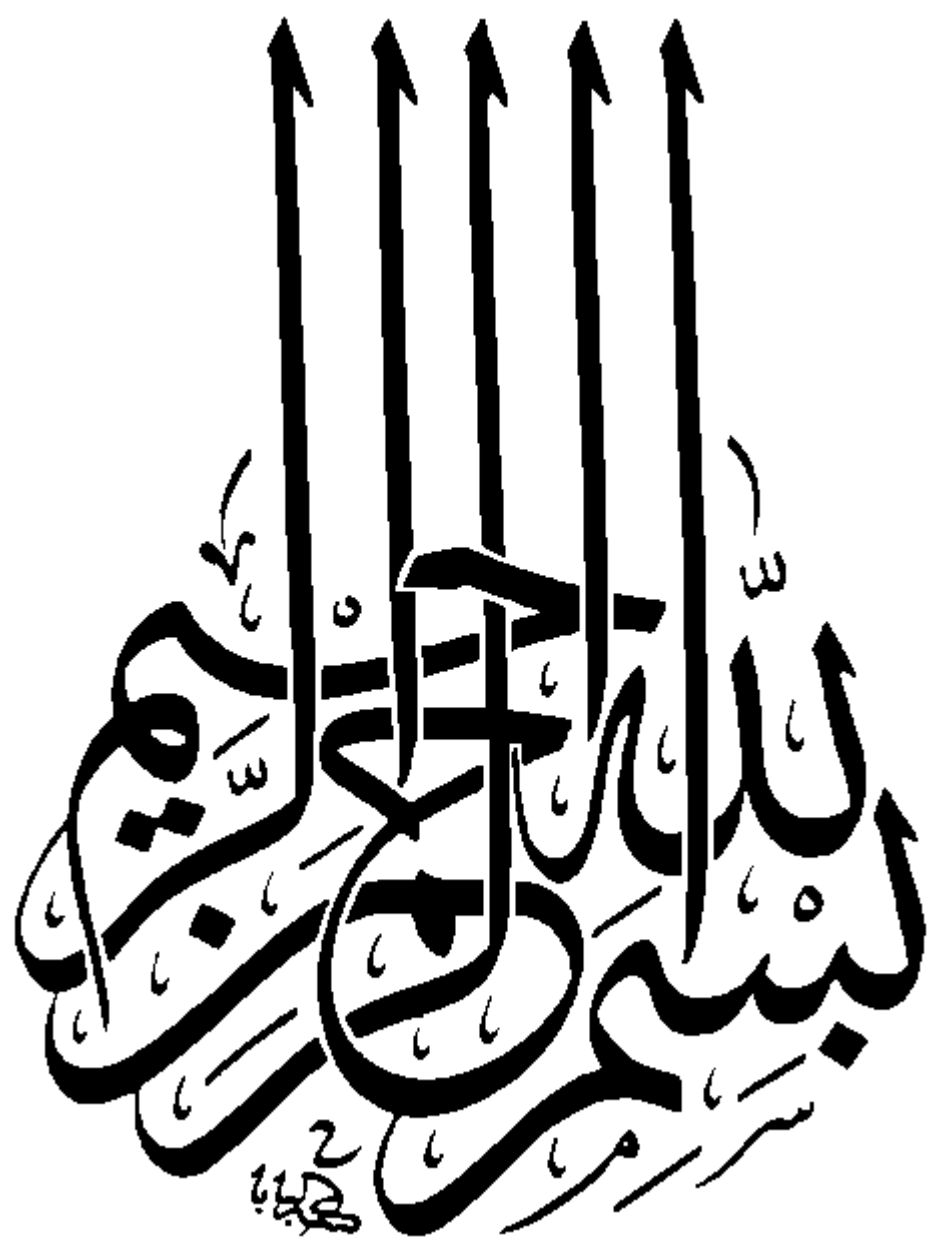






دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

پایان نامه کارشناسی ارشد عمران - سازه

بررسی رفتار ساختمانهای مقاوم شده با میراگر فلزی TADAS

مهدی عسکری تورزنی

استاد راهنما :

دکتر علی کیهانی

تیر ۱۳۹۰



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده: عمران و معماری

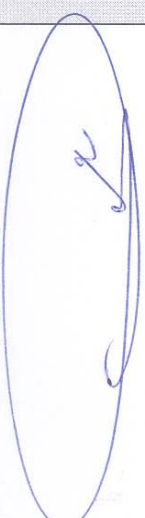
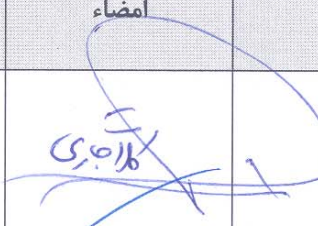
گروه: عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای مهدی عسکری تورزنی

تحت عنوان: بررسی رفتار ساختمانهای مقاوم شده با میراگر فلزی TADAS

در تاریخ ۱۳۹۰/۴/۱۵ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه عالی مورد

پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور:	امضاء	اساتید راهنما:
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی : دکتر علی کیهانی
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :
امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور:
	نام و نام خانوادگی : دکتر سید فضل ا... ساغروانی		نام و نام خانوادگی : دکتر وحیدرضا کلات جاری
			نام و نام خانوادگی : دکتر فرشید علایی

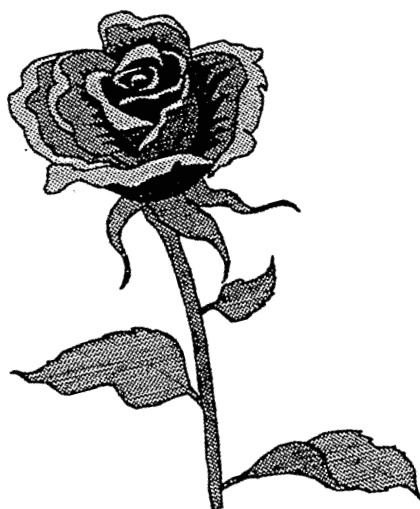
تقدیم به

پدر عزیز

و

مادر برتر از جانم

که در سایه دعای خیرشان از الطاف الهی بهره‌مند شده‌ام.



تقدیر و تشکر

اینک که به لطف پرودگار، توفیقی دست داد تا موفق به برداشتن گام مهمی در زندگی بشوم، وظیفه خود می‌بینم که از اساتید و سرورانی که مرا در این راه یاری نموده‌اند، قدردانی کنم. به ویژه از استاد بزرگوارم جناب آقای دکتر علی کیهانی که همواره از مساعدت‌های پدرانه ایشان برخوردار بوده‌ام، صمیمانه تشکر می‌کنم و البته بدون کمک‌های ایشان، قطعاً قادر به طی این مسیر نبودم، همچنین از رهنمودهای ارزشمندشان که همواره برایم مفید و راهگشا بوده است، سپاسگذاری می‌نمایم.

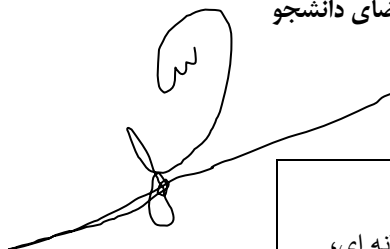
تعهد نامه

اینجانب **مهدی عسکری تورزنی** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته **عمران - سازه** دانشکده **عمران و معماری** دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه **بررسی رفتار ساختمانهای مقاوم شده با میراگر فلزی TADAS** تحت راهنمایی **دکتر علی کیهانی** متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه / رساله توسط اینجانب انجام شده 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 / رساله تا کنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرکی 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 افراد که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه / رساله تاثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه / رساله رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله ، 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 / رساله ، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل راز داری ، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است.

تاریخ: ۱۳۹۰/۴/۱۵

امضای دانشجو



مالکیت نتایج و حق و نشر

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

چکیده

یکی از روشهای نوین بهسازی لرزه ای سازه ها، استفاده از میراگرهای فلزی می باشد که به علت مزایای زیاد خود نسبت به سایر تجهیزات جاذب انرژی، برای مقاوم سازی قابهای فولادی و بتنی مناسب می باشند. به همین جهت در این تحقیق عملکرد قابهای مجهز به میراگر فلزی ورق مثلثی (TADAS) که روی بادبند هشتی درون دهانه قابها نصب می شوند و نیز پاسخ سازه به نیروی زلزله، در حالت قبل و بعد از مقاوم کردن آن با این نوع میراگر، مورد بررسی قرار می گیرند. به این منظور سه قاب خمشی فولادی با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ و پلانی با تعداد دهانه های ۳ و ۵ در دو جهت انتخاب شدند. همچنین جهت افزایش دقت در تحلیل استاتیکی غیرخطی و رسم منحنی ظرفیت سازه و تعیین تغییر مکان هدف و نقطه عملکرد قابهای سه بعدی مورد مطالعه، از برنامه SAP2000 استفاده شد. در ادامه نیز پارامترهای موثر بر ضریب رفتار (R) و عملکرد لرزه ای سازه تعیین شدند. مقایسه مقادیر بدست آمده، نشان از کاهش تغییر مکان بام و نیروهای جانبی وارده بر طبقات ساختمان و افزایش ضریب رفتار، سختی، میرایی، مقاومت و بالا رفتن توانایی سازه مقاوم شده در استهلاک انرژی ورودی به سازه دارد و نیز کاربرد این میراگر سبب رساندن سطح عملکرد سازه به سطح ایمنی جانی (LS) می گردد. نتایج بدست آمده ثابت می کند که استفاده از این روش کارآمد جهت بهسازی ساختمان ها، سبب کاهش پاسخ لرزه ای و افزایش شکل پذیری و انرژی پذیری سازه شده و میزان آسیب پذیری ساختمان ها را در برابر زلزله کاهش می دهد و از تلفات و خسارات مالی و جانی به مقدار زیادی جلوگیری می کند. همچنین استفاده از این سیستم مقاوم سازی با وجود مزیت هایش، توجیه اقتصادی دارد و هزینه های اضافی مربوط به خرید و نصب تجهیزات این نوع میراگر فلزی پوشش داده می شود.

کلمات کلیدی: قاب فولادی، میراگر فلزی، مقاوم سازی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، عملکرد لرزه ای، ضریب رفتار سازه.

مقالات مستخرج از پایان نامه :

۱- بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه مجهز به میراگر فلزی جاری شونده

پذیرفته شده در : اولین کنفرانس ملی مدیریت بحران - ۳۰ خرداد ۱۳۹۰ - وزارت کشور

۲- محاسبه ضریب رفتار قاب فولادی مقاوم شده با میراگر فلزی ورق مثلثی

پذیرفته شده در : کنفرانس ملی زلزله و آسیب‌پذیری اماکن و شریان‌های حیاتی - خرداد ۹۰ - تهران

فهرست مطالب

صفحه

عنوان

فصل اول - مقدمه و کلیات

۱ - ۱ - مقدمه	۱
۱ - ۲ - مقاوم سازی لرزه‌ای سازه ها	۳
۱ - ۲ - ۱ - اهداف بهسازی لرزه‌ای ساختمان	۴
۱ - ۳ - مقایسه سیستم‌های باربر جانبی	۵
۱ - ۳ - ۱ - جداسازهای لرزه‌ای پایه (<i>Base Isolation</i>)	۸
۱ - ۳ - ۲ - تجهیزات اتلاف انرژی غیرفعال (<i>Passive</i>)	۹
۱ - ۴ - لزوم توجه به تغییر مکان جانبی نسبی سازه	۱۱
۱ - ۵ - هدف و فلسفه طراحی لرزه‌ای	۱۳
۱ - ۶ - تاریخچه تحقیقات انجام شده روی میراگر فلزی	۱۴
۱ - ۷ - پیکربندی پایان نامه	۱۵

فصل دوم - مروری بر میراگرهای فلزی

۱۶	۲-۱- مقدمه
۱۸	۲-۲- اصول پایه‌ای میراگر
۱۹	۲-۲-۱- ایده زنجیر ایمن (تسلیم هدایت شونده)
۲۰	۲-۲-۲- اثرات حرارتی
۲۱	۲-۲-۳- تئوری های گسیختگی
۲۲	۲-۳- مدلسازی ماکروسکوپیک
۲۳	۲-۳-۱- انتخاب شکل هندسی میراگر
۲۴	۲-۴- انواع میراگرهای فلزی (<i>Metallic Dampers</i>)
۲۴	۲-۴-۱- میراگر فلزی X شکل (<i>XADAS</i>)
۲۶	۲-۴-۲- میراگر جاری شونده حلقوی (<i>YDBF</i>)
۲۷	۲-۴-۳- میراگر فلزی ورق مثلثی (<i>TADAS</i>)
۲۸	۲-۵- مطالعات تجربی و آزمایشگاهی
۳۵	۲-۵-۱- تقویت سازه توسط المان‌های ADAS
۳۶	۲-۶- تمهیدات طراحی میراگر
۴۰	۲-۷- بکارگیری سازه‌ای
۴۶	۲-۷-۱- کاربرد میراگر فلزی در قاب بتنی

فصل سوم - روشهای تحلیل قاب و محاسبه ضریب رفتار

۴۸	۳-۱- مقدمه
۵۰	۳-۲- روشهای تحلیل قاب
۵۲	۳-۲-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون)
۵۴	۳-۲-۱-۱- روشهای دو خطی سازی منحنی Pushover
۵۶	۳-۲-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی غیرخطی)
۵۶	۳-۲-۲-۱- شتاب نگاشت ها
۵۷	۳-۲-۲-۲- بررسی پریود امواج زلزله
۵۹	۳-۳- محاسبه ضریب رفتار (ضریب کاهش نیروی زلزله)
۶۰	۳-۳-۱- کاربرد ضریب رفتار در طراحی سازه ها
۶۱	۳-۳-۲- تعیین پارامترهای مؤثر بر R
۶۴	۳-۳-۲-۱- ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری (R_μ)
۶۶	۳-۳-۲-۲- ضریب اضافه مقاومت (Ω یا R_s)
۶۷	۳-۳-۲-۳- ضریب تنش مجاز (Y)
۶۸	۳-۳-۲-۴- تعیین ضریب رفتار (R_w, R)

فصل چهارم - محاسبات و مدل سازی

۶۹	۴-۱- مقدمه
۶۹	۴-۲- مشخصات کلی پروژه
۷۱	۴-۳- معرفی خصوصیات مصالح
۷۱	۴-۴- بارگذاری سازه
۷۱	۴-۴-۱- بارهای قائم ثقلی
۷۳	۴-۴-۲- بار جانبی زلزله
۷۵	۴-۵- مشخصات مقاطع عناصر خطی
۷۶	۴-۶- طراحی لرزه‌ای و ترکیبات بارگذاری
۷۷	۴-۷- طراحی و نحوه مدلسازی میراگر فلزی ورق مثلی
۸۴	۴-۸- معرفی پارامترهای تحلیل استاتیکی غیرخطی
۸۵	۴-۸-۱- تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک
۸۸	۴-۸-۲- معرفی حالات بارگذاری غیرخطی
۹۲	۴-۸-۳- تنظیمات مربوط به FEMA-356 و ATC-40
۹۴	۴-۸-۴- بررسی پیغام خطا بعد از آنالیز

فصل پنجم - بررسی نتایج و نمودارها

۵-۱- مقدمه	۹۵
۵-۲- تعیین تغییر مکان هدف	۹۷
۵-۳- برآورد نقطه عملکرد سازه	۱۱۴
۵-۴- بررسی سطح عملکرد سازه و نحوه تشکیل مفاصل	۱۲۹
۵-۵- نتایج طراحی و نسبت تنش ها	۱۴۴
۵-۶- محاسبه ضریب رفتار ساختمان	۱۵۰
۵-۷- جمع بندی	۱۶۳
نتیجه گیری	۱۶۹
منابع و مراجع	۱۷۳

فهرست اشکال

صفحه

عنوان

- شکل (۱-۱) میراگر فلزی ورق مثلثی *TADAS* و منحنی رفتار هیسترتیک آن ۱۰
- شکل (۱-۲) هندسه میراگرهای فلزی (a) تیر-پیچشی (b) تیر-خمشی (c) U شکل نواری ۱۸
- شکل (۲-۲) تنش اسمی- کرنش قراردادی (a) منحنی تنش- کرنش میله فلزی (b) فولاد نرمه (c) فلز شکننده (ترد) ۱۸
- شکل (۳-۲) مدل‌های ریاضی تنش- کرنش؛ (a) الاستیک - پلاستیک (b) الاستیک خطی (c) رامبرگ - اوزگود ۱۹
- شکل (۴-۲) مدل نیرو - جابجایی برای عضو غیرفعال الاستیک - پلاستیک کامل، مثل میراگر فلزی (تسلیمی) ۱۹
- شکل (۵-۲) نمای شماتیک زنجیر ایمن پاولی ۲۰
- شکل (۶-۲) حلقه‌های هیسترتیک میراگرهای فلزی ورق مثلثی *TADAS* (a) آزمایشگاهی (Tsai, 1993) (b) نتایج عددی ۲۲
- شکل (۷-۲) خصوصیات هندسی میراگر ورق مثلثی (المان *TADAS*) ۲۳
- شکل (۸-۲) نحوه عملکرد میراگرهای فلزی در هنگام بارگذاری جانبی؛ الف) المان *XADAS* ب) المان *TADAS* ۲۴
- شکل (۹-۲) هندسه میراگر فلزی دارای صفحه *X* شکل (اهدایه شرکت Counter Quake)، نحوه عملکرد المان *XADAS* به هنگام بارگذاری جانبی، طرز قرارگیری به اندازه ورقها در طبقات ۲۶
- شکل (۱۰-۲) قاب با مهاربند ضربدري دارای میراکننده تسلیم شدي (YDBF)، جزئیات اتصال پیچی و جوشی میراگر جاری شدي . Yielding Damped Bracing Frame ۲۷
- شکل (۱۱-۲) کاربرد میراگر فلزی در قاب، نحوه کارکرد المان *TADAS* در زمان وقوع زلزله ۲۸
- شکل (۱۲-۲) تلف کننده‌های انرژی فشاری سربی؛ (a) طرح لوله فرورفته (b) طرح میله (شفت) شکم‌دار ۳۰
- شکل (۱۳-۲) حلقه‌های هیستریزاس نیرو- جابجایی تلف کننده‌های انرژی فشاری سربی در (a,b) 1 Cm/min؛ نمونه‌ای از پاسخ لوله فرورفته (c,d) نمونه‌ای از پاسخ میله شکم‌دار ۳۰
- شکل (۱۴-۲) هندسه عضو *ADAS* یک میراگر فلزی با ورق *X* شکل (Whittaker, 1991) ۳۱
- شکل (۱۵-۲) مجموعه آزمایش سازه یک طبقه با میراگر *X* شکل (Bergman & Goel, 1987) ۳۲
- شکل (۱۶-۲) منحنی‌های پاسخ نیرو- جابجایی میراگر *X* شکل در سه دامنه جابجایی مختلف ۳۲
- شکل (۱۷-۲) منحنی پاسخ نیرو- جابجایی اعضای *ADAS* با دامنه جابجایی؛ (a) 0.45" (b) 1.5" (c) 2.2" ۳۳
- شکل (۱۸-۲) سازه آزمایش شده مجهز به میراگر *ADAS* (Whittaker, 1991) ۳۵

