دهانه‌های مختلف برای قاب ۱۱ طبقه ۱۰۰

فصل اول

مقدمه و کلیات

کشور ایران یکی از مناطق لرزه خیز دنیا می باشد و در سال های گذشته زلزله های بزرگ و ویرانگری را تجربه کرده است. نیاز به مقاوم سازی لرزه ای ساختمان های موجود، امری است که توجه جدی و گسترده مالکان و مهندسان را طلب می کند. از تجربیات به دست آمده در زلزله های گذشته، چنین بنظر می رسد که بسیاری از سازه های بتنی مسلح کشورمان در برابر زلزله، آسیب پذیر می باشند. یکی از روش های مرسوم و مناسب در مقاوم سازی لرزه ای ساختمان ها استفاده از میراگرهاست. میراگرها اجزایی هستند که اغلب به منظور افزایش میرایی و مستهلک نمودن انرژی زلزله مورد استفاده قرار می گیرند. بکارگیری میراگرهای فلزی جاری شونده در نواحی لرزه خیز جهان به دلایلی چون کارایی مناسب، عدم حساسیت به حرارت و عوامل محیطی، رفتار مطمئن و پایدار و مقاومت مطلوب، مورد توجه قرار گرفته است. تحقیقات متعدد تحلیلی و آزمایشگاهی نشان می دهد که میراگرها می توانند بطور مؤثری تغییر مکان های ناشی از زلزله را کاهش دهند. بدین صورت عملکرد بیشتر اعضای باربر سازه، در محدوده ارتجاعی باقی می ماند. پذیرفتن تغییر شکل های غیرارتجاعی که آئین نامه های طراحی بواسطه شکل پذیری سازه ها مجاز می دانند، به مفهوم ایجاد خسارت قابل توجه در اعضای سازه ای و غیرسازه ای می باشد. لذا بکارگیری میراگرها می تواند عامل کاهش خسارت از هر دو جنبه سازه ای و غیرسازه ای باشد و این مسأله در کاهش هزینه مقاوم سازی سازه های آسیب دیده از زلزله، تاثیر بسزای دارد.

مقاوم سازی ساختمان های موجود از جمله مسائلی است که همیشه موضوع تحقیقات محققان مختلف بوده است. تاکنون روش های مختلفی جهت مقاوم سازی ساختمان های موجود مورد استفاده قرار گرفته است. در سال های اخیر پیشرفت های مهمی در طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله انجام گرفته است که تاکید آن ها بر معیار طراحی مقاومت بر اساس عملکرد می باشد. اساس کلی این روش

کنترل رفتار و مکانیزم‌هایی از خرابی در سازه تحت زلزله‌های با سطوح خطر متفاوت می‌باشد.

طراحی بر اساس عملکرد به منظور قابل پیش‌بینی ساختن رفتار و عملکرد سازه‌های موجود ارائه شده است. رویکردهای جدید به طراحی بر اساس عملکرد از یکسو و اهمیت پیش‌بینی جامع از رفتار سازه‌ای و غیر سازه‌ای ساختمان از سوی دیگر ایجاب می‌کند تا روش‌های مقاوم‌سازی از این منظر مورد توجه قرار گیرد.

تعیین سطح عملکرد و پیش‌بینی رفتار سازه‌ها مطابق دستورالعمل‌های بهسازی لرزه‌ای موجود به کمک روش استاتیکی رانشی غیرخطی انجام می‌پذیرد. روش استاتیکی غیرخطی شامل دو مرحله اصلی می‌باشد، در مرحله اول تغییر مکان هدف تعیین می‌گردد و در مرحله دوم نیروهای جانبی به طور رانشی به سازه اعمال می‌شود، این نیرو تا دستیابی به تغییر مکان هدف ادامه می‌یابد. تعیین تغییر مکان هدف علاوه بر مشخصات سازه به سطح خطر انتخابی نیز وابسته می‌باشد. مقایسه وضعیت تشکیل مفاصل و برش پایه قبل و بعد از مقاوم‌سازی می‌تواند بصورت کمی نتایج حاصل از این روش را ارائه نماید.

نگاهی به خسارت‌های ناشی از زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که درصد بالایی از ساختمان‌های بتن مسلح که در کشور ساخته شده‌اند در برابر زلزله مقاوم نیستند و یا مقاومت کافی و قابل قبولی ندارند. زیرا سازه‌های بتن مسلح موجود غالباً بر اساس آیین نامه‌های قدیمی طراحی شده و اکثراً الزامات آیین نامه‌های جدید زلزله را ارضا نمی‌کنند. همچنین ضعف‌های اجرایی مزید بر علت شده و ساختمان‌ها را آسیب پذیرتر ساخته است. از این رو، ضرورت تقویت این ساختمان‌ها به خصوص برای مقابله با نیروهای جانبی و با روش‌های مقاوم‌سازی قابل اعتماد، آسان و سریع، احساس می‌شود. از آنجایی که تعداد قابل توجهی از ساختمان‌های آسیب‌پذیر قبلاً ساخته شده‌اند، افزایش مقاومت لرزه‌ای آنها به شیوه‌های گوناگون کم و بیش مشکلات اجرایی و تغییر در معماری را به همراه خواهد داشت. هدف اصلی در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها بر این مبناست که رفتار ساختمان، در مقابل نیروهای ناشی از

زلزله‌های کوچک بدون خسارت و در محدوده خطی مانده، و در مقابل نیروهای ناشی از زلزله‌های شدید، ضمن حفظ پایداری کلی خود خسارت‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای را تحمل کند. به همین دلیل مقاومت لرزه‌ای که مورد نظر آیین نامه‌های طراحی در برابر زلزله است، عموماً کمتر و در برخی موارد خیلی کمتر از مقاومت جانبی مورد نیاز برای حفظ پایداری سازه در محدوده ارتجاعی، در یک زلزله شدید است. بنابراین رفتار سازه به هنگام رخداد زلزله‌های متوسط و بزرگ وارد محدوده غیر ارتجاعی می‌گردد و برای طراحی آنها نیاز به یک تحلیل غیرارتجاعی است، ولی به دلیل پرهزینه بودن این روش و سهولت روش ارتجاعی، روش‌های تحلیل و طراحی متداول بر اساس تحلیل ارتجاعی سازه و با نیروی کاهش یافته زلزله صورت می‌گیرد. کاهش مقاومت سازه از مقاومت ارتجاعی مورد نیاز عموماً با استفاده از ضرایب کاهش مقاومت انجام می‌شود. بدین منظور آیین نامه‌های طراحی لرزه‌ای کنونی نیروهای لرزه‌ای برای طراحی ارتجاعی ساختمان را از یک طیف خطی که وابسته به زمان تناوب طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل احداث ساختمان است به دست می‌آورند و برای در نظر گرفتن اثر رفتار غیرارتجاعی و اتلاف انرژی بر اثر رفتار هیستریزیس، میرایی و اثر مقاومت افزون سازه، این نیروی ارتجاعی را به وسیله ضریب کاهش مقاومت (ضریب رفتار) به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند. [۱]

در مدت وقوع زلزله انرژی قابل ملاحظه‌ای به ساختمان وارد می‌شود و ساختمان باید قابلیت جذب این انرژی را داشته باشد، در غیر اینصورت در برخی از نقاط خرابی‌هایی بوجود می‌آید. فلسفه طراحی در آیین‌نامه‌ها معمولاً بدین صورت است که ساختمان تحت زلزله‌های متوسط دچار خرابی قابل ملاحظه نشود و بر اثر زلزله‌های شدید فرو نریزد. با وجود شکل‌پذیری در سازه امکان اتلاف انرژی بصورت ایجاد ترک‌ها و تغییر شکل‌ها بوجود می‌آید. در اینصورت امکان دارد یکسری تغییر شکل‌های دائمی در سازه بوجود آید. در ساختمانهای جدید پرهیز از انهدام سازه به تنهایی کافی نیست. معمولاً ارزش اجزای غیر سازه‌ای و محتویات داخل ساختمان از ارزش خود ساختمان بالاتر است. ساختمانهای ضروری نظیر بیمارستانها؛ مراکز مخابراتی، ایستگاه‌های پلیس و آتش‌نشانی، مراکز مدیریت بحران و

غیره باید حتی پس از زلزله‌های شدید نیز قابلیت کارائی و ارائه خدمت داشته باشند. لذا ایده‌هایی به منظور جذب انرژی و کاهش مستقیم اثرات لرزه‌ای مطرح است که در بعضی از سازه‌ها در سطح دنیا اجرا شده و دتایل‌ها و تکنیکهای اجرایی نیز معرفی شده‌اند و هر روز در حال توسعه است، که یکی از آنها استفاده از میراگرهای انرژی می‌باشد. [۲]

پس اگر بتوان با استفاده از وسایلی که به سازه اضافه میشوند، انرژی ورودی به سازه را کنترل نمود، پاسخ سازه و خرابی ایجاد شده تا حد زیادی تقلیل میابد. بدین منظور میتوان از تکنولوژی‌های جدید در زمینه میراگرهای الحاقی استفاده نمود. با کمک این وسایل براحتی میتوان به میرایی به حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد میرایی بحرانی دست یافت. در نتیجه نیروهای وارده به سازه و دامنه ارتعاشات آن تا حد زیادی تقلیل میابد و جابجایی‌ها تا حدود ۲ تا ۳ برابر کم میشود. همچنین اگر در میراگرهای الحاقی سختی اضافی وجود داشته باشد میتوان به شرایط بهتری هم دست یافت. استفاده از میراگرها در ساختمانهای بلند که امکان کاربرد جداساز لرزه‌ای پایه وجود ندارد، ممکن میباشد. همچنین هزینه میراگرهای انرژی در مقایسه با سیستمهای جداساز معمولاً کمتر می‌باشد. [۳]

۱-۲- مقاوم سازی لرزه‌ای سازه ها

مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه‌ها، اصلاح خواص سازه‌ای ساختمان موجود به منظور بهبود عملکرد در زلزله-های آینده و پاسخگویی به ظرفیت لرزه‌ای مورد نیاز سازه میباشد. بدلیل گوناگونی ساختمانها و تنوع نواقص و کاستی‌های محتمل و نیز گوناگونی مقاصد مقاوم‌سازی، تکنیک‌های مقاوم‌سازی نیز متفاوت بوده و نیاز به انجام تحقیقات تکمیلی دارد.

۱-۲-۱- مواردی که در آن سازه نیاز به مقاومسازی پیدا می‌کند:

- ساختمانهای آسیب دیده حین وقوع زلزله.
- ساختمانهایی که کاربری آنها تغییر داده شده است (مثلا از مسکونی به اداری یا انبار)
- ساختمان‌هایی که به دلایل تغییر ضوابط آیین‌نامه‌ها مقاومت کافی ندارند.
- ساختمان‌هایی که قرار است طبقات اضافی روی آنها ساخته شود.
- ساختمان‌هایی که به دلیل نواقص طراحی یا اجرا ضعیف بوده و آثار ضعف بصورت ترک ، خیز نامتعارف و در آنها پدیدار می‌شود.[۴]

۱-۲-۲- روش های تحقق مقاومسازی

افزایش مقاومت: این روش غالبا هنگامی مورد استفاده قرار می‌گیرد که مقاومت سازه ساختمانی کافی نبوده و بالابردن شکل‌پذیری آن نیز میسر نباشد. روش افزایش مقاومت، روشی مناسب برای ساختمانهای کوتاه تا متوسط است.

افزایش شکل‌پذیری: اگر مقاومت یک سازه ساختمانی ناکافی باشد و مقاومسازی آن از طریق بادبندی و دیوارهای جنبی امکان پذیر نباشد، اصلاح شکل‌پذیری آن میتواند یک گزینه مناسب و ممکن باشد.

افزایش مقاومت و شکل‌پذیری: ترکیب این دو مستلزم تعادلی مناسب بین مقاومت و سختی است. در آیین‌نامه‌های قدیمی، طراحی سازه براساس نیرو می‌باشد، در حالیکه در آیین‌نامه‌های امروزی اغلب طراحی‌ها براساس روش انرژی ارائه گردیده است. لذا بمنظور کاهش خسارت ناشی از زلزله سعی در استهلاک و جذب انرژی، از طریق افزایش شکل‌پذیری سازه می‌باشد. افزایش شکل‌پذیری سازه

علاوه بر استهلاک و جذب نیروی زلزله، فرصت مناسبی را برای فرار افراد در هنگام زلزله ایجاد میکند و تخریب سازه را به تاخیر می‌اندازد. از اینرو اخیراً سعی در ارائه تکنیکها و روشهایی برای افزایش شکل‌پذیری سازه گردیده است.[۵]

۱-۲-۳- اهداف بهسازی و مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان

از مهمترین اهداف بهسازی و مقاوم سازی لرزه‌ای تحقق موارد زیر است:

- تامین مقاومت در برابر زلزله های خفیف بدون هیچگونه آسیب.
- تامین مقاومت در برابر زلزله های متوسط بدون هیچگونه آسیب سازه ای، ولی احتمال برخی خسارت های غیر سازه ای وجود دارد.
- تامین مقاومت در برابر زلزله های شدیدی که در محل سازه قبلا رخ داده یا قابلیت وقوع دارد، بدون فروریزی، ولی احتمال برخی خسارت های سازه ای و غیر سازه ای وجود دارد.

۱-۳- قاب‌های خمشی

ساختار قاب های خمشی شامل ستون‌ها و شاه‌تیرهایی است که به وسیله اتصالات خمشی به یکدیگر متصل شده‌اند. سختی جانبی یک قاب خمشی به سختی خمشی ستون‌ها، شاه‌تیرها و اتصالات در صفحه بستگی دارد. امتیاز اصلی قاب خمشی در ترکیب بار آن و آزادی عمل در طراحی داخلی با جایگزین مطلوب درها و پنجره‌ها است. اگر از قاب خمشی به عنوان تنها عامل مقاوم ساختمان در برابر بارهای جانبی استفاده کنیم، این نوع ساختار سازه‌ای و با دهانه‌های متداول فقط برای ساختمان‌های تا ۲۵ طبقه اقتصادی خواهد بود. در ساختمان‌های بالای ۲۵ طبقه به علت

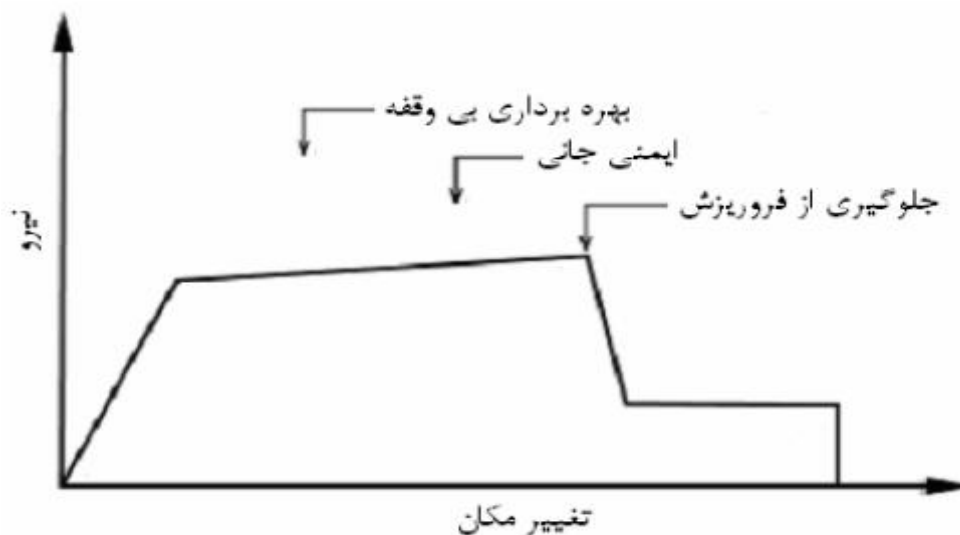
انعطاف‌پذیری جانبی نسبتاً زیاد قاب‌ها، جهت کنترل جابه‌جایی به اعضا و مقاطع بزرگ غیر اقتصادی نیاز خواهد بود. ولی قاب‌های خمشی همراه با مهاربند یا دیوار برشی می‌توانند برای طبقات بیشتری اقتصادی باشند. قاب‌های خمشی تحمل بار ثقلی را نیز بر عهده دارند. اتصالات گیردار باعث ایجاد لنگرهای منفی تیرها در نقاط نزدیک اتصال شده، که این امر باعث کاهش لنگر مثبت وسط دهانه، نسبت به حالت اتصال مفصلی می‌گردد. بنابراین در سازه‌هایی که بار قائم تعیین کننده است، احتمال کاهش ابعاد مقطع قاب خمشی وجود دارد.

قاب‌های خمشی به دلیل شکل‌پذیری بالا، برای زلزله عملکرد مناسب‌تری از خود نشان می‌دهند. زیرا این سازه‌ها می‌توانند مقدار زیادی از انرژی لرزه‌ای را مستهلک کرده و به این ترتیب مقدار انرژی و نیروی جانبی وارد بر اعضای سازه را کاهش دهند. بر این اساس در بسیاری از آیین‌نامه‌ها، برش پایه برای این قاب‌ها کاهش داده شده است. (مانند $R=10$ ضریب شکل‌پذیری برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه در آیین‌نامه ۲۸۰۰) اما از طرفی این شکل‌پذیری بالا تغییر شکل‌های بزرگی را در قاب‌های خمشی ایجاد می‌کند، که از جمله پارامترهای کلیدی در خسارت ناشی از زلزله محسوب می‌شود [۶].

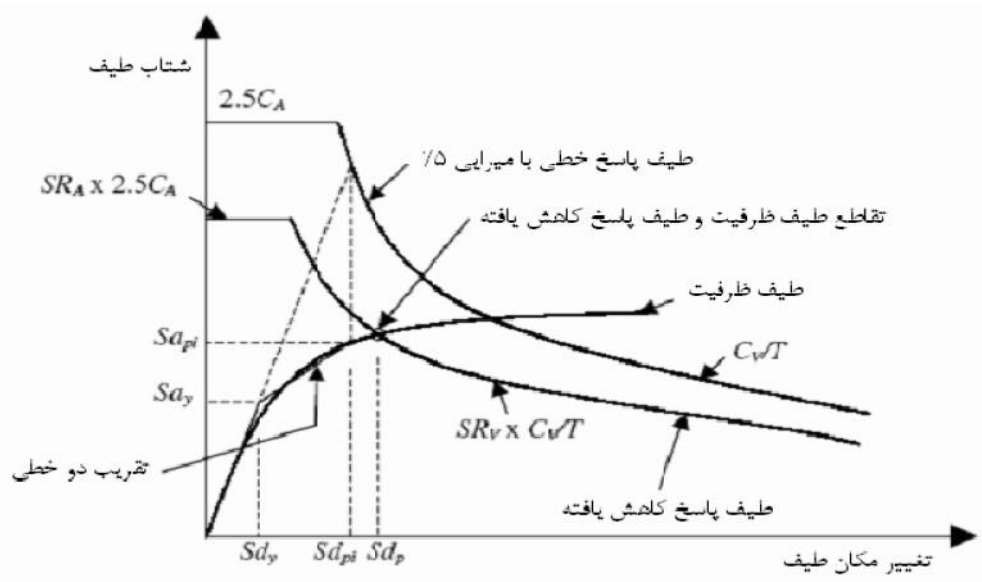
۴-۱- کنترل لرزه‌ای سازه‌ها

ابزار مبتکرانه زیادی به منظور بهبود پاسخ لرزه‌ای و کاهش خسارات ناشی از زلزله توسعه داده شده است، که در کل می‌توانند به دو گروه اصلی تقسیم شوند. سیستم‌های غیر فعال که جداسازهای لرزه‌ای (base isolation) و میرایی الحاقی (supplemental mechanical damping) شامل آنها هستند و سیستم‌های فعال که به مشارکت سیستم‌های مکانیکی که وابسته به پاسخ‌های اندازه‌گیری شده ساختمان هستند نیازمند می‌باشند [۷].

به موازات پیشرفت سیستم‌های لرزه‌بر، روش‌های طراحی و تحلیل پیشرفت قابل ملاحظه‌ای داشته‌اند. این روش‌ها رفتار مصالح و اعضا را با دقت بالایی مدلسازی می‌کنند و اثرات زلزله به صورت واقعی‌تری به سازه اعمال می‌شود. این روش‌ها راه را برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود هموار نموده‌اند. بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها با روش‌های سنتی اغلب منجر به ارائه طرح‌های غیراقتصادی و غیراجرایی می‌گردد، در حالی که با اعمال روش‌های جدید از حجم عملیات اجرایی کاسته و طرح‌های بهسازی از توجیه اقتصادی برخوردار می‌گردد این روش‌ها در دستورالعمل‌ها و آئین نامه‌های موجود مانند Fema356 و ATC40 مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در این حالت تحلیل سازه‌ها عمدتاً به روش غیرخطی انجام می‌شود که شامل تحلیل‌های استاتیکی بار افزون (Push Over) و تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی (Nonlinear Time History) می‌باشند. پس از انجام تحلیل‌ها، کنترل اعضا با توجه به معیارهای پذیرش غیرخطی انجام می‌شود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن مشخصات غیرخطی مصالح و هندسه، مدل سازه‌ای با الگوهای نیرویی قابل انتظار در زلزله، بارگذاری می‌شود. این بارگذاری به صورت مرحله به مرحله و افزایش اعمال می‌شود. با افزایش بارگذاری، رفتار سازه وارد محدوده غیرخطی می‌شود در این حالت منحنی برش پایه ساختمان نسبت به تغییر مکان نقطه کنترلی (معمولاً مرکز جرم تراز بام) یک نمودار غیرخطی است، این منحنی نمایانگر ظرفیت سازه است و با منحنی طیف طرح زلزله که نمایانگر حداکثر نیروهای وارده در تراز طراحی زلزله با توجه به ویژگی‌های ساختگاه است مقایسه و نقطه تقاطع نشان دهنده حداکثر برش پایه و تغییر مکان مورد انتظار تحت اثر زلزله طراحی می‌باشد. در این نقطه عملکرد اعضا بررسی و معیارهای پذیرش آنها کنترل می‌گردد. در تحلیل دینامیکی غیرخطی با اعمال شتاب نگاشت‌های طراحی که متناسب با ساختگاه و تراز زلزله طرح انتخاب شده است با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در اعضا و اتصالات، عملکرد اعضا در پایان تاریخچه زمانی زلزله بررسی و معیار پذیرش آنها کنترل می‌گردد. شکل‌های (۱-۱) و (۲-۱) کلیات روش‌های تحلیل و کنترل اعضا را نشان می‌دهند.



شکل (۱-۱) معیار پذیرش اعضا بر اساس رفتار نیرو-تغییر مکان



شکل (۲-۱) تعیین نقطه عملکرد سازه در تحلیل *Push Over*

۱-۴-۱ جداسازهای لرزه‌ای - Base Isolation

جداسازی لرزه‌ای روشی برای کاهش یا حذف پتانسیل خسارت‌های ناشی از زمین لرزه می‌باشد. سیستم‌های جداسازی روشی برای محافظت ساختمان در برابر خسارت ناشی از زلزله بوده و این عمل

با محدود ساختن اثر تخریبی زلزله و نه مقاوم کردن سازه در مقابل زلزله انجام می‌پذیرد. سیستم‌های جداسازی تاثیر زیادی در کاهش اثر حرکات ناشی از زلزله به ویژه در سازه‌هایی که از نظر پیچش نامتقارن هستند دارند. سودمندی سیستم‌های مختلف جداسازی همچون تکیه‌گاههای لاستیکی لایه‌ای، غلطکی و لغزشی بوسیله محققین مورد مطالعه قرار گرفته است [۸].

سیستم جداساز با انعطاف پذیری افقی که بین سازه و پی ایجاد میکند سازه را از مؤلفه‌های افقی زلزله جدا می‌سازد. مکانیزم اصلی سیستمهای جداساز شامل دو قسمت است : افزایش زمان تناوب اصلی سازه و ایجاد میرایی اضافی برای استهلاک انرژی وارده. این دو مشخصه میتواند به ترتیب شتاب طبقات و تغییرمکان بین طبقه‌ای را کاهش دهد. مشکلی که در این سیستم با گذشت زمان و مشاهده عملکرد آن در انواع زلزله‌های حوزه نزدیک و از نوع پالس سرعت بالا نمود پیدا کرد، تغییرمکانهای بزرگ پایه بود. با ادامه مطالعات و تحقیقات در این زمینه، برای غلبه براین مشکل از جداسازهای غیرخطی از قبیل تکیه‌گاه لاستیکی-سربی، اصطکاکی و لاستیکی با میرایی بالا استفاده شد. مزیت این تجهیزات، کاهش دادن نیروهای لرزه‌ای و دارا بودن میرایی کافی بطور همزمان است. اگرچه این نوع جداسازها باعث بالا بردن نیروهای وارده به سازه میشوند که شتاب سازه و تغییرمکان بین طبقه‌ای را افزایش میدهد، ولی در عین حال تاثیر بسزایی در کاهش تغییرمکان پایه دارند. این قبیل سیستمهای جداساز به دلیل عملکرد و رفتار واحد در انواع زلزله‌ها و عدم قابلیت تطبیق با تغییرات پاسخ سازه‌ای تحت تاثیر زلزله‌های مختلف، سیستمهای جداساز لرزه‌ای غیرفعال خوانده میشوند. این موضوع، نیاز به وجود یک سیستم هوشمند که بتواند در مقابل انواع زلزله‌ها با مشخصات متفاوت، عملکرد مناسبی از خود نشان دهد را بیش از پیش آشکار کرد. سیستمهای جداساز لرزه‌ای فعال راه-حل مناسبی برای کنترل همه جانبه سازه در انواع زلزله‌ها میباشد. این سیستمها ترکیبی از جداسازهای لرزه‌ای غیرفعال و عملگرهای فعال هستند. به این ترتیب با بهره‌گیری از مزایای سیستمهای جداساز لرزه‌ای غیرفعال از یک طرف، و برطرف کردن نقائص آن بوسیله کنترل هوشمند از طرف دیگر، یک ترکیب نسبتا ایده‌آل را خواهیم داشت [۹].

۱-۴-۲ - میراگرهای الحاقی - Supplemental Damper

طراحی مناسب در برابر زلزله باید به گونه‌ای باشد که سازه بتواند تسلیم شود و رفتار غیرارتجاعی را تجربه کند بدون اینکه به طور جدی تخریب شود. در روشهای جدید طراحی سازه‌ها در برابر زلزله ابداعات زیادی مبنی بر اعتماد کردن به ابزارهایی برای جذب انرژی در سازه بوجود آمده است. این ابزارها برای نجات سازه از ویرانی به وسیله هدایت جذب انرژی در آنها به جای اعضای سازه‌ای استفاده می‌شوند. این ابزارها بعد از یک زلزله قوی در دسترس هستند و در صورت لزوم قابل تعویض می‌باشند. دستاورد بسیار مهم دیگر این است که باربری قائم سازه می‌تواند جدا از سیستم جذب انرژی و درحقیقت باربری جانبی سازه باشد. به طور کلی هدف کاربرد این ابزارها این است که جذب انرژی به وسیله رفتارهای خاص در محل‌هایی که برای این منظور طراحی شده‌اند اتفاق بیافتد و از رفتار غیر خطی عناصر اصلی سیستم مقاوم باربر جانبی حتی الامکان جلوگیری به عمل آید. یکی از موثرترین مکانیزم‌های موجود برای اتلاف انرژی ورودی به سازه به هنگام زمین لرزه تغییر شکلهای غیر الاستیک ماده فلزات است.

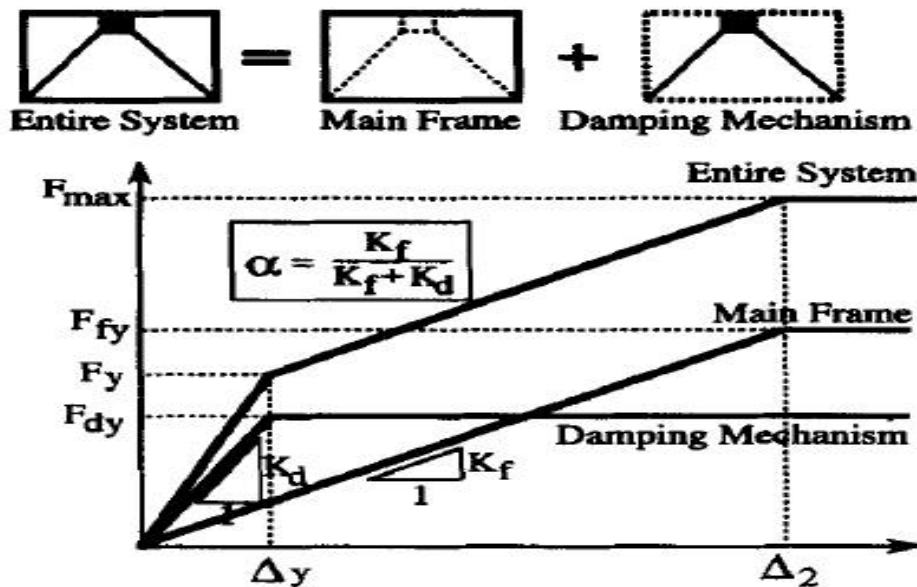
در اثر نصب میراگرها، پارامترهایی نظیر جابجایی نسبی و مطلق طبقات، شاخص آسیب طبقات و همچنین کل سازه و تشکیل مفاصل پلاستیک بصورت قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته و نیز استهلاک انرژی هیسترتیک توسط اعضای سازه‌ای کاهش چشمگیری می‌یابند. علیرغم کاهش نیروهای داخلی اعضای سازه‌ای، بعلت افزودن سیستم مهاربندی برش طبقات کمی افزایش می‌یابند، ولی قسمت عمده این نیروها در میراگرها متمرکز می‌شوند [۱۰].

سیستمهای اتلاف انرژی را می‌توان از مواد گوناگونی تولید نمود. ساختمان و مواد سازنده آنها بگونه‌ای است که می‌توانند در ارتقاء میرایی، سختی و مقاومت سازه‌ها مؤثر باشند. در یک تقسیم بندی کلی میتوان آنها را به دو دسته تقسیم کرد. گروه اول، سیستمهایی هستند که قابلیت انتقال انرژی بین مودهای مختلف ارتعاشی را دارا می‌باشند. این گروه شامل میراگرهای جرمی تنظیم شده (TMD)،

مایع تنظیم شده (TLD) و مایع ستونی هماهنگ شده (TLCD) می‌باشد. از آنجائیکه فرکانسهای طبیعی این سیستم‌ها با فرکانس‌های سازه برابر یا نزدیک به آنهاست، سیستمهای تنظیم شده (Tuned) نامیده می‌شوند. این سیستم‌ها احتیاج به منبع نیروی خارجی ندارند و در مسیرهای بارگذاری افقی و قائم سازه، اختلالی ایجاد نمیکنند و به آسانی در طراحی و مقاوم سازی لرزه‌ای ساختمان قابل استفاده‌اند.

گروه دوم میراگرهایی هستند که انرژی وارده را در درون خود مستهلک میکنند. انرژی تلف شده در آنها بصورت حرارت آزاد میشود. مکانیسم‌های گوناگونی برای اتلاف انرژی در نظر گرفته شده است که مهمترین آنها عبارتند از: استفاده از اصطکاک در سطوح تماس (میراگرهای اصطکاکی)، استفاده از تغییرشکلهای ویسکوالاستیک جامدات (میراگرهای ویسکوالاستیک)، حرکات مایعات (میراگرهای ویسکوز) و بهره‌گیری از رفتار غیرخطی فلزات (میراگرهای فلزی). میراگرهای فلزی جاری شونده یکی از انواع میراگرهای فلزی‌اند که به علت خواص مطلوبی چون کارایی مطلوب، عدم حساسیت به حرارت و شرایط محیطی، رفتار پایدار و مطمئن و مقاومت مناسب، مورد توجه قرار گرفته است [۱۱].

رفتار مقاومتی سیستم سازه‌ای با میراگر هیستریزیس می‌تواند همانند شکل (۱-۳) ساده سازی شود. در این شکل، سیستم شامل قاب اصلی (که در ابتدا به عنوان سیستم تحمل کننده بار ثقلی به کار می‌رود) و مکانیزم میرایی هیستریزیس، که این دو جزء با هم ترکیب شده اند. تسلیم اولیه سیستم وابسته به تسلیم مکانیزم میرایی است در حالی که در مرحله‌ی بعدی تغییرات قابل ملاحظه‌ای در تسلیم قاب اصلی اتفاق می‌افتد. نسبت سختی بعد از اولین تسلیم (که سختی ثانویه نامیده می‌شود) به اولین سختی الاستیک (که سختی اولیه نامیده می‌شود) تابعی از سختی نسبی بین قاب اصلی و مکانیزم میرایی است. این نسبت که با α نشان داده شده است نسبت سختی ثانویه نامیده می‌شود [۱۲].



شکل (۳-۱) طرح کلی رفتار نیروی بازگرداننده سازه با میراگر هیستریزیس [12]

۵-۱- فلسفه طراحی عمومی سازه‌ها

ساختمان‌های فعلی برای نیروهای زلزله‌ای طراحی شده‌اند که این نیروها بسیار کوچکتر از سطح نیروهایی هستند که حتی بوسیله زلزله‌های متوسط به سازه وارد می‌شوند. در این راستا مهندس سازه باید با شکل‌پذیر کردن سازه این سطح نیروها را توجیه کند. با بکاربرد مفهوم شکل‌پذیری در طراحی سازه، بین هزینه‌های ساخت و ایمنی تعادل برقرار می‌شود و یک سازه شکل‌پذیر می‌تواند نیروهایی را که از طریق جابجایی زمین به سازه وارد می‌شود با تغییر شکل در محل‌هایی از سازه که با دقت و جزئیات بیشتری ساخته می‌شوند جذب کنند و این رفتار شکل‌پذیر منجر به این می‌شود که در قسمت‌های بحرانی المان‌های سازه مفاصل پلاستیک تشکیل شود.

هدف آیین‌نامه‌های ساختمانی این است که حداقل ضوابط را برای تامین ایمنی جانی با جلوگیری از فروریزش کلی سازه فراهم نمایند و این در حالی است که ساختمان‌های زیادی هستند که حفظ جزئیات و عملکرد پیوسته آنها بعد از زلزله مهم است [۱۳].

آسیب دیدن بسیاری از ساختمانهای طراحی و احداث شده براساس آئین‌نامه‌های جدید طراحی لرزه-ای در برابر زلزله‌های اخیر نشان دهنده این واقعیت است که روشهای طراحی سازه‌ها جهت مقابله با نیروهای زلزله هنوز نیاز به بهسازی و تکمیل دارند. بیشترین خطر زمین‌لرزه، به علت سیستمهای سازه‌ای ضعیف، قدیمی و آسیب پذیر است. از زمین‌لرزه سال ۱۹۹۵ کوبه مشخص شد که اکثر قربانیان (۵۵۰۰ نفر) در ساختمانهایی سکونت داشتند که از آئین‌نامه‌های قدیمی در طراحی آنها استفاده شده بود. در طرح کلاسیک سازه‌ها، ایمنی سازه با محدود نمودن تنشها در حد جاری شدن مصالح حاصل میشود، اما حتی زلزله‌های متوسط ممکن است باعث جاری شدن بعضی اعضای سازه شوند. بنابراین برای پیش‌بینی عملکرد ساختمانها در مقابل زلزله نیاز به روشهای تحلیلی غیرخطی احساس می‌شود [۱۴].