- شکل (۲-۱۹) - مقایسهٔ پاسخ سازه سه طبقه برای زمین‌لرزه 1985 Chile (Llolleo) N10E در شتاب $0.13g$ ؛ (خطوط توپر = MRF، خط چین = ADAS) (Whittaker, 1991) ۳۵
- شکل (۲-۲۰) مدل ریاضی وسیله ورق مثلثی (میراگر TADAS)؛ (a) تعریف هندسی (b) ایده‌آل سازی تیر شکلی ۳۹
- شکل (۲-۲۱) مدل نیرو-جابجایی برای سیستم قاب TADAS (Tsai, 1993) ۳۹
- شکل (۲-۲۲) جزئیات پل Rangitikei مجهز به میراگرهای فولادی تیر-پیچشی ۴۱
- شکل (۲-۲۳) مجموعهٔ مهاربند-میراگر فلزی با ورق X شکل جهت بهسازی ساختمان Izazaga ۴۲
- شکل (۲-۲۴) بیمارستان قلب تقویت شده با پشت بندهای خارجی و میراگر ADAS از نمای جلو ۴۳
- شکل (۲-۲۵) شمایی از نمای خارجی ساختمان مقاوم شدهٔ تأمین اجتماعی مکزیک با استفاده از مهاربند-میراگر ۴۴
- شکل (۲-۲۶) جزئیات مقاوم سازی ساختمان بانک Wells Fargo در کالیفرنیا ۴۵
- شکل (۲-۲۷) مدل تحلیلی برای ساختمان بانک Wells Fargo در برنامهٔ SAP90 ۴۶
- شکل (۲-۲۸) مقایسه بین نتایج محاسبه شده برای ساختمان بانک Wells Fargo در حالت با و بدون میراگر ۴۶
- شکل (۳-۱) تقریب‌های دو خطی رابطه نیرو-تغییرمکان؛ (الف) روش پائولی و پرستلی (ب) روش انرژی معادل ۵۴
- شکل (۳-۲) (الف) منحنی پوش آور واقعی و دوخطی سازی آن طبق ATC-40 (ب) مدل رفتار دوخطی نیرو-تغییرمکان سازه مطابق نشریه ۳۶۰ ۵۵
- شکل (۳-۳) منحنی ظرفیت حقیقی و ایده‌آل سازه یا پاسخ کلی سازه (ضریب برش پایه-تغییرمکان جانبی) ۶۲
- شکل (۳-۴) پوش منحنی و طیف ظرفیت سازه در حالت خطی و غیرخطی (برش پایه-تغییرمکان در تراز بام) ۶۳
- شکل (۴-۱) پلان مشابه طبقات برای سازه مورد بررسی به همراه ابعاد آن (به متر) و جهت تیرچه‌ریزی سقف‌ها ۷۰
- شکل (۴-۲) نمایی از قابهای بیرونی ساختمان ۵ طبقه در جهت X و Y که با مجموعه بادبند - میراگر تقویت شده‌اند ۷۰
- شکل (۴-۳) شکل هندسی مقاطع بکار رفته در سازه ۷۵
- شکل (۴-۴) نحوه عملکرد میراگر ورق مثلثی در هنگام بارگذاری جانبی زلزله و ابعاد ورق‌های فولادی (به سانتیمتر) ۷۸
- شکل (۴-۵) محل اجرای میراگر فلزی ورق مثلثی درون یک قاب، در مدل کامپیوتری و مدل واقعی ۷۸
- شکل (۴-۶) نمایی از میراگر فلزی TADAS که مشابه تیر پیوند قائم در بادبندهای EBF بشکل ۷ و ۸ عمل می‌کند ۷۸
- شکل (۴-۷) فرم معرفی مشخصات میراگر فلزی TADAS برای حالت 10 ورق فولادی در جهت Y (واحد kgf-cm) ۸۰
- شکل (۴-۸) قاب‌های بیرونی سازه ۵ طبقه در جهت X و Y که توسط بادبند و میراگر مقاوم شده‌اند ۸۱
- شکل (۴-۹) قاب‌های بیرونی سازه ۱۰ طبقه در جهت X و Y که توسط بادبند و میراگر مقاوم شده‌اند ۸۲
- شکل (۴-۹) قاب‌های بیرونی سازه ۱۵ طبقه در جهت X و Y که توسط بادبند و میراگر مقاوم شده‌اند ۸۳
- شکل (۴-۱۰) منحنی نیرو-تغییرمکان مفصل یک عضو به همراه سطوح عملکرد سازه در محدودهٔ غیرخطی ۸۴

- شکل (۴-۱۱) فرم‌های معرفی و اختصاص مفصل پلاستیک خمشی به تیرها ۸۷
- شکل (۴-۱۲) فرم‌های معرفی و اختصاص مفصل پلاستیک خمشی به ستون‌ها ۸۷
- شکل (۴-۱۳) فرم‌های معرفی و اختصاص مفصل پلاستیک محوری به بادبندها ۸۷
- شکل (۴-۱۴) فرم مربوط به دستور تقسیم اتوماتیک المان و تعیین رفتار مفاصل غیرالاستیک ۸۸
- شکل (۴-۱۵) فرم تعریف حالت بارگذاری ثقلی و جانبی برای قبل از مقاوم کردن سازه در جهت Y ۹۰
- شکل (۴-۱۶) نحوه تنظیم پارامترهای مربوط به الگوی بار جانبی برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم نشده در جهت Y ۹۱
- شکل (۴-۱۷) معرفی مشخصات تحلیل استاتیکی غیرخطی ساخت مرحله‌ای برای سازه مقاوم شده با مهاربند-میراگر ۹۲
- شکل (۴-۱۸) معرفی طیف پاسخ برای سطح خطر مورد نیاز و اصلاح فرم مربوط به تعیین تغییرمکان هدف ۹۳
- شکل (۵-۱) مدل رفتار دوخطی منحنی ساده شده نیرو-تغییرمکان سازه ۹۸
- شکل (۵-۲) منحنی رفتار سازه و نمودار دوخطی شده آن به همراه پارامترهایی جهت محاسبه جابجایی هدف δ_t یا D ۹۹
- شکل (۵-۳) نمودار پوش‌آور به همراه تغییرمکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۵ طبقه مقاوم نشده در جهت X ۱۰۲
- شکل (۵-۴) نمودار پوش‌آور به همراه تغییرمکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۵ طبقه مقاوم نشده در جهت Y ۱۰۳
- شکل (۵-۵) نمودار پوش‌آور به همراه تغییرمکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۵ طبقه مقاوم شده در جهت X ۱۰۴
- شکل (۵-۶) نمودار پوش‌آور به همراه تغییرمکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۵ طبقه مقاوم شده در جهت Y ۱۰۵
- شکل (۵-۷) نمودار پوش‌آور به همراه تغییرمکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم نشده در جهت X ۱۰۶
- شکل (۵-۸) نمودار پوش‌آور به همراه تغییرمکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم نشده در جهت Y ۱۰۷
- شکل (۵-۹) نمودار پوش‌آور به همراه تغییرمکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده در جهت X ۱۰۸
- شکل (۵-۱۰) نمودار پوش‌آور به همراه تغییرمکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده در جهت Y ۱۰۹
- شکل (۵-۱۱) نمودار پوش‌آور به همراه تغییرمکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم نشده در جهت X ۱۱۰
- شکل (۵-۱۲) نمودار پوش‌آور به همراه تغییرمکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم نشده در جهت Y ۱۱۱
- شکل (۵-۱۳) نمودار پوش‌آور به همراه تغییرمکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم شده در جهت X ۱۱۲
- شکل (۵-۱۴) نمودار پوش‌آور به همراه تغییرمکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم شده در جهت Y ۱۱۳
- شکل (۵-۱۵) نحوه محاسبه مختصات نقطه عملکرد سازه در طیفهای مختلف و تنظیم پارامترهای مربوط به ATC-40 ۱۱۵
- شکل (۵-۱۶) منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه مقاوم نشده در جهت X ۱۱۷
- شکل (۵-۱۷) منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه مقاوم نشده در جهت Y ۱۱۸
- شکل (۵-۱۸) منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه مقاوم شده در جهت X ۱۱۹
- شکل (۵-۱۹) منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه مقاوم شده در جهت Y ۱۲۰

- شکل (۵-۲۰) منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم نشده در جهت X ۱۲۱
- شکل (۵-۲۱) منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم نشده در جهت Y ۱۲۲
- شکل (۵-۲۲) منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده در جهت X ۱۲۳
- شکل (۵-۲۳) منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده در جهت Y ۱۲۴
- شکل (۵-۲۴) منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم نشده در جهت X ۱۲۵
- شکل (۵-۲۵) منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم نشده در جهت Y ۱۲۶
- شکل (۵-۲۶) منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم شده در جهت X ۱۲۷
- شکل (۵-۲۷) منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم شده در جهت Y ۱۲۸
- شکل (۵-۲۸) مفاصل تشکیل شده در گام انتخابی برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهت X و Y ۱۴۱
- شکل (۵-۲۹) مفاصل تشکیل شده در گام انتخابی برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت X و Y ۱۴۱
- شکل (۵-۳۰) مفاصل تشکیل شده در گام انتخابی برای سازه ۱۵ طبقه تقویت نشده در جهت X و Y ۱۴۲
- شکل (۵-۳۱) مفاصل تشکیل شده در گام انتخابی برای سازه ۵ طبقه تقویت شده در جهت X و Y ۱۴۲
- شکل (۵-۳۲) مفاصل تشکیل شده در گام انتخابی برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده در جهت X و Y ۱۴۳
- شکل (۵-۳۳) مفاصل تشکیل شده در گام انتخابی برای سازه ۱۵ طبقه تقویت شده در جهت X و Y ۱۴۳
- شکل (۵-۳۴) خروجی طراحی شامل نسبت تنش اعضاء برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم نشده در جهت X و Y ۱۴۵
- شکل (۵-۳۵) خروجی طراحی شامل نسبت تنش اعضاء برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم نشده در جهت X و Y ۱۴۶
- شکل (۵-۳۶) خروجی طراحی شامل نسبت تنش اعضاء برای سازه ۵ طبقه مقاوم نشده در جهت X و Y ۱۴۷
- شکل (۵-۳۷) خروجی طراحی شامل نسبت تنش اعضاء برای سازه ۵ طبقه مقاوم شده در جهت X و Y ۱۴۷
- شکل (۵-۳۸) خروجی طراحی شامل نسبت تنش اعضاء برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده در جهت X و Y ۱۴۸
- شکل (۵-۳۹) خروجی طراحی شامل نسبت تنش اعضاء برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم شده در جهت X و Y ۱۴۹
- شکل (۵-۴۰) منحنی ظرفیت سازه در حالت خطی و غیرخطی (برش پایه - تغییر مکان) ۱۵۰
- شکل (۵-۴۱) منحنی پوش‌آور و مدل رفتار دوخطی آن برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت X ۱۵۲
- شکل (۵-۴۲) منحنی نیرو-جابجایی به‌مراه نمودار دوخطی قاب خمشی ۵ طبقه بدون مقاوم سازی در دو جهت ۱۵۴
- شکل (۵-۴۳) منحنی نیرو-جابجایی به‌مراه نمودار دوخطی قاب خمشی ۱۰ طبقه بدون مقاوم سازی در دو جهت ۱۵۵
- شکل (۵-۴۴) منحنی نیرو-جابجایی به‌مراه نمودار دوخطی قاب خمشی ۱۵ طبقه بدون مقاوم سازی در دو جهت ۱۵۶
- شکل (۵-۴۵) منحنی نیرو-جابجایی به‌مراه نمودار دوخطی قاب ۵ طبقه مجهز به مهاربند-میراگر در دو جهت ۱۵۷
- شکل (۵-۴۶) منحنی نیرو-جابجایی به‌مراه نمودار دوخطی قاب ۱۰ طبقه مجهز به مهاربند-میراگر در دو جهت ۱۵۸

- شکل (۵-۴۷) منحنی نیرو-جابجایی به‌مراه نمودار دوخطی قاب ۱۵ طبقه مجهز به مهاربند-میراگر در دو جهت ۱۵۹
- شکل (۵-۴۸) مقایسه تغییرمکان هدف (δ_t) یا (D) برحسب میلی‌متر، بین حالت قبل و بعد از افزودن مهاربند-میراگر در دو جهت X و Y ۱۶۳
- شکل (۵-۴۹) مقایسه سختی جانبی مؤثر (K_e) برحسب تن بر میلی‌متر، بین قاب خمشی وقاب مجهزه بادبندومیراگر فلزی ۱۶۴
- شکل (۵-۵۰) مقایسه وزن مؤثر سازه در زمان زلزله برحسب تن، بین قاب فولادی بدون مقاوم سازی و قاب مقاوم شده ۱۶۴
- شکل (۵-۵۱) مقایسه زمان تناوب مؤثر (T_{eff}) برحسب ثانیه، در نقطه عملکرد سازه مقاوم نشده و تقویت شده با میراگر TADAS در دو جهت X و Y ۱۶۵
- شکل (۵-۵۲) مقایسه درصد میرایی مؤثر (β_{eff}) سازه بدون مقاوم سازی و سازه مقاوم شده با میراگر (Damper) ۱۶۶
- شکل (۵-۵۳) مقایسه میانگین نسبت تنش تیرها + ستون‌های سازه، بین دو حالت قبل و بعد از مقاوم سازی ۱۶۷
- شکل (۵-۵۴) مقایسه ضریب رفتار ساختمان بین قاب خمشی و قاب مهاربندی شده با میراگر در دو جهت X و Y ۱۶۷
- شکل (۵-۵۵) مقایسه منحنی ظرفیت بین حالت قبل و بعد از تقویت سازه با میراگر، برای طبقات مختلف و در دو جهت ۱۶۸

فهرست جداول

عنوان	صفحه
جدول (۴-۱) خصوصیات مصالح مصرفی	۷۱
جدول (۴-۲) ترکیبات بارگذاری جهت طراحی ساختمان فولادی به روش تنش مجاز	۷۷
جدول (۴-۳) مشخصات میراگرهای فلزی تعریف شده با تعداد ورق‌های ۳ تا ۱۰ در برنامه SAP2000	۸۱
جدول (۵-۱) مقایسه برخی پارامترهای قاب خمشی تنها با قاب مقاوم شده توسط ترکیبی از مهاربند-میراگر	۱۰۱
جدول (۵-۲) مقایسه برخی پارامترهای قاب مقاوم نشده با قاب تقویت شده در نقطه عملکرد سازه‌ها	۱۱۶
جدول (۵-۳) پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت X	۱۳۱
جدول (۵-۴) پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت Y	۱۳۱
جدول (۵-۵) پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت X	۱۳۲

- جدول (۵-۶) پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت Y ۱۳۲
- جدول (۵-۷) پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۰ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت X ۱۳۳
- جدول (۵-۸) پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۰ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت Y ۱۳۳
- جدول (۵-۹) پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۰ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت X ۱۳۳
- جدول (۵-۱۰) پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۰ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت Y ۱۳۴
- جدول (۵-۱۱) پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت X ۱۳۴
- جدول (۵-۱۲) پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت Y ۱۳۴
- جدول (۵-۱۳) پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت X ۱۳۵
- جدول (۵-۱۴) پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت Y ۱۳۵
- جدول (۵-۱۵) مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت X ۱۳۶
- جدول (۵-۱۶) مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت Y ۱۳۶
- جدول (۵-۱۷) مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت X ۱۳۶
- جدول (۵-۱۸) مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت Y ۱۳۷
- جدول (۵-۱۹) مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت X ۱۳۷
- جدول (۵-۲۰) مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت Y ۱۳۷
- جدول (۵-۲۱) مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت X ۱۳۸
- جدول (۵-۲۲) مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت Y ۱۳۸
- جدول (۵-۲۳) مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت X ۱۳۸
- جدول (۵-۲۴) مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت Y ۱۳۹
- جدول (۵-۲۵) مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت X ۱۳۹
- جدول (۵-۲۶) مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت Y ۱۳۹
- جدول (۵-۲۷) پارامترهای مؤثر بر ضریب رفتار قاب خمشی و قاب مقاوم شده با بادبند ومیراگر ورق مثلثی در جهت X ۱۶۰
- جدول (۵-۲۸) پارامترهای مؤثر بر ضریب رفتار قاب خمشی و قاب مقاوم شده با بادبند ومیراگر ورق مثلثی در جهت Y ۱۶۰
- جدول (۵-۲۹) درصد مفاصل سازه برای هر سطح عملکرد، نسبت به کل مفاصل بوجود آمده در گام انتخابی مورد نظر ۱۶۶

فصل اول

مقدمه و کلیات

با توجه به اینکه کشورما در منطقه‌ای با ساختار ویژه زمین ساختی، گسل‌های فراوان و لرزه‌خیزی زیاد قرار دارد، همواره در معرض خطر زلزله‌های زیاد و شدیدی قرار دارد که وقوع زلزله‌های بسیار در گذشته تاکید بر این موضوع است. به همین دلیل موضوع ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها مورد توجه دستگاه‌ها و مهندسين قرار گرفته تا بتوان از خسارت وارده جلوگیری کرده و ساختمان سطح عملکرد مورد انتظار را برآورده سازد. یکی از مهمترین عوامل در تحقق این امر، استفاده از روشهای مختلف مقاوم‌سازی است و هر روزه میتوان شاهد گسترش این روشها و ابداع روشهای نوین بود.

در استفاده از روشهای سنتی برای مقاوم‌سازی سازه‌های موجود دو مشکل اساسی وجود دارد. اول آنکه بمنظور مقاوم‌سازی باید تخریب‌های قابل ملاحظه‌ای صورت گرفته و معماری موجود تغییر یابد. دوم آنکه افزودن اجزای جدید بمنظور افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و یا سختی، معمولاً منجر به وارد شدن نیروهای جدید به سازه میگردد. در اغلب موارد اجزای موجود نیاز به تقویت‌های قابل ملاحظه‌ای داشته و در برخی موارد نیز تقویت پی ضروری میشود. با توجه به این مشکلات در برخی موارد استفاده از سیستمهای مدرن اتلاف انرژی اقتصادی‌تر بوده و در زمان کمتری اجرا می‌گردد. [1]

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 تغییرشکل‌ها بوجود می‌آید. در اینصورت امکان دارد یکسری تغییرشکل‌های 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 بمنظور 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. [1]

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. [2]

تغییر مکان نسبی طبقات، یکی از معایب قابهای فولادی خمشی است. اگرچه این نوع سیستم، ظرفیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری بالایی دارد، اما تشکیل مفاصل پلاستیک در اطراف ناحیه بحرانی تحت ناحیه گره (*Panel Zone*) میتواند کاربری این نوع قابها را بعد از وقوع زلزله بعلت تغییرشکلهای ماندگار دچار مشکل نماید. از سوی دیگر، رفتار قابهای مهاربندی شده هم مرکز (**Concentrically Braced Frames**) به دلیل رفتار خرابایی این قابها، اثر قابل توجهی بر کنترل میزان تغییر مکان نسبی طبقات دارد، اما چنین قابی فاقد یک سازوکار پایدار اتلاف انرژی است. با توجه به معایب این دو سیستم، پوپوف در سال ۱۹۷۰ سیستم مهاربندی خارج از مرکز (EBF) را به جامعه مهندسی معرفی نمود. در این نوع سیستم، مهاربند قطری به‌گونه‌ای طرح میشود که عمداً خروج از مرکزیت بزرگی نسبت به محل اتصال به مهاربند دیگر با تیر یا محل اتصال تیر به ستون داشته باشد. این نوع سیستم در واقع ترکیبی از قاب خمشی و مهاربند هم مرکز میباشد و به‌گونه‌ای است که هم مقاومت و سختی سیستمهای مهاربندی شده هم مرکز و هم قابلیت بالای اتلاف انرژی و شکل‌پذیری قابهای خمشی را دارد. [۳]

میراگرهای *ADAS* (Added Damping And Stiffness) نیز نوع دیگری از اعضای جاذب انرژی میباشند. چنین میراگری از چند صفحه فولادی به شکل مقطع ساعت شنی (X شکل) یا ورق مثلثی تشکیل شده است و بعلاوه شکل خاص آنها این نوع اعضا رفتار مناسب در خلال زمین لرزه های شدید دارند.

۱-۲- مقاوم سازی لرزه ای سازه ها

بطور کلی، مقاوم سازی لرزه ای، اصلاح خردمندانه خواص سازه ای ساختمان موجود به منظور بهبود عملکرد در زلزله های آینده و پاسخگویی به ظرفیت لرزه ای مورد نیاز سازه میباشد. بدلیل گوناگونی ساختمانها و تنوع نواقص و کاستی های محتمل و نیز گوناگونی مقاصد مقاوم سازی، تکنیک های مقاوم سازی نیز متفاوت بوده و نیاز به انجام تحقیقات تکمیلی دارد.

تاکنون تحقیقات و مطالعات زیادی در زمینه چگونگی تقویت سازه های ساختمانی ساخته شده در کشورهای مختلف انجام و نتایج چشمگیری نیز بدست آمده است. به طور کلی در موارد زیر مقاوم سازی سازه های متعارف متداول است : [۴]

- 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 آیین نامه ها 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 می شود.

روش های زیر به منظور تحقق اهداف مقاوم سازی مطرح شده اند : [۴]

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

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

۳) 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]

۱-۲-۱- اهداف بهسازی لرزه‌ای ساختمان

- پنج مورد از مواردی که انگیزه اصلی کارفرمایان در انتخاب سیستمهای جاذب انرژی (مثل میراگرهای فلزی)، جهت بهسازی ساختمانهای موجود محسوب میشوند به شرح زیر می‌باشند: [۵]
۱. قابلیت عملکرد - مراکزی که در هنگام زلزله و بعد از آن بایستی به فعالیت خود ادامه دهند (مانند مراکز کامپیوتری، مالی و ...).
 ۲. حفظ محتویات - لوازم مهم و ارزشمندی که بایستی از خسارت ناشی از ارتعاشات زلزله محافظت شوند (مانند آثار تاریخی و هنری).
 ۳. حفظ سرمایه - جلوگیری از ضررهای اقتصادی ناشی از خسارت زلزله.
 ۴. حفظ آثار باستانی - جلوگیری از تخریب یا ایجاد خسارت در ساختمانهای تاریخی.
 ۵. طرح اقتصادی - برخی از ساختمانها به قدری پیچیده هستند که کاربرد میراگر بعنوان یک روش اقتصادی برای بهسازی لرزه‌ای آنها در نظر گرفته شود.