در طراحی ساختمانها، انتخاب یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی از میان سیستمهای مختلف لرزه‌بر و توجه به امتیازات و ضعفهای هر یک از این سیستمها، امری ضروری است. این انتخاب باید تامین کننده کلیه نیازها مشتمل بر تامین مقاومت و سختی جانبی کافی و شکل‌پذیری بالا باشد. تامین نیازهای معماری، کاهش هزینه‌ها، راحتی و سرعت مناسب اجرا نیز اهمیت خاص خود را دارد.

فلسفه طراحی لرزه‌ای ساختمانها بدین صورت است که :

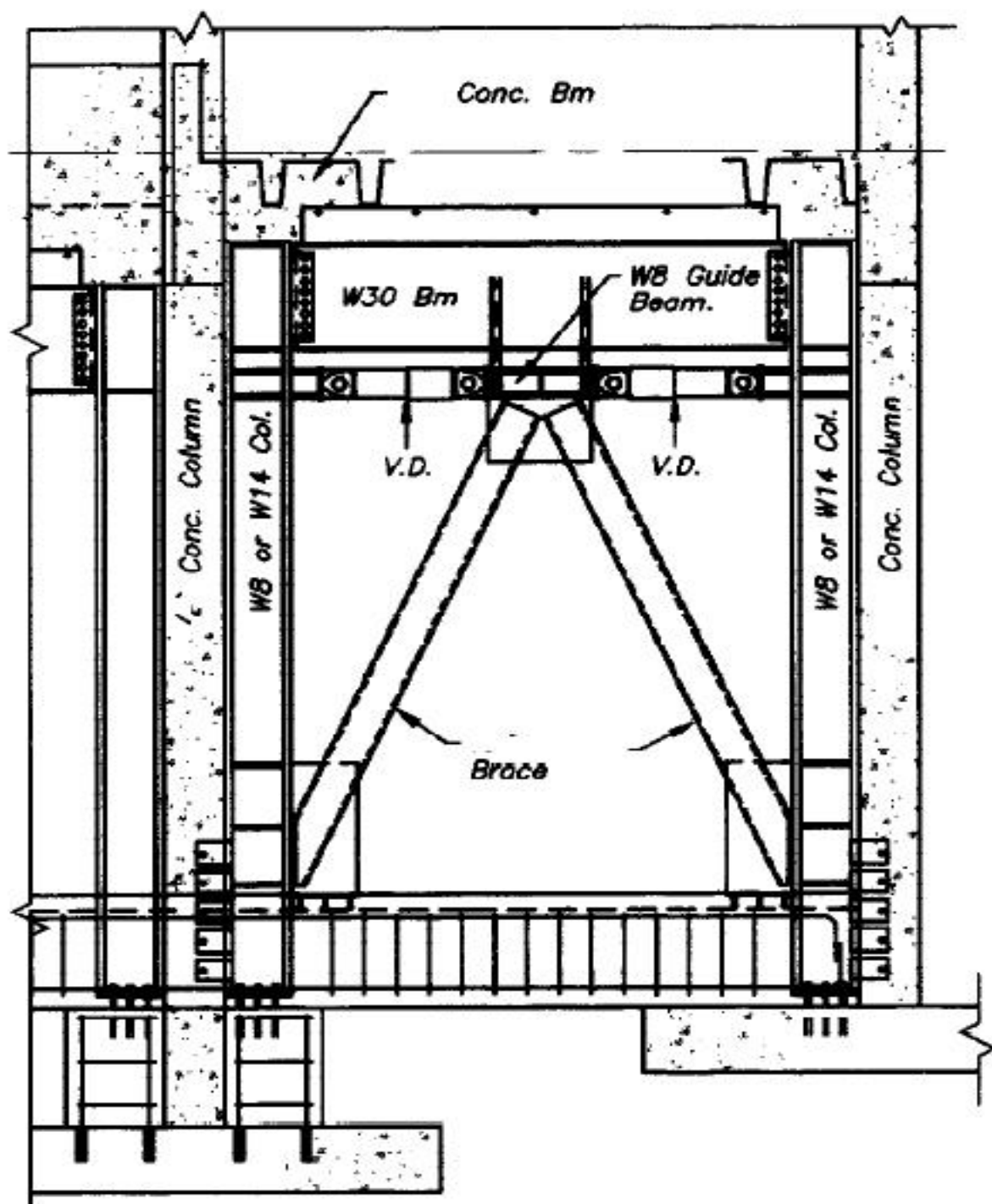
ساختمان تحت ارتعاشات خفیف زمین ناشی از زلزله‌ای که ممکن است در طول عمر مفید سازه بارها اتفاق بیفتد، در محدوده رفتار خطی خود باقی بماند. بطوریکه از وجود آمدن خسارتهای سازه‌ای و غیرسازه‌ای جلوگیری به عمل آید.

ساختمان تحت ارتعاشات متوسط زمین ناشی از زلزله‌ای که ممکن است در طول عمر مفید سازه بوقوع بپیوندد، به گونه‌ای مقاومت کند که از بوجود آمدن خسارتهای سازه‌ای جلوگیری کرده و خسارتهای غیرسازه‌ای را به حداقل برساند.

ساختمان تحت ارتعاشات شدید زمین ناشی از زلزله‌ای که ممکن است به ندرت در طول عمر مفید سازه اتفاق افتد، به گونه‌ای مقاومت کند که سازه خسارتهای سازه‌ای و غیرسازه‌ای را متحمل گردد، اما پایداری کلی سازه حفظ شده و از فروریزش آن جلوگیری به عمل آید [۱۵].

۱-۶- استفاده از میراگرها در بهسازی لرزه‌ای بناهای تاریخی

دیوارهای برشی بخاطر این که باعث آسیب دیدن فرم ظاهری می‌شوند و محدودیت توسعه دارند مناسب نیستند و استفاده از مهاربندهای فولادی به دلیل پیوندشان به اعضای اصلی محدودیت دارند. همچنین استفاده از مهاربندهای فولادی و دیوارهای برشی به دلیل آنکه برش پایه را افزایش می‌دهند در برخی موارد ممکن است به بهسازی پی نیز منجر شوند. استفاده از ژاکت‌های بتنی به دلیل نامشخص بودن ساختار موجود سازه و مسائل اقتصادی محدودیت دارد. در شکل (۱-۴) نمایی از قاب بهسازی شده هتل ودلند با استفاده از قاب خمشی فولادی مهاربندی به همراه میراگر ویسکوز مایع نشان داده شده است [۱۶].



شکل (۴-۱) نمای قاب بهسازی شده هتل ودلند [۱۶].

فصل دوم

مبانی بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها

۲-۱- مقدمه

هدف بهسازی لرزه‌ای ساختمان این است که اعضای سازه‌ای و ملحقات غیر سازه‌ای به گونه‌ای تقویت شوند که در صورت وقوع زلزله، آسیب‌های کمتری به این اجزاء وارد شود. نویسندگان آیین-نامه‌های FEMA^۱ [۱۷] و ATC^۲ [۱۸] با توجه به اهمیت ساختمان و کارایی آن بعد از وقوع زمین لرزه، آسیب‌های احتمالی را تقسیم بندی و سطوح بهسازی را بر این اساس تعریف کرده‌اند. این آیین نامه‌ها کل ساختمان را به دو گروه اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای تقسیم بندی کرده و برای هر کدام از اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای یک سری معیارها از سطح کارکرد کامل تا خرابی‌های زیاد برای یک زلزله با دوره بازگشت معین در نظر گرفته‌اند. برای ساختمان‌هایی که بعد از زلزله باید سرویس دهی خود را کاملاً حفظ کنند، بالاترین سطح بهسازی و برای ساختمان‌هایی که بعد از زلزله تنها سازه ساختمان نباید دچار فرو ریزش شود، پایین‌ترین سطح بهسازی را تعریف کرده‌اند. در بالا ترین سطح بهسازی، اجزاء سازه‌ای و غیر سازه‌ای نباید دچار خسارت و خرابی شوند یا اگر احتمالاً خرابی در این اجزاء به وجود آید، بتوان آنها را سریعاً به قابلیت سرویس دهی کامل رساند. در پایین‌ترین سطح بهسازی اجزاء سازه‌ای می‌توانند به حد گسیختگی برسند و تغییر شکل‌های ماندگار در سازه به وجود آید و اگر اجزای غیر سازه‌ای نیز دیگر کارایی نداشته باشند، اسکلت ساختمان باید حفظ شود، به گونه‌ای که افراد بتوانند از ساختمان خارج شوند و خسارت جانی به بار نیاید. بقیه سطوح معرفی شده در این آیین نامه‌ها در بین این دو سطح قرار دارند.

در ادامه این فصل بعضی مفاهیم اصلی رایج در تعیین سطوح عملکرد ساختمان را توضیح داده می‌شود و سپس سطوح مختلف عملکرد را بر اساس دستور العمل بهسازی تشریح می‌گردد.

۲-۲- مفاهیم طراحی بر اساس عملکرد

1- Federal Emergency Management Agency

2- Applied Technology Council

هدف طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد این است که مهندسين را قادر سازد تا سازه‌هایی طراحی کنند که عملکردشان قابل پیش بینی باشد. در حال حاضر فلسفه کلی طرح مقاوم سازی لرزه‌ای برای سازه‌هایی که معمولاً در آیین نامه‌های طرح لرزه‌ای دنیا به آن اشاره می شود به صورت زیر است:

- سازه زمین لرزه‌های کوچک و خفیف را بدون خسارت سازه‌ای و غیر سازه‌ای پشت سر بگذارد.

- سازه، زمین لرزه‌های متوسط را بدون خسارت سازه‌ای و همراه با خسارت غیر سازه‌ای جزئی پشت سر بگذارد.

- سازه، زمین لرزه‌های شدید و نادر را بدون فرو ریزش پشت سر بگذارد.

در زلزله‌های اخیر مانند لوماپریتا (۱۹۸۹)، نورث ریج (۱۹۹۴) و هیگو- کوبه (۱۹۹۵) خسارات بسیار زیاد اقتصادی ناشی از این زلزله‌ها، در خواست‌های وسیعی برای طراحی ساختمان‌هایی که اهداف عملکردی مورد نظر را پوشش می‌دهند در سطح جهان به وجود آمد که موجب بحث‌ها و دستورالعمل‌هایی برای طراحی بر اساس عملکرد گردید. روشهای طراحی در اکثر آیین نامه های فعلی بر اساس معیار مقاومت می باشد، در حالی که تحقیقات و رفتار ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های اخیر نشان داده‌اند که معیار مقاومت نمی‌تواند لزوماً معیار مناسبی برای افزایش ایمنی باشد. بنابراین در آیین نامه‌های جدید بجای معیار مقاومت از معیار رفتار برای طراحی سازه استفاده می‌کنند [۱۹]. همچنین مشخص شد که در یک قاب ساختمانی تحت اثر زلزله، زمانی که مفاصل پلاستیک در تیرها تشکیل شوند بهتر از حالتی که مفاصل در ستون‌ها تشکیل گردند، عمل خواهد کرد. (مکانیزم تیر ضعیف ستون قوی).

در اثر وقوع زلزله‌های شدید، خسارت‌های قابل ملاحظه‌ای به علت رفتار غیرالاستیک سازه‌ها به آنها وارد می‌شود زیرا با توجه به منحنی نیرو - تغییر مکان، سازه بر اثر وقوع زلزله های شدید پس از گذر از محدوده الاستیک وارد محدوده غیر الاستیک می شود و در این ناحیه تغییرات مقاومت ناچیز

بوده و تغییر شکل‌های خمیری که ارتباط نزدیک‌تری با خسارت دارند حاکم می‌شود. لذا در روش طراحی بر اساس عملکرد، رفتار غیرخطی اجزای سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد و تغییر مکان به جای نیرو به عنوان مناسب‌ترین شاخص رفتار مطرح می‌شود [۲۰].

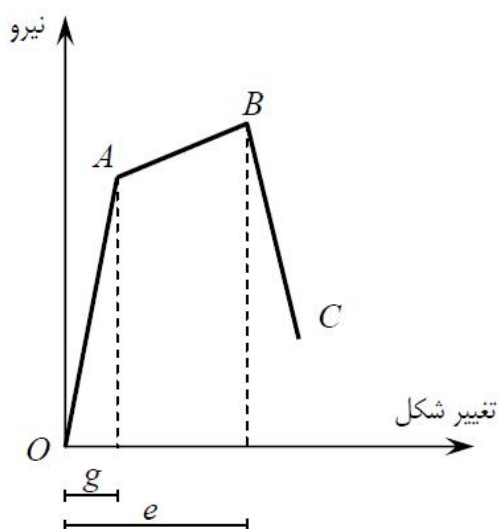
۳-۲- رفتار اجزای سازه

رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آنها و منحنی نیرو- تغییر شکل حاصل به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل و یا کنترل شونده توسط نیرو می‌باشد. منحنی نیرو - تغییر شکل مطابق شکل‌های (۱-۲) تا (۳-۲) می‌تواند بیان‌گر رفتار شکل پذیر، نیمه شکل پذیر یا ترد باشد. در رفتار شکل پذیر، منحنی نیرو - تغییر شکل مطابق شکل (۱-۲) دارای چهار قسمت است. در قسمت اول (شاخه OA) رفتار ارتجاعی خطی است. در قسمت دوم (شاخه AB) رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت شدگی است. در قسمت سوم (شاخه BC) مقاومت به شدت کاهش می‌یابد اما به طور کلی از بین نمی‌رود و در قسمت چهارم (شاخه CD) رفتار مجدداً خمیری اما نرم شونده است. برای آنکه اعضای اصلی، کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند باید نسبت تغییر شکل متناظر با آستانه‌ی کاهش مقاومت به تغییر شکل حد خطی $(\frac{e}{g})$ در شکل (۱-۲) بزرگتر از ۲ باشد. اما اعضای غیر اصلی که رفتاری مطابق شکل (۱-۲) دارند با هر نسبت از $\frac{e}{g}$ کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب می‌شوند.

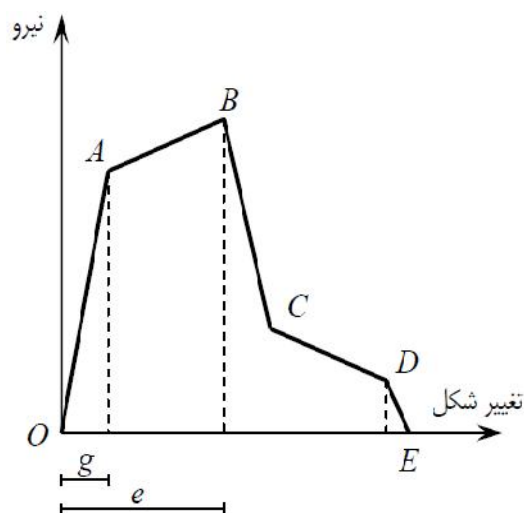
در رفتار نیمه شکل پذیر منحنی نیرو - تغییر شکل مطابق شکل (۲-۲) دارای سه قسمت است. در قسمت اول (شاخه OA) رفتار ارتجاعی خطی است و در قسمت دوم (شاخه AB) رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت شدگی است. در قسمت سوم (شاخه BC) مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می‌رسد. برای آن که اعضای اصلی یا غیر اصلی با رفتار فوق، کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند، باید تغییر شکل نظیر آستانه‌ی کاهش مقاومت بیش از دو برابر تغییر

شکل حد خطی یا به عبارت دیگر $\frac{e}{g} \geq 2$ باشد.

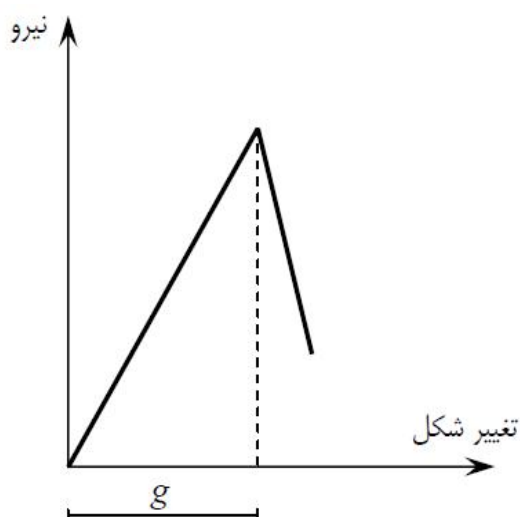
در رفتار ترد، منحنی نیرو- تغییرشکل مطابق شکل (۳-۲) دارای یک قسمت ارتجاعی خطی است که پس از آن مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می‌رسد. اعضای اصلی و غیر اصلی با رفتاری مطابق شکل (۳-۲) کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند [۴].



شکل (۱-۲) منحنی رفتار عضو نیمه شکل پذیر [۴].



شکل (۱-۲) منحنی رفتار عضو شکل پذیر [۴].



شکل (۳-۲) منحنی رفتار عضو شکننده [۴].

۲-۴- اهداف و تعیین سطوح عملکرد

طراحی بر اساس عملکرد مستلزم تعریف سطوح چند گانه عملکرد هدف می باشد که انتظار می رود سازه، تحت اثر زلزله با شدت مشخص به این سطوح برسد یا حداقل از این سطوح تجاوز نکند. انتخاب هدف عملکرد یک سازه با توجه به کاربری ساختمان، اهمیت ساختمان، ارزش به عنوان یک اثر تاریخی، ملاحظات اقتصادی شامل هزینه های مربوط به تعمیر ساختمان و ایجاد وقفه در بهره برداری آن انجام می شود.

بنابراین اهداف عملکردی در واقع عملکرد لرزه ای مورد نظر سازه را تامین می نماید و عملکرد لرزه ای نیز توسط سطوح عملکرد، که حداکثر مقدار مجاز خسارت به سازه را برای یک زلزله تعیین می نماید، توصیف می شود. به عبارت دیگر هدف عملکردی ترکیبی از سطح خطر زلزله و سطح عملکرد مورد نظر برای سازه می باشد.

هدف بهسازی بر اساس عملکرد بر پایه فلسفه ارزیابی لرزه ای به این صورت تعریف می شود که بتوان با ارزیابی ساختمان مشخص کرد که برای چه زلزله ای، چه عملکردی مورد نیاز است. به عبارت دیگر هدف بهسازی، از مجموعه ای از سطوح خطر و مجموعه ای از سطوح عملکرد تشکیل شده که مجموعه اول میزان خطر را مشخص می کند. در ذیل به تعریف سطوح عملکرد می پردازیم.

۲-۵- سطوح عملکرد

سطح عملکرد هدف به دو دسته تقسیم می گردد [۴].

الف - سطح عملکرد سازه ای

ب - سطح عملکرد غیر سازه ای

هر یک از این دو سطح عملکرد سازه ای و غیر سازه ای می توانند مستقل از یکدیگر و یا ترکیب

هر دو سطح، عملکرد کلی ساختمان را بدست دهند.

۲-۵-۱- سطوح عملکرد اجزای سازه ای^۱

منظور از اجزای سازه‌ای ستون‌ها، تیرها، بادبندها، دیوارهای بتنی، دیوارهای پرکننده با مصالح بنایی غیر مسلح، پی‌ها، دیگراهم‌ها و... است. معیارهای سطح عملکرد اجزای سازه‌ای با توجه به نوع سیستم سازه‌ای و اصلی یا غیر اصلی بودن عضو و همچنین تغییر مکان جانبی گذارا و ماندگار تقسیم بندی می‌شوند. منظور از تغییر مکان جانبی گذرا حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که پیش بینی می‌شود در طول وقوع زلزله طرح در ساختمان ایجاد شود. همچنین منظور از تغییر مکان جانبی ماندگار حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که پس از وقوع زلزله به دلیل رفتار خمیری یا ترک خوردگی در سازه باقی می‌ماند.

عملکرد اجزای سازه‌ای به اختصار با یک شماره نشان داده می‌شود، همچنین حرف S مخفف Structural است. این سطوح مطابق جدول (۲-۱) طبقه بندی شده‌اند.

جدول (۲-۱) اصطلاحات به کار رفته در FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی برای سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای [۲۱].

اصطلاح معادل FEMA در دستورالعمل بهسازی	اصطلاح به کار رفته در FEMA
قابلیت استفاده بی‌وقفه	Immediate Occupancy Level (S-1)
ایمنی جانبی	Life Safety Level (S-3)
آستانه فروریزش	Collapse Prevention Level (S-5)

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

1- Structural Performance Levels and Ranges

سطوح عملکرد اصلی عبارتند از :

الف - سطح عملکرد (۱) : قابلیت استفاده و بی وقفه

ب - سطح عملکرد (۳) : ایمنی جای

پ - سطح عملکرد (۵) : آستانه فرو ریزش

ت - سطح عملکرد (۶) : لحاظ نشده

سطح عملکرد میانی عبارتند از :

ث - سطح عملکرد (۲) : خرابی محدود

ج - سطح عملکرد (۴) : ایمنی جانی محدود

الف) سطح عملکرد ۱- قابلیت استفاده بی وقفه

سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکند و استفاده بی وقفه از آن ممکن باشد.

ب) سطح عملکرد ۲- خرابی محدود

سطح عملکرد خرابی محدود به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه به میزان محدود ایجاد شود، به گونه ای که پس از زلزله با انجام مرمت بخش های آسیب دیده ادامه ی بهره برداری از ساختمان میسر باشد.

سطح عملکرد ۳- ایمنی جانی

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله

خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی ها به اندازه ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود.

سطح عملکرد ۴- ایمنی جانی محدود

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی ها به اندازه ای باشد که منجر به خسارت جانی حداقل شود.

سطح عملکرد ۵- آستانه فروریزش

سطح عملکرد آستانه ی فروریزش به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی گسترده در سازه ایجاد شود، اما ساختمان فرو نریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

سطح عملکرد ۶- لحاظ نشده

چنانچه برای عملکرد اجزای سازه ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد، سطح عملکرد اجزای سازه ای لحاظ نشده نامیده می شود.

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

منظور از اجزای غیر سازه ای اجزای معماری، اجزای تاسیسات مکانیکی و برقی ساختمان است. معیارهای سطح عملکرد اجزای غیر سازه ای مربوط به معماری ساختمان شامل نما سازی، دیوارهای داخلی و تیغه بندی، سقف ها، دیوار دست انداز، دودکش ها، پله ها و درها است. معیارهای سطح عملکرد اجزای غیر سازه ای مربوط به تاسیسات مکانیکی و برقی شامل آسانسورها، تجهیزات ساخت،

1- Nonstructural Performance Levels

کانال‌ها، لوله‌ها، سیستم آب پاش از سقف برای اطفای حریق و سیستم تشخیص و اعلام حریق، درها، روشنایی اضطراری، سیستم توزیع برق و اتصالات چراغ‌ها است.

عملکرد اجزای غیر سازه‌ای به اختصار با یک حرف نشان داده می‌شود، همچنین حرف N مخفف Nonstructural است. این سطوح مطابق جدول (۲-۲) طبقه بندی شده‌اند.

جدول (۲-۲) اصطلاحات به کار رفته در FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی برای سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای

اصطلاح معادل FEMA در دستورالعمل بهسازی	اصطلاح به کار رفته در FEMA
خدمت رسانی بی‌وقفه	Operational Nonstructural Performance Level (N-A)
قابلیت استفاده بی وقفه	Immediate Occupancy Nonstructural Performance Level (N-B)
ایمنی جانی	Life Safety Nonstructural Performance Level (N-C)
لحاظ نشده	Nonstructural Performance Not Considered (N-E)

۲-۶- تحلیل خطر زلزله و طیف طراحی

برآورد پارامترهای حرکت قوی زمین در سطح زمین برای سطوح خطر مختلف به یکی از دو روش استفاده از «طیف طرح استاندارد» و «طیف طرح ویژه ی ساختگاه»، صورت می پذیرد. استفاده از روش اول برای مقاصد بهسازی محدود و مبنا بلا مانع است. برای بهسازی ویژه استفاده از روش دوم الزامی است [۴].

سطح خطر ۱- : این سطح خطر بر اساس ۱۰٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال است تعیین می شود . سطح خطر ۱- در استاندارد ۲۸۰۰ ایران زلزله طرح (DBE) نامیده شده است.

سطح خطر ۲- : این سطح خطر بر اساس ۲٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال است. سطح خطر ۲- به عنوان «پیشینه زلزله محتمل» (MPE) نامیده شده است. سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد در ۵۰ سال): این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه مناسب است [۴].

۷-۲- سطوح مقاوم سازی

با توجه به سطوح عملکرد مورد انتظار، روش و سطح مقاوم سازی متفاوت خواهد شد. سطوح مقاوم سازی به چهار دسته ی زیر تفکیک می شود [۴].

۷-۲-۱- بهسازی و مقاوم سازی محدود

در این سطح از بهسازی و مقاوم سازی پایین‌ترین سطح عملکرد در نظر گرفته می‌شود، به نحوی که ساختمان مقاوم شده تحت اثر زلزله‌ای که خفیف‌تر از زلزله سطح خطر ۱- باشد ایمنی جانی ساکنین تامین گردد.

۷-۲-۲- بهسازی و مقاوم سازی مبنا

در این حالت انتظار می‌رود که ساختمان مقاوم سازی شده تحت اثر زلزله سطح خطر ۱- ایمنی جانی ساکنین را تامین کند.

۷-۲-۳- بهسازی و مقاوم سازی مطلوب

در این سطح از بهسازی و مقاوم سازی، انتظار می‌رود که اولاً هدف بهسازی مبنا تامین گردد و ثانیاً ساختمان مقاوم شده تحت اثر زلزله سطح خطر ۲- فرو نریزد.

۲-۷-۴ - بهسازی و مقاوم سازی ویژه

در این سطح باید ساختمان مقاوم شده عملکرد بهتری نسبت به سطح بهسازی مطلوب داشته باشد به عبارت دیگر ساختمان مقاوم شده باید عملکرد بالاتری نسبت به سطح مطلوب در مقابل اثرات زلزله سطح خطر ۲- داشته باشد .

۲-۸-۸ - مبانی و روشهای تحلیل

روشهای تحلیلی که برای تعیین نیروهای داخلی و تغییر شکلهای اعضای سازه در اثر نیروهای ناشی از زلزله سطح خطر، بکار می روند عبارت اند از [۴]:

الف_ روش استاتیکی خطی

ب_ روش دینامیکی خطی

ج_ روش استاتیکی غیر خطی

د_ روش دینامیکی غیر خطی

۲-۸-۱ - تحلیل استاتیکی خطی

در این روش نیروی جانبی ناشی از زلزله بگونه‌ای انتخاب می‌شود که برش پایه حاصل از آن برابر نیروی برش مطابق روش ضرایب تغییر مکان دستور العمل شود. مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله سطح خطر مورد نظر پیش بینی می‌شود مطابقت داشته باشد. چنانچه تحت اثر بار وارد شده سازه به طور خطی رفتار کند، نیروهای بدست آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش بینی شده هنگام زلزله خواهد بود ولی اگر سازه رفتار غیر خطی داشته باشد، نیروهای محاسبه از این طریق بیش از مقادیر حد جاری شدن مصالح خواهند شد [۴] .

۲-۸-۲ تحلیل دینامیکی خطی

تحلیل دینامیکی خطی می تواند به دو روش طیفی یا تاریخچه زمانی انجام شود. در این روش، مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی، پاسخ سازه در زلزله سطح خطر مورد نظر در ضرایبی ضرب می-شود تا حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله پیش بینی می شود مطابقت داشته باشد [۴].

۳-۸-۲ تحلیل استاتیکی غیر خطی

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج بصورت فزاینده به سازه اعمال می-شود تا آنجا که تغییر مکان در نقطه کنترل تحت اثر بار جانبی به تغییر مکان هدف برسد و یا سازه فرو بریزد. تغییر شکل ها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی باید با معیارهای پذیرش مطابق دستورالعمل بهسازی مورد بررسی قرار گیرد [۴].

۴-۸-۲ تحلیل دینامیکی غیر خطی

در روش تحلیل دینامیکی غیر خطی، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح و رفتار غیر خطی هندسی سازه محاسبه می شود. در این روش فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می تواند تغییر کند، اما در طول هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می شود [۴].

۲-۹- توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. به همین جهت حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر، بر روی سازه اعمال شود [۴].

۲-۹-۱- توزیع نوع اول

به عنوان توزیع بار نوع اول باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه و به مدل سازه اعمال شود. [۴]

۱- توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی مطابق رابطه (۲-۱) می باشد .

$$F_x = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} V \quad (۲-۱)$$

۲- توزیع متناسب با شکل مد اول ارتعاش در جهت مورد نظر.

۳- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی

۲-۹-۲- توزیع نوع دوم

به عنوان توزیع نوع دوم باید بار جانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعلام شود [۴].

۱- توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می شود.

۲- توزیع متغیر که در آن توزیع بار جانبی برحسب وضعیت رفتار غیر خطی مدل سازه در هر

گام افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می شود.

۲-۱۰- روش ارزیابی بر اساس تحلیل استاتیکی غیر خطی

در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد، سازه برای سطوح مختلف عملکرد مورد انتظار مرتبط با سطوح مختلف خطر زلزله طراحی می‌گردد. برای رسیدن به این هدف، ناگزیر باید از تحلیل‌های غیر

خطی استفاده شود. در حال حاضر، این روش در آیین نامه و استانداردهای متعددی توصیه شده است [۲۳،۲۲،۱۸]. یک گام مهم در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد، تخمین پاسخ لرزه‌ای غیر خطی سازه‌ها می‌باشد. برای این منظور دو روش وجود دارد: تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی و تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون). با در نظر گرفتن جنبه‌های مختلف استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی مانند حساسیت زیاد پاسخ‌ها به رکورد ورودی، عدم انطباق شرایط ساختگاهی محل ثبت رکورد با محل سازه مورد بررسی، وجود پارامترهای متنوع بر پاسخ سازه نظیر محتوای فرکانسی، پریودخاک، مدت زمان زلزله، رفتارهای کاهنده سازه و ... که منجر به لزوم تحلیل‌های متعدد و بهره‌گیری از نتایج آماری آنها شده است، می‌توان گفت که این روش نسبتاً مشکل و پرهزینه می‌باشد. تحلیل بارافزون دارای مشکلات مربوط به تحلیل دینامیکی غیر خطی نبوده و با انجام آن می‌توان با استفاده از طیف پاسخ به عنوان منحنی نیاز، تخمین مناسبی از پاسخ لرزه‌ای سازه بدست آورد [۲۴]. همچنین روش تحلیل بار افزون مودی که دارای دقت بیشتری در تخمین پاسخ و ظرفیت سازه می‌باشد در سال‌های اخیر مورد توجه محققین قرار گرفته است [۲۵]. استفاده از این روش در بررسی آسیب پذیری انواع سازه‌ها باعث رسیدن به نتایج منطقی با صرف هزینه و زمان اندک می‌شود.

۲-۱۰-۱- شرح آنالیز استاتیکی غیر خطی

روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یک روش ساده و مفید برای پیش بینی پاسخ لرزه‌ای در کنار تحلیل دینامیکی غیرخطی است. با استفاده از این روش می‌توان ترتیب و توالی تسلیم شدن‌ها، ظرفیت شکل پذیری و مقاومت جانبی سازه را تعیین کرد. در این روش، سازه تحت یک بار مشخصاً به صورت جانبی قرار می‌گیرد. سپس به تدریج این نیرو افزایش می‌یابد و فرایند تسلیم شدن نقاط و تشکیل مفاصل پلاستیک مورد ارزیابی قرار می‌گیرد و در انتها مکانیزم شکست سازه تعیین می‌-

تحلیل استاتیکی غیرخطی شامل دو قسمت است:

- منحنی ظرفیت (تحلیل استاتیکی گام به گام با مدل غیرخطی سازه و استخراج منحنی پوش آور).
 - ترکیب نتایج حاصل از منحنی ظرفیت با منحنی نیاز سازه برای تخمین پاسخ سیستم.
- به طور معمول معیار عملکرد سازه برای تحلیل پوش آور بر اساس جا به جایی بام می باشد و محل تلاقی طیف ظرفیت و منحنی نیاز نقطه‌ی عملکرد سازه در زلزله می باشد [۲۶].

۲-۱۰-۲- مزایای آنالیز استاتیکی غیر خطی

تحلیل استاتیکی غیرخطی اطلاعات سودمندی را برای بسیاری از مشخصه‌های پاسخ سازه فراهم می‌کند. بطوریکه این اطلاعات توسط روش‌های رایج تحلیل خطی (استاتیکی یا دینامیکی) قابل دسترسی نیست. بعضی از این موارد عبارتند از:

۱- تعیین مقادیر واقع بینانه‌تری در اعضای سازه‌ای بخصوص در المان‌های دارای پتانسیل شکل پذیری کم، مانند نیروهای محوری تقاضا در ستون‌ها، نیروهای تقاضا در اتصالات بادبندها، لنگرهای تقاضا در اتصالات تیر به ستون و...

۲- برآورد جابجایی تقاضا در المان‌هایی که تغییر شکل‌های غیرخطی زیادی بواسطه‌ی انرژی انتقال یافته از تحریکات زمین لرزه به ساختمان متحمل می‌شوند.

۳- بررسی ویژگی رفتاری زوال مقاومت در هریک از اعضا و تاثیر آن برروی رفتار کلی سازه و تعیین نواحی بحرانی نقاطی از سازه که پیش‌بینی تغییر مکان‌های تقاضای بالایی در مورد آنها انتظار می‌رود

و در یک طرح لرزه‌ای ایمن بایستی بصورت کانون اعمال جزئیات ویژه طراحی سازه‌ای قرار گیرند.

۴- تعیین ناپیوستگی مقاومتی ساختمان در ارتفاع یا در پلان که در نهایت منجر به تغییر مشخصه-های دینامیکی در محدوده‌ی رفتاری غیر الاستیک سازه می‌گردد.

۵- تخمین مقادیر تغییر مکان‌های نسبی طبقات به عنوان معیاری جهت تعیین ناپیوستگی‌های سختی یا مقاومتی که از آن می‌توان به عنوان وسیله‌ای برای کنترل خرابی سازه‌ای و برآورد اثرات واقعی تر $P-\Delta$ در ساختمان استفاده نمود.

۶- تحقیق جهت کفایت و ایمن بودن مسیر نیرو با ملاحظه‌ی رفتار کلیه اعضای سازه‌ای سیستم، اتصالات، المان‌های غیر سازه‌ای سخت و....

در مجموع می‌توان گفت تحلیل پوش آور می‌تواند دید خوبی از لحاظ کنترل رفتار سازه‌ای تحت اثر تحریکات شدید زمین لرزه بدست دهد. برای سازه‌هایی که بر مبنای مود اول نوسان می‌کنند به کمک تحلیل پوش آور تخمین قابل قبولی از تغییر شکل‌های تقاضای غیر الاستیک محلی یا کلی سازه حاصل می‌شود. همچنین در این تحلیل، بسیاری از موارد و نقاط ضعف طراحی که در یک تحلیل الاستیک ممکن است مخفی مانده باشد به روشنی آشکار می‌گردد.

۲-۱۰-۳- محدودیت‌های آنالیز استاتیکی غیر خطی

تحلیل پوش آور در عین کارایی و مزایای ذکر شده، با برخی محدودیت‌ها روبرو است که استفاده از آن را نیازمند دقت نظر و گاه قضاوت مهندسی مناسبی می‌نماید.

۱- تحلیل پوش آور روشی است که بر مبنای بارگذاری افزایش یابنده استاتیکی قرار دارد. به همین دلیل به طور کامل نمی‌تواند نشان دهنده‌ی رفتار و پدیده‌ی دینامیکی باشد.

۲- این روش نمی‌تواند برخی از مودهای تغییر شکلی سازه را تحت اثر زلزله‌های شدید نمایش داده و یا برعکس آنها را اغراق آمیز نشان می‌دهد. پاسخ دینامیکی غیرالاستیک ممکن است در بعضی مواقع از آنچه که بوسیله‌ی این تحلیل و براساس شکل توزیع بارگذاری جانبی ثابت و یا تعدیل شده بدست آید متفاوت باشد. این مطلب بخصوص زمانی که مودهای ارتعاشی بالا مهم هستند بیشتر جلوه می‌کند.

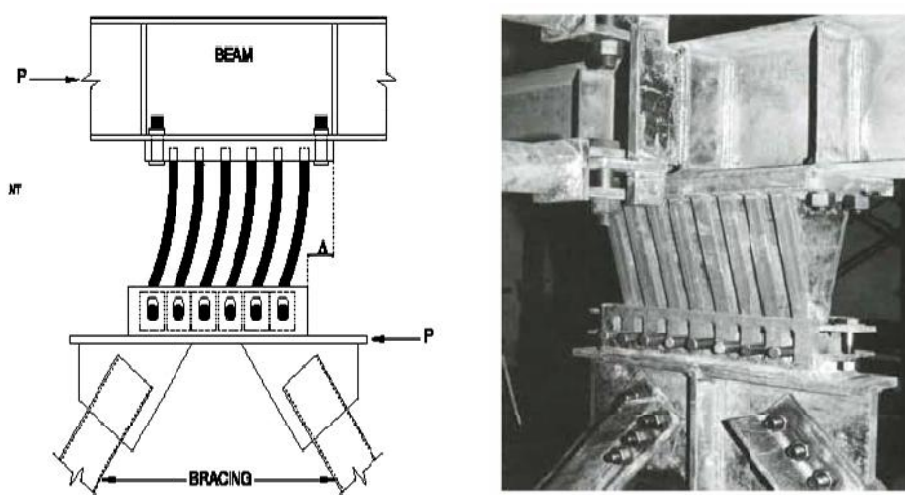
۳- محدودیت روش تحلیل پوش آور در انتخاب نوع شکل توزیع بار جانبی به روشنی آشکار شده است. زمانی که شکل توزیع بار جانبی مشخص شد به سازه چنین اجبار می‌شود که تحت اثر مود تغییر شکلی ثابتی رفتار نماید. بنابراین بعضی از مودها و حالت‌های تغییر فرم که تحت اثر تحریکات زمین لرزه و بر مبنای مشخصه‌های پاسخ دینامیکی غیرالاستیک سازه در رفتار آن ایجاد شده و نمو یافته در داخل تحلیل منظور نمی‌گردد. البته این اثر به کمک اعمال بیش از یک شکل توزیع بار جانبی قابل تخفیف بوده اما به طور کامل حذف و رفع شدنی نیست. در تحلیل پوش‌آور بیشترین نگرانی در این مورد است که تحلیل تنها اولین مکانیزم خرابی سازه را تحت اثر زلزله معین می‌کند و سایر موارد و نقاط ضعف سازه را که بوسیله تغییر مشخصه‌های دینامیکی آن تحت اثر شکل‌گیری اولین شمای مکانیسم محلی خرابی ایجاد شده، رهگیری و نمایش نمی‌دهد. اشکال بارگذاری جانبی تعدیل شده نیز به طور کامل نتوانسته‌اند این مشکلات را برطرف کنند و محدوده کارایی آنان تنها به بخشی خاص از حالات و مدل‌های مورد بررسی ختم می‌شود. بخش دیگری از اشکال بارگذاری جانبی به توزیع غیر ثابت و متغیر باز می‌گردد که البته تاکنون رواج و توسعه چندان نیافته و بخصوص امکان کاربرد آنها بطور عمومی مناسب در تمامی حالات در وضعیت کنونی چندان گسترش نیافته است [۲۴].

فصل سوم

کاربرد میراگرها در ساختمان

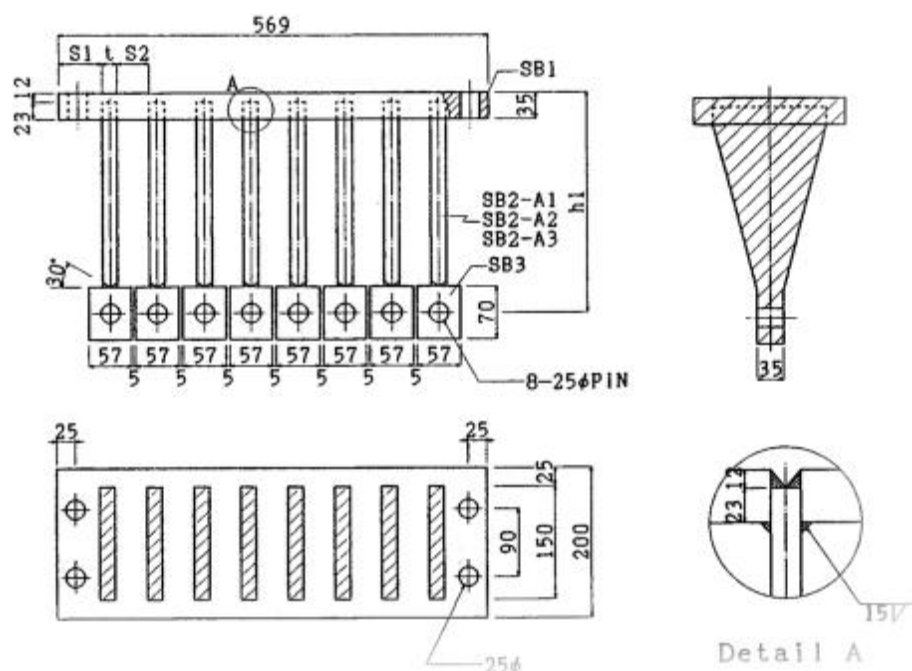
۳-۱- میراگرهای ورق مثلثی (TADAS)

Tsai و همکاران مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی جامعی را در دانشگاه تایوان بر روی میراگرهای *TADAS* انجام دادند. آنها میراگرهای مختلف را مورد آزمایش بارگذاری رفت و برگشتی قرار دادند و نتایج آن را ارائه کردند [۲۷]. نمونه ای از میراگر *TADAS* در شکل (۳-۱) نشان داده شده است. یکی از تفاوت‌های میراگر *TADAS* با میراگر *ADAS* در آن است که در میراگرهای *TADAS* اثرات نیروی ثقلی قاب می‌تواند بطور کامل از تجهیزات اتلاف انرژی جدا شود که این عمل به واسطه‌ی استفاده از سوراخ‌های مفصلی در اتصال که جزئیات آن در شکل (۳-۲) نشان داده شده، امکان پذیر می‌باشد. علاوه بر این اگر این میراگرها تحت تغییر مکان‌های بزرگ قرار بگیرند، تغییر مکان قائم بوجود آمده در انتهای ورق مثلثی می‌تواند خود را با این تغییر مکان وفق دهد. نتایج آزمایش های *Tsai* و همکارانش نشان داد که میراگرهای *TADAS* توانایی تحمل تعداد زیادی سیکل بارگذاری رفت و برگشتی بدون هیچ گونه اثری از کاهش سختی یا مقاومت را دارند. همچنین *Tsai* و همکارانش میراگرهای *TADAS* را در یک قاب دو طبقه به منظور بررسی پاسخ این میراگرها در برابر زمین لرزه مورد آزمایش شبه دینامیکی قرار دادند. [۲۷]



شکل (۳-۱) میراگر فلزی ورق مثلثی TADAS [۲۸]

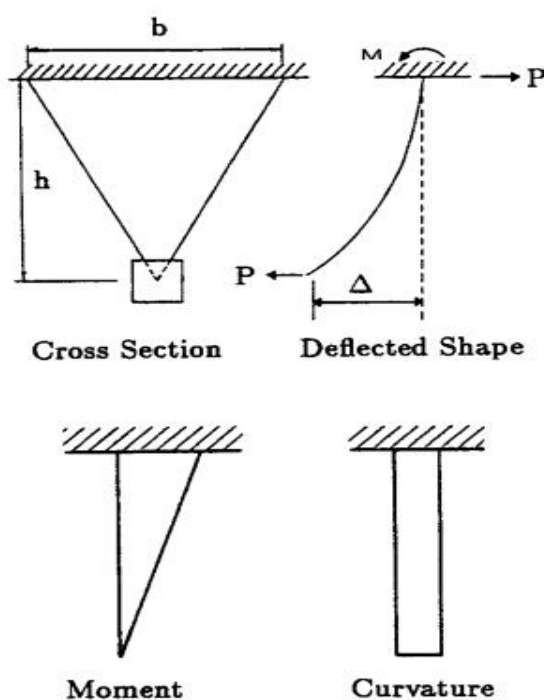
این میراگر که از N ورق فولادی مثلثی شکل مشابه تشکیل و بطور موازی قرار دارند، معمولاً در یک قاب بین یک مهاربند هشتی (*Chevron*) و تیر بالاسری همانطوری که در شکل (۳-۱) نشان داده شده است نصب می‌شود. پایه هر ورق مثلثی شکل به یک ورق صلب زیرین جهت تقریب یک حالت گیرداری جوش میشود. در حالی یک اتصال مفصلی شیاردار در رأس آن جهت کسب اطمینان از حرکت نسبتاً آزاد، در راستای قائم بکار رفته است. در نتیجه این ترکیب بندی، میراگر بطور عمده نیروهای افقی P را که با یک جابجایی نسبی بین طبقه ای Δ مرتبط است، مطابق شکل (۳-۱) از طریق تغییر شکل خمشی یکنواخت تک تک ورقها مقاومت می نماید. فلسفه تشکیل چنین ترکیبی از المان *TADAS* اینست که فنری با سختی کم (میراگر) بصورت سری با فنری با سختی زیاد (بادبند) متصل شده است. در اثر تغییر مکان جانبی قاب، فنر ضعیف تر با تغییر شکل‌های بزرگ و غیرارتجاعی، مانع ایجاد نیروهای زیاد در بادبند شده و تقاضای (*Demand*) موجود روی سازه را کاهش میدهد. در واقع این المان مثلثی با تغییر شکل‌های غیرارتجاعی بزرگ باعث کاهش تغییر مکان نسبی طبقات شده و از مقدار برش پایه و *Drift* طبقات می‌کاهد. [۲۸]



شکل (۳-۲) جزئیات میراگرهای فلزی *TADAS* (ابعاد بر حسب میلیمتر) [۲۷]

۳-۱-۲ خصوصیات پایه مکانیکی میراگرهای TADAS

با توجه به شکل (۳-۳) هنگامی که یک تغییر مکان انتهایی کوچک بصورت عمود بر پلان یک ورق مثلثی شکل که یک انتهای آن بصورت گیردار می‌باشد اعمال گردد، منحنی نیروی برشی و لنگر خمشی مطابق شکل است، که منحنی لنگر خمشی آن دارای توزیع غیر یکنواخت خواهد بود. بنابراین جاری شدن در تمام ارتفاع ورق می‌تواند بدون تمرکز در یک نقطه اتفاق افتد.



شکل (۳-۳) عملکرد پایه ورق مثالی شکل تحت بار اعمالی به انتهای آن [۲۷]

با فرض اینکه پایه ورق بطور کامل گیردار باشد و با صرفنظر کردن از تغییر شکل برشی ورق مثلثی، سختی جانبی تئوریک میراگر TADAS از رابطه (۱-۳) بدست می‌آید.

$$k_d = \frac{NEbt^3}{6h^3} \quad (۱ - ۳)$$

که در این رابطه E مدول یانگ، N تعداد ورق‌های میراگر $TADAS$ ، t ضخامت ورق مثلی، b عرض ورق و h ارتفاع ورق مثلی شکل می‌باشد.

نیروی تسلیم (p_y) و نیروی پلاستیک (p_p) میراگر $TADAS$ عبارتند از:

$$P_y = \frac{F_y N b t^2}{6h} \quad (2-3)$$

$$P_p = \frac{F_y N b t^2}{4h} \quad (3-3)$$

تغییر مکان تسلیم ورق مثلی (Δ_y) از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\Delta_y = \frac{F_y h^2}{Et} \quad (4-3)$$

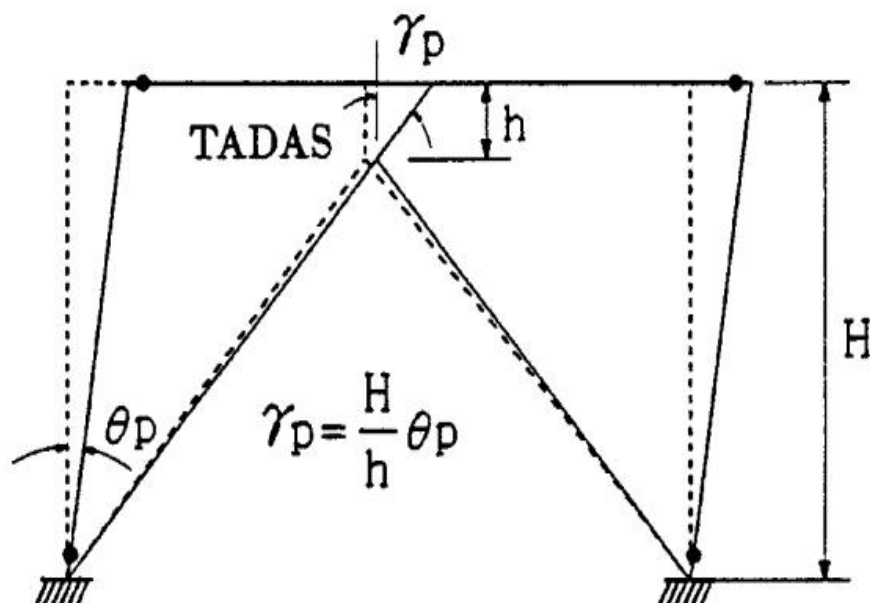
که در این روابط F_y تنش جاری شدن ورق‌های مثلی است.

همچنین اگر زاویه دورن (γ) بوسیله نسبت جابجایی میراگر به ارتفاع ورق مثلی شکل بیان شود، آنگاه زاویه دوران تسلیم میراگر (γ_y) از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\gamma_y = \frac{F_y h}{Et} \quad (5-3)$$

از معادلات (۱-۳) الی (۵-۳) می‌توان نتیجه گرفت که نسبت ارتفاع به ضخامت ورق (h/t) یکی از مهمترین پارامترهای مشخصات مکانیکی میراگرهای $TADAS$ می‌باشد. از معادله (۱-۳) می‌توان نتیجه گرفت که سختی میراگر با کاهش ارتفاع ورق و یا افزایش ضخامت ورق، به شدت افزایش می‌یابد. علاوه بر این انتخاب یک نسبت (h/t) کوچک برای ورق جهت فراهم نمودن یک سختی بزرگ برای میراگر، مادامی که تغییرات ارتفاع و ضخامت ورق همزمان به یک تغییر مکان تسلیم بخصوص برسد، امکان پذیر می‌باشد [۲۷].

در شکل (۴-۳) مکانیزم اتلاف انرژی برای یک میراگر $TADAS$ نشان داده شده است.



شکل (۳-۴) مکانیزم اتلاف انرژی بوسیله میراگر TADAS [۲۷]

با توجه به شکل، دوران پلاستیک میراگر TADAS بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\gamma_p = \frac{H}{h} \theta_p \quad (۳-۴)$$

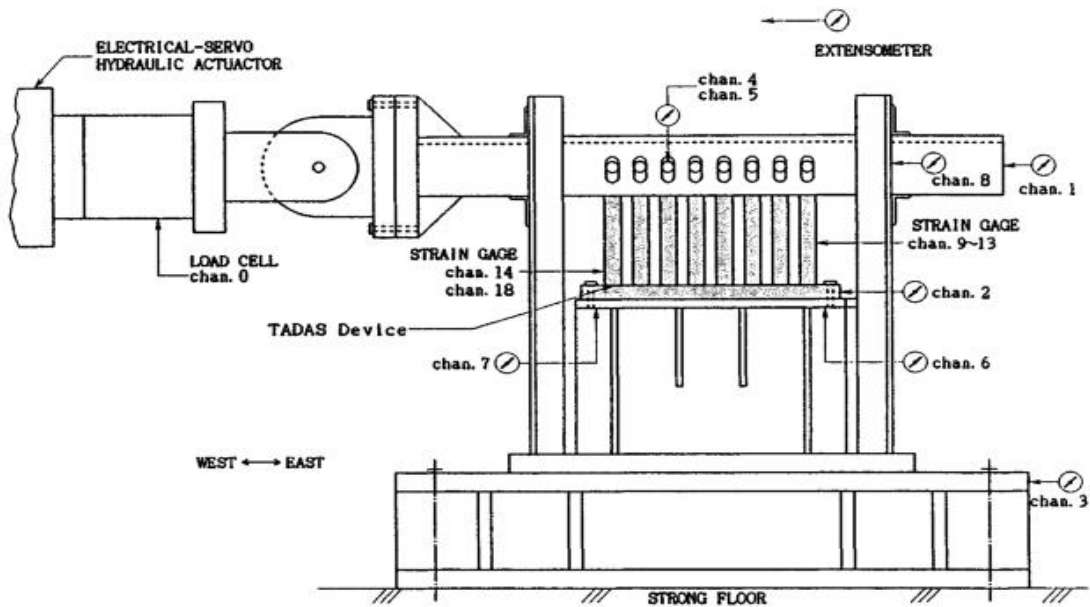
که در آن H ارتفاع طبقه و θ_p تغییر مکان نسبی پلاستیک قاب می‌باشد، که از دوران تیر بالای میراگر TADAS و همچنین تغییر شکل مهاربندها در معادله (۳-۴) صرف‌نظر شده است، همچنین طبق این رابطه دوران پلاستیک میراگر TADAS با کاهش ارتفاع ورق افزایش می‌یابد.

۳-۱-۳- آزمایش بر روی میراگرهای TADAS

میراگر TADAS پیشنهادی شامل چند ورق مثلثی شکل می‌باشد که این ورق‌ها در قاعده خود همانند شکل (۳-۲) به یک ورق جوش شده‌اند. در این میراگرها هر ورق مثلثی شکل قبل از این که توسط جوش گوشه به ورق پایه متصل شود در داخل شیار تعبیه شده در ورق پایه قرار داده می‌شود و سپس عملیات جوشکاری انجام می‌شود.

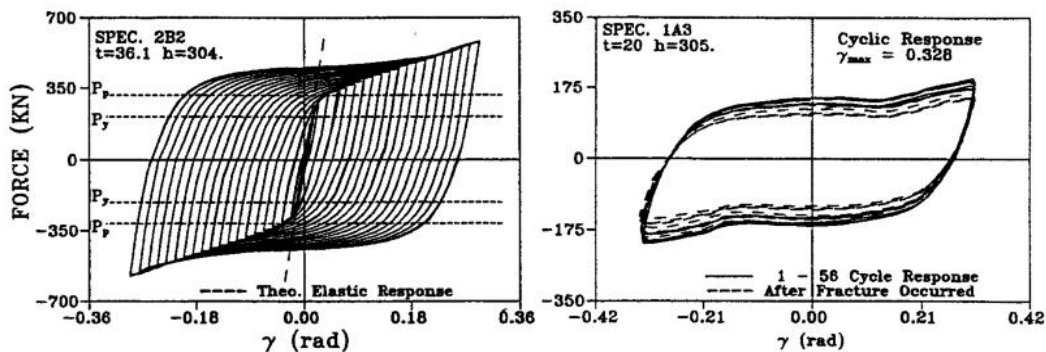
میراگرها با نسبت‌های مختلف ارتفاع به ضخامت (h/t) مورد آزمایش قرار گرفتند که همه آنها از فولاد $ASTM-A36$ ساخته شده بودند. نمای کلی از وسایل مورد استفاده در آزمایش در شکل

(۵-۳) نشان داده شده است.



شکل (۵-۳) مجموعه آزمایش میراگر TADAS [۲۷]

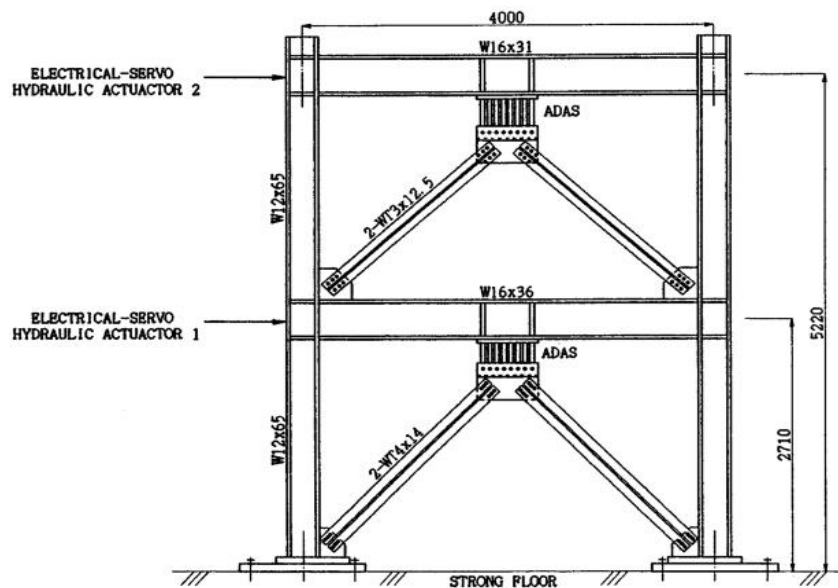
نمودار نیرو- تغییر مکان برای دو نمونه از میراگرهای TADAS که تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته‌اند در شکل (۶-۳) نشان داده شده است. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که میراگرهای فلزی TADAS که به نحو صحیح جوش شده‌اند، توانایی تحمل تعداد زیادی چرخه رفت و برگشتی تسلیم بدون هیچ گونه اثری از کاهش سختی یا مقاومت را دارا می‌باشند. ظرفیت دورانی میراگرهای TADAS آزمایش شده که تحت بارهای افزایشی رفت و برگشتی قرار گرفتند عموماً بزرگتر از ± 0.25 رادیان بود.



شکل (۶-۳) نمودار نیرو - تغییر مکان میراگرهای TADAS [۲۷]

۳-۱-۴ - آزمایش شبه دینامیکی قاب دو طبقه مجهز به میراگرهای *TADAS*

Tsai و همکارانش به منظور بررسی اثر میراگرهای *TADAS* در پاسخ ساختمان‌ها تحت تاثیر زمین‌لرزه، یک قاب دو طبقه که مجهز به میراگر *TADAS* بود را مورد آزمایش شبه دینامیکی قرار دادند. مشخصات قاب مورد آزمایش در شکل (۷-۳) نشان داده شده است. تمام مصالح مصرفی از نوع فولاد *ASTM- A36* بودند.

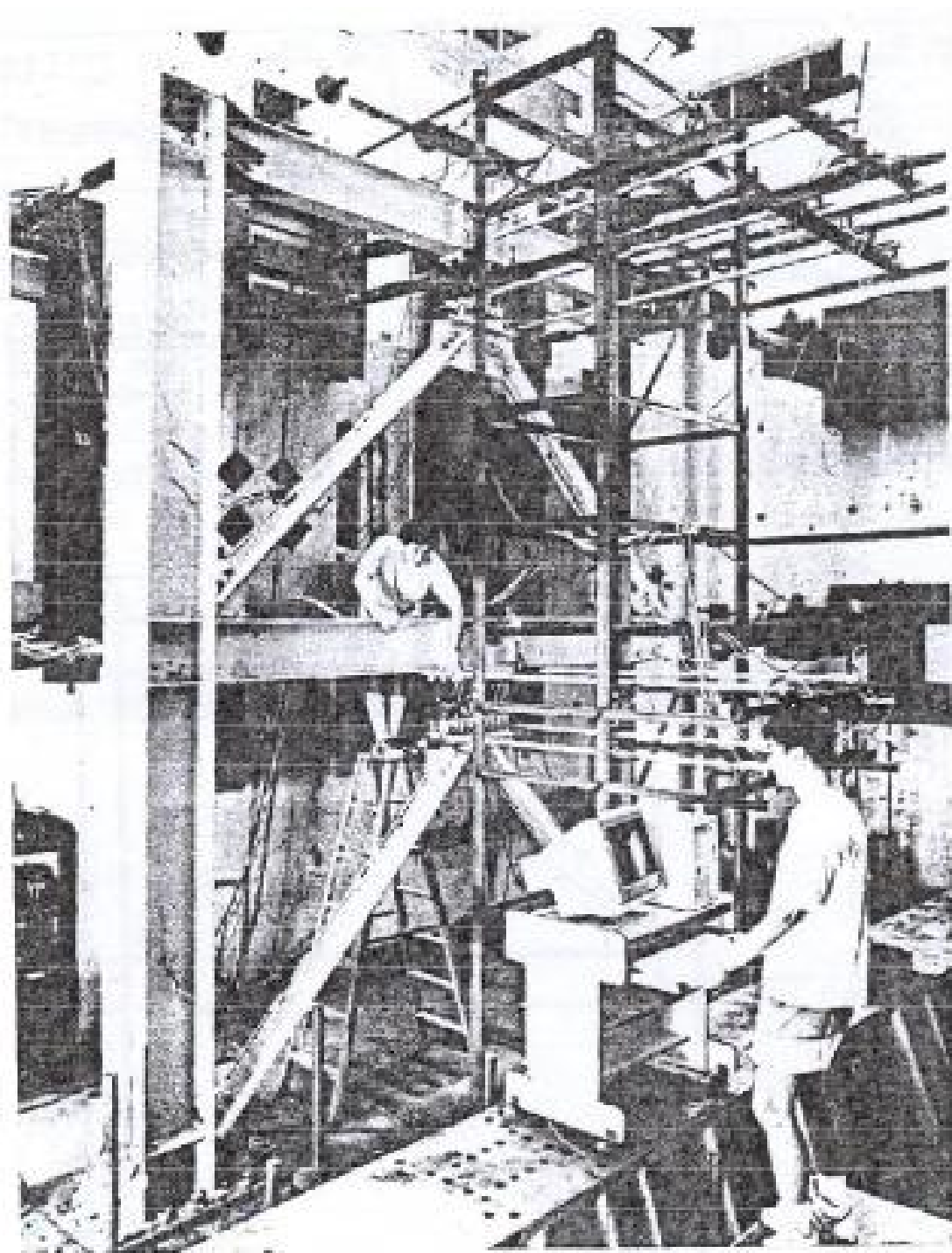


شکل (۷-۳) مشخصات قاب دو طبقه مجهز به میراگر *TADAS* (کلیه ابعاد بر حسب میلیمتر می‌باشد) [۲۷]

نمای کلی قاب مورد آزمایش در شکل (۸-۳) نشان داده شده است. زمان تناوب مود اول و دوم قاب بدون جایگذاری میراگر *TADAS* به ترتیب برابر 0.881 sec و 0.237 sec و مقادیر زمان تناوب مود اول و دوم سازه مجهز به میراگر *TADAS* به ترتیب برابر 0.573 sec و 0.201 sec بود.

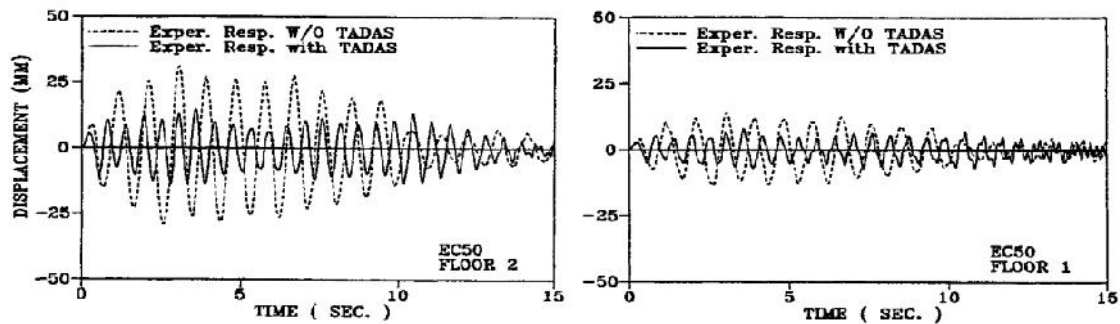
در شکل (۹-۳) پاسخ الاستیک قاب برای مولفه شمالی- جنوبی زلزله El Centro 1940 که شتاب حداکثر آن (PGA) به 50 cm/sec^2 مقیاس شده بود، نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل مشخص است پاسخ طبقات قاب مجهز به میراگر *TADAS* کاهش چشمگیری داشته است.

همچنین در شکل‌های (۱۰-۳) و (۱۱-۳) نتایج تحلیلی قاب با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته است. با انتخاب یک نسبت میرایی ویسکوز 0.01 ($\zeta=0.01$) مشاهده می‌شود که نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی انطباق مناسبی با یکدیگر دارند. در این تحلیل‌ها میراگر TADAS بصورت یک المان تیر منشوری معادل با سختی الاستیک و مقاومت پلاستیک معادل که بوسیله معادلات

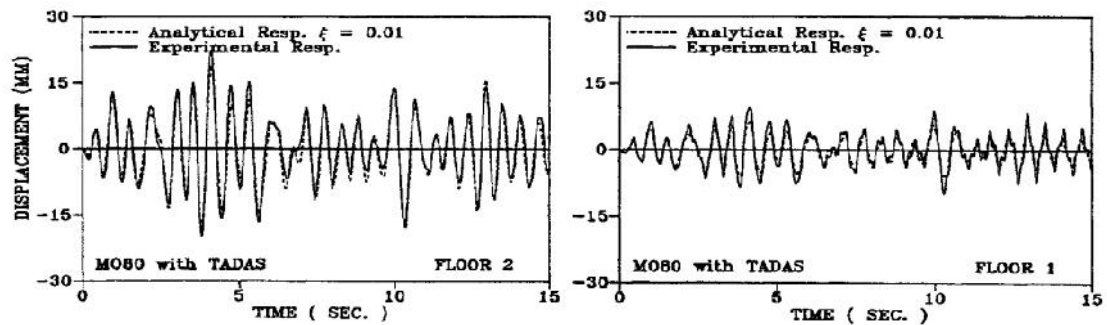


شکل (۸-۳) نمای کلی قاب مورد آزمایش توسط آقای Tsai و همکارانش [۲۷]

(۱-۳) و (۳-۳) داده شده است، مدل گردیده‌اند. رابطه دو خطی لنگر- دوران برای المان تیر معادل در برنامه DRAIN-2D مورد استفاده قرار گرفته است.

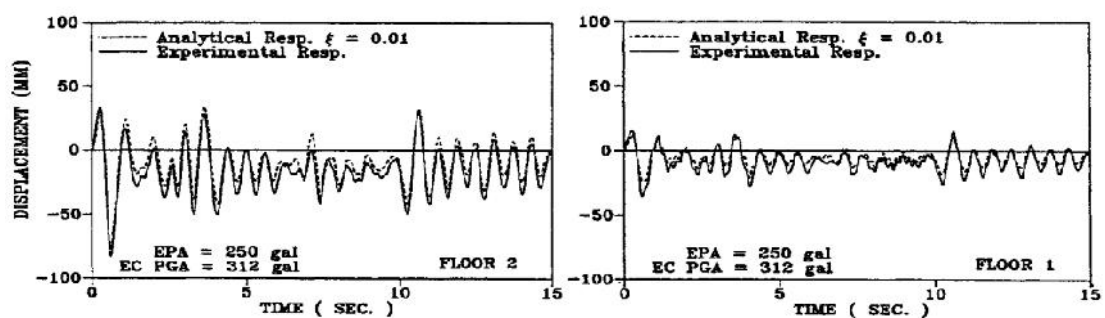


شکل (۹-۳) پاسخ الاستیک قاب تحت زمین‌لرزه El Centro با شتاب حداکثر 50 cm/sec^2 [۲۷]



شکل (۱۰-۳) پاسخ شبه دینامیکی قاب مجهز به میراگر TADAS تحت زمین‌لرزه Miagi-Ken-Oki

با $(\text{PGA}=80 \text{ cm/sec}^2)$ [۲۷]



شکل (۱۱-۳) پاسخ شبه دینامیکی قاب مجهز به میراگر TADAS تحت زمین‌لرزه El Centro

با $(\text{PGA}=312 \text{ cm/sec}^2)$ [۲۷]

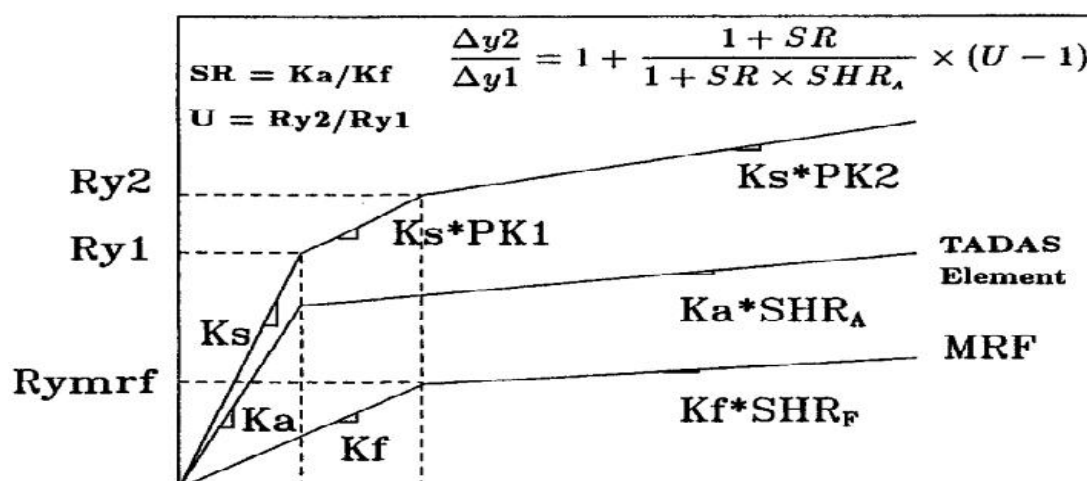
۳-۱-۵- تمهیدات طراحی

به منظور ارزیابی تاثیر سایر پارامترها ی *TADAS* در پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های مجهز به این میراگرها، *Tsai* [۲۷] طیف پاسخ غیرخطی سیستم یک درجه آزاد (*SDOF*) را مورد مطالعه قرار دادند. بدین منظور یک المان *TADAS* که شامل میراگر *TADAS* و دو مهاربند که این میراگر را نگه می‌دارد، مورد بررسی قرار گرفت. سختی جانبی المان *TADAS* (K_a) تابعی از سختی جانبی مهاربند (K_b) و سختی میراگر *TADAS* (K_d) می‌باشد. اگر نسبت سختی جانبی المان *TADAS* (K_a) به سختی طبقه ساختمان بدون کارگذاری میراگر *TADAS* و مهاربند (K_f)، با SR نشان داده شود آنگاه:

$$SR = \frac{K_a}{K_f} \quad (۷-۳)$$

$$K_a = \frac{K_b \cdot K_d}{K_b + K_d} \quad (۸-۳)$$

بدلیل آنکه اغلب میراگرها قبل از آن که اعضای قاب دچار تغییر شکل‌های غیر پلاستیک شوند، جاری می‌شوند، می‌توان رابطه نیرو- تغییر مکان را برای قاب مجهز به میراگر *TADAS* بوسیله مدل سه خطی نشان داده شده در شکل (۳-۱۲) در نظر گرفت [۲۷].