۱-۳- مقایسه سیستم‌های باربر جانبی

طراحی ساختمانهای لرزه تاب طی سالهای اخیر پیشرفت چشمگیری داشته است. برخورد سنتی با طراحی ساختمانها مبتنی بر تامین سختی و مقاومت کافی، جای خود را به برخورد مدرن که جذب و اتلاف انرژی در آن نقش تعیین کننده دارد داده است. روشهای نوین با بکارگیری جزئیات مناسب اتلاف کننده انرژی در سازه، مصالح مصرفی در سازه را به نحو قابل توجهی کاهش داده و علاوه بر توجیه اقتصادی مناسب، رفتار سازه و معیارهای فنی آنرا بهبود می‌بخشد. [۳]

قابهای فلزی مهاربندی شده اقتصادی هستند و در کنترل تغییرشکلهای جانبی تحت اثر باد و زلزله‌های ضعیف مؤثرند اما حین زلزله‌های شدید این نوع سازه‌ها رفتار مطلوبی نداشته‌اند. اول اینکه سختی این نوع سازه‌ها زیاد است پس تمایل به جذب نیروهای لرزه‌ای بیشتری دارد، دوم اینکه ظرفیت اتلاف انرژی آنها بخاطر رفتار باریک شدگی (*Pinching*) حلقه‌ای مهاربندها بسیار محدود است.

اتلاف انرژی در سازه‌های با رفتار باریک شدگی، منحنی‌های چرخشی (*Hysteresis*) ناقص و خیلی کم است و برای مقاومت در برابر زلزله با شک و تردید به آنها نگاه میشوند. رفتار این قابها زمانی که مهاربند فقط برای کشش طراحی شده، بسیار ضعیف میباشد. مهاربند کششی حین اولین شوک شدید کشیده میشود و در فشار تحت بارهای برگشتی کمانش میکند، در سیکل بعدی بار، مهاربندهای افزایش طول یافته دیگر حتی در کشش موثر نیستند تا دوباره کشیده شوند و در نتیجه افزایش طول بیشتری پیدا میکنند، پس اتلاف انرژی بصورت خیلی سریع در سیکلهای بعدی کاهش پیدا میکند. [6]

قابهای خمشی (*MRF*) به علت قابلیت مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای مورد توجه هستند، زیرا این نوع قابها رفتار شکل‌پذیر پایداری تحت بارهای رفت و برگشتی دارا میباشند. این رفتار در آئین‌نامه‌های مختلف لرزه‌ای بوسیله اختصاص نیروهای جانبی کمتر منعکس شده است. به هر حال این نوع قابها بسیار انعطاف پذیر هستند و از نظر اقتصادی برای ایجاد سختی کافی جهت کنترل تغییرمکان نسبی (*Drift*) طبقه‌ها و تغییرشکلهای، برای جلوگیری از خسارتهای غیرسازه‌ای کاری بسیار دشوار میباشد، علاوه براین بعلا تغییرمکانهای زیادشان، پایداری سازه تحت اثر P-Delta تعیین کننده است.

در زلزله‌های اخیر، نیاز به سازه‌های محکم‌تر احساس شده بود که رفتار شکل‌پذیر قابهای خمشی را با سختی قابهای مهاربندی شده ترکیب کند. در ژاپن، طراحان اغلب قابهای خمشی بادبندی شده (*BMRF*) را بکار گرفته‌اند که بادبند فقط برای حمل قسمتی از بار جانبی طراحی شده است. [۳]

قابهای مهاربندی خارج از مرکز (*EBF*) نوع دیگری از سازه‌های بکاررفته می‌باشد، در این سازه‌ها بخاطر اینکه گره‌ها هم مرکز نیستند تیر میانی حین زلزله مجبور به رفتار غیرارتجاعی، برای اتلاف بیشتر انرژی می‌شود. پس بعد از یک زلزله شدید در این نوع قابها، تغییرشکلهای غیرارتجاعی (پلاستیک) بزرگی در تمامی کفها میتوان انتظار داشت. معمولاً این نوع سازه‌ها از فروریزش کلی رهایی می‌یابند ولی تیرهای اصلی از بین می‌روند و سازه نیاز به تعمیرات اساسی خواهد داشت.

اما سیستمهای جدید حفاظت سازه را می‌توان به سه گروه تقسیم کرد : [6]

۱- جداسازهای لرزه‌ای (*Isolators*) ۲- کنترل فعال (*Active*) و نیمه‌فعال

۳- اتلاف انرژی غیرفعال (*Passive*)

روش جداسازی لرزه‌ای در حال حاضر بسته به حساسیت سازه در اکثر کشورها استفاده می‌شود. این سیستم عموماً در شالوده ساختمانها نصب میگردد. با استفاده از قابلیت جذب انرژی و نرمی آنها، سیستمهای جداساز بخشی از انرژی ورودی زمین لرزه را منعکس و بخش دیگر را قبل از اینکه به سازه منتقل شود جذب مینمایند. اثر نهایی؛ افزایش پریود سازه و در نتیجه کاهش تقاضای اتلاف انرژی روی سیستم سازه‌ای است که باعث بقای بیشتر آن می‌شود. [12]

کنترل فعال و نیمه فعال بخشی از حفاظت سازه‌ای می‌باشند که در آن حرکت سازه توسط عملکرد سیستم کنترلی که با استفاده از منابع انرژی خارجی کنترل و اصلاح میشود، اگر چه سیستمهای کنترل نیمه فعال تنها به مقدار کمی انرژی جهت تنظیم خواص مکانیکی خود احتیاج دارند، اما برخلاف سیستمهای فعال، این نوع سیستمها به سازه انرژی اضافی وارد نمیکند. این نوع سیستمها به دلیل مسائل اقتصادی و نگهداری و تکنولوژی خاص خود کمتر مورد استفاده قرار میگیرند و تنها در بعضی از

کشورها از جمله آمریکا و ژاپن، آن هم در سازه‌های خاص مورد استفاده قرار گرفته است. البته تحقیقات در مورد این سیستم‌های کنترلی در بسیاری از کشورها در حال انجام می‌باشد.

تکنیک‌های کنترل غیرفعال که در سه دهه گذشته کاربرد اساسی برای کنترل پاسخ لرزه‌ای ساختمانها داشته‌اند، بر پایه اتلاف بخش بزرگی از انرژی انتقال داده شده بوسیله زلزله به سازه است. سطح بالای حفاظت لرزه‌ای سازه‌های قابی؛ کاهش فوق العاده در تعمیرات مورد نیاز بعد از زلزله‌های شدید و قابل استفاده بودن ساختمانها بعد از چنین زلزله‌هایی سبب میشود که هزینه‌های اضافی ایجاد شده برای این تجهیزات پوشش داده شود و در مقابل سیستم‌های کنترل فعال، این سیستمها نیازی به منابع نیروی خارجی ندارند. تجهیزات اتلاف انرژی بسیار مختلفی برای کنترل غیرفعال ارتعاشات در دسترس می‌باشد. بطور کلی میراگرها را میتوان به دو دسته تقسیم بندی کرد : [6]

۱- مستقل از سرعت حرکت (وابسته به تغییر مکان) ۲ وابسته به سرعت حرکت

دسته اول شامل میراگرهای با منحنی چرخشی پایدار و مکانیزم اتلاف انرژی مستقل از سرعت حرکت میباشدند. فعال سازی این تجهیزات زمانی که به ترازهای تنش از پیش تنظیم شده رسیده یا بیشتر شده باشد، اتفاق می‌افتد. میراگرهای از این دسته به میراگرهای هیسترتیک معروف هستند که شامل میراگرهای اصطکاکی و میراگرهای جاری شونده فلزی (*XADAS & TADAS*) می‌باشند.

دسته دوم شامل تجهیزاتی است که در آنها اتلاف انرژی وابسته به سرعت حرکت است و این بخاطر خاصیت ویسکوز الاستومرها یا سیالات یا ویسکوالاسیسیته این تجهیزات میباشد. برای این تجهیزات انرژی تلف شده، تابعی خطی یا غیرخطی از فرکانس (سرعت) بار وارده می‌باشد.

از میان سیستمهای منفعل (غیرفعال) اتلاف انرژی، میراگرهای فلزی بدلیل عدم نیاز به تکنولوژی بسیار بالا جهت ساخت، عملی‌تر بودن کاربرد آنها در سازه، رفتار پایدار در برابر زلزله و دخیل نبودن عوامل محیطی (درجه حرارت، رطوبت و ...) در رفتار مکانیکی آنها، از اهمیت خاصی برخوردارند. [۳]

این میراگرها باعث افزایش میرایی و سختی در سیستم سازه‌ای شده و ظرفیت اتلاف انرژی را افزایش میدهند. افزودن میراگرهای فلزی به سازه باعث تمرکز اتلاف انرژی در میراگرها میشود که در صورت

جاری شدن ورق‌های میراگر پس از وقوع زلزله میتوان میراگرها را براحتی تعویض کرد (برخلاف تیرهای پیوند در قابهای مهاربندی شده خارج از مرکز) و سازه را جهت مقابله با زلزله‌های بعدی مقاوم نمود. [۳]

۱-۳-۱- جداسازهای لرزه‌ای پایه - Base Isolation

مسئله اصلی که در طراحی سازه برای تامین مقاومت لرزه‌ای آن وجود دارد به حداقل رساندن خسارت‌های وارده به سازه و همچنین اجزاء غیر سازه‌ای آن است. این مسئله میتواند با کاهش تغییرمکان بین طبقه‌ای و شتاب طبقات سازه صورت پذیرد؛ چرا که تغییرمکان بین طبقه‌ای زیاد موجب خسارت دیدن عناصر سازه‌ای و شتاب بالای طبقات باعث خسارت دیدن اجزاء غیر سازه‌ای از جمله تجهیزات، لوازم داخلی و میشود. تغییرمکان بین طبقه‌ای را میتوان با افزایش سختی سازه کاهش داد که در نتیجه آن شتاب طبقات بالا میرود. شتاب طبقات را نیز میتوان با کاهش دادن سختی سازه و نرم کردن سیستم سازه‌ای پایین آورد که در نتیجه آن تغییرمکان بین طبقه‌ای زیاد میگردد. بنابراین میبایست از مکانیزمی استفاده کرد که این دو عامل را بطور همزمان کاهش دهد. [۸]

یکی از گسترده‌ترین سیستمهای حفاظت لرزه‌ای قابل قبول و به کار برده شده در سازه‌ها، جداسازهای لرزه‌ای پایه میباشد. مفهوم جداساز لرزه‌ای بسیار ساده است؛ 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 تحقیقات در این زمینه، برای غلبه بر این 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 تغییر مکان بین طبقه‌ای را افزایش میدهد؛ ولی در عین حال تاثیر بسزایی در کاهش تغییر مکان پایه دارند. این قبیل سیستمهای جداساز به دلیل عملکرد و رفتار واحد در انواع زلزله-ها 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. [12]

سیستمهای جداساز لرزه‌ای فعال راه حل مناسبی برای کنترل همه جانبه سازه در انواع زلزله‌ها میباشند. این سیستمها ترکیبی از جداسازهای لرزه‌ای غیرفعال و عملگرهای فعال هستند. به این ترتیب با بهره-گیری از مزایای سیستمهای جداساز لرزه‌ای غیرفعال از یک طرف، و برطرف کردن نقائص آن بوسیله کنترل هوشمند از طرف دیگر، یک ترکیب نسبتاً ایده‌آل را خواهیم داشت. [۸]

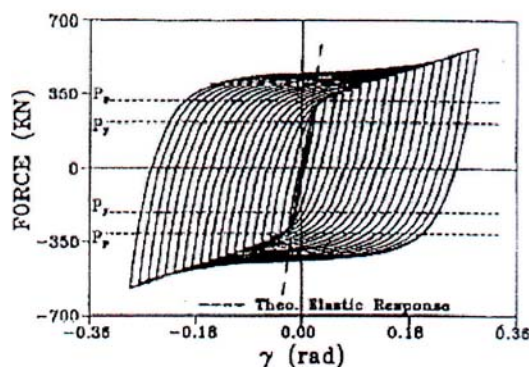
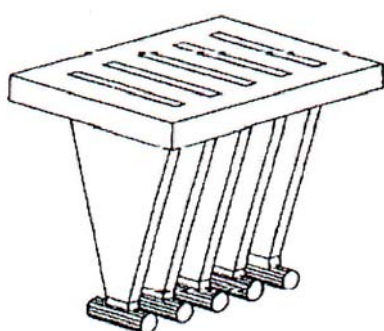
۱-۳-۲- تجهیزات اتلاف انرژی غیرفعال - Passive

استفاده از سیستمهای غیرفعال اتلاف انرژی روش مؤثر در کاستن از اثرات زلزله در ساختمانها است. نقش عملی این سیستمها اضافه نمودن میرایی ساختمانها و به تبع آن کاهش دامنه تغییر مکانها و نیروهای ناشی از اثرات زلزله در سازه است. موارد استفاده عملی از این روش بهسازی عمدتاً محدود به بهبود بخشیدن به رفتار سازه‌هایی است که هدف بهسازی در آنها سطوح عملکرد ایمنی جانی (LS) و یا بالاتر از آن است. کاربرد این روش در سطح عملکرد آستانه فرو ریزش کمتر مدنظر است. از مزایای جنبی استفاده از این روش بهسازی، کنترل و بهبود رفتار ساختمان در رابطه با اثرات باد و زلزله‌های خفیف می‌باشد. [۵]

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 موده‌های مختلف ارتعاشی را دارا میباشند. این گروه شامل میراگرهای جرمی تنظیم شده (TMD)، مایع

تنظیم شده (TLD) و مایع ستونی هماهنگ شده (TLCD) می باشد. از آنجائیکه فرکانسهای طبیعی این سیستمها با فرکانسهای سازه ها، 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 لرزه ای ساختمان قابل استفاده اند. 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 بهره گیری از رفتار غیرخطی فلزات (میراگرهای فلزی). میراگرهای فلزی جاری شونده یکی از انواع میراگرهای فلزی اند 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. [7]

میراگر TADAS (Triangular Added Damping and Stiffness) یکی از انواع میراگرهای فلزی جاری شونده است که از صفحات مثلثی موازی یکدیگر تشکیل شده اند. شرایط مرزی صفحات، بگونه ای است که جلوی کمانش آنها در زیر بار قائم گرفته میشود. به شکل (۱-۱) توجه شود.



شکل (۱-۱) - میراگر فلزی ورق مثلثی TADAS و منحنی رفتار هیسترتیک آن [6]

۱-۴- لزوم توجه به تغییر مکان جانبی نسبی سازه

از آنجا که در تحلیل خطی سازه‌ها، تغییر مکانهای واقعی یا غیرخطی طبقات دیده نمیشود، لازم است تغییر مکانهای نسبی حاصل از آنالیز ارتجاعی سازه با ضریبی تشدید شود. این تغییر مکان نسبی باید کمتر از جابجایی مورد نظر آیین نامه طراحی باشد. در سالهای اخیر نگرش به تغییر مکان بجای نیرو در بررسی اثرات زلزله در سازه‌ها مدنظر قرار گرفته است. هر چند کماکان اغلب آیین‌نامه‌های طراحی ساختمانها در برابر زلزله تمایل به استفاده از اعمال نیرو جهت تحلیل اثرات لرزه‌ای بر سازه دارند، لکن همین آیین‌نامه‌ها کنترل برخی از تغییر شکلها و تغییر مکانها را در طرح سازه ضروری میدانند. بطور کلی میتوان معیارهای چهارگانه‌ی آیین‌نامه‌های طراحی به این شرح معرفی کرد: (۱) معیار مقاومت، با در نظر گرفتن این معیار، هر عضو سازه‌ای باید به تنهایی مقاومت لازم در مقابل سهم باری که به آن رسیده است را داشته باشد. بعبارتی دیگر نسبت DCR (Demand-Capacity Ratio) هر عضو باید کمتر از یک باشد. (۲) معیار سختی، چنانچه سازه در مقابل بارهای وارده سختی لازم را نداشته باشد، متحمل جابجایی‌های زیادی خواهد شد که سازه را در مقابل پدیده‌هایی آسیب پذیر می‌سازد. لذا لازم است کنترل تغییر مکان جانبی در سازه صورت پذیرد تا از ایجاد جابجایی‌های بزرگ (مخصوصاً در اعضای باربر قائم) پرهیز شود. (۳) معیار پایداری، مباحث مرتبط با کمانش اجزای سازه‌ای و اثرات ثانویه‌ای که به واسطه‌ی عملکرد بارهای ثقیل بر سازه‌ی تغییر مکان یافته ایجاد میشود موسوم به $P-\Delta$ از عواملی هستند که بصورت ثانویه باعث برهم خوردن پایداری میشود. (۴) معیار شکل پذیری، با توجه به سطح عملکردی که برای سازه در نظر گرفته میشود، سازه می‌بایست شکل پذیری کافی جهت دستیابی به سطح عملکرد مورد نظر را داشته باشد. [11]

همانطور که در معیار دوم دیده میشود چنانچه سازه سختی لازم را نداشته باشد، متحمل جابجایی‌های زیادی میشود. علل لزوم این جابجایی‌ها را باید در موارد زیر جستجو کرد: (الف) محدود نمودن خسارت وارد بر اجزای سازه‌ای: با ورود سازه به حوزه عملکرد غیر ارتجاعی، عملاً با افزایش مقدار ناچیزی از نیرو، تغییر مکانهای جانبی به شدت افزایش پیدا میکند. بعبارتی بهتر، بعد از غیرخطی شدن رفتار سازه،

تغییرمکانهای جانبی مهمترین شاخص خسارت بحساب می‌آیند. لذا آئین‌نامه‌ها قصد دارند با محدود نمودن تغییرمکانهای جانبی تا حد امکان خرابی‌های مذکور را بکاهند. (ب) محدود نمودن خسارت وارد بر اجزای غیرسازه‌ای: با ایجاد تغییرمکانهای جانبی، نیروهای بسیار زیادی خصوصاً بصورت برشی به اعضای غیرسازه‌ای نظیر میان قاب‌ها وارد میشود که کم کردن تغییرمکان‌های جانبی باعث کاهش این قبیل نیروها و خسارتهای ناشی از آن میشود. (ج) محدود نمودن خسارت وارد بر تجهیزات و تاسیسات مدفون در سازه. (د) محدود نمودن اثراتی نظیر $P-\Delta$: اثرات ثانویه که بواسطه عملکرد بارهای ثقلی روی سازه تغییرمکان یافته ایجاد میشود، با افزایش تغییرمکان‌های جانبی سازه افزایش می‌یابد. (ه) جلوگیری از ضربه زدن ساختمانهای مجاور به یکدیگر (Pounding): از جمله عوامل مخرب مخصوصاً در دیافراگم‌های کف، ضربه زدن ساختمانهای مجاور به یکدیگر است. مشخصاً با کاهش تغییرمکان‌های جانبی طبقات میتوان از شدت این خرابی‌ها کاست. [11]

از جمله راهکارهایی که میتوان برای افزایش سختی سازه و در نتیجه کاهش تغییرشکل آن بکار بست، افزایش سختی تیرها در قاب‌های خمشی و افزایش سختی مهاربندها در قاب‌های ساختمانی ساده است. از آنجا که غالب طراحی‌های متعارف از طریق تحلیل‌های خطی انجام میشود، تخمین میزان تغییرشکل و جابجایی واقعی سازه (حاصل از تحلیلهای غیرخطی) از طریق یافتن ضریبی جهت تبدیل تغییرمکانهای تحلیل خطی به تغییرمکانهای واقعی امکان‌پذیر می‌باشد. هر چند در سازه‌های دارای مهاربند با توجه به سختی بالای سازه، این جابجایی‌ها خسارت چندانی وارد نمیکند ولی در سازه‌هایی که صرفاً بر قاب‌های خمشی متکی‌اند، این جابجایی‌ها میتواند منجر به تغییرشکلهای بزرگ و تخریب میان‌قاب‌ها، اعضای قائم نظیر ستون‌ها و نهایتاً فروپاشی سازه گردد. ضریب پیشنهادی ویرایش سوم آئین‌نامه ۲۸۰۰ جهت تبدیل تغییرمکان‌های حاصل از تحلیل خطی به غیرخطی $0.7R$ میباشد. [۹]

در آئین‌نامه ۲۸۰۰ - ویرایش سوم - مقرر گردیده است در تعیین تغییرمکان جانبی نسبی طبقات لازم است جابجایی در محل مرکز جرم طبقات ملاک عمل قرار گیرد. به عبارتی دیگر تغییرمکان نسبی هر طبقه عبارت است از جابجایی کل مرکز جرم آن طبقه نسبت به جابجایی کل مرکز جرم طبقه‌ی تحتانی

آن (در حالی که در ویرایش دوم بحرانی‌ترین گره طبقه که عموماً یکی از گره‌های گوشه سقف می‌باشد، ملاک عمل قرار می‌گرفت). در این ویرایش مقرر می‌گردد از آنجا که در تحلیل خطی تغییرمکانهای واقعی یا غیرخطی طبقات دیده نمی‌شود، لازم است تغییرمکان‌های نسبی حاصل از آنالیز ارتجاعی سازه با ضریب $0.7R$ تشدید شود. بنابراین :

$$\Delta_M = 0.7R \cdot \Delta_W \quad (1-1)$$

که در آن Δ_M تغییرمکان جانبی نسبی واقعی در طبقه، R ضریب رفتار سازه در راستای x یا y و Δ_W تغییرمکان جانبی نسبی طرح در طبقه (Joint Displacement) می‌باشد. [۹]

۱-۵- هدف و فلسفه طراحی لرزه‌ای

آسیب دیدن بسیاری از ساختمانهای طراحی و احداث شده براساس آئین‌نامه‌های جدید طراحی لرزه‌ای 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 سازه-ای 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. هدف طراحی در آئین‌نامه‌های فعلی حفظ ایمنی جانی تحت زلزله‌های شدید میباشد و شرایط سرویس دهی نیز بطور ضمنی کنترل میشود. این هدف یک هدف حداقل است که برای سازه‌های معمول لازم الاجرا می‌باشد. [۱۴]

در طراحی ساختمانها، انتخاب یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی از میان سیستمهای مختلف لرزه بر 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 شکل پذیری بالا باشد. تامین نیازهای معماری، کاهش هزینه‌ها، راحتی و سرعت مناسب اجرا نیز اهمیت خاص خود را دارد.

شایان ذکر است که فلسفه طراحی لرزه‌ای ساختمانها بدین صورت است که : [۱۰]

i. ساختمان تحت ارتعاشات خفیف زمین ناشی از زلزله‌ای که ممکن است در طول عمر مفید سازه

بارها بوقوع بپیوندد، در محدوده رفتار خطی خود باقی بماند. بطوریکه از وجود آمدن خسارتهای

سازه‌ای و غیرسازه‌ای جلوگیری به عمل آید.

ii. 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.

iii. 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.

۱-۶- تاریخچه تحقیقات انجام شده روی میراگر فلزی

میراگرهای ADAS (فلزی) در قالب استفاده از ورق‌های فولادی برای اولین بار به عنوان قید

لوله در یک نیروگاه هسته‌ای در آمریکا به کار رفتند. در تحقیقی که شرکت‌های بکتل پاول و کانتر کوپک

در سال ۱۹۹۱ انجام دادند، یک قاب سه طبقه با اتصالات خمشی در جهت بارگذاری و بادبندی در

جهت دیگر و یک قاب سه طبقه که با المانهای ADAS بازسازی شده بود، مطالعه و خواص مکانیکی

سه نوع میراگر با ورقهای X شکل بررسی شد. اضافه کردن سیستم ADAS همراه با بادبندها به

روشنی نشان داد که این المانها باعث افزایش سختی، میرایی، افزایش ظرفیت اتلاف انرژی و کاهش

تغییر مکان نسبی طبقات در حدود ۵۰ تا ۷۰ درصد میشوند. در سال ۱۹۸۹ ویتاکر تحقیقات خود را در

زمینه میراگرهای ADAS در دانشگاه برکلی کالیفرنیا کامل کرد. او در سال ۱۹۹۳ ساختمان ده طبقه

اداری را که در نزدیکی پارک آلامدا در مرکز شهر مکزیکوسیتی واقع شده و در زلزله ۱۹۵۰ به دلیل پدیده تشدید با خاک محل خسارت دید، بررسی کرد. او یک بار سازه را با مهاربندهای اضافی به غیر از مهاربندهای موجود و بار دیگر با استفاده از میراگرهای ADAS مقاوم سازی کرد و نتیجه گرفت که استفاده از سیستم المانهای ADAS رفتار دینامیکی بهتری را نتیجه میدهد و جذب کننده‌های انرژی، سازه را به تغییرشکلهای مناسب و کم شدن میزان نیرو در اعضای اصلی سازه در حدود ۴۰ تا ۶۰ درصد سوق می‌دهند و پاسخ‌های غیرخطی عموماً در المانهای ADAS ایجاد میشود که تحت تغییرشکلهای و نیروهایی در حد تحمل آنها است قرار دارند. [2]

در سال ۱۹۹۲ نیز تحقیقات کاملی توسط Tsai بر روی میراگرهای ADAS (فلزی) صورت گرفت. در تحقیقی دیگر که توسط محسن تهرانی‌زاده در دانشگاه صنعتی امیرکبیر تهران انجام شد تاثیر میراگرهای ADAS بر رفتار اتصالات خورجینی بررسی گردید. نتایج حاصل از این تحقیق نیز نشان دهنده بهبود رفتار سازه‌های مورد آزمایش بود؛ به طوری که وجود این المانها باعث رسیدن عملکرد سازه‌ها به سطح مطلوب شد. [۳]

۱-۷- پیکربندی پایان‌نامه

در فصل اول مقایسه‌ای بین سیستم‌های باربر جانبی قدیمی و جدید انجام شد و نکاتی در مورد مقاوم سازی لرزه‌ای سازه‌ها ذکر گردید. در فصل دوم شرحی از میراگرهای فلزی و آزمایشات انجام شده روی آنها و نیز کاربردهای آنها ارائه خواهد شد. در فصل سوم به نحوه تحلیل سازه و بیان فرمول‌های مورد نیاز جهت ارزیابی ضریب رفتار، پرداخته می‌شود. در فصل چهارم روشهای مدل کردن قابها در نرم افزار، آنالیز آنها و تنظیم پارامترهای مورد نیاز بررسی می‌گردد. و در فصل پنجم نمودارها و جداول عددی با هم مقایسه شده و نتایج حاصل ارائه می‌شوند.

فصل دوم

مروری بر میراگرهای فلزی

۲-۱- مقدمه

به طور کلی سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله را می‌توان به دو دسته تقسیم نمود: الف) سیستم‌های متداول ، ب) سیستم‌های مدرن . اساس روش طراحی سیستم‌های متداول (کلاسیک) مقاوم در برابر زلزله بر مقاومت در برابر بارهای جانبی استوار می‌باشد، بدین صورت که در زمین‌لرزه‌های کوچک و متوسط با تامین سختی و مقاومت لازم در سازه، باعث کنترل تغییر مکان جانبی و جلوگیری از تخریب اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای شده و در زمین‌لرزه‌های شدید با ایجاد شکل‌پذیری و جذب انرژی مناسب توسط اعضای سازه‌ای، مانع از فروریختن سازه شویم. انواع مختلف سیستم‌های متداول مقاوم در برابر زلزله عبارتند از : سیستم مهاربندی جانبی، سیستم دیوار برشی، سیستم مقاوم قاب خمشی و سیستم دوگانه . [۳]

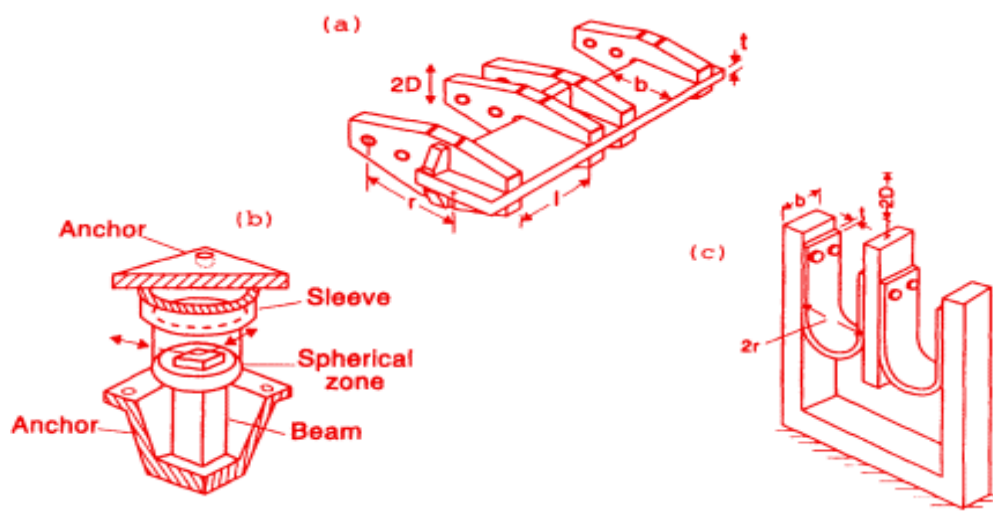
جهت طراحی سیستم‌های مدرن (نوین) برای یک طرح مقاوم لرزه‌ای مناسب، ابتدا سعی در حداقل نمودن مقدار انرژی هیسترتیک تلف شده در اعضای اصلی نمود. دو دیدگاه مهم جهت رسیدن به این هدف وجود دارد. اولین دیدگاه شامل طرح‌هایی است که در آن سعی در کاهش انرژی ورودی به سازه داریم که به عنوان مثال سیستم‌های جداسازی پایه از آن جمله اند. دومین دیدگاه بر روی مکانیزم‌های اتلاف انرژی در خود سازه متمرکز است. برای این منظور از یک سری تجهیزات استفاده می‌نماییم. این تجهیزات به گونه‌ای طراحی می‌شوند که بخشی از انرژی ورودی به سازه را تلف می‌نمایند و در نتیجه خسارت وارده به سازه اصلی که ناشی از اتلاف انرژی بصورت هیسترتیک می‌باشد، کاهش می‌یابد. انواع سیستم‌های مدرن مقاوم در برابر زلزله عبارتند از : ۱- سیستم‌های جداسازی پایه‌ای ۲- سیستم‌های فعال و نیمه فعال ۳- سیستم‌های منفعل (غیرفعال) .

از میان سیستم‌های منفعل اتلاف انرژی، میراگرهای فلزی به دلیل عدم نیاز به تکنولوژی پیچیده جهت ساخت، عملی تر بودن کاربرد آنها در سازه، رفتار پایدار در برابر زلزله و دخیل نبودن عوامل محیطی (درجه حرارت، رطوبت و ...) در رفتار مکانیکی آنها، از اهمیت خاصی برخوردارند. این میراگرها باعث افزایش میرایی و سختی در سیستم سازه‌ای شده و ظرفیت اتلاف انرژی را افزایش می‌دهند. [13]

افزودن میراگرهای فلزی به سازه باعث تمرکز اتلاف انرژی در میراگرها می‌شود که پس از وقوع زلزله می‌توان میراگرها را براحتی تعویض نمود (به علت اتصال پیچی میراگر به تیر و بادبند) و جهت مقابله با زلزله‌های بعدی مقاوم نمود. این قطعات انرژی ورودی به سازه را به انرژی کرنش پلاستیک یا انرژی هیسترتیک تبدیل می‌کنند. این انرژی غیرقابل برگشت است و در سازه تلف می‌شود.

میراگر *TADAS* (ورق مثلثی) از جمله میراگرهای فلزی اند که دارای پشتوانه تحقیقاتی تئوری و آزمایشگاهی بوده و به خاطر سهولت اجرایی و کاهش هزینه‌های تقویت لرزه‌ای و افزایش توان لرزه‌ای سازه‌ها می‌تواند به عنوان شیوه‌ای برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌های ضعیف استفاده گردد. سیستم *TADAS* معمولاً به عنوان بخشی از عضو بادبندی طراحی شده و به گونه‌ای نصب می‌شود که تغییر مکان طبقه باعث ایجاد تغییر مکان نسبی در دستگاه شود. استهلاک انرژی در این سیستم از طریق تغییر شکل خمیری ورقهای فولادی در خمش ایجاد می‌شود. محل نصب این المانها در ساختمان، معمولاً در محل اتصال مهاربندهای شورون (بادبند هشتی) بین انتهای مهاربند و تیر طبقه است. [13]

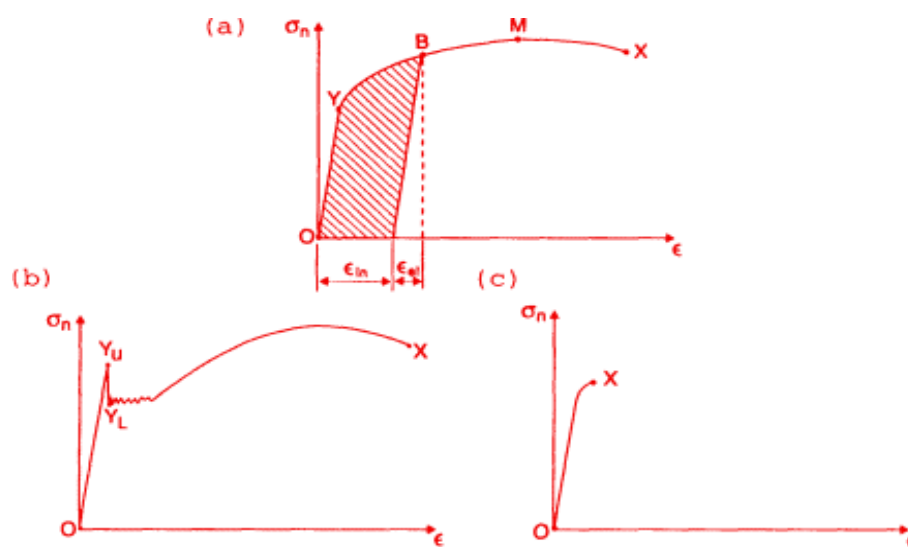
یکی از موثرترین مکانیزمهای موجود برای اتلاف انرژی ورودی به سازه به هنگام زمین لرزه، تغییر فرمهای غیرالاستیک ماده فلزات است. در سازه های فولادی متداول، طرح ضد لرزه ای بر شکل پذیری بعد از تسلیم (جاری شدن) (*Post-Yielding*) اعضاء سازه، جهت فراهم آوردن اتلاف انرژی مورد نیاز اتکاء می‌نماید. هر چند ایده بکارگیری جداگانه میراگرهای هیسترتیک فلزی در داخل سازه بمنظور جذب بخش عمده ای از انرژی لرزه ای با کارهای آزمایشگاهی و مفهومی توسط Kelly و Skinner از سال ۱۹۷۲ شروع شد. تعدادی از این تجهیزات شامل میراگرهای تیر- پیچشی، تیر- خمشی، نوار U شکل غلتکی- خمشی، صفحه انعطاف پذیر، وسایل بکارگیری فرایند اکستروژن و لعاب سرب و صفحه راست گوشه می باشند. که بعضی از آنها در شکل (۲-۱) آمده است. [۱۵]



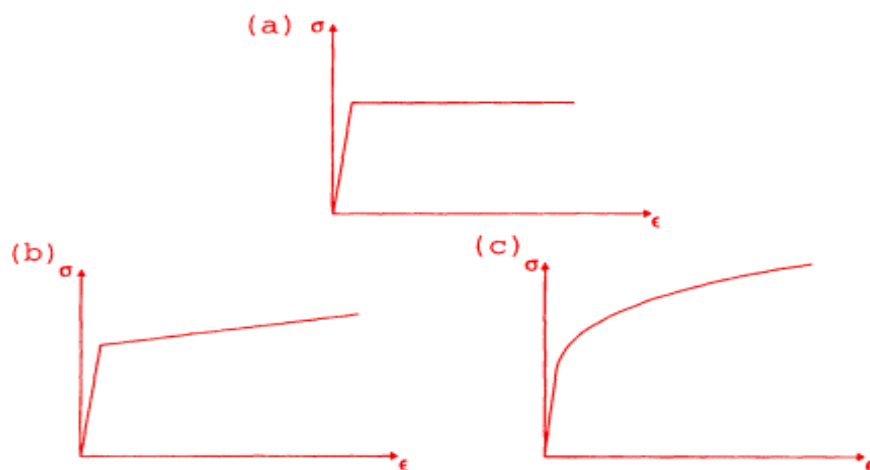
شکل (۲-۱) - هندسه میراگرهای فلزی (a) تیر-پیچشی (b) تیر-خمشی (c) U شکل نواری [6]

۲-۲- اصول پایه‌ای میراگر

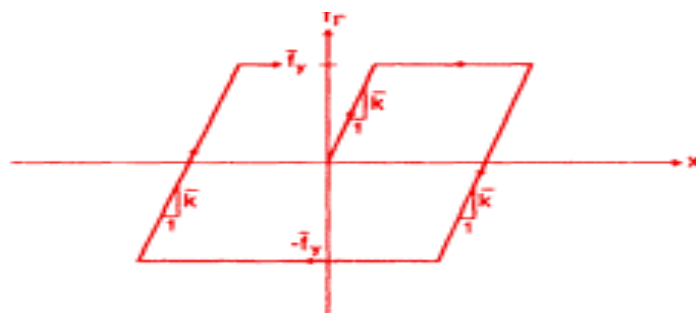
با وجود تفاوت‌های آشکار در شکل هندسی این نوع میراگرها، مکانیزم اتلاف انرژی آنها در تمام موارد از تغییر شکل غیرالاستیک فلز نتیجه می‌شود. معمولاً این فلز، فولاد نرمه آهسته سرد شده است، هر چند در بعضی مواقع سرب یا آلیاژهای فلزی دیگری استفاده می‌شود. ولی یک فلز شکننده مانند چدن نمیتواند کاندید خوبی برای استفاده در میراگرهای فلزی، به دلیل آنکه اتلاف انرژی خیلی کوچکی قبل از شکست ایجاد می‌کند، باشد. [۱۵]



شکل (۲-۲) - تنش اسمی- کرنش قراردادی (a) منحنی تنش-کرنش میله فلزی (b) فولاد نرمه (c) فلز شکننده (ترد)



شکل (۲-۳) - مدل‌های ریاضی تنش- کرنش؛ [۱۶]
 (a) الاستیک - پلاستیک کامل (b) الاستیک خطی با کرنش سخت شدگی (c) رامبرگ - اوزگود



شکل (۲-۴) - مدل نیرو - جابجایی برای عضو غیرفعال الاستیک - پلاستیک کامل، مثل میراگر فلزی (تسلیمی)

۲-۲-۱- ایده زنجیر ایمن (تسلیم هدایت شونده)

یکی از ایده‌هایی که در طراحی سازه باید مورد توجه قرار گیرد، انرژی پذیری سازه است که می‌تواند از ایده زنجیر ایمن پاولی استفاده گردد. پاولی عملکرد سازه در زلزله را به یک زنجیر تشبیه می‌کند که دارای دو نوع حلقه است: حلقه‌های ترد ارتجاعی و حلقه‌های نرم که می‌توانند تسلیم شوند. حلقه‌های ترد باید طوری طراحی شوند که تحت بار زلزله از حوزه ارتجاعی خارج نشوند. برای این منظور لازم است مقاومت حلقه‌های نرم کمتر باشد تا فرایند تسلیم به طور هدایت شده در این حلقه‌ها متمرکز گردد و حلقه‌های ترد از گزند زلزله آسیب نبینند (شکل (۲-۵)). این ایده در ضوابط زلزله آشتو برای طرح پل مورد استفاده قرار گرفت. بدین ترتیب که برای پرهیز از حالت‌های شکست ترد نظیر شکست محوری و برشی ستون و اتصالات، و به منظور هدایت تسلیم به سمت تشکیل لولای خمیری در ستونها،

ضریب رفتار برای محاسبه نیروی اتصالات و نیروی محوری و برشی در ستون برابر یک ($R=1$) در نظر گرفته می‌شود، در حالی که برای محاسبه لنگر خمشی ستون‌ها، ضریب رفتار ۵ پیشنهاد شده است (یعنی دارای شکل پذیری بیشتری اند). بدین ترتیب می‌توان تضمین کرد که در هنگام زلزله با وقوع سازکار خمشی، از وقوع حالت‌های شکست نامطلوب در اتصالات و اعضا جلوگیری خواهد شد. این عملکرد مثل حکایت کاربرد میراگر فلزی در سازه می‌باشد. بطوری که در هنگام زلزله میراگر فلزی (حلقه نرم) تسلیم می‌شود و اعضای اصلی سازه (حلقه ترد) رفتار ارتجاعی و خطی خواهند داشت. [11] پس استفاده از حلقه زنجیر ایمن پاولی می‌تواند به عنوان یکی از مناسب‌ترین ایده‌ها در طراحی سازه‌ها در برابر زلزله مورد توجه قرار گیرد که در راستای خاصیت انرژی پذیری سازه است.