شکل (۳-۱۲) مدل سه خطی نیرو - تغییر مکان برای قاب مجهز به میراگر *TADAS* [۲۷]

در این شکل سختی الاستیک (K_s) قاب مجهز به المان ADAS عبارتست از:

$$K_s = K_a + K_f \quad (۹ - ۳)$$

علاوه بر این Δ_{y1} و Δ_{y2} بترتیب معرف تغییر مکان تسلیم المان ADAS (مجموعه میراگر و مهاربند) و قاب تنها (بدون میراگر و مهاربند) می باشد. R_{y1} و R_{y2} نیز بترتیب نیروی نظیر تغییر مکان Δ_{y1} و Δ_{y2} می باشند. فرض کنیم SHR_A برابر با نسبت سختی المان TADAS (با مهاربند) بعد از تسلیم به سختی اولیه آن باشد. بنابراین سختی المان TADAS (با مهاربند) پس از تسلیم عبارتست از

$$K_a \times SHR_A \text{ . علاوه بر این فرض کنیم:}$$

$$U = \frac{R_{y2}}{R_{y1}} \quad (۱۰ - ۳)$$

چون

$$K_a = SR \times K_f \quad (۱۱ - ۳)$$

$$R_{y1} = (K_a + K_f) \Delta_{y1} \quad (۱۲ - ۳)$$

$$R_{y2} = K_f \Delta_{y2} + K_a \Delta_{y1} + SHR_A K_a (\Delta_{y2} - \Delta_{y1}) \quad (۱۳ - ۳)$$

بنابراین از معادلات (۱۰-۳)، (۱۲-۳) و (۱۳-۳) نتیجه می گیریم:

$$U = \frac{K_f \Delta_{y2} + K_a \Delta_{y1} + SHR_A K_a (\Delta_{y2} - \Delta_{y1})}{(K_a + K_f) \Delta_{y1}} \quad (۱۴ - ۳)$$

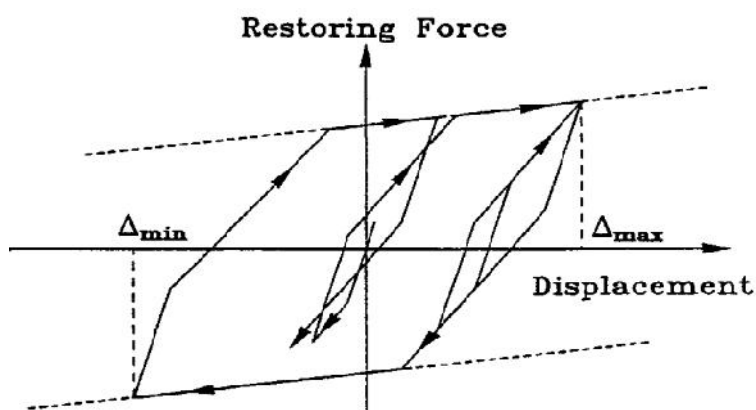
$$\frac{\Delta_{y2}}{\Delta_{y1}} = \frac{UK_a + UK_f + K_a SHR_A - K_a}{K_f + K_a SHR_A} \quad (۱۵ - ۳)$$

با جایگذاری رابطه (۱۱-۳) در (۱۵-۳)، رابطه بین Δ_{y1} ، Δ_{y2} ، SR ، U و SHR_A را می توان به

صورت زیر نوشت:

$$\frac{\Delta_{y2}}{\Delta_{y1}} = 1 + \frac{1 + SR}{1 + SR \times SHR_A} \times (U - 1) \quad (۱۶ - ۳)$$

با توجه به رابطه (۱۶-۳) وبا استفاده از قاعده هیستریزیس نشان داده شده در شکل (۱۳-۳) که در برنامه تحلیل طیف پاسخ غیر خطی استفاده شده است، طیف پاسخ شتاب، تغییر مکان، انرژی ورودی و شکل پذیری برای سازه $SDOF$ مجهز به میراگر $TADAS$ تحت چهار شتابنگاشت تاریخی که PGA آنها به 400 cm/sec^2 مقیاس شده بود، بطور وسیعی مورد مطالعه قرار گرفت [۲۷].



شکل (۱۳-۳) قاعده هیستریزیس برای سیستم‌های مجهز به میراگر $TADAS$ [۲۷]

نتایج این مطالعات نشان داد که مهمترین پارامترهایی که پاسخ سازه مجهز به میراگر $TADAS$ را تحت تاثیر قرار می‌دهند شامل نسبت سختی (SR)، نسبت مقاومت (U) و تغییر مکان جانبی قاب وقتی که میراگرها تسلیم می‌شوند (Δ_{y1}) می‌باشد. روند کلی بدست آمده از پاسخ طیفی سازه $SDOF$ مجهز به میراگر $TADAS$ را می‌توان بصورت زیر خلاصه نمود:

- ۱- پاسخ سیستم به نسبت سخت شدگی حساس نمی‌باشد.
- ۲- مقادیر SR بزرگتر، پاسخ تغییر مکانی کوچکتر و پاسخ شتاب بزرگتر را نتیجه می‌دهد.
- ۳- مقادیر SR بزرگتر باعث کوچکتر شدن انرژی کل ورودی به سازه برای سیستم با زمان تناوب کوتاه می‌شود.

۴- مقادیر SR کوچکتر، شکل پذیری کوچکتر را برای میراگرها نتیجه می‌دهد که این نتیجه برای سیستم‌هایی با زمان تناوب متوسط تا بلند رخ می‌دهد.

با توجه به این مطالعات نتیجه گرفته می‌شود که نسبت مقاومت U در حدود ۲ بهینه می‌باشد و مقادیر SR کوچکتر از ۴ برای سیستم‌های با زمان تناوب کوتاه و SR کوچکتر از ۲ برای سیستم‌هایی با زمان تناوب متوسط تا بلند مناسب می‌باشد. [۲۷]

با توجه به مطالب ذکر شده در قسمت‌های قبلی یک روش طراحی را می‌توان بصورت زیر بیان کرد:

- ۱- انتخاب زمین لرزه طراحی برای ساختگاه مورد نظر.
- ۲- انتخاب یک مقدار SR مناسب با توجه به زمان تناوب اصلی قاب.
- ۳- طراحی قاب بدون میراگر $TADAS$ و مهاربند و محاسبه سختی جانبی جانبی (K_f) برای هر طبقه و محاسبه جابجایی تسلیم قاب بدون میراگر (Δ_2). (توصیه می‌شود قاب خمشی حداقل مقاومتی برابر ۲۵٪ نیروی زلزله طرح را داشته باشد).
- ۴- محاسبه سختی المان $TADAS$ از معادله (۳-۱۱) و تغییر مکان تسلیم المان $TADAS$ از معادله (۳-۱۵) برای مقادیر SR ، SHR_A و U ۲ انتخاب شده و طراحی میراگرهای $TADAS$ برای هر طبقه براساس تغییر مکان تسلیم المان $TADAS$ ، (Δ_1) و سختی میراگر (K_d) از معادله (۳-۸) برای K_a و K_b داده شده و نهایتاً جایگذاری میراگر بدست آمده در قاب بدست آمده از گام ۳.

۵- انجام تحلیل نیروی جانبی برای قاب مجهز به میراگر $TADAS$ و مهاربند تحت زمین لرزه انتخاب شده در گام ۱ و تکرار گام‌های ۳ و ۴ جهت فراهم آوردن نیازهای طراحی.

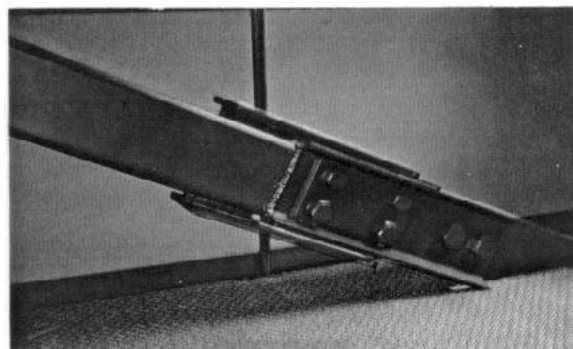
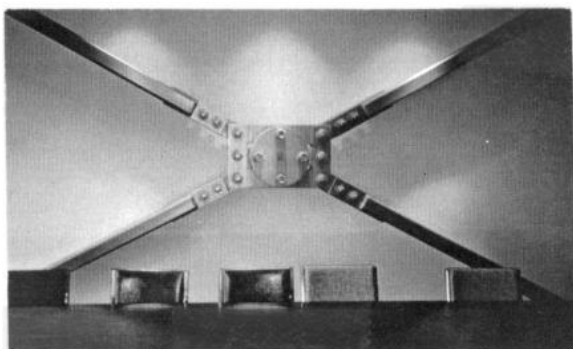
۶- انجام کنترل طراحی ظرفیت برای مهاربندها، ستون‌ها و تیرها با فرض آن که نیروی نهایی ایجاد شده در میراگرهای $TADAS$ برابر $1.5P_P$ باشد که P_P با معادله (۳-۳) بیان شده است.

۳-۲- میراگر اصطکاکی

۳-۲-۱- میراگر اصطکاکی پال

استفاده از پدیده اصطکاک به عنوان ترمزی برای جذب مطمئن انرژی جنبشی در ماشین‌ها و ادوات مکانیکی راه کار رایجی است که مهندسان مکانیک آن را بسیار به کار برده‌اند. استفاده از میراگرهای پال که مبتنی بر سازکار یاد شده هستند، در سازه‌ها و ساختمان‌ها برای جذب انرژی جنبشی ناشی از زلزله توصیه شده‌اند. آزمون‌های انجام شده در مورد میراگر پال بر روی میز لرزان در کانادا [۲۹] و ایالات متحده امریکا موفقیت آمیز بوده است. گسترش کاربرد این نوع میراگر ناشی از سادگی، سهولت هزینه پایین اجرا، به علاوه عملکرد مناسب مورد انتظار آنها با توجه به آزمون‌ها و مبنای محاسباتی مربوط است.

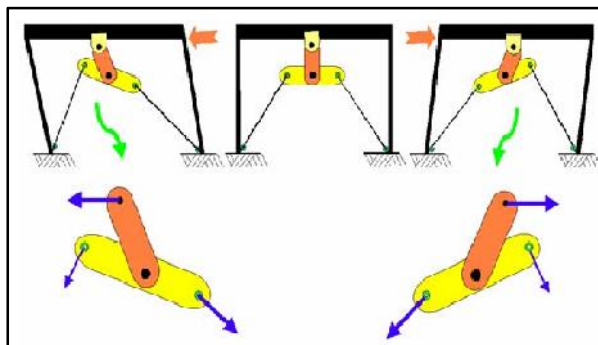
میراگر پال از چندین ورق قرار گرفته روی یکدیگر و بهم فشرده به کمک پیچ‌های با مقاومت بالا تشکیل شده است که هرگونه حرکت جانبی اصطکاکی میان ورق‌ها را امکان پذیر می‌سازد. برخلاف سازکارهای میرایی ویسکوالاستیک، جذب انرژی در میراگر پال به دمای محیط و تعداد دوره‌های بارگذاری حساس نیست. به دلیل ظرفیت جذب انرژی بالا، میراگر پال رفتار لرزه‌ای مناسب‌تری از سایر میراگرها را به نمایش می‌گذارد.



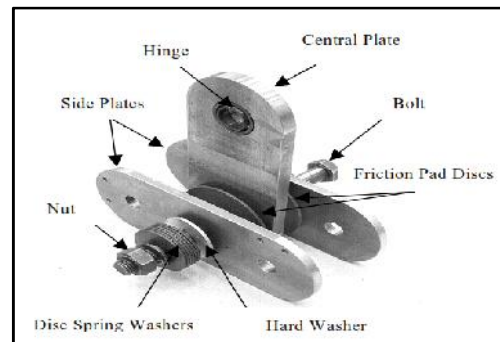
شکل (۳-۱۴) کاربرد میراگر اصطکاکی در مهاربند قطری شکل (۳-۱۵) کاربرد میراگر اصطکاکی در مهاربند ضربدری

۳-۲-۲- میراگر اصطکاکی دورانی

این میراگر که در شکل (۳-۱۶) و (۳-۱۷) دیده می شود، توسط Mualla در سال ۲۰۰۰ در رساله دکتری ایشان معرفی شد. از این میراگر در مجامع با عنوان میراگر اصطکاکی دورانی جدید نیز نام برده می شود. از این میراگر می توان هم برای ایجاد شکل پذیری موردنیاز براساس طراحی لرزه ای و هم برای بهسازی ساختمانهای موجود استفاده کرد. این میراگر را می توان در ساختمانهای فولادی، بتنی و به ویژه ساختمانهای فلزی استفاده کرد. بر روی این میراگر جدید آزمایشات زیادی در دانمارک و ژاپن و همچنین تایوان انجام شده است. مدل سازی های عددی در کنار کارهای آزمایشگاهی انجام و رفتار این میراگر پیش بینی شده است و در نهایت پارامترهای موثر بر این میراگر شناسایی شد.



شکل (۳-۱۷) مکانیزم کار میراگر اصطکاکی دورانی [۳۰]



شکل (۳-۱۶) اجزای میراگر اصطکاکی دورانی

این میراگر بسیار ساده است و در انواع مختلف سیستمهای مهاری می تواند مورد استفاده قرار گیرد. زمانی که یک نیروی خارجی سازه قابی را تحریک می کند، شاهدتیر شروع به تغییر مکان افقی ناشی از این نیرو می کند. نیرو در سیستم مهاری و نیروی اصطکاکی بین سطوح اصطکاکی صفحات فولادی افزایش یافته و لایه اصطکاکی در مقابل حرکت از خود مقاومت نشان می دهند. این روند حرکتی با تغییر جهت ادامه خواهد داشت و انرژی را اتلاف می کند. شکل (۳-۱۷) مکانیزم کار این میراگر اصطکاکی را در جهات مختلف نشان می دهد. نمایی از جزئیات این میراگر در شکل (۳-۱۶)

دیده می شود. اجزای اصلی این میراگر صفحه مرکزی (عمودی)، دو صفحه عرضی (افقی) و دو لایه اصطکاکی است که در بین این صفحات قرار می گیرد.

این اتصال مفصلی به منظور افزایش مقدار چرخش نسبی صفحات مرکزی و جانبی است، و به منظور افزایش شکل پذیری سازه و افزایش اتلاف انرژی می باشد. امتداد دو بادبند متصل به میراگر در وسط تیر بهم می رسند و این نوع رایج آن است، البته نوع برون محور آن نیز می باشد که نوع هم محور همخوانی بسیار خوبی از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی دارد. انتهای دو بادبند متصل به میراگر اصطکاکی به محل تقاطع تیر و ستون می رسد. مهاربندهای مورد استفاده به همراه این میراگر دارای نیروی پیش کشیدگی اولیه هستند، تا از کمانش مهارها جلوگیری کند. یک پیچ پیش کشیده صفحات این میراگر را بهم متصل می کند. این پیچ قابل تنظیم برای کنترل نیروی فشاری در بین لایه های اصطکاکی و صفحات فولادی است [۳۰].

۳-۳- میراگر فلزی X شکل - XADAS

این میراگر به عنوان اعضای افزاینده سختی و میرایی (Added Damping And Stiffness) شناخته میشوند. این وسیله شامل صفحه هایی از جنس فولاد به شکل تقریبی X میباشد که بصورت موازی و به تعداد مورد نیاز در کنار هم قرار میگیرند و نهایتاً میراگر در انتهای بادبند K معکوس (شورون)، در سازه نصب میگردد. شکل میراگر به نحوی در نظر گرفته شده که جاری شدن فلز (تغییر شکل پلاستیک فولاد) در هنگام بارگذاری رخ دهد، بطوری که وسیله با حرکت نسبی این دو صفحه صلب که در بالا و پائین آن قرار دارند شروع به تغییر شکل غیرالاستیک مینماید. آزمایشات لرزه ای بر روی میز لرزان برای یک مدل سه طبقه نشان داد که الحاق این وسیله به یک قاب خمشی اولاً موجب افزایش سختی سیستم میگردد، ثانیاً قابلیت جذب و استهلاک انرژی سیستم را افزایش داده و

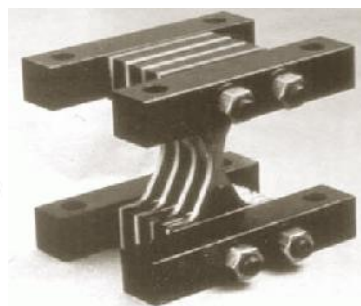
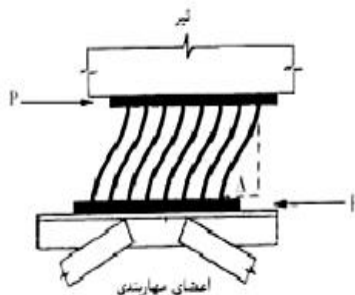
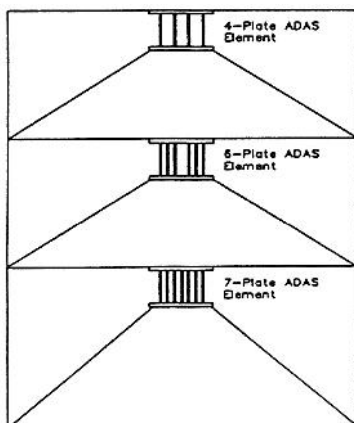
نسبت تغییر مکان نسبی طبقات را کاهش می‌دهد. البته در بعضی نمونه ها، میزان نیروی برش پایه در سیستم مجهز به ADAS بیش از حالت قاب خمشی ساده می‌باشد. این موضوع خود به واسطه افزایش سختی و بعثت وجود بادبندهای ویژه می‌باشد. ولی باوجود ADAS و بادبندهای مربوطه، سیستم براحتی قادر به تحمل این نیرو می‌باشد.

همانگونه که بحث گردید، در این سیستم حرکت نسبی طبقات نسبت به یکدیگر موجب حرکت نسبی ورقه بالائی میراگر نسبت به ورقه پائینی آن می‌گردد (میراگر وابسته به جابجایی). این عمل موجب جاری شدن (تسلیم) تعداد زیادی از ورقه های فلزی جایگذاری شده در وسیله می‌گردد و این جاری شدن خود موجب مستهلک نمودن مقدار زیادی انرژی میشود. [۳]

مزایای دیگری که به این سیستم میتوان نسبت داد عبارتند از :

- مستهلک شدن انرژی در محلی مشخص از سازه، متمرکز می‌گردد که قبلاً برای این منظور طراحی شده است؛
- میزان انرژی ارسالی به سایر المانهای سازه به نحو مطلوبی کاهش پیدا میکند؛
- جاری شدن المان ADAS تاثیری بر ظرفیت باربری ثقلی سازه نمی‌گذارد، زیرا این سیستم خود جزئی از سیستم باربری جانبی ساختمان است؛
- المانهای ADAS بعد از وقوع هر زلزله در صورت لزوم بسادگی قابل تعویض می‌باشند. (چون اتصال آنها به تیر و بادبند پیچی است).

همچنین باید توجه داشت که به هیچ وجه نباید در طبقات مختلف از تعداد ورقهای فلزی یکسان استفاده کرد، چون در طبقات بالاتر نیروی برشی کمتر بوده و میراگرهای متالیک در این طبقات به حد تسلیم نمیرسند. در نتیجه مقدار میرایی سازه کم میشود. بنابراین در هر طبقه بر حسب تقاضای (Demand) آن طبقه تعداد و ضخامت ورقهای فلزی تعیین می‌شود. [۳]



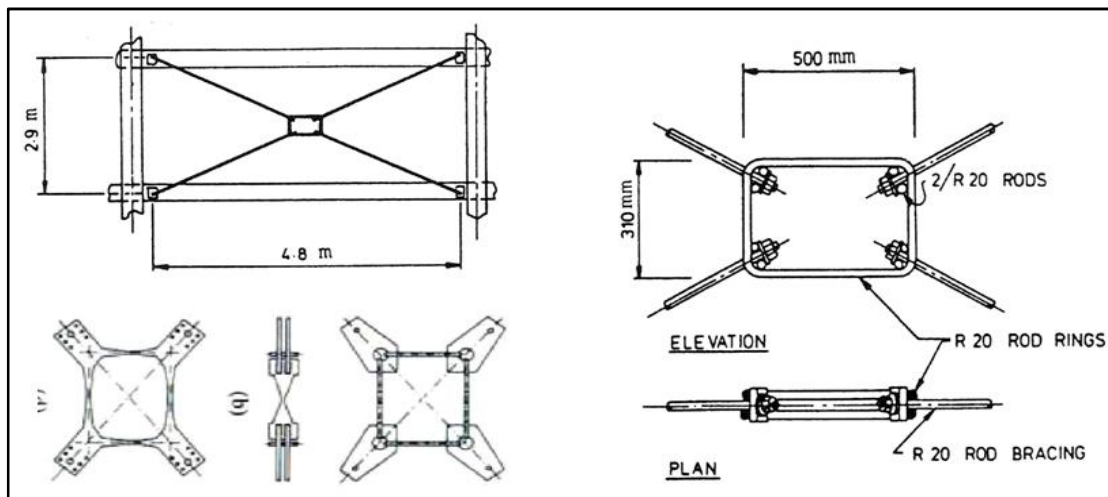
شکل (۳-۱۸) میراگر فلزی X شکل و نحوه‌ی عملکرد آن به هنگام بارگذاری جانبی و نحوه‌ی قرارگیری آن در طبقات

۳-۴- میراگر جاری شونده حلقوی (قاب تسلیمی مرکزی)

این سیستم، قابی فلزی است که در وسط بادبندهای ضربدری قرار میگیرد. این مستطیل (حلقه فولادی) نقش یک کنترل کننده (فیوز) را بازی میکند و از کمانش بادبند جلوگیری کرده و موجب شکل پذیر شدن سازه میشود و با تسلیم یکنواخت قاب فلزی انرژی را جذب میکند. نکته قابل اشاره در این سیستم، جدا شدن بادبند فشاری از مستطیل میانی در هنگام فشار میباشد. این امر باعث جلوگیری از کمانش بادبند شده و موجب میگردد در سیکل بعدی بارگذاری، بادبند فوق براحتی عمل نماید. اتلاف انرژی در این میراگر با استفاده از جاری شدن و رفتار غیرالاستیک مستطیل میانی انجام می‌شود [۳۱].

از خاصیت جاری شدن فلزات در روشهای مختلفی جهت افزایش کارایی سازه در مقابل زلزله استفاده شده است. از جمله میتوان استفاده از سیستم بادبندهای خارج از مرکز را اشاره نمود که در بسیاری از مقالات در مورد شیوه کار آنها و چگونگی استفاده از بوجود آمدن مفاصل پلاستیک در تیر، جهت استهلاک انرژی صحبت شده است. در حقیقت با استفاده از این سیستم، بادبند تخریب را بر نقطه ای مشخص از سازه متمرکز کرده و موجب بروز خرابی موضعی میگردد. اما روشهای دیگری نیز وجود دارد که بر پایه جاری شدن فلزات نرم میباشد، بدین صورت که با افزودن قطعه ای به سیستم از

جنس فلز و انتقال نیروی حساب شده به آن، موجب جاری شدن آن در هنگام وقوع بارگذاری و در نتیجه، مستهلک نمودن مقدار زیادی از انرژی ورودی به سازه می‌گردد. بر پایه این روش، عمل تخریب دیگر بروی اسکلت سازه رخ نمیدهد، بلکه بر روی قطعه‌ای از پیش تعیین شده رخ میدهد که بعد از بارگذاری زلزله نیز قابل تعویض می‌باشد [۳۲].



شکل (۳-۱۹) قاب با مهاربند ضربردری دارای میراگر جاری شونده حلقوی [۳].

۳-۵- میراگرهای مایع

در این روش برای کنترل غیر فعال ارتعاشات سازه‌ها که در آن نوسانات و تلاطم آب در یک تانک برای کنترل ارتعاشات سازه استفاده می‌شود، از این روش، به آن سیستم میراگر مایع تنظیم شده (Tuned Liquid Damper) می‌گویند. میراگرهای مایع تنظیم شده برای اولین بار در اوایل قرن بیستم برای کنترل ارتعاشات ناشی از امواج دریا در کشتی‌های اقیانوس پیما استفاده شد و سپس، در نیمه دوم قرن بیستم برای کنترل نوسانات و جنبشهای آزاد با دوره تناوب بالا در ماهواره‌ها به کار رفت. از اواسط دهه ۱۹۸۰ میراگر مایع تنظیم شده برای کنترل ارتعاشات سازه‌های مهندسی عمران به کار گرفته شد. میراگر مایع تنظیم شده یک سیستم کنترل غیر فعال است که از نیروی

هیدرودینامیکی استفاده می کند. نحوه کار میراگر بدین ترتیب است که تعدادی مخزن در قسمت بالای سازه نصب می شود و تلاطم مایع درون این مخازن انرژی ارتعاشی وارد شده به سازه را هنگام زلزله یا تندباد مستهلک می کند. تلاطم مایع موجب ایجاد تفاوت در رقوم سطح آزاد مایع در جداره های انتهایی مخزن می شود و اختلاف فشار ناشی از تفاوت رقوم سطح آزاد مایع در جداره های انتهایی به صورت یک نیروی برشی در کف مخزن ظاهر می شود [۳۳].

۳-۶- کاهش ارتعاش ساختمان های مجاور با نصب میراگرهای واسط

ارائه روش های کاهش آثار زلزله بر ساختمان ها به خصوص در محیط های با تراکم جمعیت بالا، اهمیت خاصی دارد که می توان به مستهلک کننده های ویسکوز در این حوزه اشاره کرد. از آنجا که مستهلک کننده های ویسکوز در سرعت های پایین هیچ گونه مقاومتی از خود نشان نمی دهند، مشخصات ساختاری سازه ها مانند فرکانس های طبیعی و ضرایب سختی به هیچ وجه تحت تاثیر قرار نمی گیرند. ولی به دلیل جذب انرژی از سازه، این مستهلک کننده ها به طرز موثری آثار زلزله را کاهش می دهند.

رشد شدید جمعیت در کلان شهرها باعث ساخت و سازهای ساختمان های زیاد و بهم چسبیده فراوانی شده است که این امر خطرهای بسیاری را به دنبال دارد. عمده این خطرها به تخریب ساختمان های مجاور به دلیل آثار متقابل هنگام زلزله مربوط می شود. به همین دلیل فاصله (درز انقطاع) بین ساختمان ها مطرح شده است و به خصوص در سال های اخیر مهندسان ملزم به رعایت هرچه دقیق تر این قانون شده اند. اگر این فاصله کافی نباشد، احتمال تاثیر متقابل دو ساختمان بر اثر زلزله و در نتیجه تخریب شدید آنها بسیار است. این نوع از تخریب به ویژه در زلزله های Mexico City 1985 و Loma Prieta 1989 و چندین زلزله دیگر دیده شده است.

درز انقطاع بین ساختمان‌ها می‌تواند مکانی مناسب برای نصب تجهیزاتی برای مقاوم‌سازی در برابر زلزله باشد. برای مثال استفاده از Metallic yield damper در این فاصله خالی توسط Kobori پیشنهاد شده است. ولی مشکل استفاده از این تجهیزات مقدار سختی آنهاست. اگر آنها نرم باشند، نمی‌توانند انرژی زیادی را هنگام زلزله جذب کنند و اگر خیلی سخت باشند باعث اتصال صلب دو ساختمان می‌شود که امری نامطلوب است. روش اتصال دو ساختمان مجاور توسط میراگرهای ویسکوز روش دیگری است که توسط Qi و Chang مطرح شد. این اتصالات بدون اینکه مشخصات دینامیکی ساختمان را تغییر دهند، هنگام رخ دادن زلزله انرژی زیادی را در خود تلف می‌کنند و باعث پایین آمدن سطح ارتعاش ساختمان‌ها می‌شوند. از طرفی نیروی آنها متناسب با سرعت نسبی دو انتهایشان است، نه متناسب با جابجایی و بنابراین طی پدیده‌های با سرعت بسیار پایین مانند انقباض و انقباض بر اثر سرما و گرما، نیرویی به ساختمان‌ها وارد نخواهند کرد و به عکس هنگام رخ دادن زلزله به دلیل سرعت نسبی نسبتاً زیاد دو ساختمان در ارتعاش نیروی زیادی را به ساختمان‌ها وارد می‌کنند. اخیراً میراگرهای ویسکوز برای مقابله با زلزله و باد در اسکلت داخلی ساختمان‌ها استفاده شده است. به طور کلی استفاده از میراگرهای ویسکوز برای اتصال دو ساختمان مجاور نسبت به میراگرهای دیگر نظیر اصطکاکی و Metallic yield مناسب‌تر هستند. حساسیت پایین نسبت به تغییر دما، اندازه کوچک نسبت به نیروی خروجی بزرگ، نصب ساده و قیمت نه چندان بالا از مزایای میراگرهای ویسکوز است. قابلیت ساخت این میراگرها نیز نسبت به انواع دیگر بالاست، بدین معنا که بسته به نیاز می‌توان میراگر ویسکوزی ساخت تا پارامترهای موردنظرمان از قبیل حداکثر نیروی خروجی، حداکثر جابجایی بین دو انتها، حداکثر سرعت و ... را تامین کند [۳۴].

فصل چهارم

شبیه سازی عددی

و

فرضیات

۴-۱- مقدمه

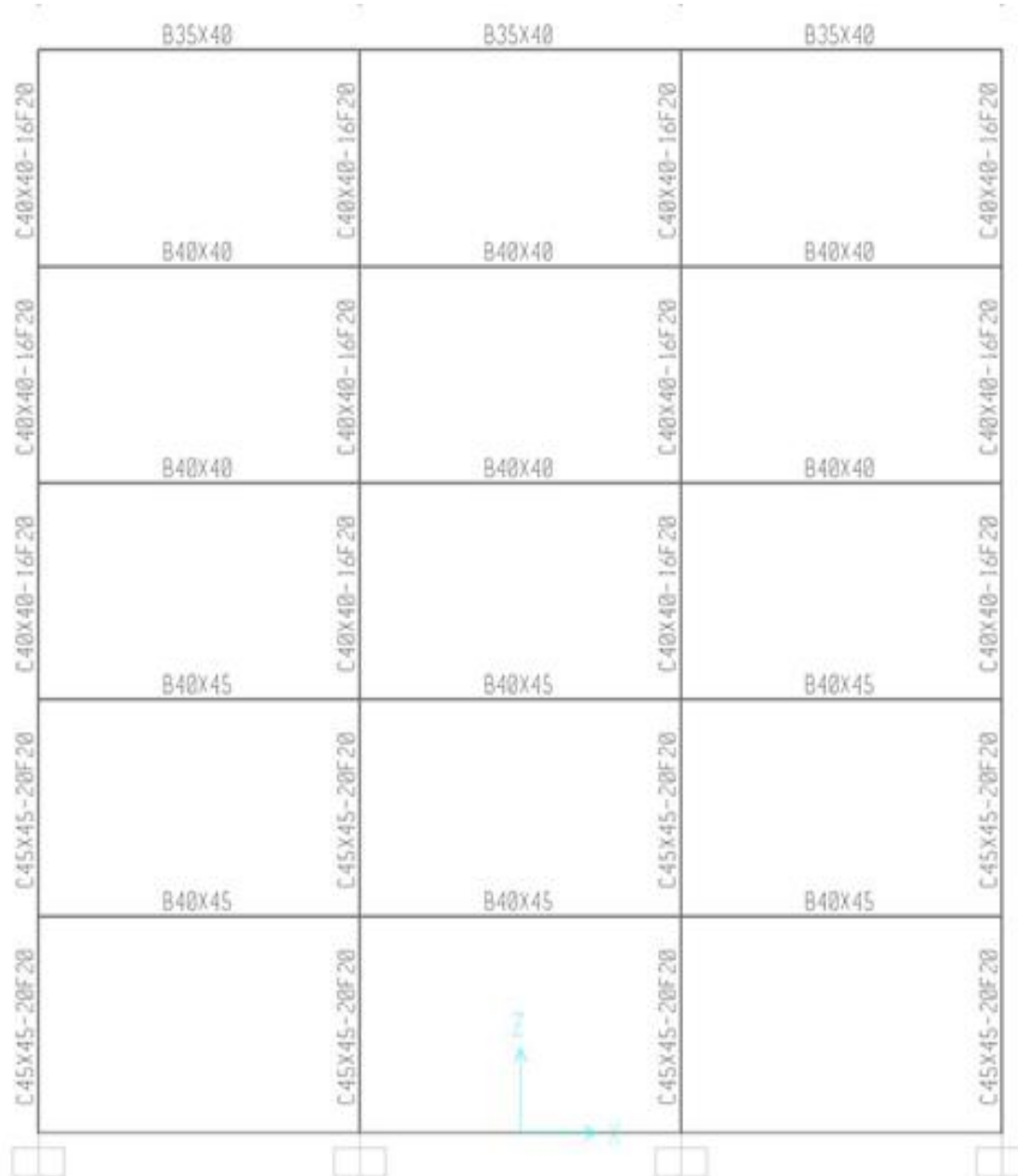
در این فصل به نحوه‌ی مدلسازی، فرضیات و روش‌های استفاده شده پرداخته می‌شود. سازه‌های انتخاب شده قاب‌های خمشی بتنی دو بعدی هستند که در تعداد طبقات ۵، ۸ و ۱۱ مدل شده‌اند و همچنین هر کدام از این قاب‌ها با طول دهانه‌های مختلف ۳، ۵ و ۷ متری جداگانه مدلسازی شده‌اند. هر کدام از این قاب‌ها با طول دهانه‌های مختلف ابتدا طراحی شده که این قاب‌های طراحی شده از نظر جابجایی نسبی طبقات الزامات آیین نامه‌ای را برآورده نمی‌کنند و عمدتاً عامل کنترل کننده در طراحی سازه‌ها با سیستم‌های قاب خمشی، جابجایی نسبی طبقات (دریفت) می‌باشد. پس از آن که قاب‌های اولیه طراحی شدند مدل‌های اولیه غیرخطی از آنها تهیه می‌کنیم و سپس با الحاق میراگر قاب‌های طراحی شده بهسازی می‌شوند و مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. شایان ذکر است که از بادبندهای ضربدري نیز جهت بهسازی قاب‌های بتنی استفاده شده است تا نحوه‌ی عملکرد آنها با قاب‌های بهسازی شده با میراگر مقایسه شود.

برای تحلیل و طراحی سازه بطور کامل از نرم‌افزار SAP2000 ویرایش 14 استفاده می‌شود. این نرم‌افزار یکی از نرم‌افزارهای بسیار توانمند در زمینه تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد، به همین جهت برای رسم نمودار ظرفیت سازه و بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها از این نرم‌افزار استفاده می‌شود.