شکل (۲-۵) - نمای شماتیک زنجیر ایمن پاولی

۲-۲-۲- اثرات حرارتی

خواص مکانیکی فولاد سازه ای در مجاورت حرارت اتاق ثابت و پایدار است. این رفتار یکی از دلایل انتخاب مکرر آن در مصالح ساختمانی می‌باشد. در خلال یک زمین‌لرزه قوی، فولاد سازه ای بکاررفته در میراگرهای فلزی عموماً بطور سیکلی بخوبی وارد محدوده غیرالاستیک می‌شوند. بطوری که بخش عمده ای از انرژی تلف شده به حرارت تبدیل خواهد شد و بنابراین باعث افزایش حرارت فلزات اطراف می‌شود. مقدار حرارت افزایش یافته می‌تواند توسط یک رابطه تعادل انرژی تخمین زده شود. انرژی تلف شده منبع حرارتی را مشخص می‌کند، در حالیکه در فرآیندهای هدایت و انتقال حرارت در جستجوی باز توزیع آن انرژی حرارتی می‌باشند. نتیجه نهایی بستگی به مصالح، هندسه، دامنۀ کرنش و نرخ کرنش دارد. هر چند برای طراحی معقول میراگرهای فولادی، انتظار نمی‌رود افزایش حرارت خواص

مکانیکی این تجهیزات را بطور قابل ملاحظه‌ای دستخوش تغییرات نماید. از طرف دیگر، اثرات حرارتی برای میراگرهای سربی از آنجائیکه رفتار این فلز به افزایش نه چندان زیاد نسبت به دمای اتاق بسیار حساس است حائز اهمیت می‌باشد. [17]

۲-۲-۳- تئوری های گسیختگی

استفاده از میراگرها در سازه‌ها بمنظور بهبود بخشیدن به ظرفیت اتلاف انرژی کلی آنهاست. در یک زلزله قوی، این میراگرها باعث ادامه بقای سازه و متعاقباً حافظ ساکنین آن می‌شوند. در نتیجه، در نظریه دوام هر میراگر و مقاومت در برابر پدیده خستگی یکی از مسائل مهم و قابل توجه است. اغلب کارهای صورت گرفته در زمینه دوام میراگرهای فلزی به آزمایشهای فیزیکی محدود شده‌اند. هر چند بعضی از تئوری‌های پدیده‌شناسی وجود دارد که می‌توان از آنها به این منظور استفاده نمود. [۱۵]

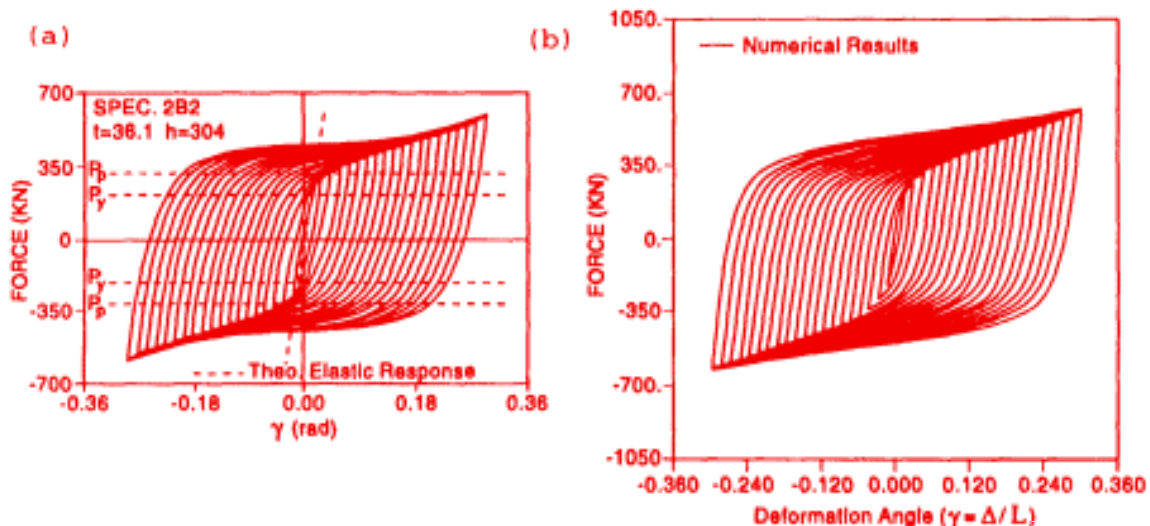
تئوری‌های پلاستیسیته و ویسکوپلاستیسیته تنها قادر به شناسایی رفتار فلزات در محدوده غیرخطی ناشی از بارگذاری سیکلی می‌باشند. عموماً این مدلها شامل مسائل گسیختگی نمی‌شوند. در حالیکه بدیهی است فلزات تحت اثر بارگذاری سیکلی اغلب به علت پدیده خستگی گسیخته می‌شوند. یکی از مسائل ویژه در مطالعه میراگرهای فلزی پدیده‌ای بنام خستگی کم سیکلی (Low-Cycle Fatigue) است که از تعداد محدودی چرخه که به خوبی وارد محدوده غیرالاستیک شده باشد نتیجه می‌شود (برای مثال کمتر از هزار سیکل). مکانیزم واقعی شامل رشد و بهم پیوستن ترکهای مویی است که در نهایت به گسیختگی در سطح ماکروسکوپیک سوق پیدا می‌کند. از آنجائیکه این فرایند به سختی قابل دنبال نمودن است، یک دیدگاه پدیده‌شناسی وسیعتری که به شکل عمومی براساس مفهوم خسارت مصالح پایه ریزی شده باشد می‌تواند بکار گرفته شود. دیدگاه رایج برای تحلیل خستگی کم سیکلی استفاده از نتایج آزمایش تک محوری جهت مشخص نمودن گسیختگی در سطوح مختلف از محدوده کرنشی سیکلی است. [17]

۲-۳- مدل سازی ماکروسکوپیک

در توسعه مدل های مناسب نیرو-جابجایی، حداقل چند روش مختلف می تواند مورد استفاده قرار گیرد. روش اول که روش مدل سازی تجربی است، شامل استفاده مستقیم از داده های تجربی بدست آمده از آزمایش قطعه ای میراگرها می باشند. شکل اصلی مدل نیرو-جابجایی در ابتدا انتخاب و پارامترهای مدل با استفاده از یک روش برازشی تعیین می شوند. در ضمن در این روش پاسخ هر میراگر فلزی، تابعی از هندسه آن و خصوصیات مکانیکی فلزی که در ساخت آن استفاده شده، می باشد. [6]

در روش دوم (روش مدل سازی مکانیکی)، مدل نیرو-جابجایی برخلاف روش اول، از یک رابطه مناسب ماده برای فلز، با اعمال اصول مکانیک ساخته می شود. این روش اخیر معمولاً می تواند دید مضاعفی را در رفتار وسیله میراگر فراهم آورد در حالیکه نیاز برای انجام آزمایشهای قطعه ای را کاهش می دهد.

رابطه نیرو-جابجایی برای میراگر به راحتی می تواند برای پاسخ الاستیک جزء کوچک پایه ریزی شود. در این حالت تئوری کلاسیک اویلر-برنولی قابل استفاده بوده و یک فرمولاسیون شبه استاتیکی با صرف نظر کردن از اینرسی ورق برگزیده می شود. [18]



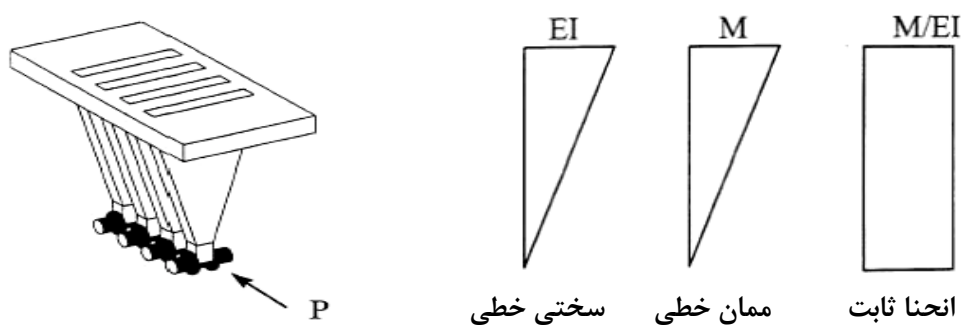
شکل (۲-۶) - حلقه های هیسترتیک میراگرهای فلزی ورق مثلی TADAS [6]

(a) آزمایشگاهی (Tsai, 1993) (b) نتایج عددی

۲-۳-۱- انتخاب شکل هندسی میراگر

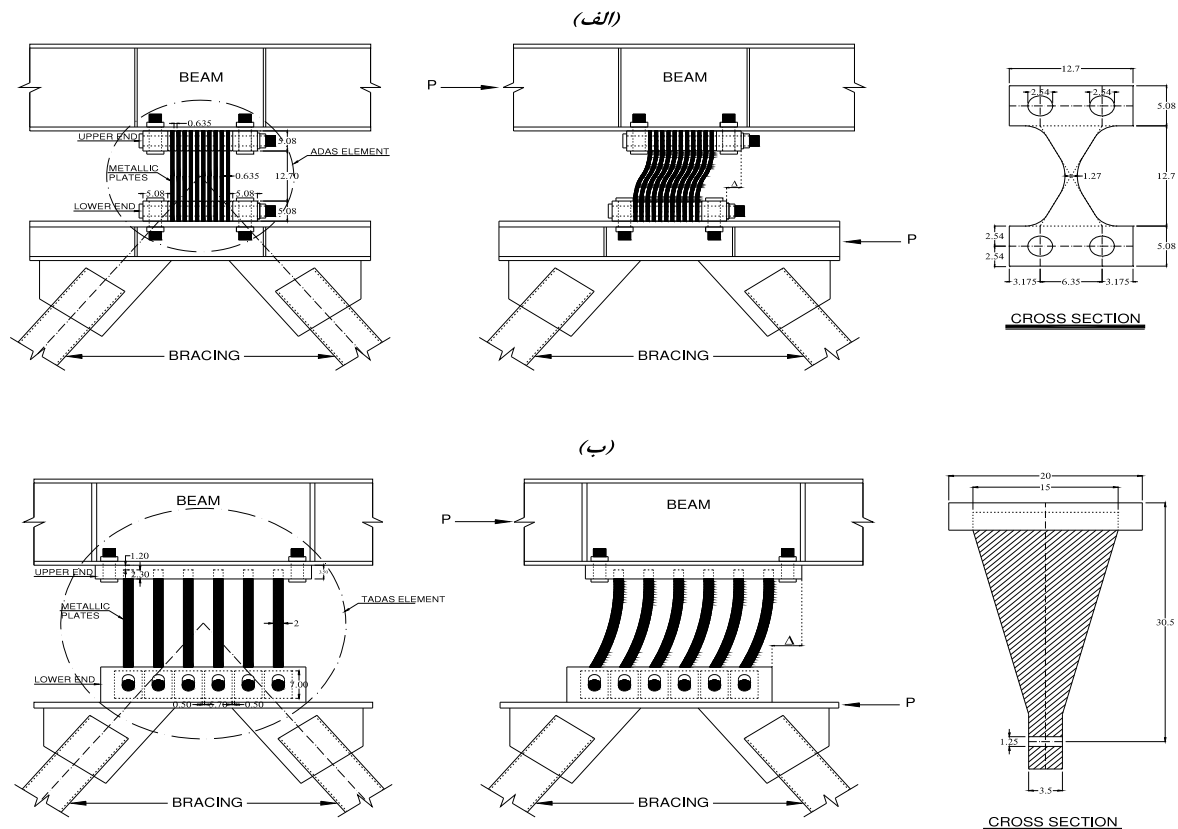
انتخاب شکل این نوع از میراگرهای فلزی (ADAS) ارتباط مستقیمی به تسلیم سطح ورق دارد. جهت حداکثر نمودن اتلاف انرژی در میراگرها نیاز به یک شکل خاص برای ورق میراگرها داریم تا در هنگام اعمال نیرو، کل ارتفاع ورق دچار تسلیم شود. [۳]

ورق فلزی مستطیلی شکل تحت نیروی جانبی دچار انحنای مضاعف حول محور میانی خود می‌شود و فقط در دو انتهای خود دچار تسلیم می‌شود، یعنی تغییرشکل پلاستیک به یک ناحیه کوچک در دو انتهای ورق محدود می‌گردد. ولی در ورق فلزی مثلی شکل انحنای تک اتفاق می‌افتد. این ورق در امتداد خود بصورت یکنواخت دچار تسلیم خواهد شد، یعنی تغییرشکل پلاستیک بطور یکنواخت در ارتفاع ورق توزیع می‌شود. همچنین شکل ورق‌های مثلی به گونه‌ای است که تسلیم در تمام طول ورق اتفاق بیافتد. همانگونه که در شکل (۲-۷) نشان داده شده است سختی و ممان بصورت خطی در طول ورق تغییر می‌کنند و بنابراین انحنا در طول ورق ثابت است و تمرکز انحنا پیش نمی‌آید. [۳]



شکل (۲-۷) - خصوصیات هندسی میراگر ورق مثلی (المان TADAS)

و اما ورق فلزی X شکل دچار انحنای مضاعف می‌شود. این ورق در امتداد ارتفاع خود بصورت یکنواخت دچار تسلیم خواهد شد. بعبارت دیگر تغییرشکل پلاستیک بطور یکنواخت در ارتفاع ورق توزیع می‌گردد. بنابراین جهت دستیابی به اتلاف انرژی مطلوب در میراگرها، استفاده از ورق‌های X شکل و مثلی مناسب‌تر از ورق‌های مستطیلی می‌باشد. به شکل (۲-۸) توجه شود. [13]



شکل (۲-۸) - نحوه عملکرد میراگرهای فلزی در هنگام بارگذاری جانبی؛ (الف) المان XADAS (ب) المان TADAS

۲-۴- انواع میراگرهای فلزی - Metallic Dampers

۲-۴-۱- 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 آهن 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. این عمل با قراردادن مرزهای صلب در وسیله انجام میشود. 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 نمونه‌ها، 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 ورقه‌های فلزی جایگذاری شده در وسیله می‌گردد و این جاری شدن خود موجب مستهلک نمودن مقدار زیادی انرژی می‌شود. مطابق شکل (۲-۹). [2]

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؛

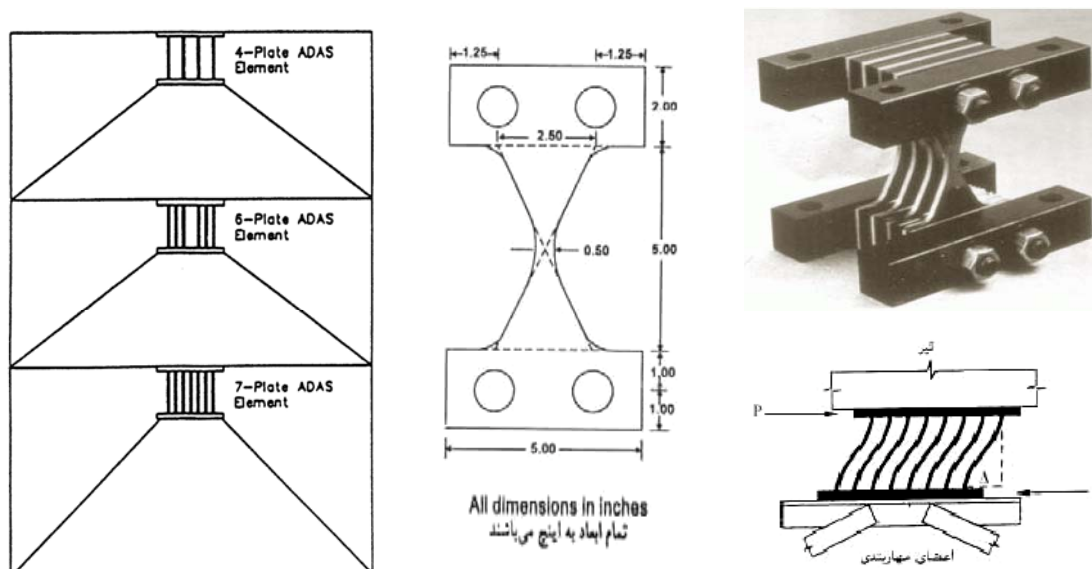
✓ میزان انرژی ارسالی به سایر المانهای سازه به نحو مطلوبی کاهش پیدا میکند؛

✓ 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). [۱۶]

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. مطابق شکل (۲-۹). [2]



شکل (۲-۹)- هندسه میراگر فلزی دارای صفحه X شکل (اهدایه شرکت Counter Quake)، نحوه عملکرد المان *XADAS* به هنگام بارگذاری جانبی، طرز قرارگیری به اندازه ورقها در طبقات

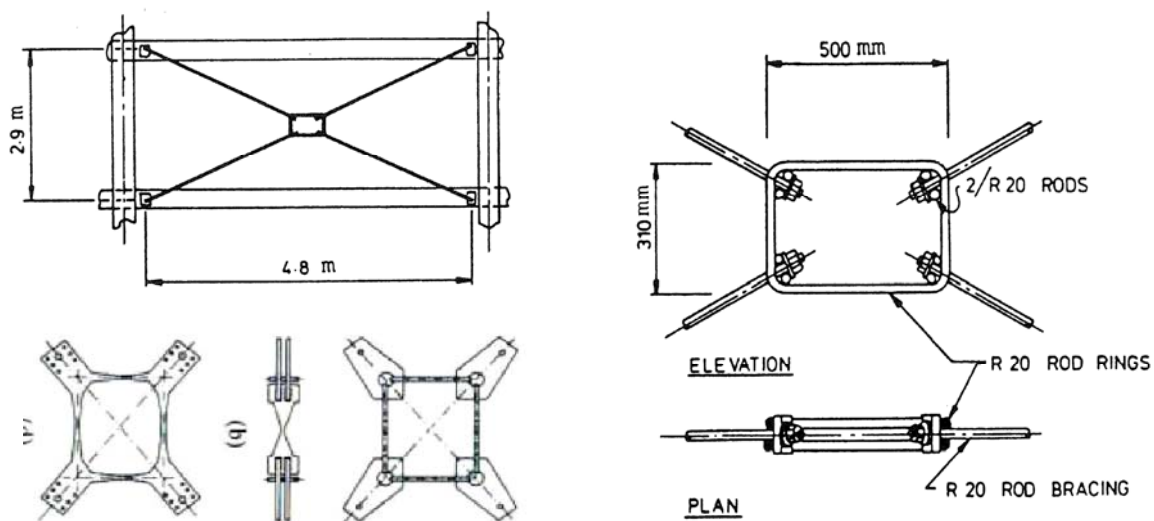
۲-۴-۲- میراگر جاری شونده حلقوی (قاب تسلیمی مرکزی) - YDBF

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. [30]

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 (آهن مدور) انجام میشود. [30]

از خاصیت جاری شدن فلزات در روشهای مختلفی جهت افزایش کارائی 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 قطعه ای از پیش تعیین شده رخ میدهد که بعد از بارگذاری زلزله نیز قابل تعویض می باشد. [۱۶]



شکل (۲-۱۰) - قاب با مهاربند ضربداری دارای میراکننده تسلیم شدنی (YDBF)، جزئیات اتصال پیچی و جوشی

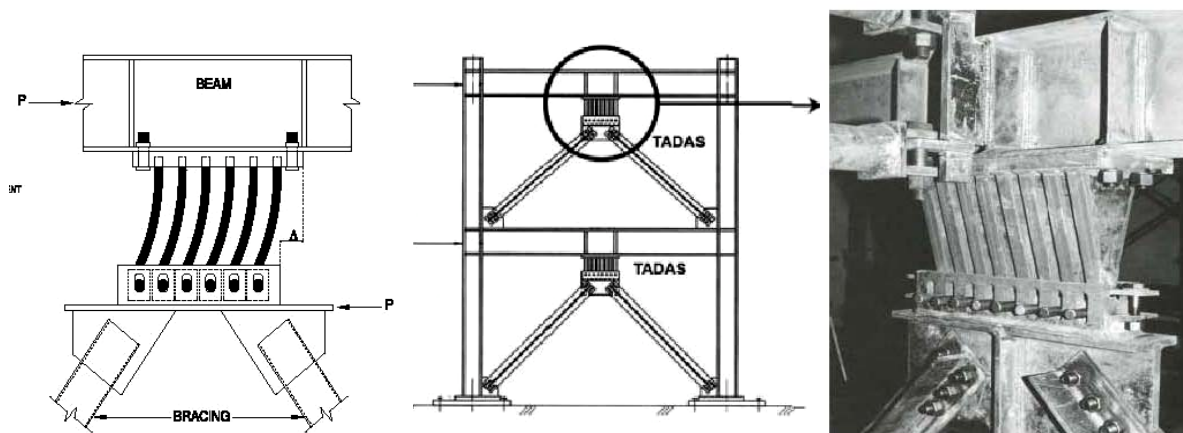
میراگر جاری شدنی. [2] Yielding Damped Bracing Frame

۲-۴-۳- میراگر فلزی ورق مثلثی - Triangle ADAS

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 (۲-۱۱) نشان داده شده است نصب می شود. 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 (۲-۱۱) از طریق تغییرشکل

خمشی یکنواخت تک تک ورقها مقاومت می نماید. [6] 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 تغییرمکان جانبی قاب، فنر ضعیفتر 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 مثلی با تغییرشکلهای غیرارتجاعی بزرگ باعث کاهش تغییرمکان نسبی طبقات شده و از مقدار برش پایه و Drift طبقات می کاهد.