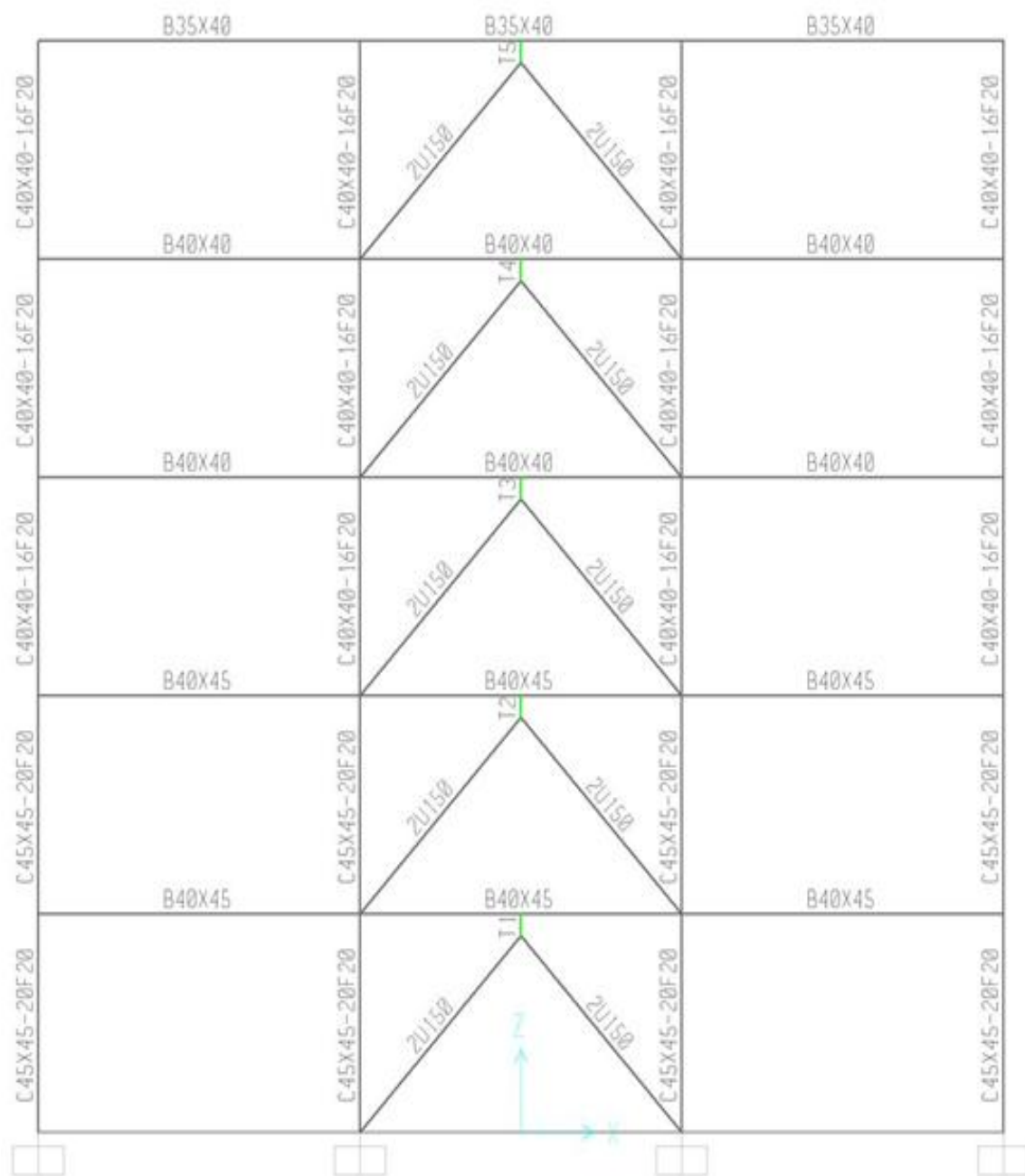
۴-۲- مشخصات کلی قاب‌ها

قاب‌های مورد نظر فرض شده است که مربوط به ساختمان‌های قاب خمشی بتنی و محل احداث آنها شهر گرگان باشند و روی زمین با نوع خاک III قرار دارند. ارتفاع تمام طبقات برای همه مدل‌ها برابر ۳ متر و تعداد دهانه‌ها ۳ است، ولی تعداد طبقات و طول دهانه‌ها متغیر می‌باشد. نمایی از قاب ۵ طبقه با طول دهانه ۳ متر در حالت‌های مختلف در شکل‌های (۴-۱) تا (۴-۳) نشان داده

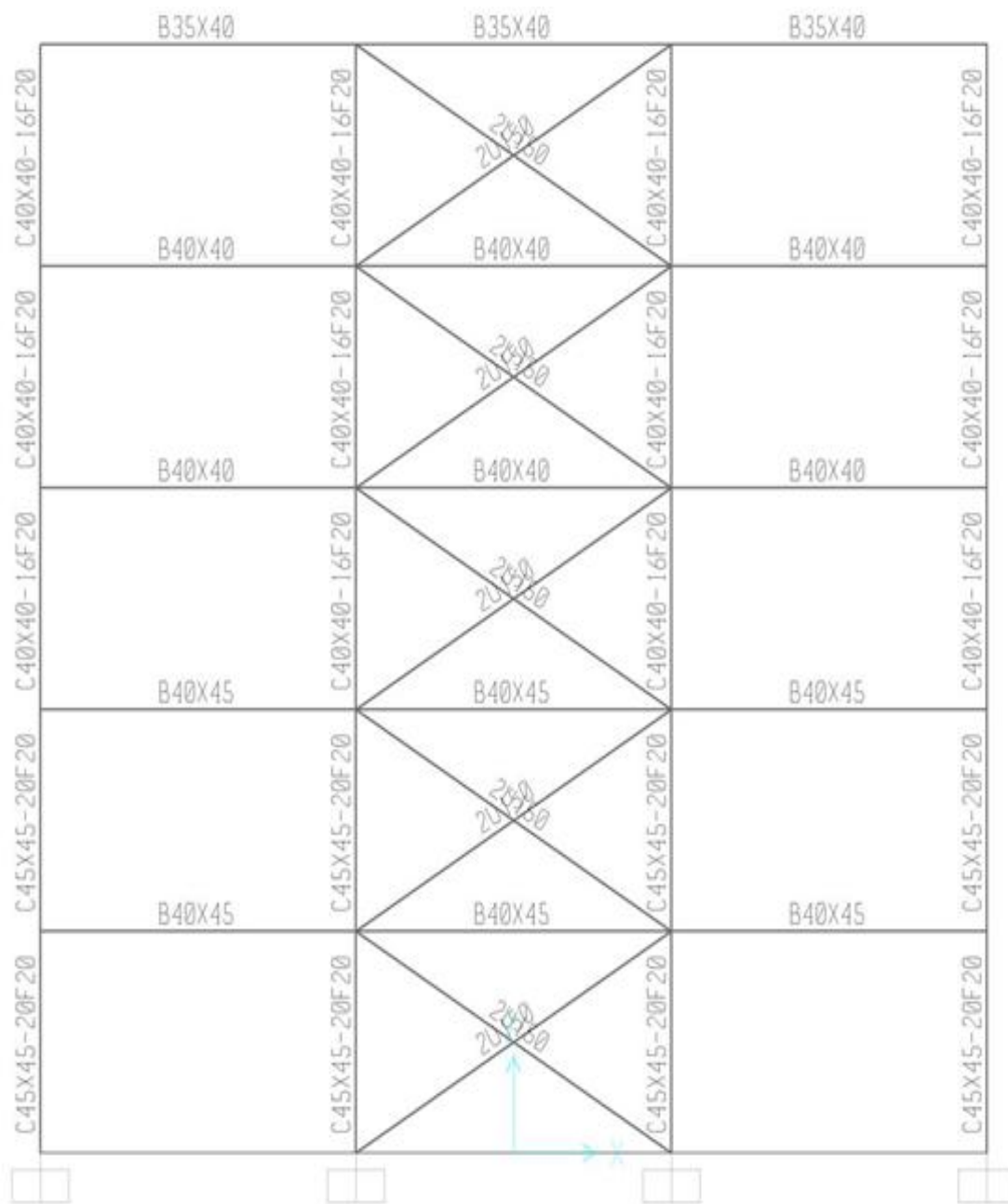
شده است.



شکل (۴-۱) نمای قاب ۵ طبقه با دهانه ۵ متری قبل از بهسازی



شکل (۲-۴) نمای قاب ۵ طبقه با دهانه ۵ متری با میراگر

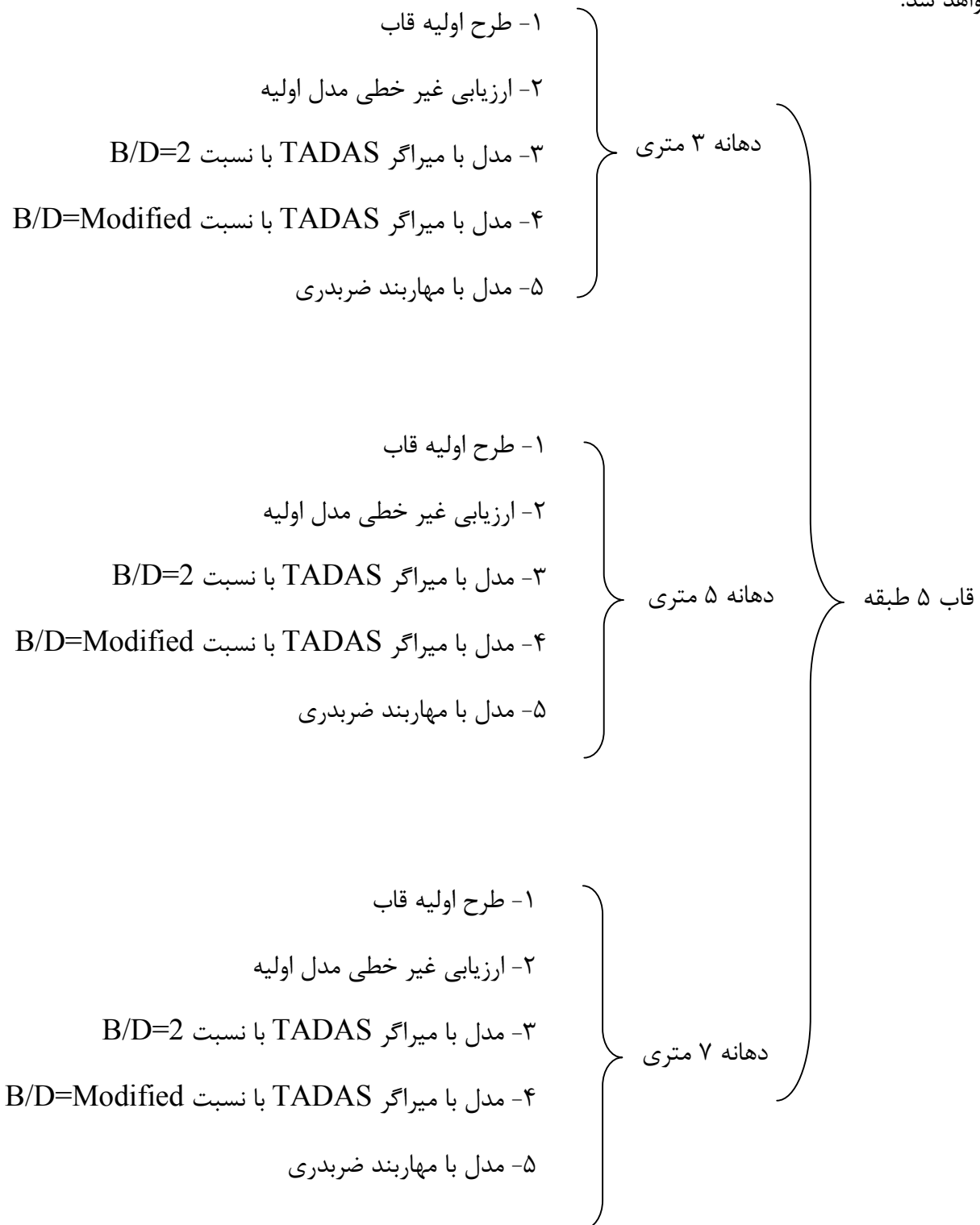


شکل (۳-۴) نمای قاب ۵ طبقه با دهانه ۵ متری با مهاربندهای ضربدری

برای قاب ۵ طبقه با ویژگی های مشابه، دهانه های ۳ متری و ۷ متری نیز وجود دارند. در شکل (۴-۴) تمامی حالات قاب ۵ طبقه به صورت نموداری نشان داده شده است. همچنین مدل های ۸ طبقه و ۱۱ طبقه نیز همانند مدل ۵ طبقه هستند که جهت رعایت اختصار از آوردن تمامی شکل مدل ها در

متن پایان نامه پرهیز شده است. در خصوص مدل‌های با میراگر TADAS در ادامه توضیح داده

خواهد شد.



شکل (۴-۴) نمایش تمامی حالات قاب ۵ طبقه

۴-۳- معرفی خصوصیات مصالح

برای قاب‌های مورد نظر تیر و ستون‌ها از نوع بتنی هستند و برای مهاربندها و میراگرهای فلزی فرض می‌کنیم که مشخصات مصالح استفاده شده از نوع فولاد St 37 باشند. در مدلسازی رفتار خطی سازه از کرانه پایین مقاومت مصالح (Lower-Bound Strength) استفاده می‌شود. که با توجه به آیین‌نامه در صورت وجود نقشه‌های اجرایی معتبر، مقدار آنرا میتوان برابر مقادیر آورده شده در نقشه-های ساختمان در نظر گرفت. در مدلسازی غیرخطی سازه در اعضای کنترل شونده توسط تغییرشکل از مقاومت مورد انتظار مصالح (Expected Strength) استفاده میشود. براساس FEMA-356 و نشریه ۳۶۰ (دستورالعمل بهسازی) مقدار آن برای فولاد و بتن به صورت زیر است [۴،۱۷]:

$$\begin{array}{l}
 \text{St 37} \left\{ \begin{array}{ll} F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 & F_{ye} = 2400 * 1.1 = 2640 \text{ kg/cm}^2 \\ F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2 & F_{ue} = 3700 * 1.1 = 4070 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{آرماتور طولی} \left\{ \begin{array}{ll} F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 & F_{ye} = 4000 * 1.15 = 4600 \text{ kg/cm}^2 \\ F_u = 6000 \text{ kg/cm}^2 & F_{ue} = 6000 * 1.15 = 6900 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{آرماتور عرضی} \left\{ \begin{array}{ll} F_y = 3000 \text{ kg/cm}^2 & F_{ye} = 3000 * 1.15 = 3450 \text{ kg/cm}^2 \\ F_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 & F_{ue} = 5000 * 1.15 = 5750 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{بتن} \left\{ \begin{array}{l} \text{در این تحقیق برای بتن از کرانه پایین مقاومت استفاده شده است.} \\ f_c = 250 \end{array} \right.
 \end{array}$$

۴-۴- بارگذاری سازه

برای مدل‌های انتخابی از الگوی بار ثقلی و جانبی استفاده شده است. بارهای ثقلی شامل بارهای مرده

(DEAD) و زنده (LIVE) و بار جانبی شامل بار زلزله (QUAKE) هستند.

۴-۴-۱- بارگذاری ثقلی

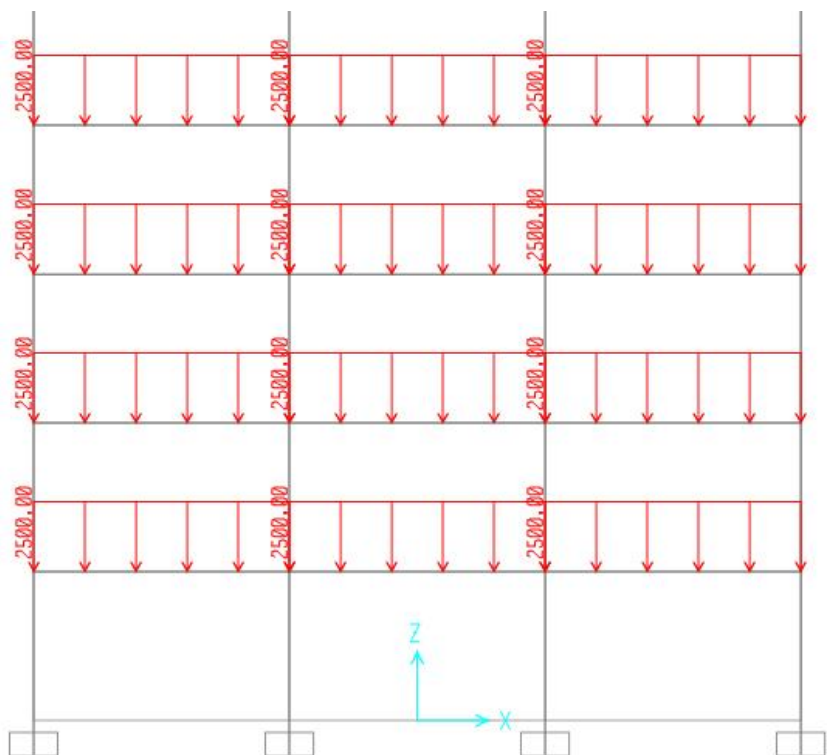
بارهای وارد بر ساختمان شامل بارهای مرده و زنده وارد بر کفها، دیوارها و بارگذاری راه پله و آسانسور می‌باشند. مقدار بارهای مرده براساس جزئیات اجرایی سقف و دیوار تعیین می‌گردد، که در تعیین مقدار وزن واحد سطح مورد نظر از جرم مخصوص مصالح و ضخامت آنها استفاده می‌شود و مقدار بارهای زنده براساس نوع کاربری بخش‌های مختلف ساختمان از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌گردد [۳۵]. از آنجایی که تمامی مدل‌های مورد استفاده در این پژوهش دو بعدی هستند، لذا بارهای ثقلی به صورت بار گسترده خطی به تیرهای طبقات اعمال می‌شوند.

در این تحقیق فرض شده است که مقدار بار مرده برابر ۵۰۰ کیلوگرم بر واحد سطح و مقدار بار زنده برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر واحد سطح باشند. و همچنین عرض بارگیر برای تمامی تیرهای طبقات در همه‌ی مدل‌ها برابر ۵ متر در نظر گرفته شده است. بنابراین بار مرده گسترده یکنواخت برای تیرهای طبقات به صورت زیر است:

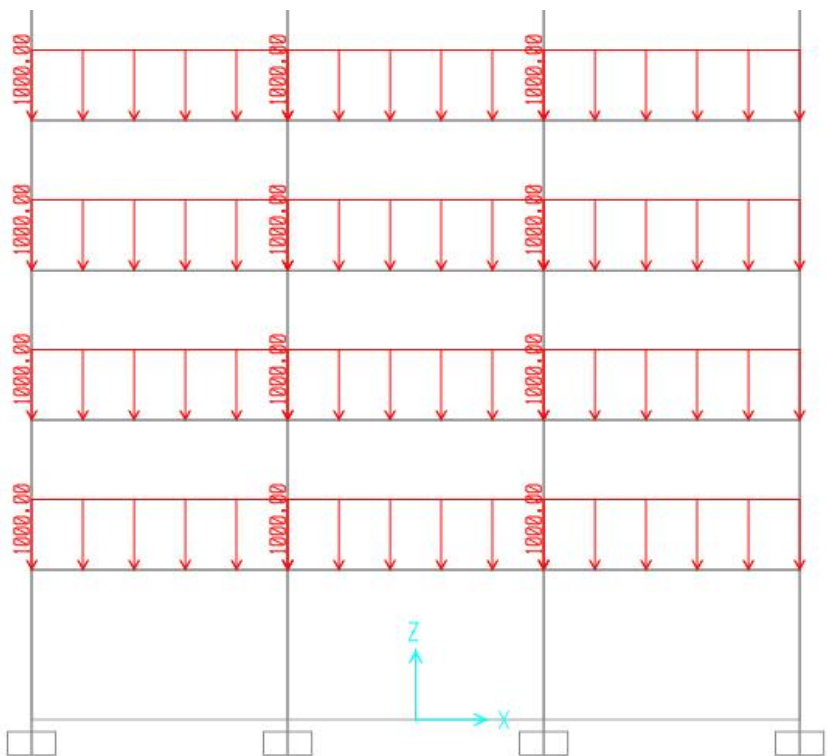
بار مرده گسترده یکنواخت $\longleftarrow 500 \times 5 = 2500 \text{ kg/m}$

بار زنده گسترده یکنواخت $\longleftarrow 200 \times 5 = 100 \text{ kg/m}$

در شکل‌های (۴-۵) و (۴-۶) بارگذاری قاب‌ها برای بارهای مرده و زنده نشان داده شده است.



شکل (۴-۵) بار مرده (DEAD) گسترده یکنواخت تیرها



شکل (۴-۶) بار زنده (LIVE) گسترده یکنواخت تیرها

۴-۴-۲- بارگذاری جانبی

جهت اعمال بار جانبی زلزله از ضوابط آیین نامه ۲۸۰۰ و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان استفاده شده است. بدین منظور برای محاسبه و اعمال نیروی جانبی زلزله از روش استاتیکی معادل استفاده می‌کنیم و ضریب زلزله را ابتدا بر اساس مشخصات سازه محاسبه می‌کنیم و با توجه به رابطه $V=CW$ برش پایه را بدست می‌آوریم، که در این رابطه V نیروی برشی در تراز پایه، W وزن کل سازه شامل تمام بار مرده به اضافه درصدی از بار زنده که در اینجا ما ۲۰ درصد بار زنده را در نظر می‌گیریم و C ضریب زلزله است [۳۶].

از آنجایی که تمامی قاب‌های مورد بررسی دو بعدی هستند بار زلزله تنها در یک جهت به سازه اعمال می‌شود و فرض می‌شود که تمامی طبقات صلب باشند و به طبقات دیافراگم صلب اختصاص داده می‌شود، که با وارد کردن ضریب زلزله در برنامه، توزیع بار زلزله در طبقات به صورت خودکار توسط برنامه انجام می‌شود. در ادامه برای طرح اولیه تمامی قاب‌های ۵، ۸ و ۱۱ طبقه ضریب زلزله را به صورت زیر محاسبه می‌کنیم:

تمامی قاب‌ها دارای سیستم قاب خمشی هستند و جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمی‌کنند، بنابراین دوره تناوب سازه از رابطه زیر بدست می‌آید [۳۶]:

$$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} \quad (۴-۱)$$

در رابطه فوق H ارتفاع ساختمان بر حسب متر از تراز پایه است.

$$H_5=5*3=15 \longrightarrow T_5=0.07(15)^{\frac{3}{4}}=0.534$$

$$H_8=8*3=24 \longrightarrow T_8=0.07(24)^{\frac{3}{4}}=0.760$$

$$H_{11}=11*3=33 \longrightarrow T_{11}=0.07(33)^{\frac{3}{4}}=0.96$$

فرض می‌کنیم که کاربری ساختمان مسکونی باشد بنابراین ضریب اهمیت ساختمان I ، برابر ۱ است.

قاب‌های مورد مطالعه در منطقه با خطر نسبی زیاد قرار دارند، بنابراین نسبت شتاب مبنای طرح A برای تمامی مدل‌ها برابر ۰/۳ است.

با توجه به نوع زمین که خاک آن تیپ III است و خطر نسبی زیاد زلزله، پارامترهای مربوط به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه به صورت زیر است:

$$T_0=0.15 \quad T_s=0.7 \quad S=1.75$$

با توجه به پارامترهای ذکر شده و دوره تناوب قاب‌ها، ضریب بازتاب B، قاب‌های انتخابی به صورت زیر بدست می‌آید:

$$T_0 \leq T_5 \leq T_s \longrightarrow B_5 = S+1 = 2.75$$

$$T_8 \geq T_s \longrightarrow B_8 = (S+1)(T_s/T)^{2/3} = 2.61$$

$$T_{11} \geq T_s \longrightarrow B_{11} = (S+1)(T_s/T)^{2/3} = 2.23$$

ضریب رفتار R، قاب‌ها با توجه به مشخصات آنها برابر ۷ است.

در نهایت ضریب زلزله برای قاب‌های انتخابی به صورت زیر است:

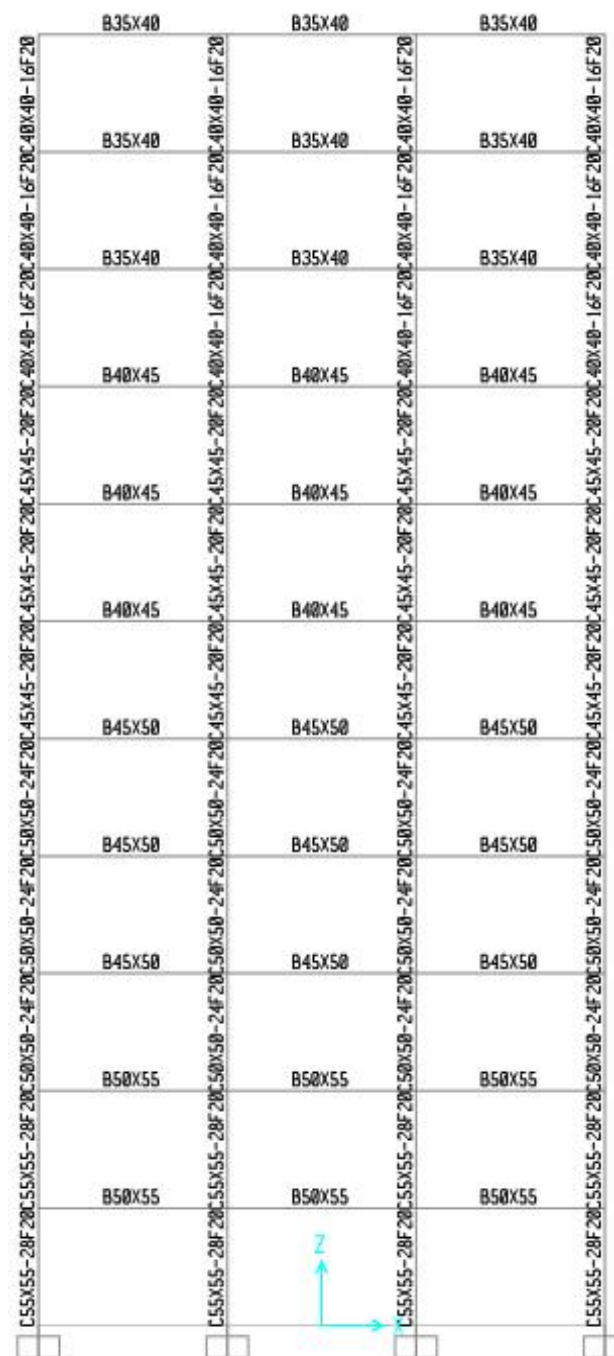
$$C = \frac{ABI}{R} \longrightarrow \begin{cases} C_5=0.118 \\ C_8=0.111 \\ C_{11}=0.096 \end{cases} \quad (۲-۴)$$

۵-۴- طراحی قاب‌ها

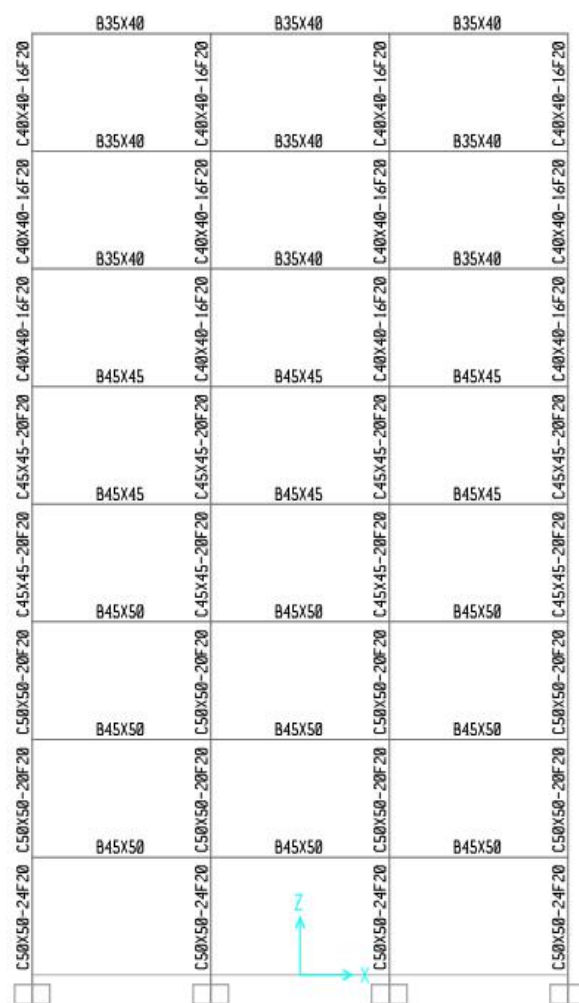
بعد از آنکه قاب‌ها بر اساس آئین نامه ۲۸۰۰ و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارگذاری

شدند براساس ضوابط آئین نامه ACI 318-99 طراحی می‌شوند و در نهایت تمامی مقاطع طوری

انتخاب می‌شوند که نسبت تنش در آنها کمتر از یک شود و در واقع تمامی مقاطع از نظر مقاومتی جوابگو هستند ولی هیچکدام از قاب‌ها الزامات سختی جانبی را برآورده نمی‌کنند و جابجایی نسبی طبقات (دریافت موجود) از مقدار دریافت مجاز بیشتر است. در ادامه یکی از اهداف این تحقیق کنترل دریافت طبقات با میراگر TADAS است. در شکل (۴-۱)، (۴-۷) و (۴-۸) مقاطع نهایی پس از طراحی مدل اولیه برای قاب‌ها نشان داده شده است.



شکل (۴-۸) مقاطع طراحی قاب ۱۱ طبقه



شکل (۴-۷) مقاطع طراحی قاب ۸ طبقه

۴-۶- مدلسازی غیرخطی اولیه

پس از آنکه مدل‌های اولیه قاب‌ها به صورت خطی تحلیل و طراحی شدند جهت ارزیابی و بهسازی قاب‌ها مدل‌های غیرخطی از آنها در نرم افزار مدلسازی می‌شوند. در تمامی طول پروژه به مدل‌های غیرخطی در این مرحله مدل اولیه گفته خواهد شد. قابل ذکر است که جهت ارزیابی و بهسازی قاب‌ها از آنالیز استاتیکی غیرخطی (Pushover) استفاده شده است.

۴-۶-۱- روش بدست آوردن تغییر مکان هدف (Target displacement) در

FEMA-356

یکی از روش‌هایی که برای تعیین تغییرمکان هدف در دیافراگم‌های صلب به کار می‌رود روش توضیح داده شده در FEMA-356 است. این روش به اسم روش ضریب جابجایی (Displacement Coefficient Method) مشهور است. قابل ذکر است این روش برای محاسبه‌ی تغییرمکان هدف عیناً در دستورالعمل بهسازی آورده شده است و در این مورد تفاوتی بین FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی وجود ندارد. در ATC-40 نیز این روش به عنوان راه حل دیگری برای تعیین جابجایی تقاضا معرفی شده است. مزیت روش معرفی شده در FEMA-356 به روش معرفی شده در ATC-40 سادگی به کارگیری آن است. در این روش ابتدا باید یک تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شود و منحنی برش پایه در مقابل جابجایی جانبی نقطه کنترل (Pushover Curve) به دست آورده شود. از روی منحنی پوش آور به دست آمده و یک سری ضرایب دیگر معرفی شده می‌توان تغییر مکان هدف را به دست آورد [۲۱]. بر اساس FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی تغییر مکان هدف برابر است با:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۲-۴)$$

در این رابطه T_e (Effective Fundamental Period)، زمان تناوب اصلی موثر ساختمان در

جهت مورد بررسی بر حسب ثانیه است.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3-4)$$

T_i (Elastic Fundamental Period): زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی

K_i (Elastic Lateral stiffness): سختی جانبی الاستیک ساختمان در جهت مورد بررسی

K_e (Effective Lateral stiffness): سختی جانبی موثر ساختمان در جهت مورد بررسی

C_0 : ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه‌ای آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی.

C_1 : ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان‌های محاسبه شده از پاسخ خطی الاستیک به ماکزیمم تغییرمکان‌های غیرالاستیک مورد انتظار سازه.

C_2 : ضریب اصلاحی برای در نظر گرفتن شکل منحنی هیستریزیس، کاهش سختی و زوال مقاومت اعضای سازه‌ای بر ماکزیمم تغییر مکان‌ها.

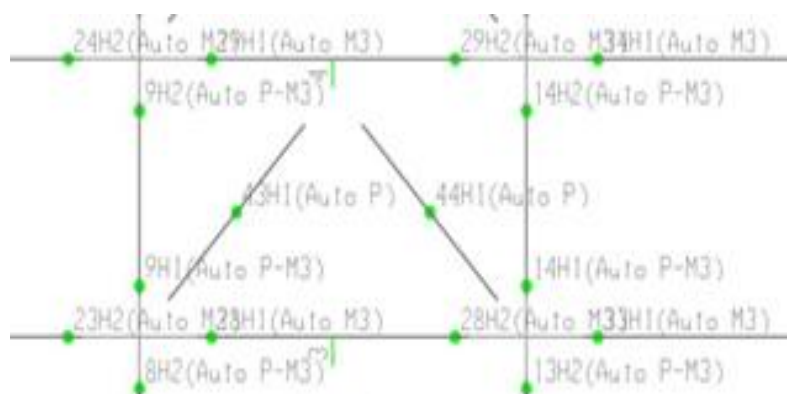
C_3 : ضریب اصلاحی برای در نظر گرفتن افزایش تغییرمکان‌های ناشی از اثرات P-Delta.

S_a : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر.

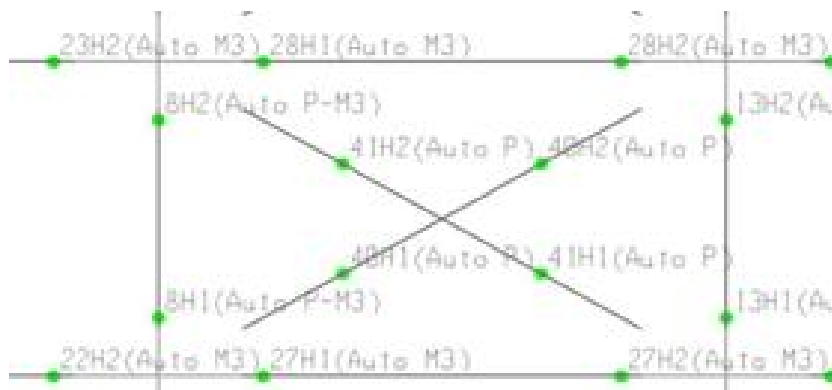
۴-۶-۲- تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک

در آنالیز استاتیکی غیرخطی باید مشخصات مفاصل غیرخطی به المان‌های سازه نسبت داده شوند. محل قرارگیری مفاصل پلاستیک به صورت نسبیتی از طول عضو که بیانگر محل‌هایی از عضو است که بیشترین احتمال وقوع رفتار غیرارتجاعی را دارد تعیین می‌شود. هر مفصل پلاستیک به

صورت یک مفصل نقطه‌ای مجزا مدل می‌شود و تمامی تغییرشکل‌های پلاستیک در این مفصل روی می‌دهد. در این تحقیق برای تیر و ستون‌های بتنی در قاب خمشی، مفاصل پلاستیک به دو انتهای تیر و ستون‌ها اختصاص داده شده است و محل قرارگیری مفاصل در $0.05L$ و $0.95L$ طول عضو معرفی شده است. بعد از مقاوم سازی سازه بایستی برای مهاربندها هم مفصل تعریف کرد. این اعضا نیروی زلزله را بصورت محوری تحمل می‌کنند و با توجه به اینکه نیروی محوری در اعضای سازه‌ای یکنواخت است، بنابراین در هر نقطه‌ای از طول مهاربند امکان ایجاد مفصل و گسیختگی وجود دارد. برای این منظور برای قاب‌های بهسازی شده با میراگر، مفاصل پلاستیک را در وسط عضو مهاربند شورون ($0.5L$) و برای قاب‌های بهسازی شده با مهاربند ضربدری مفاصل پلاستیک در فواصل $0.25L$ و $0.75L$ معرفی شده‌اند. در اشکال زیر نمایی از اختصاص مفاصل پلاستیک نشان داده شده است.



شکل (۴-۹) نمایی از اختصاص مفاصل پلاستیک برای قاب با میراگر و مهاربند شورون



شکل (۴-۱۰) نمایی از اختصاص مفاصل پلاستیک برای قاب با مهاربند ضربدری

۴-۶-۳- معرفی حالات بارگذاری غیرخطی

روش کار در تحلیل استاتیکی غیرخطی بدین ترتیب است که ابتدا بارهای ثقلی به سازه اعمال می‌گردد، سپس بارهای جانبی به مجموعه بارها اضافه می‌شود. علت این امر اینست که در تحلیل‌های غیرخطی اصل جمع آثار قوا بطور کلی معتبر نیست. براساس FEMA-356 و نشریه ۳۶۰ (دستورالعمل بهسازی)، دو ترکیب بار برای در نظر گرفتن اثرات بارهای ثقلی مرده (Dead) و زنده (Live) معرفی شده است. که عبارتند از:

$$Q_G = [Q_D + Q_L] \quad (1)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (2)$$

$$(4-4)$$

با توجه به اینکه در اکثر موارد ترکیب بار شماره (۱) در مقایسه با ترکیب بار (۲) حالت بحرانی‌تری را ایجاد می‌کند، بنابراین در این تحقیق این ترکیب بار برای در نظر گرفتن اثرات ناشی از بارهای قائم انتخاب می‌شود. در یک سازه واقعی باید ابتدا ترکیبات بار ثقلی معرفی شده و سپس آنالیز پوش آور تحت اثر الگوی بار جانبی، در ادامه این حالات بارگذاری انجام شود [۴].

هدف از این کار ارزیابی و طراحی سازه تحت اثر بارهای مرده و زنده نیست، بلکه در نظر گرفتن تغییرشکل‌ها و تنش‌های ایجاد شده تحت اثر این ترکیبات بار برای تحلیل غیرخطی می‌باشد. بر اساس FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی حداقل دو الگوی بار جانبی برای ارزیابی سازه باید در نظر گرفته شود. الگوهای بار جانبی باید در دو جهت مثبت و منفی به صورت جداگانه به سازه اعمال گردند. در سازه‌های نامنظم اعمال یک الگوی بار جانبی در دو جهت مثبت و منفی منجر به نتایج متفاوتی می‌شود. از آنجایی که قاب‌های مدل شده در این تحقیق دو بعدی هستند، بارهای جانبی فقط در یک جهت به سازه اعمال شده است.

در ادامه جهت اعمال بار جانبی غیرخطی از سه الگوی پیشنهادی دستورالعمل بهسازی (نشریه ۳۶۰) استفاده می‌کنیم که الگوها عبارتند از:

۱- توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی (**EX Pattern**).

۲- توزیع متناسب با شکل مد اول ارتعاش (**Mode1 Pattern**).

۳- توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه است (**Uniform Pattern**).

۴-۶-۴ - تنظیمات مربوط به FEMA-356 برای محاسبه تغییرمکان هدف

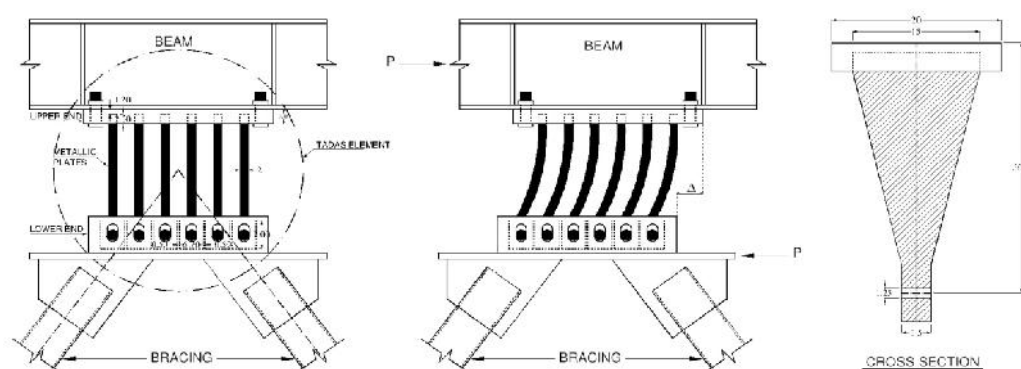
جهت تعیین تغییرمکان هدف براساس FEMA-356 و نشریه ۳۶۰ بهسازی ایران، ابتدا طیف تقاضا (Response Spectrum) برای خاک نوع III ($T_s=0.7$) و منطقه با خطر نسبی زیاد زلزله ($A=0.3$) و مطابق روابط آئین‌نامه ۲۸۰۰ برای نرم افزار تعریف می‌شود. در این طیف محور قائم مقدار ضریب بازتاب B با پارامتر شتاب (Acceleration) بدون بُعد و محور افقی مقدار ضریب T با پارامتر زمان تناوب (Period) بر حسب ثانیه است. این طیف در تعیین مقدار شتاب طیفی ($S_a=AB$) جهت استفاده در فرمول محاسبه تغییرمکان هدف (δ_t) بکار می‌رود. مقدار میرایی ویسکوز مؤثر (Damp) با توجه به آئین‌نامه ۲۸۰۰ مساوی ۵ درصد (5%) و نیز مقدار پریود خاک (T_s) برابر 0.7 وارد می‌گردد. مقادیر ضرایب اصلاحی C هم بطور خودکار توسط برنامه SAP2000 با توجه به مشخصات سازه و مطابق آئین‌نامه محاسبه می‌شود.

۴-۷-۷ - مدلسازی میراگر TADAS

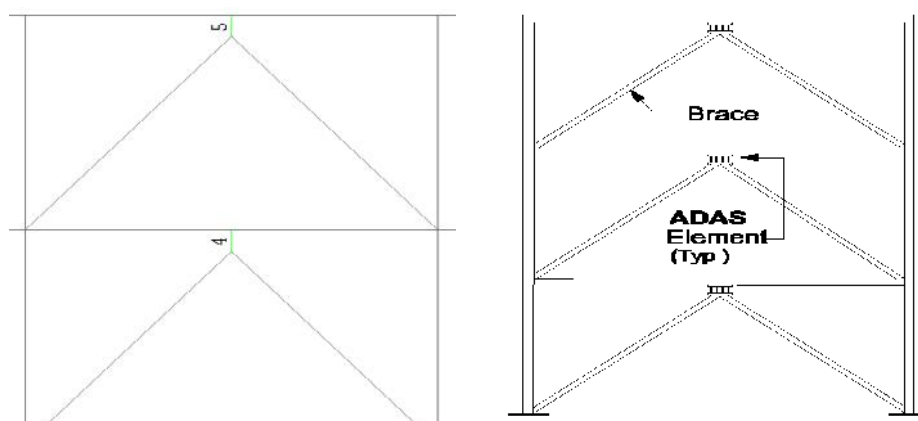
در این پژوهش از میراگرهای فلزی (Metallic Dampers) که به عنوان اعضای افزاینده سختی و میرایی (**Added Damping And Stiffness**) شناخته می‌شوند و مانند سایر میراگرهای فلزی جهت اتلاف انرژی ورودی به سازه به هنگام زلزله، از تغییرشکل غیرالاستیک و تسلیم شدن فلزات

کمک می‌گیرند، استفاده می‌شود. خود این المان ADAS دارای دو نوع ورق X شکل و ورق مثلثی (Triangular) می‌باشد که هر یک مزایای خاص خود را دارند ولی چون بار ثقلی روی تیر ممکن است زیاد باشد، میراگر X شکل در وسط ورق دچار شکست می‌شود و تمرکز تنش در هنگام زمین-لرزه در این نقطه اتفاق می‌افتد، پس نمی‌تواند گزینه مناسبی باشد. در نتیجه از نوع ورق مثلثی (المان TADAS) استفاده می‌گردد. تصویر و نحوه رفتار این میراگر در شکل (۴-۱۱) آمده است [۳۷].

محل نصب این تجهیزات در ساختمان، معمولاً در محل اتصال مهاربندهای شورون (بادبندهای ۷ یا ۸) بین انتهای بادبند و تیر طبقه است. این میراگر جاری شونده از ورق‌های موازی هم تشکیل شده و شرایط مرزی صفحات به گونه‌ای است که جلوی کمانش آنها در زیر بار قائم گرفته می‌شود [۳۵].



شکل (۴-۱۱) - نحوه عملکرد میراگر ورق مثلثی در هنگام بارگذاری جانبی



شکل (۴-۱۲) محل اجرای میراگر فلزی ورق مثلثی درون یک قاب، در مدل کامپیوتری و مدل واقعی.

برای مدل کردن میراگرهای TADAS در نرم افزار SAP باید پارامترهای آن را به نرم افزار معرفی کنیم. با توجه به شکل (۴-۱۱) ضخامت هر صفحه فلزی را ۲ سانتیمتر و ارتفاع صفحات را ۳۰ سانتیمتر در نظر می گیریم و با توجه به رابطه (۴-۵) تغییر مکان تسلیم میراگر را بدست می آوریم. در این رابطه σ_y تنش جاری شدن و E مدول الاستیسیته ورق های فولادی هستند که در این تحقیق آنها را به ترتیب برابر 2400 kg/cm^2 و 2100000 kg/cm^2 در نظر می گیریم.

$$\Delta_y = \frac{\sigma_y h^2}{Et} = \frac{2400 \times 30^2}{2.1 \times 10^6 \times 2} = 0.514 \text{ cm} \quad (4-5)$$

۴-۷-۱- پارامترهای B/D و SR میراگر TADAS

انتخاب مناسب پارامترهای المان TADAS همواره در چگونگی رفتار غیرخطی میراگرها نقش بسیار مهمی دارد. یکی از مهمترین این پارامترها نسبت سختی بادبند به میراگر است (نسبت B/D)، که در آن B(Brace) سختی مهاربند و D(Damper) سختی میراگر TADAS است. مقدار مناسب این نسبت در کلیه طبقات ساختمان به دلایل اقتصادی و برای جلوگیری از تسلیم کششی و کمانش فشاری مهاربندها عدد ۲ پیشنهاد شده است (B/D=2) [7,38]. علاوه بر این می توان به نسبت SR اشاره کرد که بیانگر نسبت سختی المان TADAS به سختی طبقه بدون المان TADAS است. به ترکیب میراگر TADAS و مهاربند شورون المان TADAS گفته می شود. آقایان حسنی، زرفام و مفید [39] بر روی مقادیر مختلف SR در دانشگاه صنعتی شریف تحقیقاتی انجام دادند که بر اساس آن، SR=4 در کاهش جابجایی طبقات و شتاب برای خاک سخت موثرتر است و SR=2 در کاهش برش طبقات بویژه برش پایه برای خاک سخت موثرتر است. همچنین SR=2 برای سازه هایی با زمان تناوب بلندتر و SR=4 برای سازه هایی با زمان تناوب کوتاهتر مناسب است.

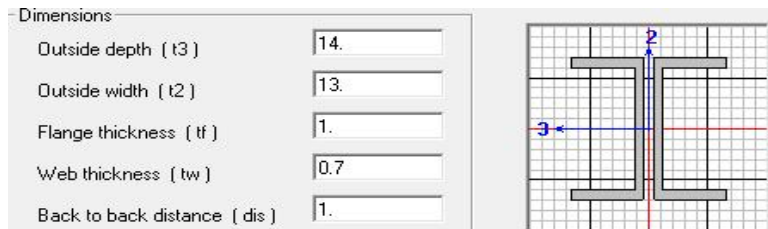
۴-۷-۲- نسبت $B/D=2$

در این تحقیق برای بدست آوردن سایر پارامترهای میراگر TADAS از نسبت $B/D=2$ استفاده می‌کنیم. برای این منظور جهت بهسازی قاب‌های انتخابی با المان TADAS (به ترکیب میراگر TADAS و مهاربند شورون المان TADAS می‌گوییم) ابتدا یک مقطع دلخواه برای مهاربند شورون انتخاب می‌کنیم و با توجه به خصوصیات مهاربند انتخابی با استفاده از رابطه (۴-۶) سختی مهاربند را بدست می‌آوریم.

$$K = \frac{AE}{L} (\cos\theta)^2 \quad (۴-۶)$$

که در این رابطه K سختی عضو مایل تک مهاربند، A سطح مقطع مهاربند، E مدول الاستیسیته، L طول مهاربند و θ زاویه مهاربند با افق است. چون برای مهاربند شورون دو عضو مایل داریم (فشاری و کششی) پس از بدست آوردن سختی تک مهاربند از رابطه (۴-۶) باید مقدار آن را دو برابر کنیم که این مقدار دو برابر همان مقدار B در نسبت $B/D=2$ است و سپس با قرار دادن مقدار B در این رابطه مقدار D (سختی میراگر) را بدست می‌آوریم. در واقع با این روش سختی میراگر TADAS را طوری بدست می‌آوریم که نسبت B/D برای تمام طبقات برابر ۲ شود. در این تحقیق برای تمام مدل‌ها در همه طبقات برای مهاربند شورون از یک نوع مهاربند استفاده کرده‌ایم، لذا سختی میراگر در تمام طبقات یکسان خواهد بود. پس آنکه با استفاده از نسبت $B/D=2$ سختی میراگر بدست آمد با استفاده از رابطه $P_y = k \Delta_y$ مقدار نیروی تسلیم را بدست می‌آوریم. پس از آنکه این پارامترها را بدست آوردیم مقادیر آنها را در نرم افزار SAP معرفی می‌کنیم و پس از تحلیل و طراحی مدل‌ها نسبت تنش‌ها در مهاربندهای شورون را کنترل می‌کنیم و در صورتی که نسبت تنش‌ها جوابگو نبودند مقاطع مهاربند شورون را عوض می‌کنیم و با توجه به توضیحات ارائه شده در این بخش دوباره مقادیر پارامترهای مربوط به میراگر TADAS را با توجه خصوصیات مهاربند جدید بدست می‌آوریم تا نسبت تنش‌ها در مهاربند جوابگو باشند.

به عنوان مثال برای قاب ۸ طبقه با دهانه ۵ متری نحوه‌ی بدست آوردن پارامترهای میراگر TADAS را بیان می‌کنیم. در این قاب برای مهاربند از مقطع 2U140 استفاده می‌کنیم.



شکل (۴-۱۳) خصوصیات هندسی مقطع 2U140 (ابعاد بر حسب سانتیمتر است)

سطح مقطع عضو 40.8 cm^2 ، مدول الاستیسیته $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ، طول مهاربند 368 cm و زاویه مهاربند با افق 47° درجه است، پس با توجه به رابطه (۴-۶) مقدار K برابر است با:

$$K = \frac{40.8 \times 2.1 \times 10^6}{368} \times (\cos 47)^\circ = 107480 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$B=2K \longrightarrow B=214960 \text{ kg/cm}^2$$

حال با استفاده از نسبت $B/D=2$ مقدار سختی میراگر TADAS را بدست می‌آوریم:

$$B/D=2 \longrightarrow D=107480 \text{ kg/cm}$$

در واقع برای آنکه نسبت $B/D=2$ برقرار باشد سختی میراگر برابر سختی تک مهاربند است.

از رابطه (۴-۵) مقدار Δ_y برابر 0.514 cm است. بنابراین مقدار P_y برابر است با:

$$P_y=K \Delta_y \longrightarrow P_y=107480 \times 0.514 = 55245 \text{ kg}$$

برای سایر قاب‌ها نیز مقادیر پارامترهای میراگر را به همین صورت بدست می‌آوریم.

برای مدل کردن میراگر فلزی ورق مثلثی در نرم‌افزار SAP، از المان رابط غیرخطی پلاستیک ون (Plastic(Wen) NLLink) استفاده می‌کنیم. برای معرفی مقادیر سختی (K) و نیروی تسلیم (P_y) میراگر از مقادیر بدست آمده از نسبت $B/D=2$ استفاده می‌کنیم و برای نسبت سختی المان

بعد از تسلیم به سختی اولیه آن (Ratio) مقدار 0.05 و نیز برای نسبت مقاومت (Yielding Exponent) مقدار ۲ را در نظر می‌گیریم. همچنین از تغییر شکل برشی میراگر (Shear) صرف نظر شده و مقدار آن را صفر در نظر می‌گیریم و از وزن میراگر نیز صرف نظر می‌کنیم. بعد از تعریف خصوصیات میراگر آنرا به نقطه محل اتصال بادبند هشتی (Chevron) و تیر بالاسری آن همانند شکل (۴-۱۲) اختصاص می‌دهیم. در شکل (۴-۲) نمایی از قاب ۵ طبقه با دهانه‌ی ۵ متری مجهز به میراگر TADAS نشان داده شده است.

۴-۷-۳ - نسبت $B/D=Modified$

در بخش قبل نحوه‌ی بدست آوردن مقادیر پارامترهای میراگر TADAS و نسبت $B/D=2$ توضیح داده شدند. حال در این بخش پس از آنکه قاب‌های اولیه با المان میراگر و با نسبت $B/D=2$ مجهز شدند جهت یکنواخت سازی جابجایی نسبی طبقات مقادیر $B/D=2$ را اصلاح می‌کنیم. برای اصلاح مقادیر B/D از ایده تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت استفاده می‌کنیم. طبق این ایده، در سازه‌ای که تغییر شکل‌های نسبی در طبقات مختلف آن به صورت یکنواخت‌تری توزیع شده باشد از مصالح استفاده بهینه‌تری شده و آن سازه رفتار بهتری خواهد داشت. در طی زلزله‌های شدید ممکن است تغییر مکان‌های نسبی طبقات به طور یکنواخت‌تری تغییر نکند و ممکن است که در برخی از بخش‌های سازه تغییر شکل‌ها به حداکثر ظرفیت خود نرسند، بنابراین در طول ارتفاع ساختمان از حداکثر ظرفیت مصالح استفاده نخواهد شد [۴۰]. اگر تغییر شکل نیاز به عنوان معیار خرابی سازه در نظر گرفته شود، در سازه‌های متعارف تغییر شکل نیاز تنها در بخش‌هایی از سازه به حداکثر مقدار مجاز خود رسیده و بنابراین در چنین شرایطی از حداکثر ظرفیت سازه استفاده نشده است. بر اساس تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت، در یک سطح عملکرد ثابت، سازه‌ای که تغییر شکل نیاز در تمام اعضا به حداکثر مقدار مجاز رسیده باشد سبکتر از سازه‌ای است که تنها برخی از اعضا به حداکثر مقدار

مجاز خود رسیده‌اند [۴۰]. کاهش مقاومت عموماً موجب افزایش جابجایی سازه می‌گردد، بنابراین با جابجایی عناصر مقاوم سازه‌ای از بخش‌های قوی‌تر به بخش‌های ضعیف‌تر سازه می‌توان عملکرد لرزه‌ای سازه را بهبود بخشید که این امر سبب می‌شود تا توزیع تغییر شکل در سازه به صورت یکنواخت‌تری درآید و به تبع آن حداکثر تغییر شکل در سازه کاهش یابد [۴۱].

در این تحقیق از ایده تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت برای توزیع بهینه سختی میراگر در ارتفاع قاب‌های ساختمانی مجهز به المان TADAD استفاده می‌کنیم. برای این کار از الگوریتم پیشنهادی آقایان باقری و علیلو با اندکی تغییر استفاده می‌کنیم [۴۰]. به این صورت که در این تحقیق سختی و مقاومت طبقات، جهت رسیدن به تغییر شکل‌های نسبی یکنواخت فقط با تغییر نسبت B/D در طبقات انجام گرفته و سطح مقطع بادبندها در تمام مراحل اجرای الگوریتم ثابت باقی می‌مانند. این الگوریتم جهت یکنواخت سازی جابجایی نسبی طبقات در مراحل زیر انجام می‌شود:

۱- ابتدا طبق بخش ۴-۷-۲ میراگرها و بادبندها را طوری انتخاب انتخاب می‌کنیم که نسبت B/D در تمام طبقات برای قاب‌های انتخابی برابر ۲ باشد.

۲- قاب‌ها را با نرم افزار SAP، تحلیل خطی می‌کنیم و جابجایی طبقات را از رابطه زیر بدست می‌آوریم:

$$\Delta_{sh} = 0.7R\Delta_w \quad (۷-۴)$$

در این رابطه Δ_{sh} تغییر مکان جانبی نسبی واقعی در طبقه، Δ_w تغییر مکان جانبی نسبی در طبقه و R ضریب رفتار سازه است. قابل ذکر است که تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح، یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیر خطی، در تحلیل بدست می‌آید [۹].

۳- با استفاده از رابطه (۸-۴) ضریب تغییرات (COV) را محاسبه می‌کنیم. اگر ضریب تغییرات به اندازه کافی کوچک نباشد، سازه نیاز به بهینه سازی داشته و بایستی به گام بعدی رفت.

$$COV = \frac{1}{\Delta_{avg}} \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N ((\Delta_{sh})_i - \Delta_{avg})^2} \quad N: \text{تعداد طبقات} \quad (8-4)$$

در این رابطه $(\Delta_{sh})_i$ تغییر مکان نسبی در طبقه i و Δ_{avg} میانگین تغییر مکان‌ها است.

۴- از سختی میراگرها بدون تغییر در مساحت بادبندها، در طبقاتی که جابجایی نسبی کمتری نسبت به مقدار میانگین دارند کاسته شده و به طبقاتی که جابجایی نسبی بیشتر از مقدار میانگین دارند افزوده می‌شود. برای همگرایی این تغییرات به صورت تدریجی، از رابطه (۹-۴) استفاده می‌شود. در این رابطه توان α برابر 0.2 منظور می‌شود.

$$[(S_b)_i]_{n+1} = [(S_b)_i]_n \left[\frac{(\Delta_{sh})_i}{\Delta_{avg}} \right]^\alpha \quad (9-4)$$

در رابطه فوق، $(S_b)_i$ سختی میراگرها در طبقه i ام و n شماره گام مورد نظر است.

۵- ضریب تغییرات مجدداً در سازه جدید محاسبه می‌شود. اگر این ضریب به اندازه کافی کوچک باشد، بهینه سازی متوقف شده و الگوی توزیع B/D مربوط به آن گام به عنوان الگوی مناسب شناخته می‌شود. در غیر این صورت مراحل ۴ تا ۵ تکرار می‌شود.

۸-۴- مدل با مهاربند ضربدری (X brace)

جهت مقایسه قاب‌های بهسازی شده با میراگر TADAS، قاب‌های اولیه را با مهاربند ضربدری نیز بهسازی می‌کنیم تا عملکرد آنها را مورد بررسی قرار دهیم. در این مرحله نیز الگوهای بارگذاری جانبی و آیین نامه های مورد استفاده مشابه بخش‌های قبل است. در شکل (۳-۴) نمایی از قاب ۵ طبقه با دهانه ۵ متری با مهاربندهای ضربدری نشان داده شده است.

فصل پنجم

تفسیر و بررسی نتایج

۵-۱- مقدمه

در این فصل به بررسی و مقایسه رفتار قاب‌های ساختمانی که در فصل قبل معرفی شدند پرداخته می‌شود. بدین منظور چهار حالت مختلف، قاب‌های قبل از بهسازی (مدل اولیه)، قاب‌های بهسازی شده با میراگر TADAS با نسبت $B/D=2$ ($B/D=2$)، قاب‌های بهسازی شده با نسبت اصلاح شده B/D ($B/D=Modified$) و قاب‌های بهسازی شده با مهاربند ضربدری (X brace) مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. تمام این مدل‌ها تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند و نتایج آنها با یکدیگر مقایسه می‌شوند. قابل ذکر است که برای معرفی مدل‌ها در جداول و نمودارها جهت رعایت اختصار از عبارات داخل پرانتز استفاده شده است.

۵-۲- نتایج طراحی قاب‌ها و نسبت تنش‌ها

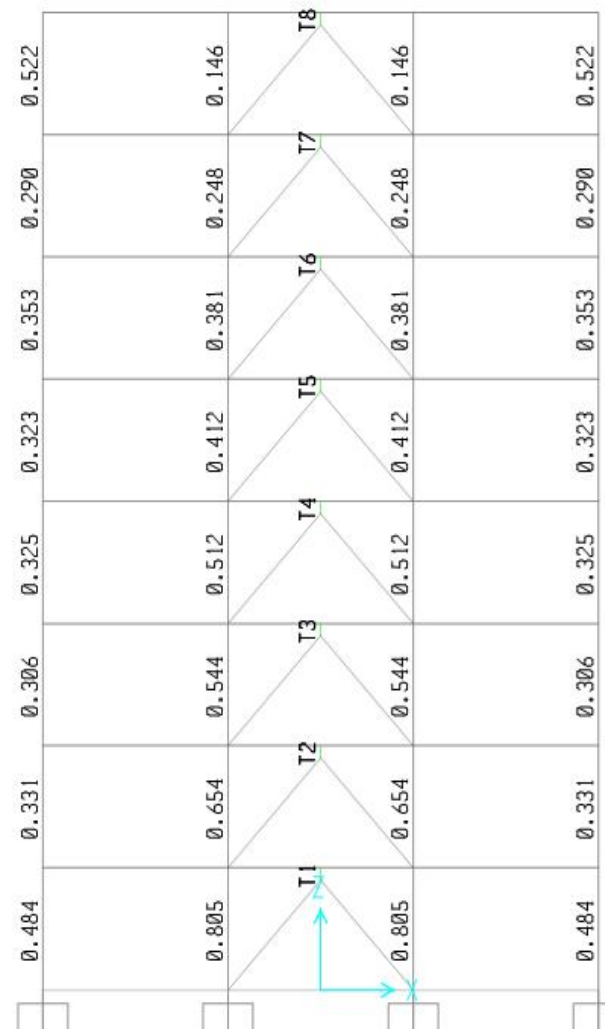
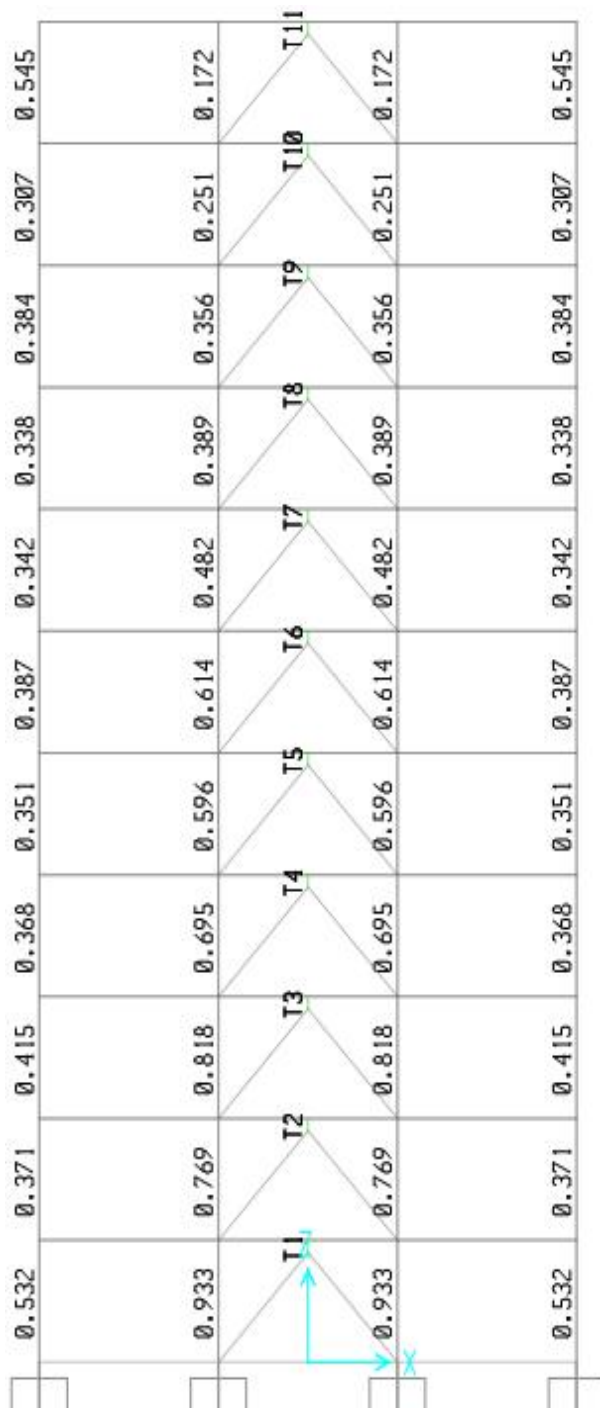
در این بخش نتایج طراحی و نسبت تنش‌ها در حالات مختلف برای قاب‌های انتخابی نشان داده شده است. شکل‌های (۵-۱) تا (۵-۴) نسبت تنش‌ها برای قاب‌های ۸ و ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۵ متری در حالت‌های مختلف را نشان می‌دهند. با توجه به این شکل‌ها، نسبت تنش‌های طراحی برای هر دو قاب ۸ و ۱۱ طبقه پس از بهسازی با میراگر TADAS کاهش یافته است. این کاهش تنش‌ها برای حالات $B/D=2$ و $B/D=Modified$ تقریباً با هم یکسان هستند. برای قاب‌های بهسازی شده با مهاربندهای ضربدری نیز نسبت تنش‌ها کاهش یافته است ولی در این حالت برش پایه به شدت افزایش می‌یابد که این موضوع در ادامه نشان داده خواهد شد.

قابل ذکر است که برای سایر مدل‌های انتخابی نیز نتایج در این بخش مشابه هم هستند.