در ضمن دلیل انتخاب شکل مثلی برای این المان اینست که، نسبت لنگر به ممان اینرسی موجود در عضو در سرتاسر طول آن یکنواخت باقی مانده (انحنای ثابت) و بدین ترتیب انرژی بصورت یکنواخت در کل طول آن مستهلک شود. [۱۵]



شکل (۲-۱۱)- کاربرد میراگر فلزی در قاب ، نحوه کارکرد المان *TADAS* در زمان وقوع زلزله [6]

۲-۵- مطالعات تجربی و آزمایشگاهی

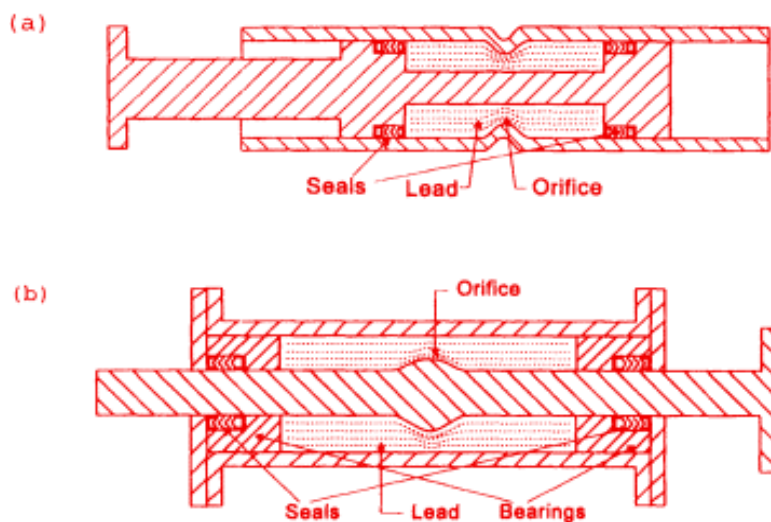
در بخشهای قبلی، یک زیربنای تئوری برای در نظرگیری میراگر فلزی ارائه شد. هر چند، با مرور ادبیات فنی واضح است که تلاش بسیار زیادی بر روی آزمایش میراگرهای فلزی و آزمایش سازه‌ها انجام گرفته است. در حقیقت در جهت اطمینان خواهد بود که گفته شود بیشتر محققین یک روش

طراحی با آزمایش را بکار گرفته‌اند. از آنجائیکه بررسی تمامی کارهای موجود غیرممکن است، در عوض تمرکز بر روی تعدادی از مطالعات تجربی جامع صورت می‌گیرد. [۱۵]

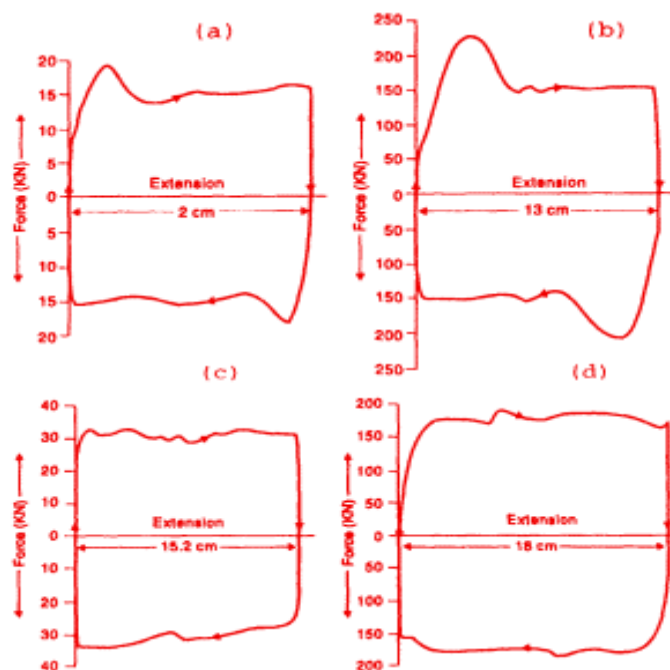
اولین آنها در کارهای Kelly, 1972 و Skinner, 1975 تشریح شده است. در مرجع اول ایده استفاده از میراگرهای فلزی برای بیان هدف از اتلاف انرژی لرزه‌ای در یک سیستم سازه‌ای معرفی شده است. این محققین سپس عملکرد سه عدد از این میراگرها را که شامل تغییرشکل پیچشی و خمشی فولاد می‌شود بطور دقیق بررسی نمودند. تاکید در این مطالعات بر روی آزمایش قطعه‌ای بوده است. میراگرها در یک دستگاه ساخت کارخانه Instorn برای تعیین پاسخ سیکلی نیرو-جابجایی و عمر مربوط به خستگی آزمایش شدند. روابط تحلیلی نیز در یک مطالعه اولیه برای به کمیت درآوردن رفتار، توسعه داده شد. در مقالات بعدی، علاوه بر میراگرهای نشان داده شده در شکل (۲-۱)، یک میراگر ورق طره‌ای که همان آزمایشهای قطعه‌ای و مدل تحلیلی ساده در مورد آن استفاده شده بود مورد بررسی قرار گرفت. در حالیکه در این مرحله میراگرها هنوز کاملاً تکامل نیافتاده بودن، هر چهار نوع بنظر می‌رسید که توان بالقوه برای استفاده در طراحی مقاوم لرزه‌ای سازه‌های واقعی را داشته باشند. همچنین Aguirre & Sanchez, 1992 میراگرهای U شکلی را که بسیار مشابه شکل (۲-۱-۱) بودند، آزمایش نمودند. در آزمایش آنها پاسخ نیرو-جابجایی، عمر خستگی و افزایش دمای نمونه طی بارگذاری سیکلی نیز لحاظ گردید. [6]

آقایان Robinson & Greenbank, 1976 تعدادی میراگر فشاری-سربی (Lead-Extrusion) را برای استفاده به عنوان تلف کننده‌های انرژی توسعه داده و سپس آزمایش نمودند. دو نمونه از این میراگرها در شکل (۲-۱۲) و نمونه‌ای از حلقه‌های هیستریزیس نیرو-جابجایی در شکل (۲-۱۳) نشان داده شده‌اند. شکل تقریباً مستطیلی نشان دهنده آن است که این میراگرها تمایل به بیشینه نمودن اتلاف انرژی برای یک دامنه نیرو-جابجایی خاص دارند. به علاوه ظرفیت طراحی این میراگرها بصورتی است که خستگی، مسئله اصلی نیست زیرا که سرب در دمای اتاق بطوری کار می‌کند که گویا داغ باشد. نتایج نشان داده شده آزمایشها در شکل (۲-۱۳) در فرکانس‌های بسیار پایین بدست آمده‌اند

($f < 0.004$ Hz). هر چند آزمایشهای دیگری در فرکانسهای مناسبتری انجام شد و اشاره به این موضوع می‌نمایند که میراگرها تنها با اعتدال، وابسته به نرخ کرنش می‌باشند. ادامه این تحقیق منجر به توسعه یک میراگر برشی سربی (Lead Shear) که برای کاربردهای تجاری در نظر گرفته شد در مقاله Monti & Robinson, 1996 مورد بحث قرار گرفته است. [۱۵]



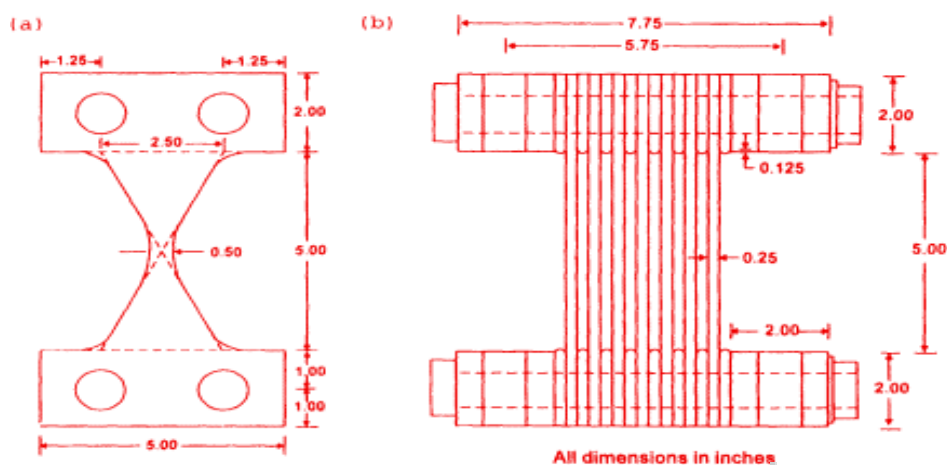
شکل (۲-۱۲) - تلف کننده‌های انرژی فشاری سربی؛ (a) طرح لوله فرورفته (b) طرح میله (شفت) شکم‌دار



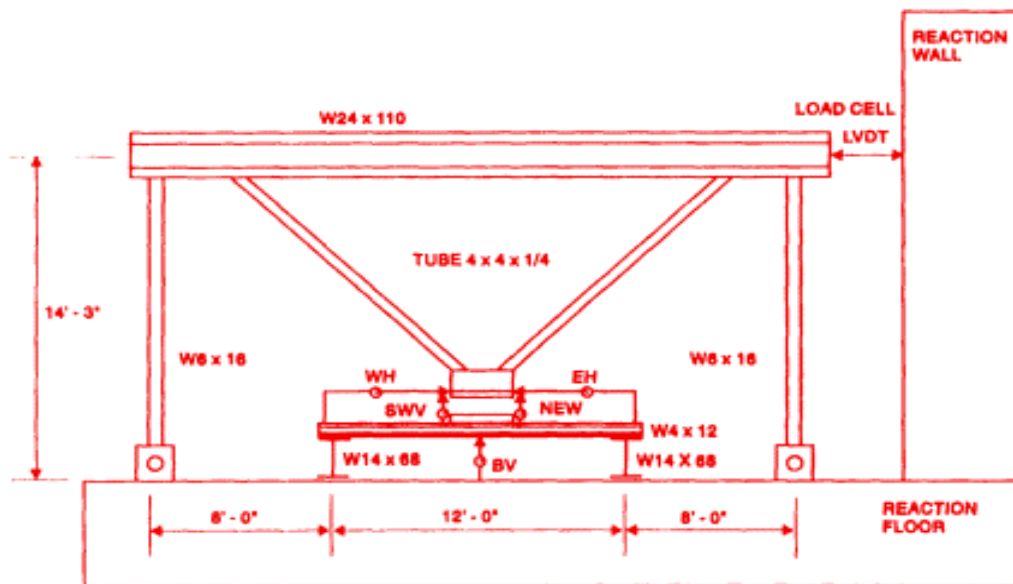
شکل (۲-۱۳) - حلقه‌های هیستریزیس نیرو-جابجایی تلف کننده‌های انرژی فشاری سربی در 1 Cm/min

(a,b) نمونه‌ای از پاسخ لوله فرورفته (c,d) نمونه‌ای از پاسخ میله شکم‌دار [6]

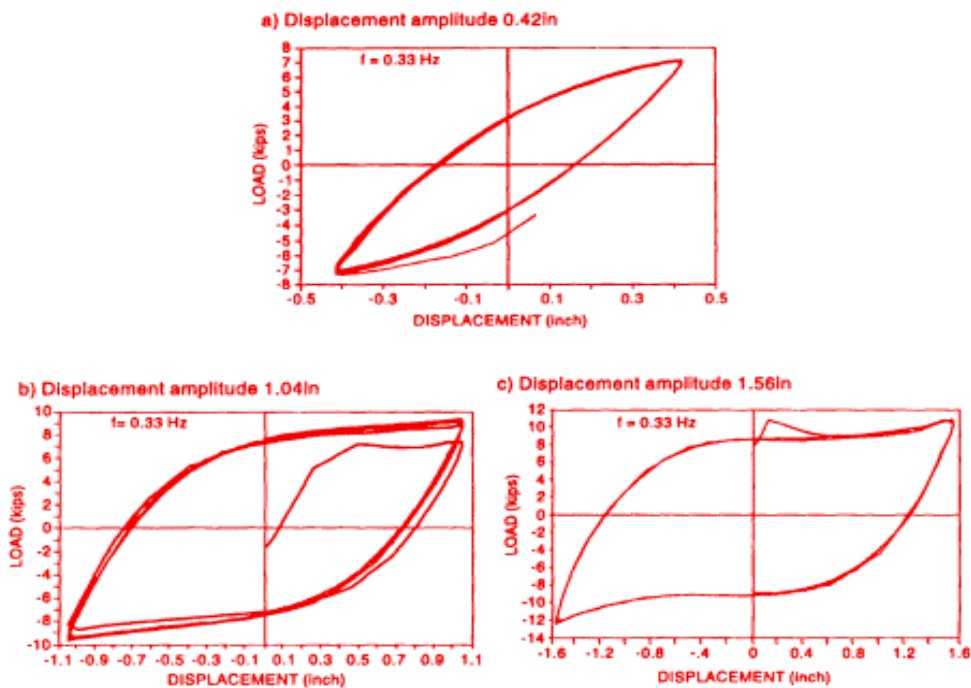
در حال حاضر، اغلب میراگرهای فلزی از نوع میراگرهای فولادی ورق خمشی می‌باشند و تعدادی کارهای تجربی در مورد آنها در دانشگاه‌های مختلف انجام شده است. آقایان Bergman & Goel, 1987 در مورد آزمایش سیکلی میراگرهای ورقی از نوع X و V که توسط کمپانی Bechtel ساخته شده بود گزارشی تهیه نمودند. جزئیات هندسی میراگر به شکل X در شکل (۲-۱۴) آمده است در حالیکه مجموعه آزمایشی یک ساختمان یک طبقه با مقیاس واقعی در شکل (۲-۱۵) نمایش داده شده است. جمعاً سه میراگر تحت جابجایی با دامنه ثابت و فرکانس 0.33 هرتز آزمایش شدند. برای هر نمونه، هفت دامنه جابجایی مختلف تا مرز بالای تقریبی 1.5 اینچ در نظر گرفته شد و هر کدام تحت ده سیکل بارگذاری قرار گرفتند. با ادامه بارگذاری سیکلی در بالاترین مقدار دامنه جابجایی، آزمایش پس از رخداد شکست متوقف شد. منحنی‌های نیرو-جابجایی میراگر به شکل X در دامنه‌های جابجایی 0.42، 1.04 و 1.56 اینچ در شکل (۲-۱۶) آمده است. انرژی تلف شده در هر سیکل را می‌توان از مساحت حلقه‌های هیستریزیس آنها محاسبه نمود و این مقادیر در گزارش آنها آورده شده است. عمر مربوط به خستگی نمونه، 44 سیکل با دامنه 1.56 اینچ می‌باشد در حالیکه میراگر به شکل V نشان داد که از محبوبیت کمتری در طراحی به خاطر قابلیت جذب انرژی و دوام برخوردار است. بعنوان یک نتیجه‌گیری در این گزارش نقل شده که کوتاه‌شدگی محوری میراگر که در جابجایی‌های افقی بزرگ رخ می‌دهد می‌باید در طراحی عضوهای سازه‌ای مجاور و اتصالات در نظر گرفته شود. [۱۶]



شکل (۲-۱۴)- هندسه عضو ADAS یک میراگر فلزی با ورق X شکل (Whittaker, 1991)



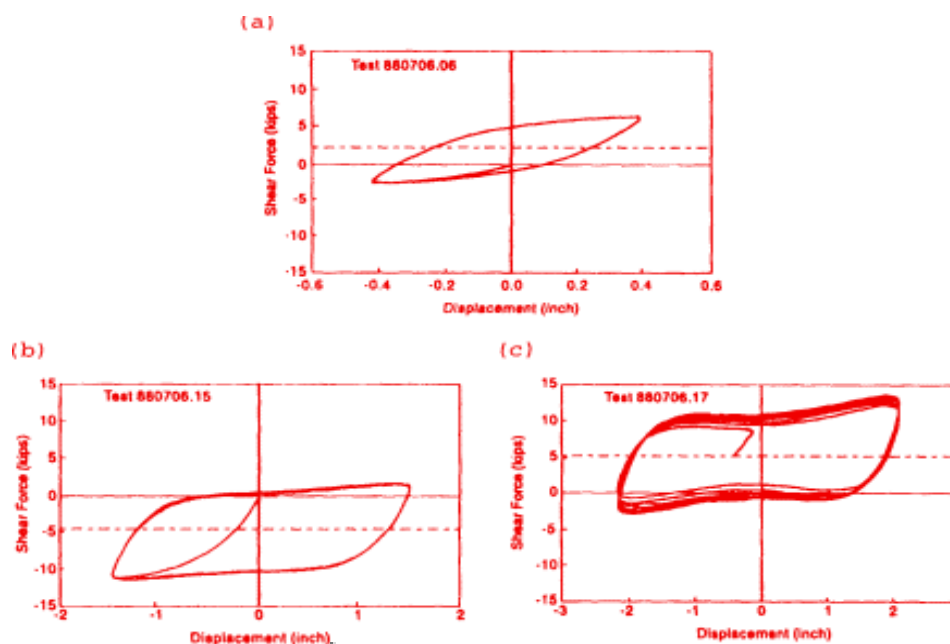
شکل (۲-۱۵) - مجموعه آزمایش سازه یک طبقه با میراگر X شکل (Bergman & Goel, 1987)



شکل (۲-۱۶) - منحنی‌های پاسخ نیرو-جابجایی میراگر X شکل در سه دامنه جابجایی مختلف [6]

یک برنامه آزمایش مفصل‌تر در دانشگاه کالیفرنیا در برکلی توسط Whittaker, 1991 انجام شد. در این بررسی که توسط کمپانی Bechtel و CounterQuake انجام شده بود هدف بر روی ارزیابی یک شکل خاص از میراگرهای ورق به شکل X که به عنوان اعضای افزایشده سختی و میرایی (ADAS) شناخته می‌شوند، معطوف گردید. خصوصیات ابعادی یک نمونه عضو ADAS در شکل (۲-۱۴) نشان

داده شده است. این طرح به میراگر ورقی X شکل که توسط Bergman & Goel, 1987 در نظر گرفته شده بسیار شبیه بود. هر چند در بررسی Whittaker هر دو آزمایشهای سیکلی قطعه‌ای و شبیه‌سازی لرزه‌ای انجام شده بود. برای تعیین خصوصیات مکانیکی اعضای ADAS، یک قاب آزمایشی درون صفحه‌ای با استفاده از کنترل جابجایی افقی و کنترل نیروی قائم بکار گرفته شد. پاسخ نیرو-جابجایی تجربی بدست آمده برای عضو ADAS با هفت ورق، در شکل (۲-۱۷) برای دامنه‌های جابجایی تقریبی 0.45، 1.5 و 2.2 نشان داده شده اند. [19]

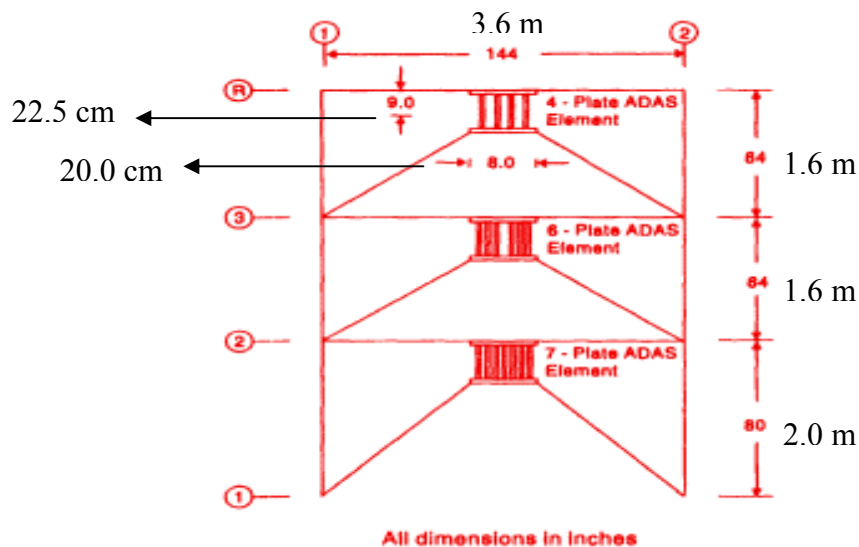


شکل (۲-۱۷)- منحنی پاسخ نیرو- جابجایی اعضای ADAS با دامنه جابجایی؛ (a) 0.45" (b) 1.5" (c) 2.2"

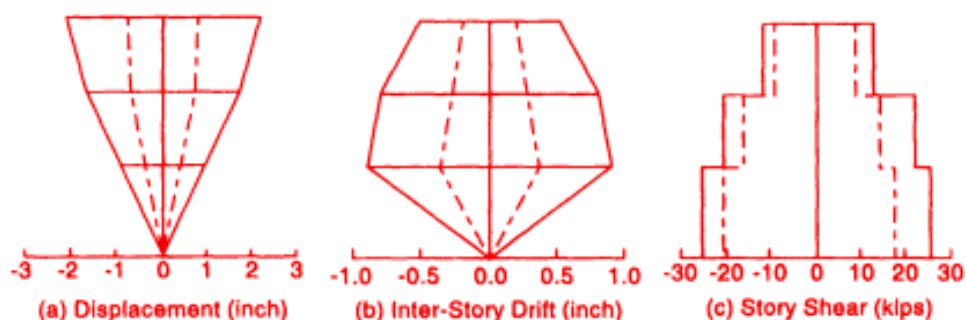
براساس تشابهات موجود در طراحی، انتظار می‌رود که حلقه‌های هیستریزیس بدست آمده توسط Bergman, ... و Whittaker, ... می‌باید از لحاظ ظاهری مشابه باشند. با مقایسه شکل‌های (۲-۱۶) و (۲-۱۷) (a) می‌توان پی برد که تنها در دامنه‌های کوچک سیکلی این شباهت وجود دارد. هر چند در دامنه‌های بزرگتر پاسخ دارای اختلافات قابل ملاحظه‌ایست که می‌توان در مقایسه با شکل‌های (۲-۱۶) و (۲-۱۷) (b) به آن پی برد. این اختلاف در دامنه‌های تغییرمکانی بزرگ ناشی از اثرات محوری متناظر با تغییرشکل محدود می‌باشد. تغییرشکل محوری در آزمایش‌های Bergman & Goel, 1987

توسط اعضاء قاب نگهدارنده تحمل گردید. اما در مطالعه Whittaker, 1991 این تقید قائم وجود نداشت. برای تغییرشکلهای ADAS که احتمال وقوع آن در زلزله‌های شدید وجود دارد، همبستگی مابین پاسخ جانبی و محوری منظور نشده است. حتی بدون تقید محوری، اثرات غیرخطی هندسی کم کم با افزایش دامنه جابجایی ظاهر می‌شود. برای مثال سختی ظاهری میراگر در شکل (۲-۱۷-۱) ناشی از تغییرشکل محدود است که شامل کرنش سخت شدگی مصالح نمی‌باشد. می‌باید تاکید شود که این مباحث اشاره به این موضوع نمی‌کند که اجزاء ADAS برای تغییرشکلهای جانبی مناسب نیستند بلکه اثرات تغییرشکلهای محدود در ارزیابی طرح می‌باید منظور شوند. [۱۵]

همانطور که در بالا ذکر شد Whittaker, 1991 عملکرد اجزای ADAS را در یک سازه آزمایشگاهی تحت تحریک لرزه‌ای نیز بررسی نمودند. یک نمایی از قاب فضایی مقاوم خمشی شکل‌پذیر (DMRSF) تک دهانه سه طبقه که ابعاد پلان آن $12' \times 6'$ (۳٫۶ متر در ۱٫۸ متر) می‌باشد در شکل (۲-۱۸) نشان داده شده است. با شش میراگر ADAS نصب شده، تمام سازه با نماد ADAS-3 مشخص شده است. باید دقت شود که کاهش قابل ملاحظه‌ای در زمان تناوب اولین مود به علت سختی اضافه شده ناشی از مهاربندهای جناقی (Chevron) و اجزای ADAS رخ می‌دهد. در این بین افزایش در نسبت میرایی به تنهایی ناشی از میراگر ADAS می‌باشد. برای شبیه سازی لرزه‌ای، از سه نگاشت مختلف شامل خاک نرم مصنوعی با اختصار THSSR و زمین‌لرزه‌های N10E Chile (Llolleo) 1985 و SOOE El Centro 1940 استفاده شد. شکل (۲-۱۹) مقایسه‌ای بین پاسخ سازه بدون میراگر (DMRSF) و با میراگرهای فلزی (ADAS-3) تحت زمین‌لرزه Chile با حداکثر شتاب زمین $0.13g$ را نشان می‌دهد. نتایج انتخاب شده به شکل شماتیک و بطور واضح اثرات مفید میراگرهای ADAS را نشان می‌دهد. [6]



شکل (۲-۱۸) - سازه آزمایش شده مجهز به میراگر ADAS (Whittaker, 1991)



شکل (۲-۱۹) - مقایسه پاسخ سازه سه طبقه برای زمین لرزه 1985 Chile (Llolleo) N10E در شتاب 0.13g

(خطوط توپر = MRF، خط چین = ADAS) (Whittaker, 1991)

۲-۵-۱- تقویت سازه توسط المان‌های ADAS

در مورد روش تقویت به وسیله میراگر ADAS موارد زیر به عنوان اصول کلی و لازم الاجرا در

طرح تقویت در نظر گرفته می‌شوند: [۱۴]

(۱) اولین اعضایی که به حد تسلیم می‌رسند اعضای ADAS هستند. بدین ترتیب منحنی ظرفیت

سازه دارای دو شکستگی خواهد بود که اولین شکستگی مربوط به تسلیم اعضای میراگر و

دومین شکستگی مربوط به تسلیم سایر اعضا است.

۲) مهاربندهایی که میراگرها به آنها متصل شده‌اند به اندازه‌ای قوی طراحی شده‌اند که بعد از اینکه میراگرها به حد ایمنی جانی خود برسند، تسلیم شوند تا اعضای میراگر به وظیفه اصلی خود که استهلاک انرژی ورودی زلزله است ادامه دهند.

۳) تناسب بین مقاطع طراحی شده میراگرها طوری حفظ شود که همه میراگرها در تمام طبقات در یک زمان تسلیم شوند تا در هیچ یک از طبقات، سازوکار طبقه نرم اتفاق نیافتد.

۲-۶- تمهیدات طراحی میراگر

جهت استفاده از میراگرهای فلزی در سیستمهای سازه‌ای، لازم است راهنمایی‌ها و روش‌های طراحی براساس دانش بدست آمده از مطالعات تجربی و تئوریک فرموله شود. برای اعضای ADAS مطالعه عددی پارامتری توسط Xia & Hanson, 1992 در این مورد انجام شده است. میراگرهای ADAS ابتداً توسط یک مدل سخت شدگی خطی الاستیک که دارای سختی الاستیک K_d ، جابجایی تسلیم Δ_y و نسبت سخت شدگی بدون بعد می‌باشند مشخص می‌شوند. سپس پارامترهای کلیدی سازه تعریف می‌شود. پارامتر B/D نشان‌دهنده نسبت سختی مهاربند (K_b (brace) به سختی میراگر (K_d (damper) است در حالیکه SR نشان‌دهنده نسبت سختی مجموعه مهاربند-میراگر (K_a (assemblage) به سختی طبقه همان سازه بدون مهاربند (K_f (frame) می‌باشد. از آنجائیکه B/D و SR برای یک سازه میرا شده منفعل ثابت فرض شده است K_d و K_b بصورتی انتخاب می‌شوند که برای هر طبقه متناسب با K_f باشد. دو قاب ده طبقه مختلف با استفاده از برنامه DRAIN2D که شامل سه سیگنال زمین‌لرزه می‌شد در نظر گرفته شده‌اند. مقادیر متعددی از B/D ، SR ، Δ_y و نسبت سخت شدگی مورد مطالعه قرار گرفت. سپس نتایج جهت بسط معیارهای طراحی و روشی که با جزئیات بیشتر در گزارش Xia, 1990 آمده است استفاده شدند. در اصل روش طراحی براساس آئین‌نامه UBC برای سیستم‌های دوگانه است که قاب خمشی و مجموعه مهاربند-میراگر عمدتاً بارهای قائم و افقی را

به ترتیب تحمل می‌کنند. همچنین از تغییر شکل برشی میراگر صرف نظر می‌شود. این روش عمدتاً به منظور پایه ریزی پارامترهای B/D ، SR و Δ_y توسط محاسبات دستی می‌باشد. یک مثال طراحی نیز در مقاله Xia, 1990 ارائه شده است. یک روش مربوط به این موضوع در مقاله Tsai, 1993 برای طراحی سازه‌های مجهز به میراگر TADAS (ورق مثلثی) آورده شده است. دیاگرام نیرو-جابجایی در شکل (۲-۲۱) پارامترهای مرتبط را برای یک طبقه خاص با فرض اینکه جابجایی تسلیم میراگرهای TADAS (Δ_y) کمتر از آنهایی که مربوط به قاب بدون مهاربند-میراگر است (Δ_{yf}) تعریف شده است. با دوباره نویسی عبارات این مؤلفین، روش طراحی میتواند به صورت زیر تعریف شود: [6]

۱- تعریف زمین لرزه طراحی برای ساختگاه مورد نظر در سطح سرویس؛

۲- انتخاب یک مقدار SR مناسب براساس زمان تناوب اصلی قاب؛

۳- طرح اولیه قاب بدون مهاربند-میراگر و محاسبه سختی جانبی K_f و جابجایی تسلیم Δ_{yf} برای هر طبقه؛

۴- محاسبه سختی مجموعه TADAS (میراگر ورق مثلثی) و مهاربند به صورت:

$$K_a = (SR) K_f \quad (۲-۱)$$

یا سختی افقی المان و سازه: [۱۶]

$$K_a = \frac{K_b K_d}{K_b + K_d}, \quad B/D = \frac{K_b}{K_d} \Rightarrow K_a = \frac{K_d}{1 + \frac{1}{B/D}} \quad (۲-۲)$$

همچنین سختی اولیه میراگر ADAS: (P_y و Δ_y بترتیب نیرو و تغییر مکان حد جاری شدن)

$$K_d = \frac{P_y}{\Delta_y} \quad (۲-۳)$$

و جابجایی تسلیم TADAS (وسیله میراگر و دو بادبند) که به صورت :

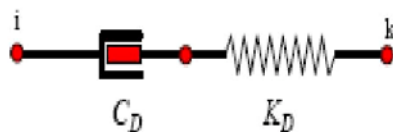
$$\Delta_y = \frac{[1 + \alpha(SR)] \Delta_{yf}}{1 + \alpha(SR) + (1 + SR)(U - 1)} \quad (۴-۲)$$

Δ_{yf} جابجایی حد تسلیم قاب بدون میراگر و α بیان کننده نسبت سختی المان TADAS بعد از تسلیم به سختی اولیه المان می باشد. برای مقادیر انتخابی پارامترهای SR ، α و U ، روش های مختلفی برای طراحی میراگرها پیشنهاد شده است، روشی که در اینجا بکاررفته روش طراحی Tsai و همکارانش برای میراگر TADAS می باشد. که برای مقدار SR (نسبت سختی افقی المان میراگر به قاب تنها) برابر ۳ ، B/D (نسبت سختی بادبند به وسیله میراگر) برابر ۲ ، α برابر $۰,۰۵$ و U (نسبت مقاومت) مساوی ۲ در این تحقیق استفاده شده است. و برای بدست آوردن سختی و تغییر مکان تسلیم طبقات قاب بدون میراگر، می توان از آنالیز بار افزون (Pushover) استفاده کرد. [۲۰]

طراحی میراگرهای TADAS برای هر طبقه براساس Δ_y و K_d که در آن :

$$\frac{1}{K_a} = \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_d} \Rightarrow K_d = \frac{K_a K_b}{K_b - K_a} \quad (۵-۲)$$

ظاهراً رابطه سختی (بادبند) و میرایی (میراگر) بصورت سری (نه موازی) است و برای مدلسازی در برنامه می توان مثلاً از مدل ماکسول استفاده کرد.



۵- انجام تحلیل نیروی جانبی سازه مجهز به اعضای TADAS برای زمین لرزه طرح میزان سرویس.

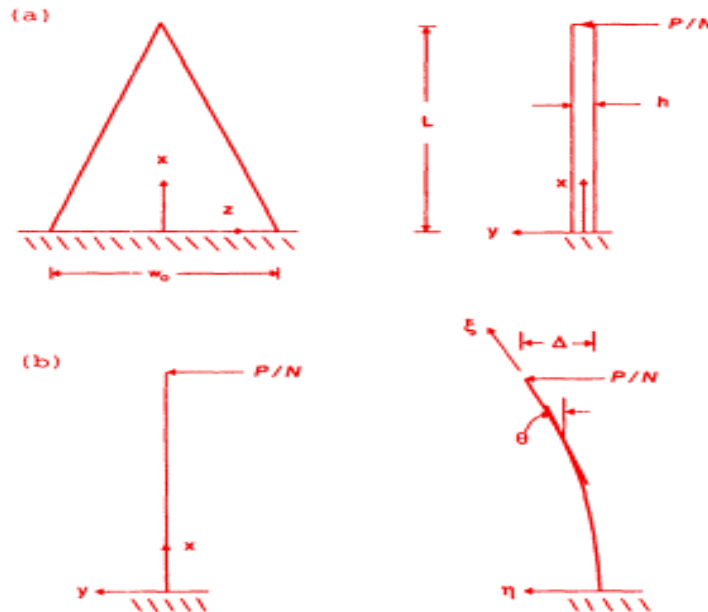
و تکرار گامهای ۳ و ۴ به جهت برآورد نیازهای طراحی ؛

۶- انجام کنترل های طراحی ظرفیت برای تمام اعضا و با فرض آنکه نیروی نهایی ایجاد شده در

میراگرهای TADAS برابر با $1.5P_u$ باشد و در آن : [۱۴] $(\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2)$ تنش تسلیم ورق)

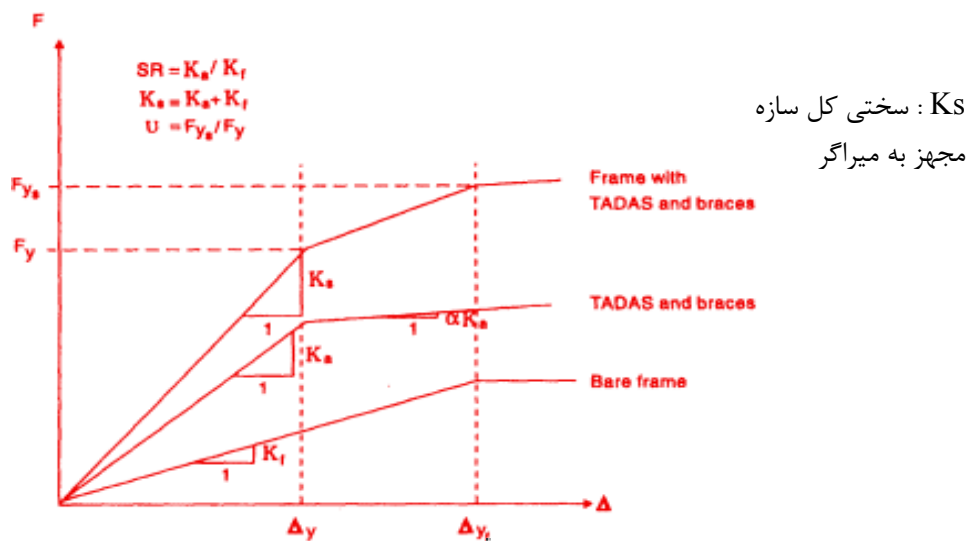
$$P_u = \frac{\sigma_y N w_o h^2}{4L} \quad (۶-۲)$$

که نشانه یک تک ورق طره‌ای با ضخامت h ، طول L و پهنای انتهایی W_0 است که تحت اثر یک بار P/N در انتهای آزادش قرار دارد. و N تعداد ورق‌های فولادی میراگر فلزی مثلثی شکل است. [۱۵]



شکل (۲-۲۰) - مدل ریاضی وسیله ورق مثلثی (میراگر TADAS)؛ (a) تعریف هندسی (b) ایده‌آل سازی تیر شکلی

جزئیات اضافی در این فرآیند به همراه یک مثال طراحی برای یک قاب بیست طبقه سه دهانه مستوی در مرجع Tsai, 1993 ارائه گردیده است. یک روش طراحی دیگر که براساس مفهوم میرایی لزج معادل می‌باشد نیز در مرجع Scholl, 1993 آمده است. [6]



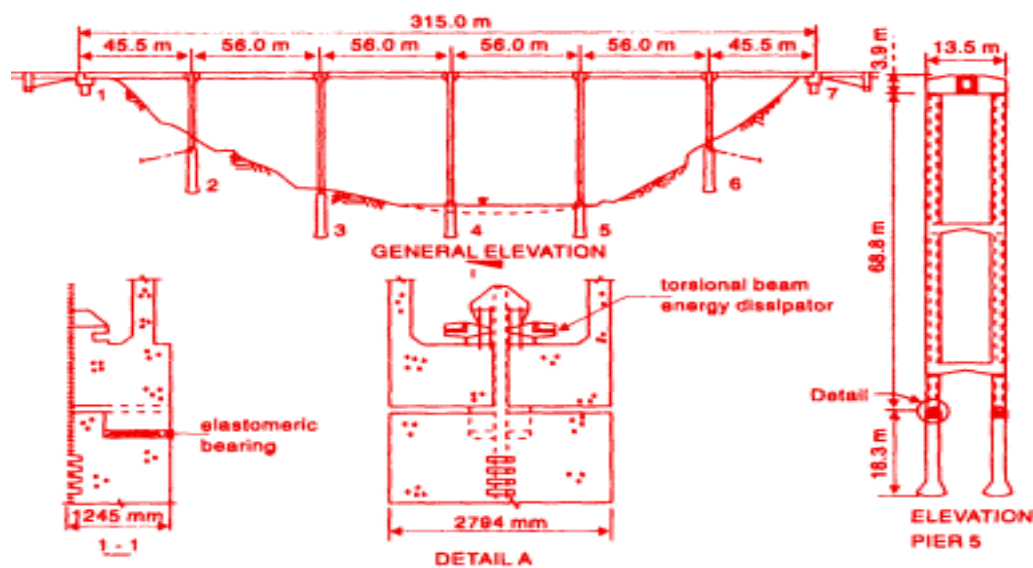
شکل (۲-۲۱) - مدل نیرو-جابجایی برای سیستم قاب TADAS (Tsai, 1993)

با وجود اینکه روشهای پیشنهادی در مراجع فوق بنظر قابل استفاده می‌آید، اما تمامی آنها براساس این نکته استوار می‌باشند که فرآیند طراحی بصورت دستی با استفاده از چند تحلیل الاستیک در قسمتهای مختلف انجام می‌شود. هر چند، با توجه به پیچیده بودن طبیعت میراگرهای فلزی، سازه اصلی و سیگنال لرزه‌ای بهتر است که به طراحی به عنوان یک فرآیند محاسباتی نگریست. سپس تلاش در جهت ساختن مدل‌های ریاضی واقعی از میراگرها و سازه‌های اصلی و به منظور توسعه نرم‌افزارهای مورد نیاز بصورتی که برای حل مسائل طراحی سازه‌ای بهینه مناسب باشد صورت گیرد. علاوه برآن این تلاش می‌تواند با پیشرفتهایی که در مورد سیستمهای میراشده منفعل در آئین‌نامه‌های ساختمانی که در مرجع Whittaker, 1993 به آن اشاره شده است هماهنگ باشد. [6]

۲-۷- بکارگیری سازه‌ای

بعد از کسب اعتماد به نفس در مورد عملکرد میراگرهای فلزی براساس شواهد تجربی، تعدادی از محققین و مهندسين صنعت اقدام به بکارگیری این میراگرها در سازه‌های واقعی نمودند. یکی از اولین بکارگیری‌های میراگرهای فلزی در سیستمهای سازه‌ای در نیوزلند رخ داد. تعدادی از این موارد جالب توجه توسط Skinner, 1980 گزارش شده است. اولین بکارگیری شامل استفاده از میراگرهای فولادی تیر پیچشی در پایه‌های پل Rangitikei بوده است. انعطاف پذیری عرضی پل با اجازه دادن حرکت گهواره‌ای (Rocking) و برکنش (Uplift) پایه‌های پل تامین می‌شود در حالیکه میرایی توسط میراگرهای فلزی نسل اول فراهم شده است. جزئیات در شکل (۲-۲۲) آمده است. در این میان، میراگرهای ورق طره‌ای غیرمنشوری در پایه یک دودکش و برای یک روگذر استفاده شد. شش میراگر تیر خمشی 300KN در پل Cromwell و همچنین میراگرهای فشاری سربی در شیب دو پل بزرگراهی در Wellington استفاده شد. تجهیزات اضافی برای میراگرهای فلزی مانند قطعات در سیستمهای جداساز از پایه توسط Skinner, 1980 مورد بررسی قرار گرفت. [2]

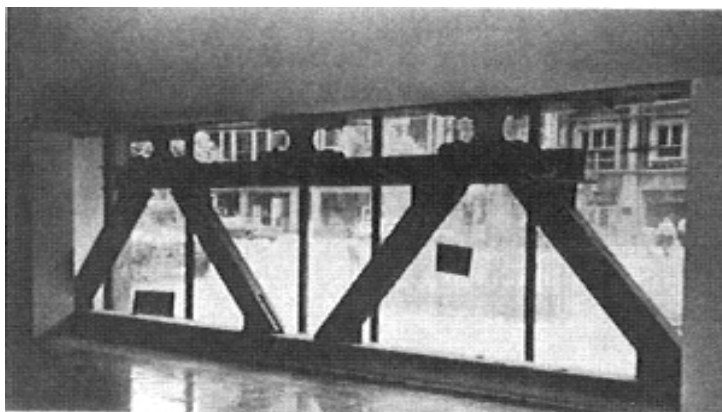
کاربردهای دیگری برای سیستمهای جداساز از پایه وجود دارد، اما در باقیمانده این بخش، چهار مثال از کاربرد میراگرهای فلزی که به عنوان اتلاف کننده‌های انرژی منفعل در داخل سازه اصلی یک ساختمان بکار رفته اند متمرکز می‌شویم. در چهار مثال ذکر شده میراگرهای ADAS برای بهبود لرزه‌ای سازه بکار رفته است. سه مثال اول در مکزیکوسیتی اتفاق افتاده است که توسط Martinez - Romero, 1993 گزارش شده است. [۱۵]



شکل (۲-۲۲) - جزئیات پل Rangitikei مجهز به میراگرهای فولادی تیر - پیچشی [6]