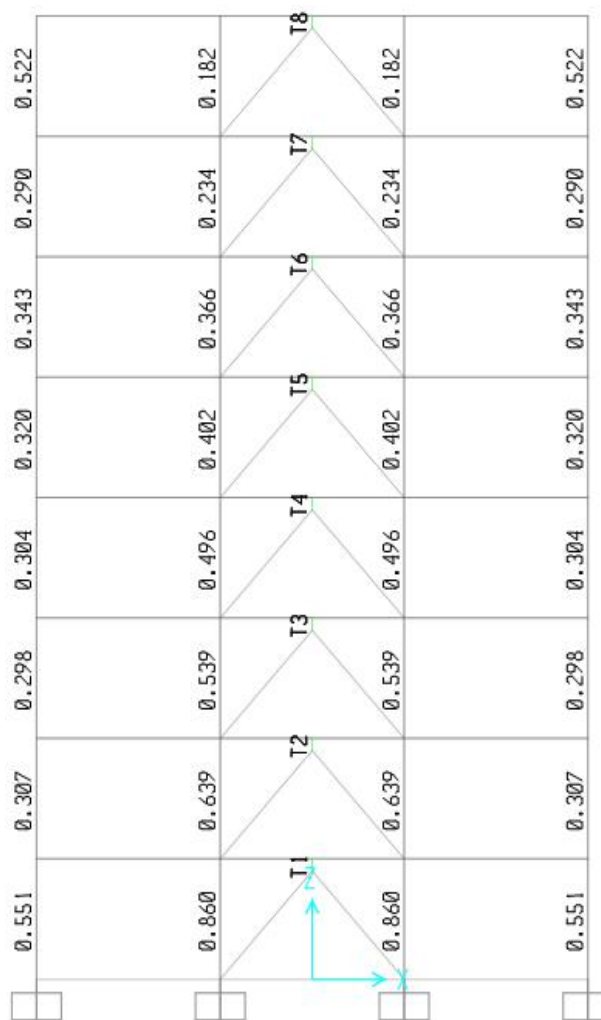
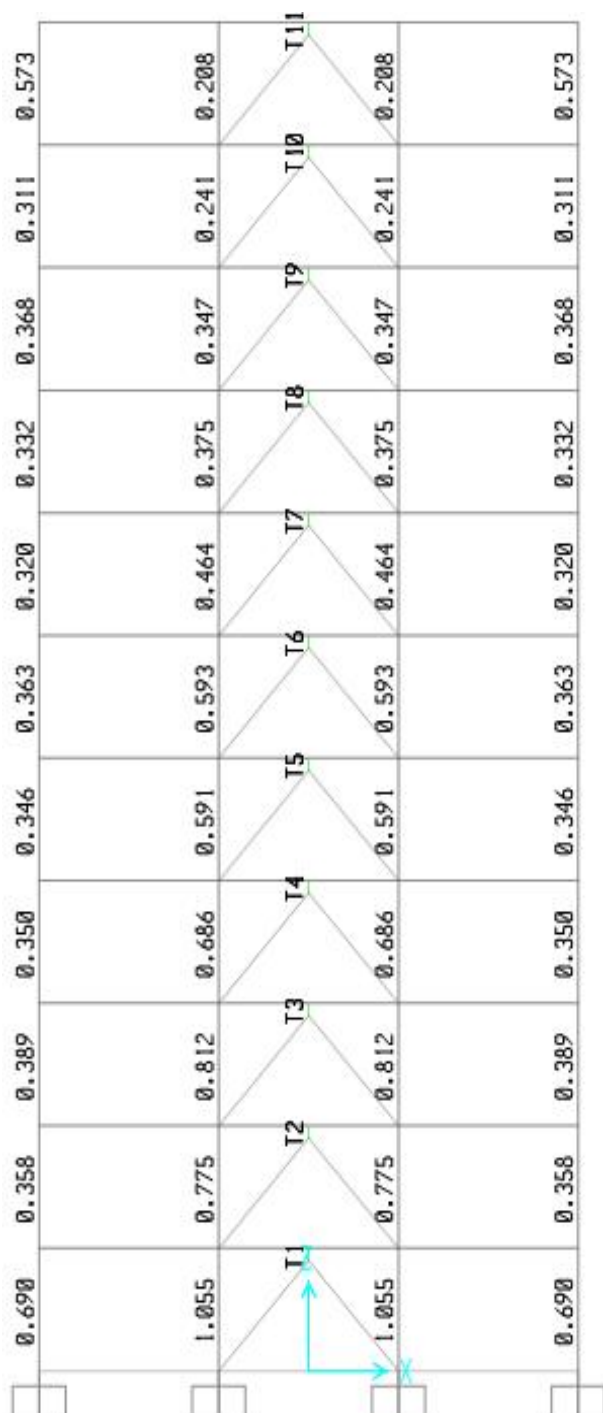
	0.928	0.661	0.785	0.639	0.551	0.755	0.632	0.549	0.683	0.658	0.653
	0.981	0.825	1.007	0.858	0.808	1.018	0.845	0.790	0.834	0.725	0.509
	0.981	0.825	1.007	0.858	0.808	1.018	0.845	0.790	0.834	0.725	0.509
	0.928	0.661	0.785	0.639	0.551	0.755	0.632	0.549	0.683	0.658	0.653

	0.970	0.700	0.541	0.625	0.529	0.797	0.677	0.669
	1.041	0.881	0.759	0.838	0.799	1.023	0.753	0.545
	1.041	0.881	0.759	0.838	0.799	1.023	0.753	0.545
	0.970	0.700	0.541	0.625	0.529	0.797	0.677	0.669

شکل (۵-۱) نسبت تنش طراحی برای قاب‌های ۸ و ۱۱ طبقه به دهانه‌های ۵ متری قبل از بهسازی در مدل اولیه

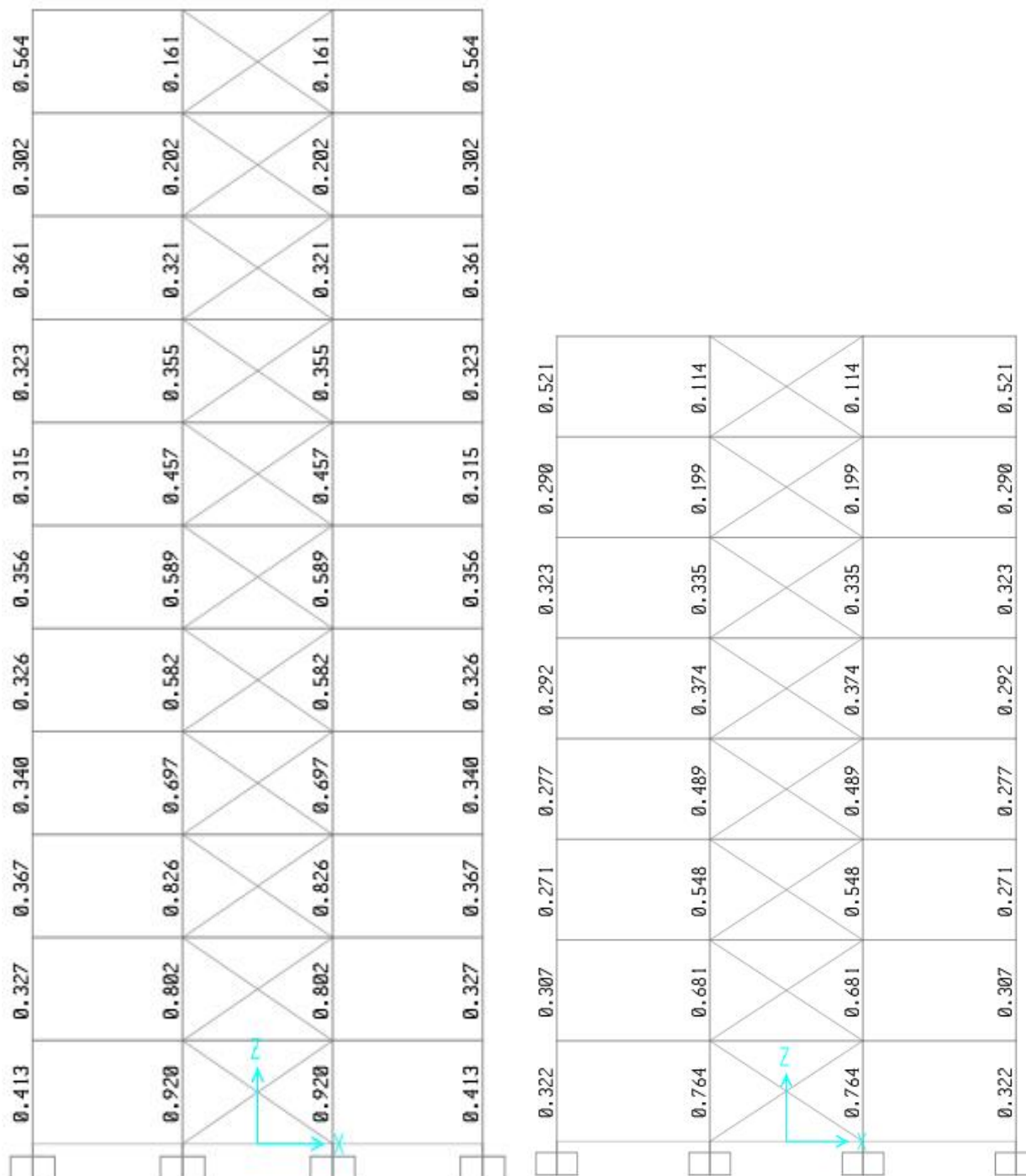


شکل (۵-۲) نسبت تنش طراحی برای قاب‌های ۸ و ۱۱ طبقه به دهانه‌های ۵ متری بعد از بهسازی با نسبت $B/D=2$



شکل (۵-۳) نسبت تنش طراحی برای قاب‌های ۸ و ۱۱ طبقه به دهانه‌های ۵ متری بعد از بهسازی با نسبت

B/D=Modified



شکل (۴-۵) نسبت تنش طراحی برای قاب‌های ۸ و ۱۱ طبقه به دهانه‌های ۵ متری با مهاربند ضربدری

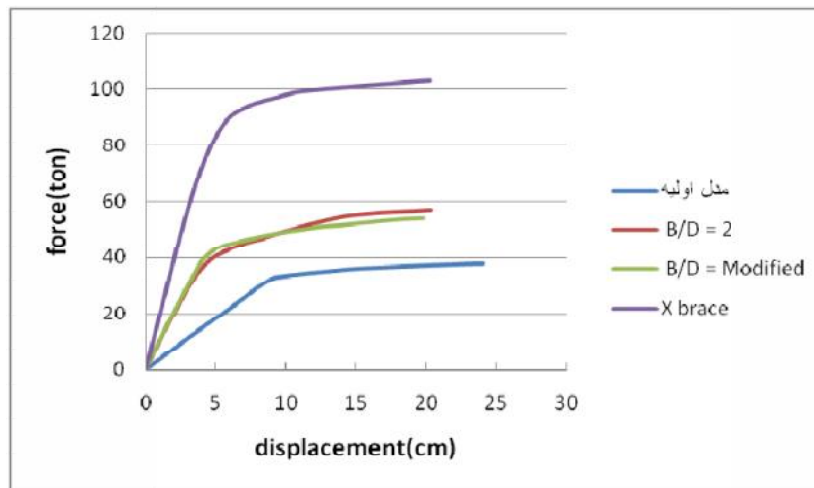
(X brace)

۵-۳- منحنی‌های پوش آور قاب‌های انتخابی

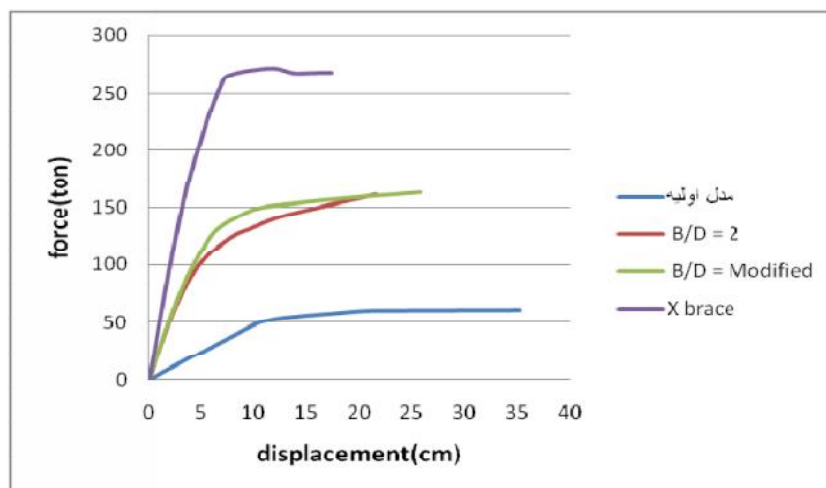
در شکل‌های (۵-۵) تا (۵-۱۳) منحنی‌های پوش آور برای قاب‌های انتخابی نشان داده شده است. هریک از این نمودارها برای چهار حالت مدل‌های انتخابی نمودارهای پوش آور را نشان می‌دهند. در تمامی این نمودارها برای حالت مدل اولیه (قبل از بهسازی) سطح زیر نمودار پوش آور نسبت به حالت‌های دیگر پایین است و نشان می‌دهد که ظرفیت سازه برای اتلاف انرژی ورودی نسبت به حالت‌های دیگر پایین است.

حالت‌های $B/D=2$ و $B/D=Modified$ تقریباً با یکدیگر یکسان هستند ولی در حالت $B/D=Modified$ جابجایی نسبی طبقات تقریباً یکسان شده است. همچنین در این دو حالت نسبت به حالت مدل اولیه مساحت زیر نمودار پوش آور افزایش یافته است و بیانگر آن است که در این دو حالت ظرفیت سازه برای اتلاف انرژی ورودی افزایش یافته است.

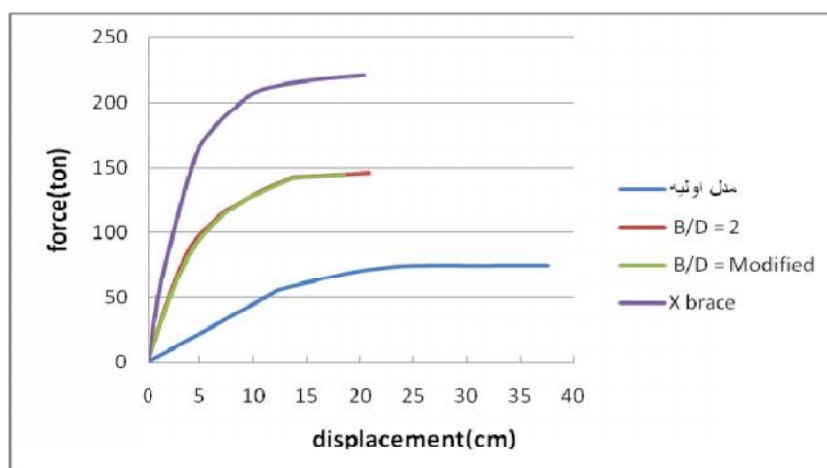
در حالت $X\ brace$ کشیدگی نمودار پوش آور در راستای قائم بسیار زیاد است و نشان می‌دهد که ظرفیت سازه برای اتلاف انرژی در حالت بهسازی شده با مهاربند ضربدری بسیار بالا رفته است. ولی در این مورد با افزایش شدید برش پایه مواجه هستیم که این مورد باعث مشکلات بهسازی در پی خواهد شد.



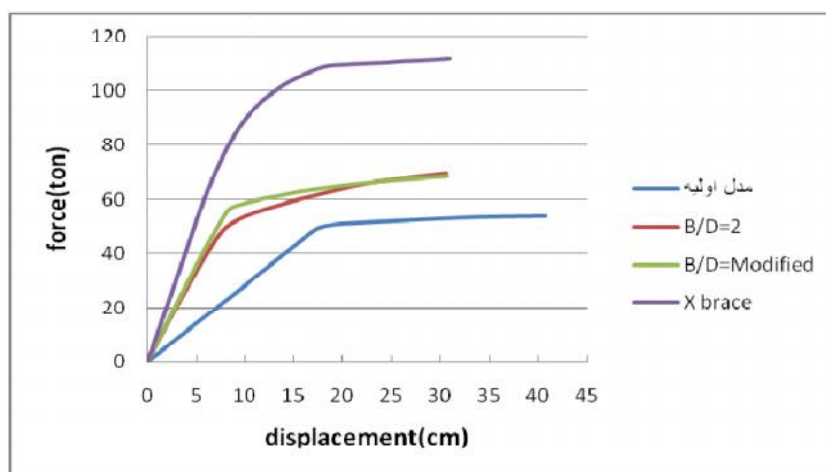
شکل (۵-۵) منحنی‌های پوش آور قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای حالات مختلف مدلسازی



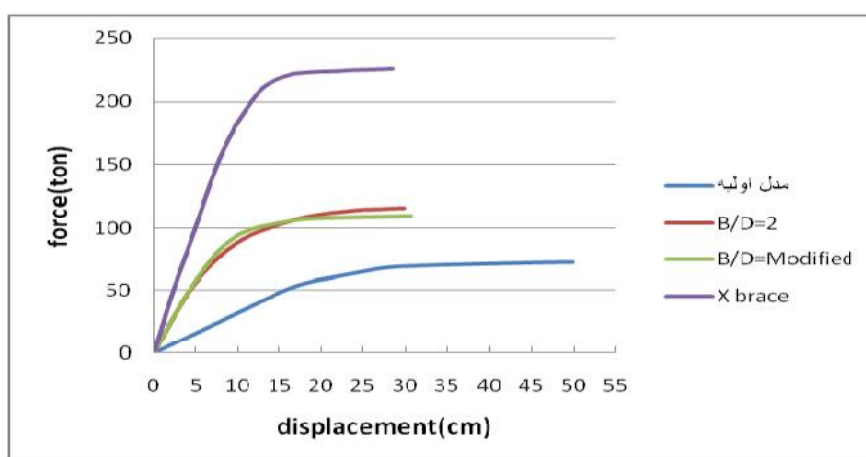
شکل (۵-۶) منحنی‌های پوش آور قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای حالات مختلف مدلسازی



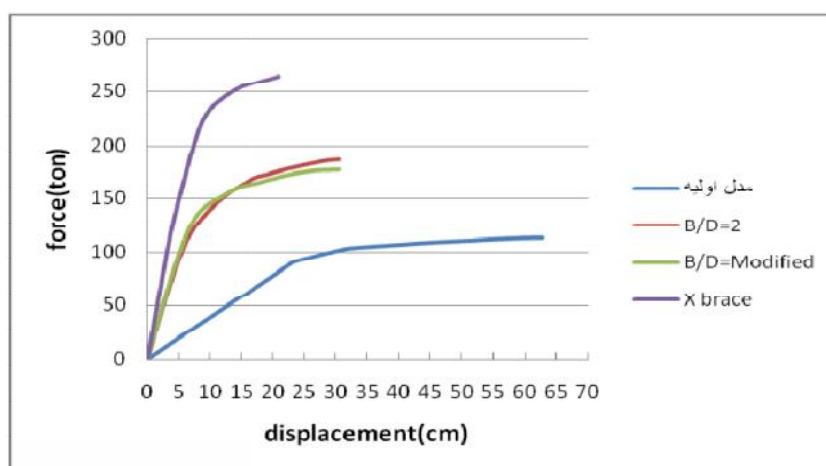
شکل (۵-۷) منحنی‌های پوش آور قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای حالات مختلف مدلسازی



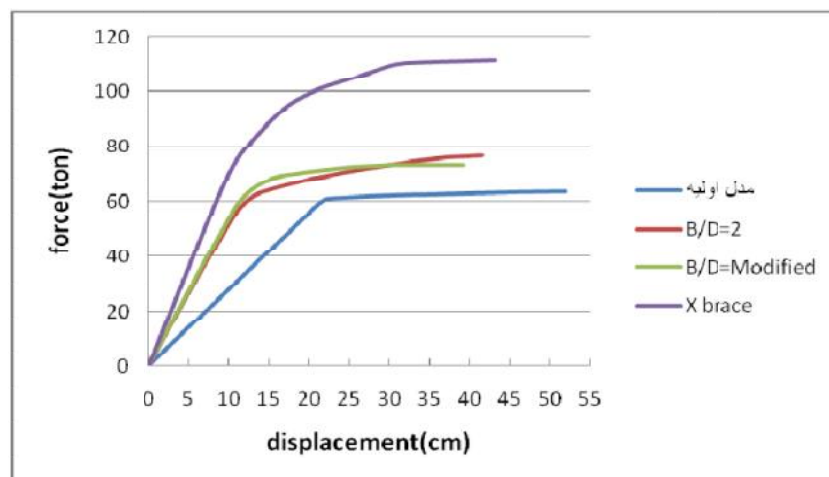
شکل (۵-۸) منحنی‌های پوش آور قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای حالات مختلف مدلسازی



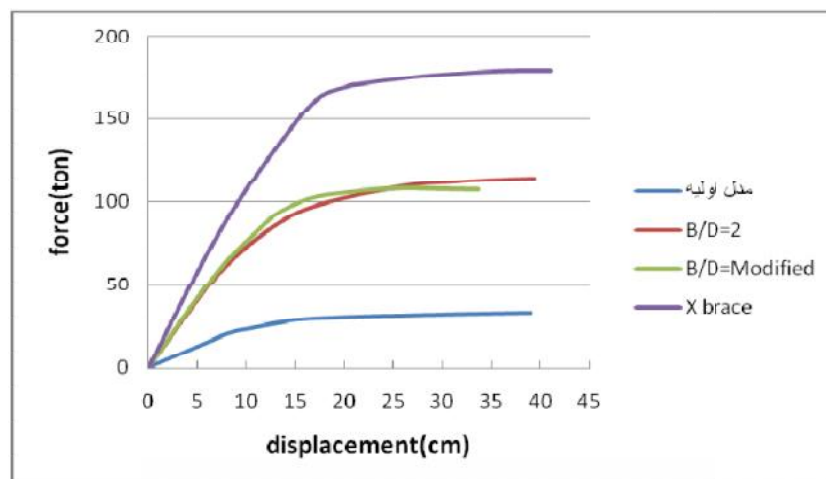
شکل (۵-۹) منحنی‌های پوش آور قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای حالات مختلف مدلسازی



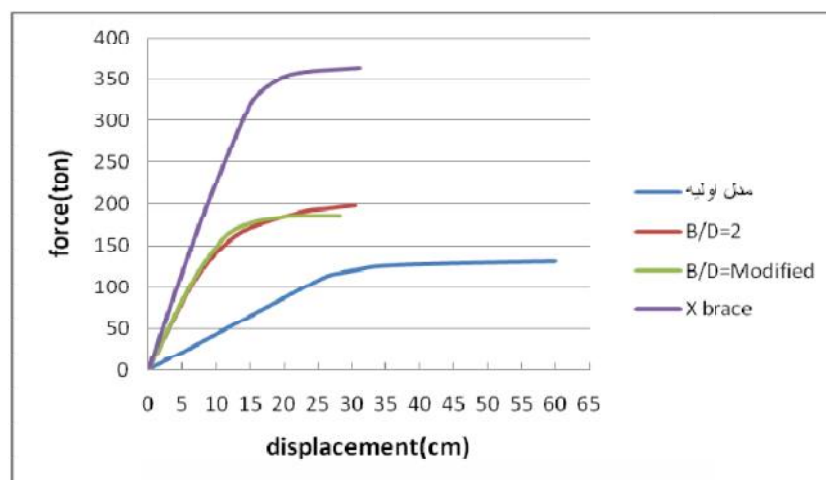
شکل (۵-۱۰) منحنی‌های پوش آور قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای حالات مختلف مدلسازی



شکل (۵-۱۱) منحنی‌های پوش آور قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای حالات مختلف مدلسازی



شکل (۵-۱۲) منحنی‌های پوش آور قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای حالات مختلف مدلسازی



شکل (۵-۱۳) منحنی‌های پوش آور قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای حالات مختلف مدلسازی

۵-۴- نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک

در این بخش نتایج مربوط به تشکیل مفاصل پلاستیک برای نواحی مختلف سطوح عملکرد آورده شده است.

۵-۴-۱- مفاصل پلاستیک قاب ۵ طبقه

در جدول (۵-۱) تعداد مفاصل تشکیل شده برای قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای سطوح عملکردی مختلف نشان داده شده است. همانطور که از این جدول مشاهده می‌شود در مدل اولیه برای هر سه حالت بارگذاری، در ناحیه IO to LS مفاصل پلاستیک تشکیل شده است. که تعداد این مفاصل برای مدل‌های بهسازی شده با میراگر ($B/D=2$ و $B/D=Modified$) تقریباً به صفر رسیده و تمام مفاصل در این حالت در ناحیه B to IO قرار دارند.

جدول (۵-۱) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای سطوح عملکردی مختلف

حالات مختلف مدلسازی	مفاصل پلاستیک (قاب ۵ طبقه- طول دهانه ۳ متر)								
	EX pattern			Uniform Pattern			Model Pattern		
	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP
مدل اولیه	13	20	0	8	22	0	12	21	0
$B/D=2$	21	0	0	19	0	0	20	1	0
$B/D=Modified$	24	0	0	19	0	0	24	0	0
X brace	23	25	0	19	6	0	24	5	0

در جدول (۵-۲) تعداد مفاصل تشکیل شده برای قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای سطوح

عملکردی مختلف نشان داده شده است. همانطور که از این جدول مشاهده می‌شود در مدل اولیه برای هر سه حالت بارگذاری، در ناحیه LS to CP مفاصل پلاستیک تشکیل شده است. که تعداد این مفاصل برای مدل‌های بهسازی شده با میراگر ($B/D=2$ و $B/D=Modified$) به صفر رسیده و همچنین تعداد مفاصل تشکیل شده در ناحیه IO to LS نیز کم شده است.

جدول (۵-۲) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای سطوح عملکردی مختلف

حالات مختلف مدلسازی	مفاصل پلاستیک (قاب ۵ طبقه - طول دهانه ۵ متر)								
	EX pattern			Uniform Pattern			Mode1 Pattern		
	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP
مدل اولیه	6	21	4	8	15	2	6	20	5
$B/D=2$	13	5	0	14	4	0	13	5	0
$B/D=Modified$	17	2	0	17	3	0	18	4	0
X brace	20	1	0	16	0	0	20	1	0

در جدول (۵-۳) تعداد مفاصل تشکیل شده برای قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای سطوح عملکردی مختلف نشان داده شده است. همانطور که از این جدول مشاهده می‌شود در مدل اولیه برای هر سه حالت بارگذاری، در ناحیه LS to CP مفاصل پلاستیک تشکیل شده است. که تعداد این مفاصل در این ناحیه نسبت به دهانه‌های ۵ متری افزایش یافته است. تعداد این مفاصل برای مدل‌های بهسازی شده با میراگر ($B/D=2$ و $B/D=Modified$) در ناحیه LS TO CP به صفر رسیده است و از تعداد مفاصلی که در ناحیه IO to LS قرار دارند کم شده است و بیشتر مفاصل در ناحیه B to IO قرار دارند.

جدول (۳-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۵ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای سطوح عملکردی مختلف

حالات مختلف مدلسازی	مفاصل پلاستیک (قاب ۵ طبقه - طول دهانه ۷ متر)								
	EX pattern			Uniform Pattern			Mode1 Pattern		
	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP
مدل اولیه	11	8	12	4	16	9	8	11	12
B/D=2	9	4	0	11	3	0	8	4	0
B/D=Modified	10	3	0	12	2	0	9	4	0
X brace	15	6	0	13	5	0	17	4	0

۵-۴-۲- مفاصل پلاستیک قاب ۸ طبقه

در جدول (۴-۵) تعداد مفاصل تشکیل شده برای قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای سطوح عملکردی مختلف نشان داده شده است. همانطور که از این جدول مشاهده می‌شود در مدل اولیه برای هر سه حالت بارگذاری، در ناحیه IO to LS مفاصل پلاستیک تشکیل شده است. که تعداد این مفاصل برای مدل‌های بهسازی شده با میراگر (B/D=2 و B/D=Modified) کم شده است و مفاصل بیشتری در ناحیه B to IO قرار دارند.

در جدول (۵-۵) تعداد مفاصل تشکیل شده برای قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای سطوح عملکردی مختلف نشان داده شده است. همانطور که از این جدول مشاهده می‌شود در مدل اولیه برای حالات بارگذاری EX Patten و Mode1 Pattern، در ناحیه LS to CP مفاصل پلاستیک تشکیل شده است. که تعداد این مفاصل برای مدل‌های بهسازی شده با میراگر (B/D=2 و B/D=Modified) به صفر رسیده و همچنین از تعداد مفاصل تشکیل شده در ناحیه IO to LS نیز کم شده است.

جدول (۴-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای سطوح عملکردی مختلف

حالات مختلف مدلسازی	مفاصل پلاستیک (قاب ۸ طبقه - طول دهانه ۳ متر)								
	EX pattern			Uniform Pattern			Model Pattern		
	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP
مدل اولیه	28	18	0	24	9	0	25	24	0
B/D=2	32	6	0	22	10	0	32	6	0
B/D=Modified	31	11	0	24	5	0	34	8	0
X brace	26	14	0	38	2	0	26	10	0

جدول (۵-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای سطوح عملکردی مختلف

حالات مختلف مدلسازی	مفاصل پلاستیک (قاب ۸ طبقه - طول دهانه ۵ متر)								
	EX pattern			Uniform Pattern			Model Pattern		
	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP
مدل اولیه	20	21	6	21	19	0	18	20	10
B/D=2	26	12	0	27	9	0	26	12	0
B/D=Modified	29	9	0	30	6	0	29	9	0
X brace	32	15	0	32	5	0	28	20	0

در جدول (۶-۵) تعداد مفاصل تشکیل شده برای قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای سطوح عملکردی مختلف نشان داده شده است. همانطور که از این جدول مشاهده می‌شود در مدل اولیه برای حالات بارگذاری EX Pattern و Model Pattern، در ناحیه LS to CP مفاصل پلاستیک تشکیل شده است. پس از بهسازی با حالت B/D=2 و B/D=Modified هیچ مفصل پلاستیکی در

ناحیه LS to CP تشکیل نشده است و از تعداد مفاصل پلاستیک در ناحیه IO to LS کم شده است.

جدول (۵-۶) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۸ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای سطوح عملکردی مختلف

حالات مختلف مدلسازی	مفاصل پلاستیک (قاب ۸ طبقه - طول دهانه ۷ متر)								
	EX pattern			Uniform Pattern			Model Pattern		
	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP
مدل اولیه	23	16	5	27	12	0	23	16	5
B/D=2	23	10	0	22	7	0	23	10	0
B/D=Modified	21	12	0	23	9	0	21	12	0
X brace	24	6	0	24	4	0	24	10	0

۵-۴-۳- مفاصل پلاستیک قاب ۱۱ طبقه

در جدول (۵-۷) تعداد مفاصل تشکیل شده برای قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای سطوح عملکردی مختلف نشان داده شده است. همانطور که از این جدول مشاهده می‌شود در مدل اولیه برای هر سه حالت بارگذاری، در ناحیه IO to LS مفاصل پلاستیک تشکیل شده است. که تعداد این مفاصل برای مدل‌های بهسازی شده با میراگر (B/D=2 و B/D=Modified) کم شده است و بیشتر مفاصل در ناحیه B to IO قرار دارند.

در جدول (۵-۸) تعداد مفاصل تشکیل شده برای قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای سطوح عملکردی مختلف نشان داده شده است. در این مورد نیز در مدل اولیه برای هر سه حالت بارگذاری، در ناحیه IO to LS مفاصل پلاستیک تشکیل شده است. که تعداد این مفاصل برای مدل‌های بهسازی شده با میراگر (B/D=2 و B/D=Modified) نیز کم شده است و بیشتر مفاصل در ناحیه

B to IO قرار دارند.

جدول (۷-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۳ متری برای سطوح عملکردی مختلف

حالات مختلف مدلسازی	مفاصل پلاستیک (قاب ۱۱ طبقه - طول دهانه ۳ متر)								
	EX pattern			Uniform Pattern			Model Pattern		
	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP
مدل اولیه	41	20	0	14	22	0	40	24	0
B/D=2	47	11	0	28	11	0	44	15	0
B/D=Modified	45	15	0	24	12	0	46	14	0
X brace	35	30	0	55	2	0	34	33	0

جدول (۸-۵) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای سطوح عملکردی مختلف

حالات مختلف مدلسازی	مفاصل پلاستیک (قاب ۱۱ طبقه - طول دهانه ۵ متر)								
	EX pattern			Uniform Pattern			Model Pattern		
	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP
مدل اولیه	24	33	0	38	15	0	24	32	1
B/D=2	36	15	0	35	14	0	28	16	0
B/D=Modified	35	18	0	29	19	0	26	15	0
X brace	35	30	0	41	14	0	60	8	0

در جدول (۹-۵) تعداد مفاصل تشکیل شده برای قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۵ متری برای سطوح عملکردی مختلف نشان داده شده است. در این مورد نیز در مدل اولیه برای هر سه حالت بارگذاری، در ناحیه IO to LS مفاصل پلاستیک تشکیل شده است. که تعداد این مفاصل برای مدل-های بهسازی شده با میراگر (B/D=Modified و B/D=2) نیز کم شده است و بیشتر مفاصل در ناحیه B to IO قرار دارند.

جدول (۵-۹) تعداد مفاصل پلاستیک قاب ۱۱ طبقه با دهانه‌های ۷ متری برای سطوح عملکردی مختلف

حالات مختلف مدلسازی	مفاصل پلاستیک (قاب ۱۱ طبقه - طول دهانه ۷ متر)								
	EX pattern			Uniform Pattern			Model Pattern		
	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP
مدل اولیه	24	36	0	15	25	0	23	36	4
B/D=2	37	12	0	41	7	0	36	12	0
B/D=Modified	41	10	0	35	12	0	42	9	0
X brace	43	24	0	41	11	0	45	23	0

۵-۴-۴ - درصد تشکیل مفاصل پلاستیک

در جدول‌های (۵-۱۰) تا (۵-۱۲) از تعداد مفاصل تشکیل شده در حالت‌های مختلف بارگذاری متوسط گرفته شده و نحوه‌ی تشکیل مفاصل پلاستیک برای تعداد طبقات مختلف به صورت جداگانه بر حسب درصد بیان شده است. که در این جداول برای هرکدام از طبقات در دهانه‌های سه، پنج و هفت متری درصد تشکیل مفاصل در نواحی مختلف سطوح عملکردی نشان داده شده است. همانطور که از این جداول دیده می‌شود در حالت بهسازی شده با میراگر درصد تشکیل مفاصل در نواحی مختلف کاهش یافته است و بیشتر درصد تشکیل مفاصل پلاستیک در ناحیه B to IO قرار دارند و همچنین درصد تشکیل مفاصل پلاستیک در حالت‌های بهسازی شده با میراگر B/D=2 و B/D=Modified تقریباً با هم یکسان هستند. با توجه به این جدول‌ها برای تمام طبقات برای دهانه‌های ۳ متری قبل از بهسازی هیچ درصدی از مفاصل پلاستیک در ناحیه LS to CP تشکیل نشده‌اند ولی برای دهانه‌های ۵ و ۷ متری درصدی از مفاصل پلاستیک در ناحیه LS to CP تشکیل شده‌اند که پس از بهسازی با میراگر درصد تشکیل این مفاصل در این ناحیه به صفر رسیده است.

جدول (۵-۱۰) درصد تشکیل مفاصل پلاستیک برای دهانه‌های مختلف برای قاب ۵ طبقه

حالات مدلسازی	درصد تشکیل مفاصل پلاستیک برای قاب ۵ طبقه در حالات مختلف								
	دهانه ۳ متری			دهانه ۵ متری			دهانه ۷ متری		
	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP
مدل اولیه	34.4	65.6	0	23	64.4	12.6	25.3	38.5	36.3
B/D=2	98.4	1.6	0	74.1	25.9	0	71.8	28.2	0
B/D=Modified	100	0	0	85.2	14.8	0	77.5	22.8	0
X brace	64.7	35.3	0	96.6	3.4	0	75.4	24.6	0

جدول (۵-۱۱) درصد تشکیل مفاصل پلاستیک برای دهانه‌های مختلف برای قاب ۸ طبقه

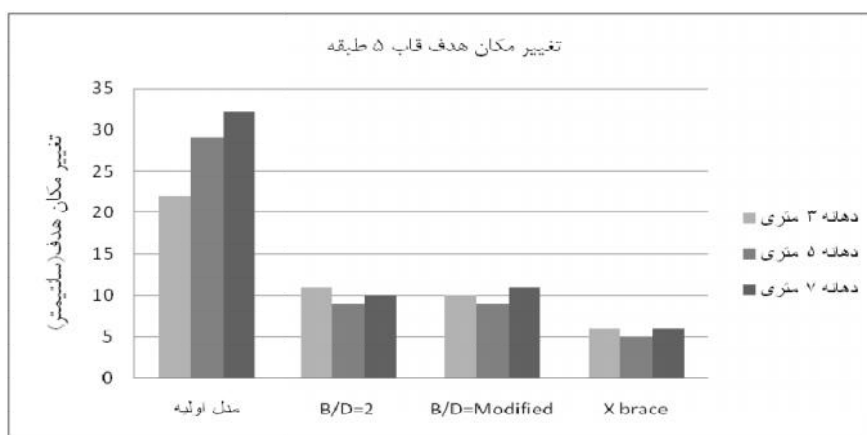
حالات مدلسازی	درصد تشکیل مفاصل پلاستیک برای قاب ۸ طبقه در حالات مختلف								
	دهانه ۳ متری			دهانه ۵ متری			دهانه ۷ متری		
	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP
مدل اولیه	60.2	39.8	0	43.7	44.4	11.9	57.5	34.6	7.9
B/D=2	79.6	20.4	0	70.5	29.5	0	71.6	28.4	0
B/D=Modified	78.8	21.2	0	78.6	21.4	0	66.3	33.7	0
X brace	77.6	22.4	0	69.7	30.3	0	78.3	21.7	0

جدول (۵-۱۲) درصد تشکیل مفاصل پلاستیک برای دهانه‌های مختلف برای قاب ۱۱ طبقه

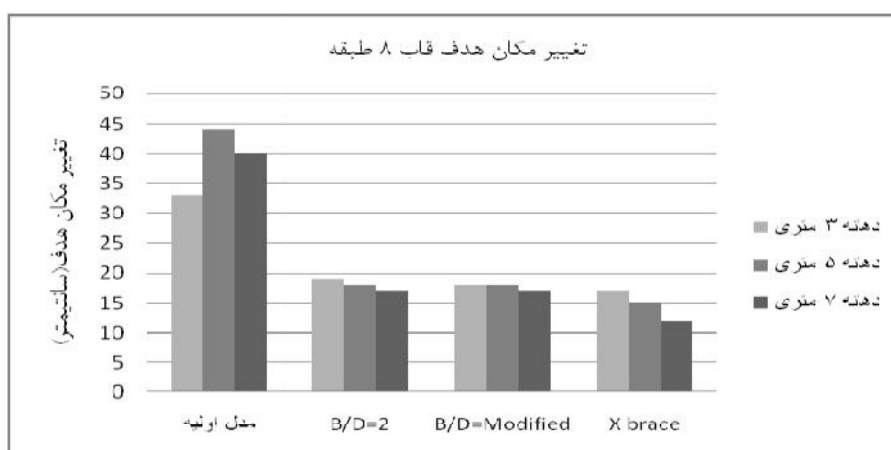
حالات مدلسازی	درصد تشکیل مفاصل پلاستیک برای قاب ۱۱ طبقه در حالات مختلف								
	دهانه ۳ متری			دهانه ۵ متری			دهانه ۷ متری		
	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	BtoIO	IOtoLS	LStoCP
مدل اولیه	59	41	0	51.5	47.9	0.6	38	59.5	2.5
B/D=2	76.3	23.7	0	68.8	31.3	0	78.6	21.4	0
B/D=Modified	73.7	26.3	0	63.4	36.6	0	79.2	20.8	0
X brace	65.6	34.4	0	72.3	27.7	0	69	31	0

۵-۵- مقایسه تغییر مکان‌های هدف

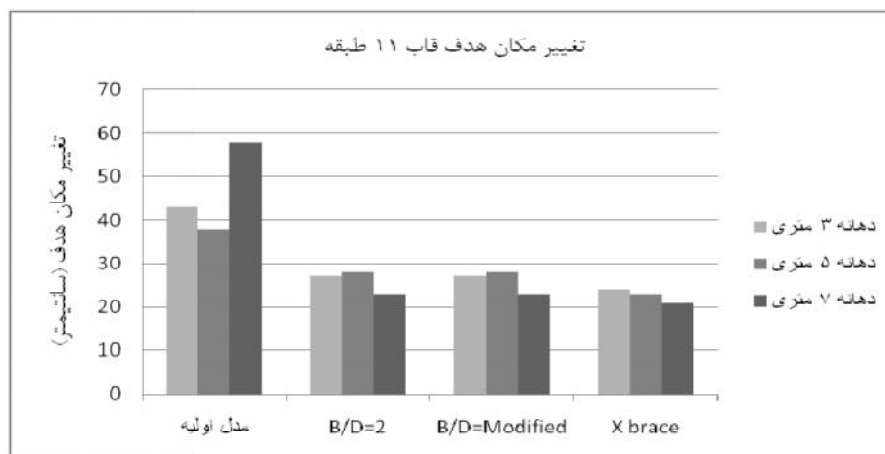
در شکل‌های (۵-۱۴) تا (۵-۱۶) نمودارهای مربوط به تغییر مکان هدف قاب‌های انتخابی نشان داده شده است. هریک از این نمودارها برای تعداد طبقات مشخص با طول دهانه‌های مختلف میزان تغییر مکان هدف را قبل و بعد از بهسازی نشان می‌دهند. همانطور که این نمودارها نشان می‌دهند تغییر مکان هدف پس از بهسازی با میراگر در هر دو حالت $B/D=2$ و $B/D=Modified$ نسبت به مدل اولیه (قبل از بهسازی) کاهش یافته است. این موضوع نشان دهنده‌ی آن است که میراگرها توانسته‌اند تغییر مکان‌ها را به میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش دهند و در بهبود رفتار سازه موثر باشند.



شکل (۵-۱۴) نمودار مربوط به تغییر مکان هدف قاب‌های ۵ طبقه



شکل (۵-۱۵) نمودار مربوط به تغییر مکان هدف قاب‌های ۸ طبقه

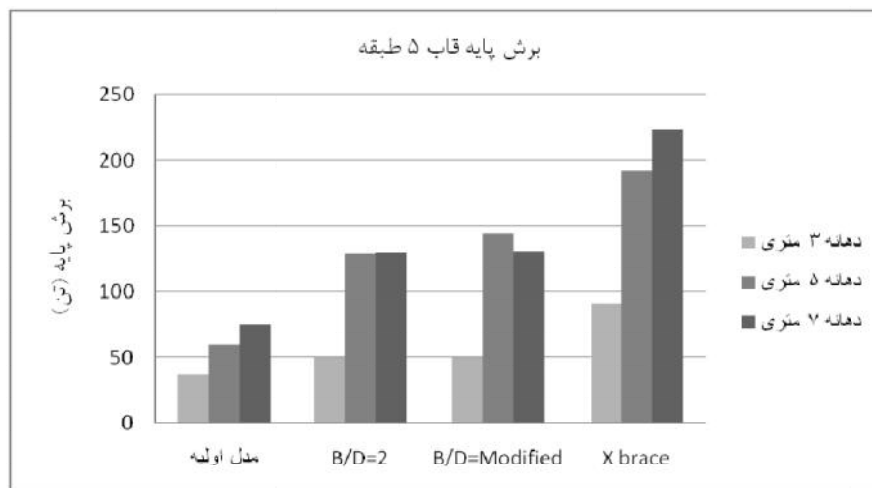


شکل (۵-۱۶) نمودار مربوط به تغییر مکان هدف قاب‌های ۸ طبقه

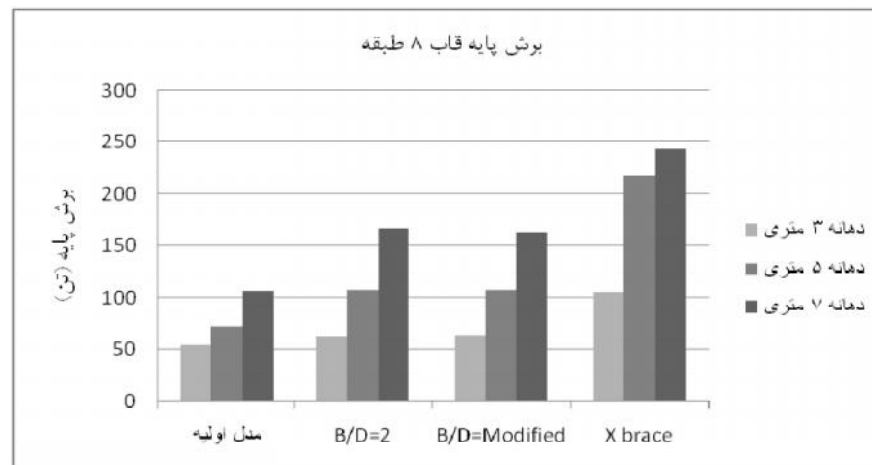
۵-۶- مقایسه برش پایه

در شکل‌های (۵-۱۷) تا (۵-۱۹) نمودارهای مربوط به برش پایه قاب‌های انتخابی نشان داده شده است. هریک از این نمودارها برای تعداد طبقات مشخص با طول دهانه‌های مختلف میزان برش پایه را قبل و بعد از بهسازی با میراگر و مهاربند ضربدری نشان می‌دهند. همانطور که این نمودارها نشان می‌دهند، برش پایه در حالت‌های بهسازی شده با میراگر و مهاربند ضربدری نسبت به مدل اولیه افزایش یافته است. ولی در حالت بهسازی شده با مهاربند ضربدری میزان افزایش برش پایه بسیار زیاد می‌باشد و در تمامی مدل‌ها این میزان افزایش برش پایه تقریباً دو برابر حالت بهسازی شده با میراگر است.

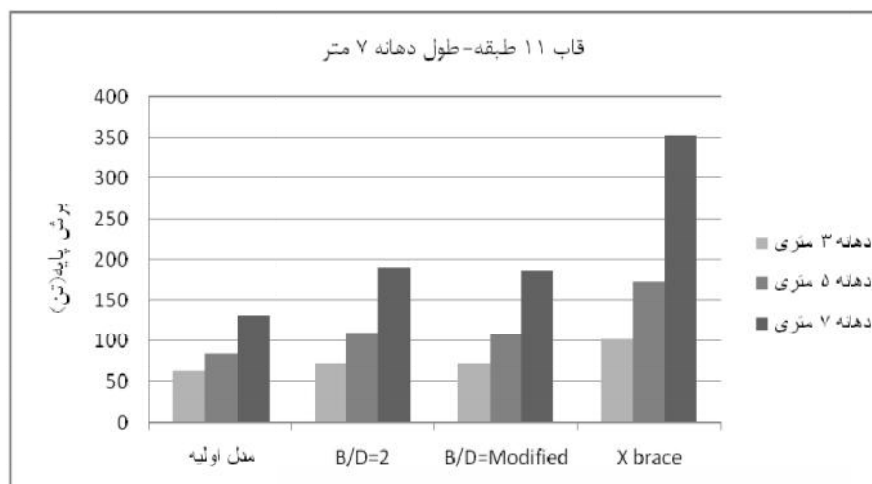
در تمامی مدل‌ها میزان برش پایه برای هر دو حالت $B/D=2$ و $B/D=Modified$ بهسازی شده با میراگر یکسان است و می‌توان نتیجه گرفت که تغییر در نسبت سختی میراگرها تاثیری بر میزان برش پایه مدل‌ها ندارد.



شکل (۵-۱۷) نمودار مربوط به برش پایه قاب‌های ۵ طبقه



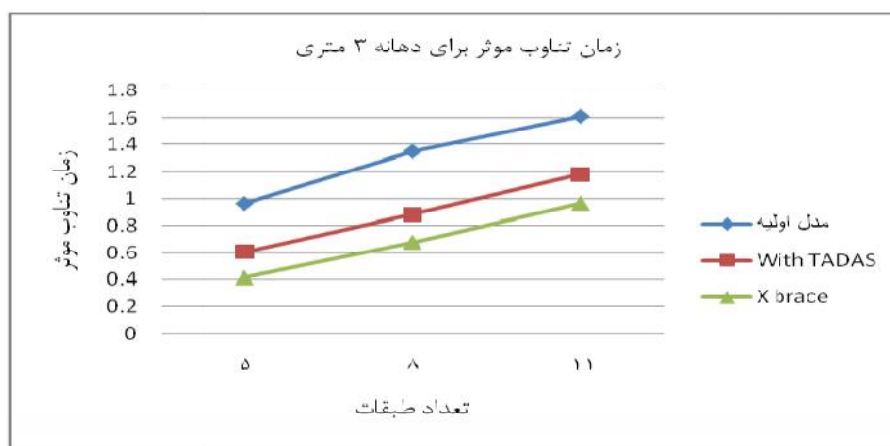
شکل (۵-۱۸) نمودار مربوط به برش پایه قاب‌های ۸ طبقه



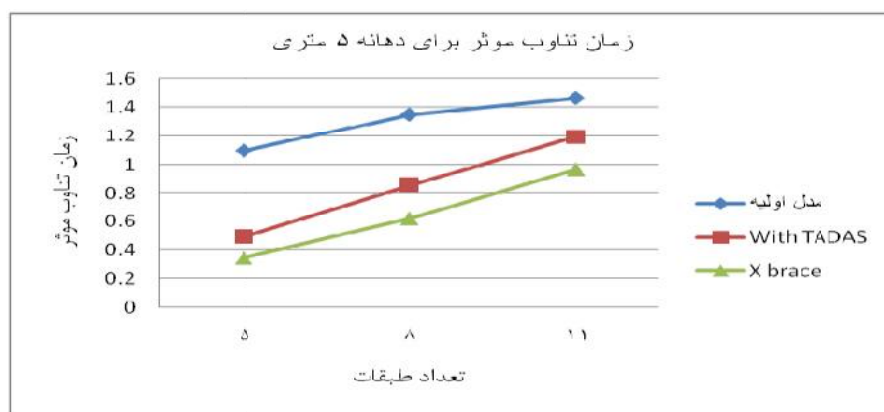
شکل (۵-۱۹) نمودار مربوط به برش پایه قاب‌های ۱۱ طبقه

۵-۷- زمان تناوب موثر (T_e)

در شکل‌های (۵-۲۰) تا (۵-۲۲) زمان تناوب موثر (T_e) مدل‌های انتخابی نشان داده شده است. هریک از نمودارها برای دهانه‌های سه، پنج و هفت متری به صورت جداگانه، و در هریک از نمودارها برای حالت‌های قبل و بعد بهسازی با میراگر TADAS و مهاربند ضربدری بر اساس تعداد طبقات، زمان تناوب موثر نشان داده شده است. با توجه به نمودارها با افزایش طبقات زمان تناوب موثر برای تمام حالات افزایش یافته است. در هر دو حالت بهسازی شده با میراگر TADAS و مهاربند ضربدری کاهش زمان تناوب باعث کاهش تغییرمکان هدف و بهبود عملکرد ساختمان می‌شود. در حالت بهسازی شده با مهاربند ضربدری میزان کاهش زمان تناوب نسبت به حالت بهسازی شده با میراگر TADAS بیشتر است. با توجه به نمودارها می‌توان گفت که کاهش زمان تناوب برای تمام دهانه‌های انتخابی تقریباً یکسان است.



شکل (۵-۲۰) مقایسه زمان تناوب قاب‌های انتخابی برای حالات مختلف مدلسازی با دهانه‌های ۳ متری



شکل (۵-۲۱) مقایسه زمان تناوب قاب‌های انتخابی برای حالات مختلف مدلسازی با دهانه‌های ۵ متری



شکل (۵-۲۲) مقایسه زمان تناوب قاب‌های انتخابی برای حالات مختلف مدلسازی با دهانه‌های ۷ متری

۵-۸- سختی موثر (K_e)

در شکل‌های (۵-۲۳) تا (۵-۲۵) سختی موثر (K_e) مدل‌های انتخابی نشان داده شده است. هریک از نمودارها برای دهانه‌های سه، پنج و هفت متری به صورت جداگانه، و در هریک از نمودارها برای حالت‌های قبل و بعد بهسازی با میراگر TADAS و مهاربند ضربدری بر اساس تعداد طبقات، سختی موثر نشان داده شده است. با توجه به این نمودارها با افزایش تعداد طبقات سختی موثر برای تمام مدل‌ها کاهش یافته است. برای قاب ۵ طبقه در حالتی که با مهاربند ضربدری بهسازی شده است میزان افزایش سختی موثر بسیار زیاد است (تقریباً بیش از دو برابر حالت بهسازی شده با میراگر TADAS). برای قاب ۸ و ۱۱ طبقه میزان افزایش سختی (K_e) به مانند قاب ۵ طبقه زیاد نیست. برای حالتی که با میراگر بهسازی شده است افزایش سختی تقریباً نصف حالت بهسازی شده با مهاربند

ضربداری است که نشان می‌دهد بخشی از انرژی ورودی توسط میراگرها جذب شده است.



شکل (۵-۲۳) مقایسه سختی موثر قاب‌های انتخابی برای حالات مختلف مدلسازی با دهانه‌های ۳ متری



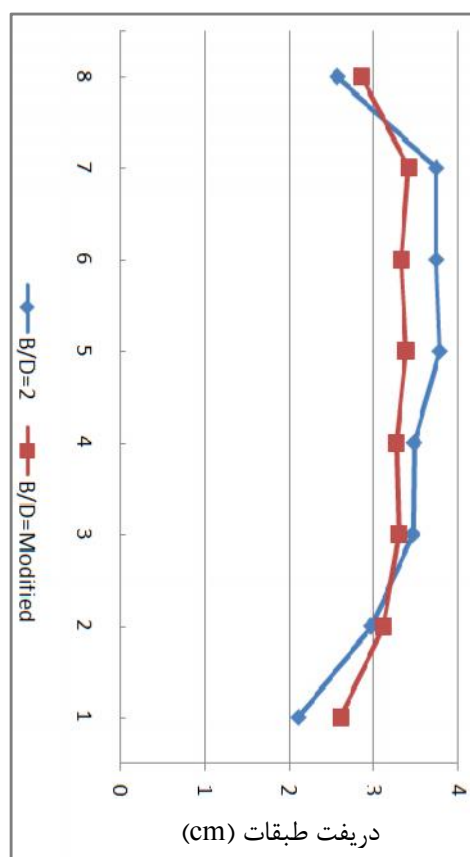
شکل (۵-۲۴) مقایسه سختی موثر قاب‌های انتخابی برای حالات مختلف مدلسازی با دهانه‌های ۵ متری



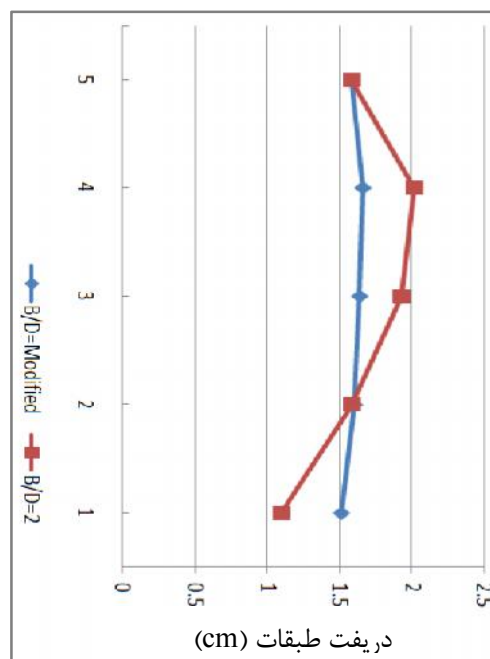
شکل (۵-۲۴) مقایسه سختی موثر قاب‌های انتخابی برای حالات مختلف مدلسازی با دهانه‌های ۷ متری

۵-۹- دریفت طبقات

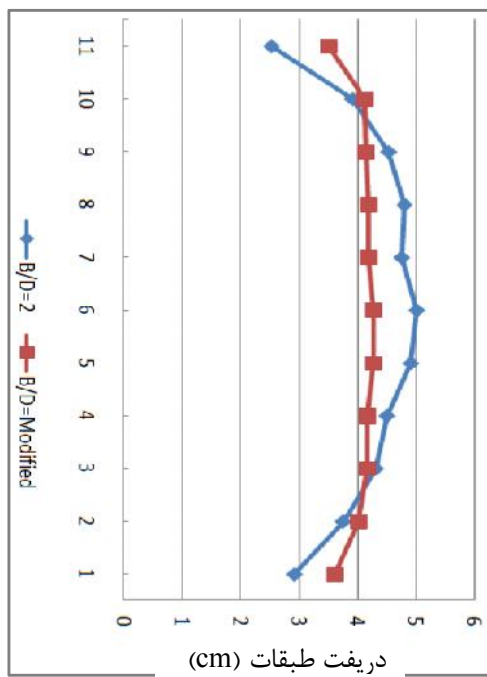
در شکل‌های (۵-۲۵) تا (۵-۲۷) نمودارهای مربوط به دریفت طبقات برای هر دو حالت بهسازی شده با میراگر با نسبت‌های $B/D=2$ و $B/D=Modified$ برای طبقات مختلف نشان داده شده است. این نمودارها نشان می‌دهند که الگوریتم پیشنهادی در یکسان کردن جابجایی نسبی طبقات تقریباً موثر بوده است و برای تمام طبقات در حالت بهسازی شده با نسبت سختی اصلاح شده المان میراگر ($B/D=Modified$) دریفت طبقات تقریباً یکسان شده است. همچنین با توجه به این نمودارها می‌توان نتیجه گرفت که به غیر از طبقات ابتدایی و انتهایی، برای سایر طبقات میانی دریفت‌ها تقریباً یکسان شده‌اند. علاوه بر این‌ها نمودارها نشان می‌دهند که دریفت طبقات پس از بهسازی با نسبت $B/D=Modified$ کاهش یافته است.



شکل (۵-۲۶) دریفت طبقات برای قاب ۸ طبقه



شکل (۵-۲۵) دریفت طبقات برای قاب ۵ طبقه



شکل (۵-۲۵) دریفت طبقات برای قاب ۱۱ طبقه

فصل ششم

نتیجه گیری

و

پیشنهادهات

۶-۱- نتیجه گیری

در این تحقیق قاب‌های خمشی بتنی با تعداد طبقات ۵، ۸، ۱۱ و برای هر کدام از این طبقات دهانه-های ۳، ۵، ۷ متری جهت بهسازی با میراگر TADAS انتخاب شدند. با استفاده از تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت نسبت B/D المان مراگر (سختی مهاربند به سختی میراگر) جهت یکنواخت کردن دررفت طبقات اصلاح شد. همچنین تمام مدل‌های انتخابی جهت مقایسه، با مهاربند ضربدري نیز بهسازی شدند و تمام مدل‌ها به کمک نرم افزار SAP تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی قرار گرفتند و در نهایت نتایج زیر حاصل شدند:

۱- پس از اصلاح سختی المان TADAS جابجایی نسبی طبقات (دررفت) یکنواخت‌تر شده است و همچنین پس از اصلاح سختی المان TADAS دررفت طبقات نسبت به حالت قبل از اصلاح سختی المان TADAS تقریباً تا ۱۰ درصد کاهش یافته است و این نشان می‌دهد که با اصلاح سختی المان TADAS می‌توان دررفت را در طبقات سازه کنترل کرد و در هنگام وقوع زلزله از سازه انتظار داشت که عملکرد بهتری از خود نشان دهد.

۲- برش پایه در هر دو حالت بهسازی شده با میراگر TADAS و مهاربند ضربدري نسبت به حالت قبل از بهسازی افزایش می‌یابد ولی این میزان افزایش برش پایه در حالت بهسازی شده با میراگر TADAS تقریباً ۴۰ درصد حالت قبل از بهسازی است و برای حالت بهسازی شده با مهاربند ضربدري این میزان افزایش برش پایه تقریباً ۱۵۰ درصد حالت قبل از بهسازی است. که این نسبت افزایش برش پایه در حالت بهسازی شده با مهاربند ضربدري نسبت به حالت بهسازی شده با میراگر TADAS تقریباً ۸۰ درصد است. با توجه به این نکات می‌توان نتیجه گرفت که برای بهسازی قاب-های بتنی اگر فقط از مهاربند ضربدري استفاده کنیم با افزایش شدید برش پایه مواجه هستیم که ممکن است پی سازه موجود پس از بهسازی برای ظرفیت جدید ناشی از بهسازی جوابگو نباشد.

۳- میزان کاهش تغییر مکان هدف در حالت بهسازی شده با میراگر TADAS تقریباً ۵۲ درصد حالت قبل از بهسازی، و برای حالت بهسازی شده با مهاربند ضربدری ۶۳ درصد حالت قبل از بهسازی است که می‌توان گفت قاب‌های مجهز به میراگرهای TADAS با تغییر مکان‌های بیشتری نسبت به حالت بهسازی شده با مهاربند ضربدری توانسته‌اند وضعیت سازه را بهبود بخشند و با توجه به این که تغییر مکان‌ها در حالت بهسازی شده با میراگر TADAS بیشتر هستند می‌توان نتیجه گرفت که سازه در حالت بهسازی شده با میراگرهای TADAS شکل‌پذیرتر شده است و توان اتلاف انرژی بیشتری را دارد.

۴- در حالت‌هایی که قاب‌ها با میراگرهای TADAS با نسبت‌های $B/D=2$ و $B/D=Modified$ بهسازی شدند، در هر دو حالت نسبت به مدل اولیه منحنی‌های پوش آور در راستای محور قائم به سمت بالا کشیده شده است و این نشان می‌دهد که قاب‌های مقاوم شده با میراگر TADAS به خوبی توانسته‌اند ظرفیت سازه را افزایش دهند.

۵- در حالات قبل و بعد از یکنواخت سازی نسبت B/D المان TADAS، مشاهده شد که منحنی‌های پوش آور تقریباً بر هم منطبق هستند و می‌توان نتیجه گرفت که اصلاح سختی المان TADAS تاثیری بر منحنی پوش آور و افزایش ظرفیت سازه نسبت به حالت $B/D=2$ ندارد.

۶- پس از بهسازی قاب‌ها با میراگرهای TADAS نسبت تنش‌ها در المان‌های اصلی سازه برای طبقات میانی کاهش چشمگیری داشته است ولی برای طبقات پایینی (طبقات اول و دوم) این کاهش تنش چندان قابل ملاحظه نیست و از آنجایی که عمدتاً در قاب‌های خمشی در طبقات میانی با مشکل دریافت مواجه هستیم میراگرهای TADAS به خوبی توانسته‌اند هم مشکل سختی را جبران کنند و هم اینکه از نظر مقاومتی وضعیت المان‌های سازه را بهبود بخشند و می‌توان نتیجه گرفت که میراگرهای TADAS به خوبی توانسته‌اند برش ایجاد شده در طبقات مختلف تحت اثر نیروهای جانبی را جذب کنند و باعث کاهش نیروهای وارد بر اعضا اصلی سازه شوند.

۷- از آنجایی که بیشتر هدف این پایان نامه کنترل دریافت قاب‌های خمشی بتنی با استفاده از میراگرهای TADAS بود ولی با توجه به نسبت تنش قاب‌های انتخابی، قبل و بعد از بهسازی می‌توان گفت که میراگرهای TADAS علاوه بر بهبود سختی توانسته‌اند مقاومت اعضای سازه را نیز بهبود بخشند و می‌توان نتیجه گرفت که از میراگرهای TADAS علاوه بر بهبود سختی در سازه‌هایی که از نظر مقاومتی نیز مشکل دارند جهت بهبود وضعیت آنها استفاده کرد.

۸- از آنجایی که نسبت تنش‌ها پس از بهسازی با میراگرهای TADAS در هر دو حالت $B/D=2$ و $B/D=Modified$ تفاوت چندانی با یکدیگر ندارند ولی از آنجایی که این اصلاح سختی باعث یکنواخت‌تر شدن دریافت طبقات می‌شود، می‌توان نتیجه گرفت که اصلاح سختی المان میراگر TADAS تاثیری بر مقاومت اعضای اصلی سازه ندارد ولی از نظر سختی توانسته است به خوبی وضعیت سازه را بهبود بخشد.

۹- با مقایسه قاب‌های بهسازی شده با میراگرهای TADAS و مهاربند ضربدری، با توجه به منحنی‌های پوش‌آور در حالت بهسازی شده با مهاربند ضربدری ظرفیت سازه به شدت افزایش می‌یابد که این افزایش ظرفیت با افزایش زیاد برش پایه برای حالت بهسازی شده با مهاربند ضربدری همراه است که مشکلاتی را جهت بهسازی در تراز پی ساختمان بوجود می‌آورد.

۱۰- با توجه به درصد تشکیل مفاصل پلاستیک در نواحی مختلف مشاهده شد که پس از بهسازی قاب‌ها با میراگر TADAS از میزان تشکیل مفاصل در نواحی غیرخطی کاهش یافته است و تقریباً بیش از ۷۰ درصد مفاصل پلاستیک در ناحیه $B to IO$ قرار دارند که می‌توان نتیجه گرفت پس از بهسازی با میراگر TADAS عملکرد سازه بهبود می‌یابد. همچنین در قاب‌های بهسازی شده با میراگر TADAS مفاصل بحرانی در مهاربندها بوجود می‌آیند که با توجه به آن می‌توان گفت اعضای اصلی سازه کمتر وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند.

۶-۲- پیشنهادات

- ۱- در این تحقیق نسبت B/D میراگر فلزی TADAS برای یکنواخت سازی دریافت طبقات اصلاح شد، لذا پیشنهاد می‌گردد که سایر پارامترهای میراگر TADAS مثل نسبت SR نیز بررسی شود.
- ۲- علاوه بر میراگر فلزی TADAS از سایر میراگرها نیز جهت کنترل سازه استفاده شود.
- ۳- به بررسی اندرکنش پی و سازه پس از بهسازی با میراگرها پرداخته شود.
- ۴- پیشنهاد می‌گردد که بر روی ضریب رفتار قاب‌های بتنی مقاوم شده با میراگر تحقیق شود.

منابع و مراجع

- [۱] معصومی، ع.، تسنیمی، ع.، (۱۳۸۵) "بررسی ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح" مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه شماره ۴۳۶.
- [2] Naeim, F. and Kelly, J.M., (1999) *"Design of Seismic Isolated Structures, From Theory to Practice"*, John Wiley.
- [3] Costantinou, M.C. and Soong, T.T., (1994) *"Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering"*, Springer, New York.
- [۴] سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، (۱۳۸۵) "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"، نشریه شماره ۳۶۰.
- [۵] سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، (۱۳۸۸) "تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"، نشریه شماره ۳۶۱.
- [۶] تفکری، ا.، تهرانی زاده، م. و بنزاده، م.، (۱۳۸۹)، پایان نامه کارشناسی ارشد "طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی با بکارگیری میراگرها بر اساس عملکرد" دانشگاه صنعتی امیرکبیر.
- [7] Xia, C. and D.Hanson, C., (1992) *"Influence of ADAS element parameters on building seismic response"* journal of structure engineering, Vol. 118, Paper No. 1762.
- [۸] مظفری، ع.، فلاح، ن. و پورزینلی، س.، (۱۳۸۶) "بررسی عملکرد جداسازهای لغزشی مجهز به سیستم بازگرداننده در رفتار لرزه‌ای سازه‌های نامنظم تحت پیچش" پنجمین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران.

[۹] برآبادی، م. و کیهانی، ع.، (۱۳۸۹) "**بررسی تاثیر جداسازهای لرزه‌ای فعال بر روی سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک و دور**"، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه مشهد.

[۱۰] زهرائی، م. و راد، ب.، (۱۳۸۴) "**مطالعه تحلیلی کاربرد میراگر TADAS در طراحی و بهسازی ساختمان‌های بتن آرمه**" دومین کنفرانس بین‌المللی بتن و توسعه، تهران، ایران.

[11] Datta, T.K., (2003) "***A State-of-the-Art Review on Active Control of Structures***", 22nd ISET Annual Lecture, Vol. 40, Paper No. 430.

[12] Nakashima, M., Saburi. and Tsuji., (1996) "***Energy input and dissipation behavior of structures with hysteretic dampers***" journal of earthquake engineering and structural dynamics, Vol.25, p. 483-496.

[13] S.Tezcan, S. and Uluca, O., (2003) "***Reduction of earthquake response of plane frame Buildings by viscoelastic dampers***" engineering structures, p. 1755-1761.

[۱۴] بهفرنیا، ک. و گودرزی، ع.، (۱۳۸۶) "**بررسی قابهای بتنی مقاوم سازی شده با مهاربندهای فولادی و المانهای ADAS با استفاده از روش طیف ظرفیت**"، پنجمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، پژوهشگاه زلزله، تهران.

[۱۵] اشتري، پ. و بنده زاده، م.، (۱۳۸۸) "**محاسبه ضریب رفتار سیستم باربر جانبی نوین تیر-ستون صلیبی**"، هشتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه شیراز.

[16] Miyamoto, H.K. and E.Scholl, R., (1996) "***Seismic rehabilitation of a non-ductile soft story concrete structure using viscous dampers***" eleventh world conference on earthquake engineering, paper No.315.

[17] FEMA-356., **"Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings"**, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., November 2000.

[18] ATC40., (1996) **"Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings"**, Applied Technology Council.

[19] Hamburger, R.O., **"Defining Performance objectives"**, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Code, p. 33-43.

[20] Krawinkler, H., (1997) **"Advancing Performance Based Earthquake Engineering"**, National Information Service for Earthquake Engineering.

[۲۱] تقی نژاد، ر.، (۱۳۸۹) **"طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس سطح عملکرد با استفاده از تحلیل پوش آور"** انتشارات نشر کتاب دانشگاهی، تهران.

[22] FEMA 274 **"NEHRP commentary on the guidelines for the Seismic Rehabilitation of the Building"** Federal Emergency Management Agency. October 1997.

[23] SEAOC., Vision 2000, (1995) **"Performance based seismic engineering of buildings"**, Structural Engineers Association of California, Sacramento.

[۲۴] سلاجقه، ج. و عطار مقدس، م.، (۱۳۸۹) **"ارزیابی تحلیل استاتیکی غیرخطی درمقاوم سازی لرزه‌ای سازه‌های موجود"**، کنفرانس بین المللی سبک سازی و زلزله.

[25] FEMA 273, **"NEHRP Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings"** Federal Emergency Management Agency. October 1997.

[26] Tso, W.K. and Moghadam, H., (1998) **"Pushover Procedure for Seismic analysis of buildings"** Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 1(3), p.337-344.

[27] Tsai, K.C., Chen, H.W., Hong, C.P. and Su, Y.F., (1993) "*design of steel triangular energy absorbers for seismic-resistant construction*" j. earthquake Spectra, Vol.9, No.3.

[28] Tsai, K.C., Li, J.W., Chen, H.W., Hong, C.P. and Su, Y.F., (1993) "*welded steel triangular plate device for seismic energy dissipation*" Seminar on seismic isolation, passive energy dissipation and active control, Applied Technology Council, ATC-17-1, p.687-698.

[29] Chandra, R., Masand, M., Naudi, S.K., Tripathi, C.P. and Pall, A., (2000) "*Friction Damper for Seismic Control of La Gardenia towers South City, Gurgaon, India*" 12 WCEE.

[30] H.Mulla, I., "*Parameters Influencing the Behavior of a New Friction Damper Device*" Technical University of Denmark, 2800 Lyngby, Denmark.

[31] Mofid, M. and Tajammolian, H., (2008) "*A Parametric Study on Seismic Behavior of One-Story Steel Frames Using Yielding Elements*", 14th WCEE, China.

[۳۲] ناطقی الهی، ف.، (۱۳۷۸) "*میراگرهای انرژی در مقاوم سازی لرزه ای ساختمانها*" چاپ اول، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران.

[۳۳] زهرائی، م. و حیدرزاده، م.، (۱۳۸۳) "*بررسی تحلیلی کاربرد میراگرهای مایع تنظیم شده برای کاهش ارتعاشات لرزه ای سازه ها*" اولین کنگره ملی مهندسی عمران، تهران، دانشگاه صنعتی شریف.

[۳۴] طلوع، ص.، بیدگلی، ک. و احمدیان، ح.، (۱۳۸۷) "*کاهش ارتعاش ساختمان های مجاور با نصب میراگرهای واسط*" همایش ملی مقاوم سازی ایران.

[۳۵] مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم، (۱۳۸۵) "بارهای وارد بر ساختمان"، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، تهران، نشر توسعه ایران.

[۳۶] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، (۱۳۸۴) "استاندارد ۲۸۰۰ ایران"، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

[37] Sajjadi, M. and Keyhani, A., (2008) "*Behavior and Performance of Structures Equipped With ADAS & TADAS Dampers*", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

[38] Whittaker, A.S., Bertero, V.V., Alonso L.J. and Thompson, C.L., (1989) "*Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements*" Technical Report UCB/EERC-89/02, University of California, Berkeley.

[39] Hassanieh, A.H., Zarfam, P. and Mofid, M., (2012) "*Assessment of Seismic Behavior of 3D Asymmetric Steel Buildings Retrofitted with TADAS Device Based on Incremental Dynamic Analysis(IDA)*" 15WCEE.

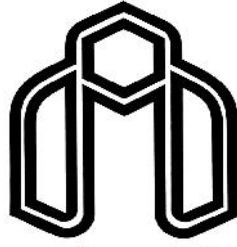
[40] Bagheri, S., Hadidi, A. and Alilou, A., (2012) "*Heightwise Distribution of Stiffness Ratio for Optimum Seismic Design of Steel Frames with Metallic-Yielding Dampers*" Procedia Engineering, p. 2891–2898

[۴۱] واثقی امیری، ج.، جعفریان امیری، ج. و اسماعیل نیا امیری، م.، (۱۳۸۹) "توزیع بهینه مقاومت در قاب فولادی با بادبندهای واگرا با استفاده از تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت" پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران.

Abstract

In recent years, many concrete buildings with moment frames build and are now also being built and due to various circumstances, these buildings may need seismic rehabilitation in your use. One option for improving the use of supplemental dampers those Metallic dampers can be mention among them. Performance of reinforced concrete frame with TADAS dampers was investigated in this thesis. For these purpose concrete frames with 5, 8 and 11 stories is used. Concrete frames designed according to 2800 code, then retrofitting with TADAS dampers and then evaluated the performance level. One of important parameter for using TADAS dampers is ratio of brace stiffness to TADAS stiffness (B/D). In previous research this ratio is constant and equal 2. In this thesis by using uniform distribution theory, B/D ratio in all stories was modified and results were compared with the pre- reform of B/D ratio. Also X braces are used for retrofitting of concrete frames and result compared in retrofitting mode with TADAS dampers. The result shows that the modify B/D ratio led to a more uniform inter story drift of the middle stories. When use X braces retrofitting, base shear increase more than retrofitting with TADAS damper and performance level become better when use TADAS damper.

Keywords: Seismic Retrofitting, TADAS Damper, Concrete Frame, Performance Level, B/D Ratio



Shahrood University of Technology

Department of Civil Engineering

A Thesis Submitted for the Degree of Master Science

In Structural Engineering

Performance based retrofit of concrete moment
frames by using dampers

Esmaeil Nazarkhani

Supervisors :

Dr. Ali Keyhani

Dr. Seyyed Mehdi tavakkoli

February 2014