اولی ساختمان ۳۰ طبقه Izazaga، که از قاب بتن مسلح با دیوارهای پرکننده آجری انتهایی در اواخر سالهای ۷۰ میلادی ساخته شده بود. این ساختمان خسارتهای متوسطی را طی زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی متحمل شد. بعد از این رخداد یک تقویت ناموفق بروی ساختمان انجام گرفت اما خسارتهای بیشتری در ۱۹۸۶ و ۱۹۸۹ در اثر زمین‌لرزه‌های بعدی متحمل شد. تکنولوژی اتلاف انرژی منفعل برای مقاوم سازی بعدی انتخاب شد. برای این پروژه در حدود ۲۵۰ میراگر ADAS در سال ۱۹۹۰ در دهانه قابهای خارجی به منظور اجازه دادن به فعالیتهای کاربری داخل ساختمان در طی روز نصب شدند. یک تصویر از نصب مجموعه بادبند - میراگر در شکل (۲-۲۳) نشان داده شده است. تحلیل سازه‌ای نشان داد که زمان تناوبهای اصلی در راستاهای اصلی و قتیکه میراگرهای ADAS در آن نصب شدند از مقدار 3.82 sec و 2.33 sec به 2.24 sec و 2.01 sec کاهش یافته است. همچنین

محاسبات نشان داد که تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای بین 40% کاهش یافته است در حالیکه همان ضریب برش پایه بدون تغییر باقی مانده بود. تحلیل تاریخچه زمانی بطور غیرخطی با استفاده از برنامه DRAIN-2D به منظور تثبیت طرح نهایی استفاده شد. [18]

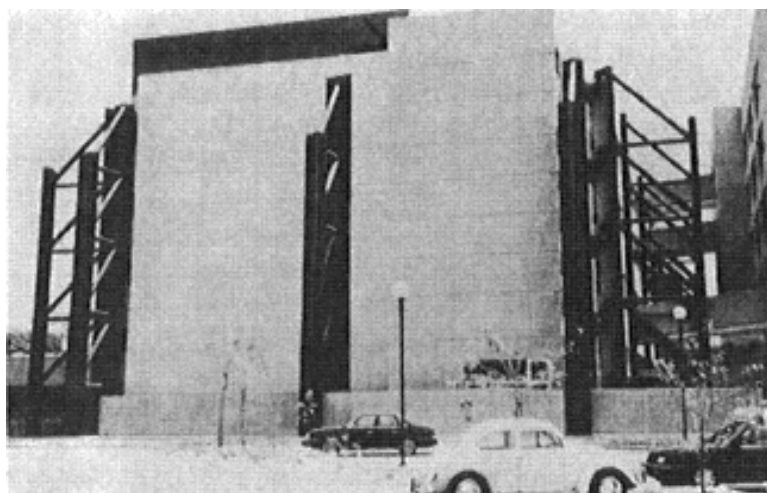


شکل (۲-۲۳)- مجموعه مهاربند- میراگر فلزی با ورق X شکل جهت بهسازی ساختمان Izazaga

دومین کاربرد از این نوع میراگرها در مقاوم سازی ساختمان یک بیمارستان قلب ۶ طبقه در مکزیک بود. این ساختمان در سال ۱۹۷۰ ساخته و در زمین لرزه ۱۹۸۵ خسارت دید. بهبود لرزه‌ای سازه قاب بتن مسلح در سال ۱۹۹۰ تکمیل شد. این بهبود بصورت مجموعه‌ای از ۱۸ اتصال پشت بنددار خارجی به ساختمان به وسیله ۹ میراگر ADAS انجام شد. نمای جلو از پشت بندها مطابق شکل (۲-۲۴) است. این طراحی ویژه فعالیتهای روزمره بیمارستان را در خلال مقاوم سازی مختل ننمود. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از برنامه DRAIN-2D به شکل وسیعی در فرآیندهای باز طراحی استفاده گردید. هر چند در این حالت اضافه کردن پشت بندها و میراگرهای ADAS برش پایه و تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای را کاهش داد. [۱۶]

در سال ۱۹۹۲ ساختمان Reforma که در آن فعالیتهای کلیدی مؤسسه تامین اجتماعی مکزیک (IMSS) صورت می‌گرفت تحت یک بهبود لرزه‌ای اساسی قرار گرفت. این مجموعه که از سه ساختمان ۱۰ طبقه تشکیل شده و در سال ۱۹۴۰ ساخته شده بود، در فهرست ساختمانهای میراث فرهنگی مکزیک ثبت شده است. این ساختمان بعضاً خسارتهای قابل ملاحظه‌ای را در زمین لرزه ۱۹۵۷ تحمل

نمود. و لیکن زلزله‌های ۱۹۸۷ خسارتهای بسیار جزیی به آن وارد آورد. طی سالهای متوالی، پی این ساختمان به جهت از بین بردن نشستهای ناهمگون تقویت شد. به هر ترتیب به نظر می‌رسید که این ساختمان طی زمین‌لرزه‌های آتی آسیب پذیر می‌باشد. این مقاوم سازی توسط Martinez - Romero, 1993، که شامل استفاده از میراگرهای ADAS و مهاربندهای جناقی در چهل دهانه سه ساختمان می‌شود بحث شده است. یک مثال از نمای خارجی این ساختمان به همراه میراگر در شکل (۲-۲۵) نشان داده شده است. ساختمانها با استفاده از تحلیل غیرخطی DRAIN-2D برای چهار نگاشت زمین‌لرزه مورد ارزیابی قرار گرفت. تحلیل دو بعدی برای ۱۳ برش عرضی متفاوت ساختمان انجام شد. به منظور ارزیابی از مناسب بودن طراحی، مقایسه‌ای با قاب بدون مهاربند و میراگر ADAS و یک حالت با مهاربندی تنها نیز صورت گرفت. نتیجه اینکه جابجایی بام و تغییرمکانهای نسبی بین طبقه‌ای برای حالت قاب مجهز به ADAS کاهش قابل ملاحظه‌ای از خود نشان دادند. هر چند برش پایه، نیروی بحرانی ستون و شتاب بام همگی افزایش یافتند اما این مقدار برای حالتی که با بادبند تنها رخ می‌دهد کمتر است. در طراحی نهایی، یک دیافراگم کف و چندین ستون داخلی مقاوم شدند تا سازه میزان نیروی اضافه شده را جوابگو باشند. [۱۵]



شکل (۲-۲۴)- بیمارستان قلب تقویت شده با پشت بندهای خارجی و میراگر ADAS از نمای جلو [6]

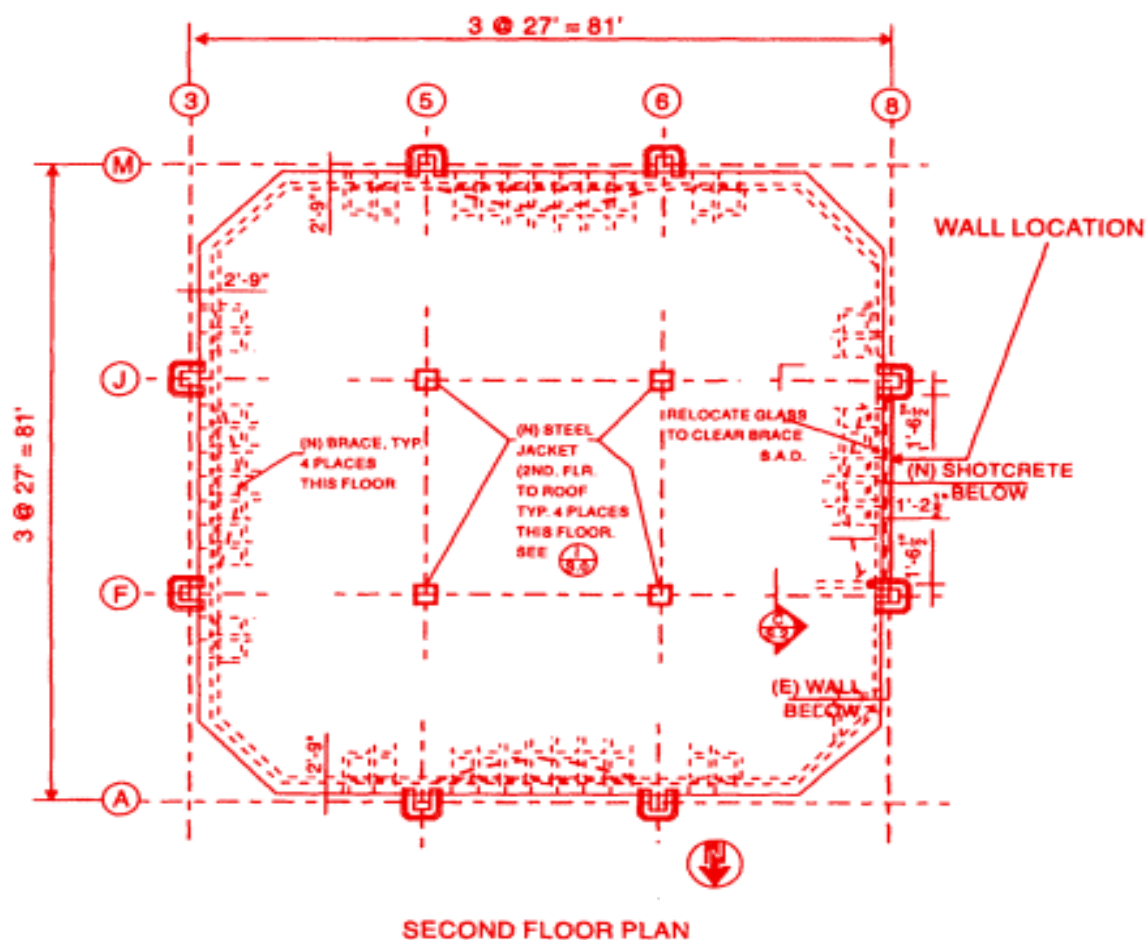


شکل (۲-۲۵) - شمایی از نمای خارجی ساختمان مقاوم شده تأمین اجتماعی مکزیک با استفاده از مهاربند- میراگر

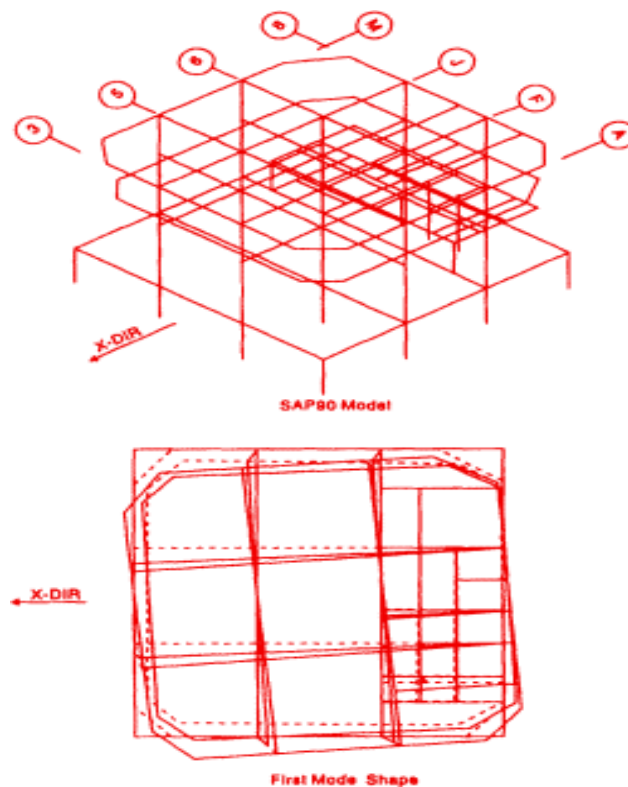
یکی دیگر از پروژه‌های انجام شده در مکزیک، در حالیکه استفاده روزمره ساختمان حفظ گردید مقاوم سازی انجام شد. علاوه بر جزئیات این سه پروژه مقاوم سازی، Martinez - Romero, 1993 مشاهدات بارزشی را در مورد طراحی و اجرا اشاره کرده‌اند. [6]

آخرین بکارگیری میراگرهای فلزی که در این بخش به آن اشاره خواهد شد شامل بهسازی بانک Wells Farfo در سانفرانسیسکو کالیفرنیا است که توسط Perry, 1993 مورد بحث قرار گرفت. این ساختمان از نوع قاب بتنی غیر شکل‌پذیر در دو طبقه در سال ۱۹۶۷ ساخته و در زمین‌لرزه ۱۹۸۰ Loma Prieta دچار خسارتهایی شد. بهبود آسیب‌پذیری این ساختمان با استفاده از مهاربندهای جنایی و میراگرهای ADAS صورت گرفت. راه‌حلهای مقاوم سازی متعارف بخاطر ناتوانی در ارضاء اهداف عملکردی ساختمان رد شد در حالیکه کار بر روی پی ساختمان نیز نباید انجام می‌گرفت. پلان طبقه دوم که شامل جزئیات مقاوم سازی می‌باشد در شکل (۲-۲۶) نشان داده شده است. در مجموع هفت میراگر ADAS در این ساختمان استفاده شد که هر کدام نیروی تسلیم 150 Kips را داشتند. در این راستا تحلیلهای خطی و غیرخطی زیادی در فرآیند طرح مقاوم‌سازی صورت گرفت. برای مثال مدل سه بعدی نشان داده شده در شکل (۲-۲۷) مدهای الاستیک و نتایج تحلیل طیفی پاسخ را برای سازه اصلی که توسط برنامه SAP90 انجام شده بود را نشان می‌دهد. تحلیلهای طیفی سه بعدی

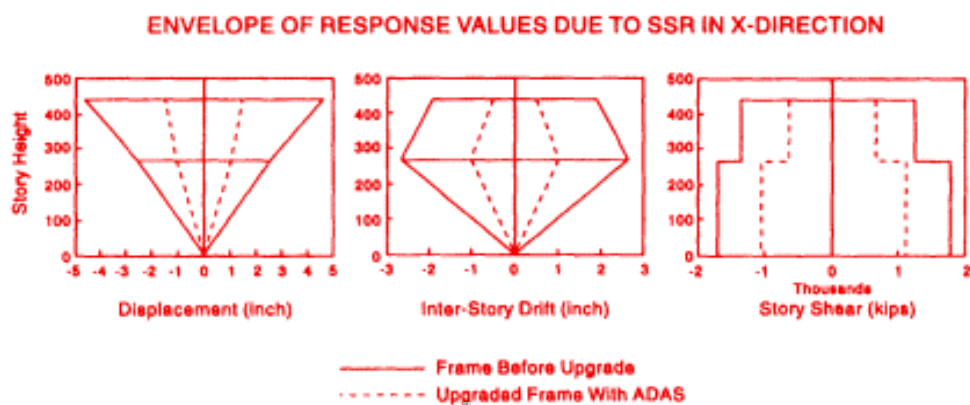
دیگری با استفاده از تقریب خطی معادل میراگرهای ADAS روشی را برای باز طراحی فراهم نمود. طرح نهایی با استفاده از برنامه تحلیل غیرخطی DRAIN-2D صورت گرفت. مقایسه‌ای بین پاسخ محاسبه شده قبل و بعد از مقاوم سازی مطابق نمودارهای شکل (۲-۲۸) است. نتایج عددی بدست آمده نشان می‌دهد که طرح بهبود یافته پایدار، و تمامی معیارها ارضا شده‌اند. بعلاوه با معرفی میراگرهای ADAS و مهاربند، چندین ستون داخلی و یک دیوار برشی تقویت شدند. تمامی پروژه شامل طراحی، گرفتن مجوزها و اجرا در یک زمان ۶ ماهه، درست به موقع افتتاح یکی از شعب این بانک، به اتمام رسید. آقایان Perry و همکارانش فرآیند گرفتن مجوز را توضیح دادند و پیشنهاد نمودند که میراگرهای ADAS کاربردهای بالقوه‌ای برای هر یک از ساختمانهای جدید یا پروژه‌های مقاوم سازی که شامل ساختمانهای بتنی یا فولادی باشد را دارند. [۱۵]



شکل (۲-۲۶) - جزئیات مقاوم سازی ساختمان بانک Wells Fargo در کالیفرنیا [6]



شکل (۲-۲۷) - مدل تحلیلی برای ساختمان بانک Wells Fargo در برنامه SAP90 [6]



شکل (۲-۲۸) - مقایسه بین نتایج محاسبه شده برای ساختمان بانک Wells Fargo در حالت با و بدون میراگر

۲-۷-۱- کاربرد میراگر فلزی در قاب بتنی

قاب‌های بتن مسلح با شکل‌پذیری کم، عامل اصلی اکثر خرابی‌ها در زمان وقوع زلزله هستند و متأسفانه در ایران تعداد چنین قاب‌هایی بسیار زیاد است. این دسته از قاب‌ها برای تحمل بارهای ثقلی طراحی شده‌اند و در زمان وقوع زلزله‌های نسبتاً شدید قادر به تحمل نیروهای سنگین جانبی ایجاد شده

نمی‌باشند. بنابراین روشی کارآمد و اقتصادی جهت مقاوم‌سازی اینگونه قابهای ساختمانی مورد نیاز است تا در زمان وقوع زلزله نیروهای ایجاد شده را به نحو مطلوبی در سازه مستهلک نماید. از جمله وسایل مستهلک کننده انرژی وابسته به تغییر مکان که از طریق جاری شدن فلز، منجر به اتلاف انرژی در سازه می‌شوند المان‌های صفحه فولادی افزایشده سختی و میرایی (ADAS) می‌باشند. این المانها در نقاط خاصی بر روی سازه نصب شده و موجب تامین سختی سازه‌ای، مقاومت و استهلاک انرژی به سبب تسلیم فلز می‌شوند. [19]

استفاده از میراگر فلزی ضمن افزایش همزمان سختی و شکل پذیری قاب، برای مقاوم سازی سازه‌های بتنی کوتاه و متوسط روش مؤثری به نظر می‌رسد، هر چند استفاده از این روش برای تقویت سازه‌های بلند بتنی نیاز به بررسی و دقت بیشتری دارد. علت نامناسب بودن المان *ADAS* (میراگر فلزی) برای مقاوم سازی قاب‌های بتنی بلند را می‌توان بصورت زیر توضیح داد: [۱۴]

اولاً با توجه به اینکه قابهای بتنی اصولاً از شکل پذیری بسیار کمی برخوردارند بنابراین توانایی تحمل تغییر شکل‌های جانبی زیاد را از خود نشان نمی‌دهند. پس در صورتی که المان‌های *ADAS* مورد استفاده به حدی ضعیف انتخاب شوند که بخواهیم از حداکثر ظرفیت تغییر شکل آنها استفاده نماییم، قاب بتنی توانایی تحمل این تغییر شکل جانبی زیاد را از خود نشان نداده و مفاصل پلاستیک به سرعت در اعضاء اصلی قاب تشکیل می‌گردد.

ثانیاً اگر برای رفع این مشکل از المانهای سخت‌تری در مقایسه با حالت نخست استفاده نماییم، ضمن اینکه دیگر نمی‌توان از حداکثر ظرفیت تغییر شکل المانها بهره برد، نیروی بیشتری از المان *ADAS* به وسط تیر بتنی منتقل می‌گردد که این تیرها به دلیل ضعیف بودن، مقاومت زیادی از خود نشان نداده و مفاصل پلاستیک به سرعت در آنها ایجاد می‌شود. به عبارت دیگر با سخت‌تر کردن و بالاتر بردن مقاومت المانهای *ADAS* مقاومت قاب تا حد مشخصی افزایش یافته و پس از آن بدلیل تشکیل مفاصل پلاستیک در وسط تیرهای متصل به المانها (میراگرهای فلزی)، مقاومت قاب افزایش قابل توجهی از خود نشان نمی‌دهد.

فصل سوم

روشهای تحلیل قاب و
محاسبه ضریب رفتار

در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بگونه‌ای عمل می‌شود که ساختمان در هنگام زلزله‌های کوچک در محدوده خطی و بدون خسارت بماند، در زلزله‌های متوسط خسارت‌های غیر سازه‌ای ببیند و در هنگام زلزله‌های شدید و بزرگ، خسارت‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای داشته باشد ولی پایداری کلی آن حفظ گردد. سازه‌ها در هنگام زلزله‌های متوسط و بالا وارد محدوده غیرخطی می‌گردند و برای طراحی آنها نیاز به تحلیل غیرخطی می‌باشد ولی بدلیل پرهزینه بودن این روش، عدم گستردگی برنامه‌های تحلیل غیرخطی و سهولت روش خطی، روشهای طراحی و تحلیل معمول براساس تحلیل خطی سازه و با نیروهای کوچک شده زلزله منظور می‌گردد. بدین منظور آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای کنونی با فلسفه ذکر شده، نیروهای لرزه‌ای طراحی خطی ساختمان را از یک طیف خطی که وابسته به پریود طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل احداث ساختمان است بدست می‌آورند و برای ملحوظ کردن رفتار غیرخطی و اتلاف انرژی در اثر رفتار هیستریزیس، میرایی و اثر اضافه مقاومت سازه، این نیروی خطی را به وسیله ضریب رفتار R به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند. [11]

ضریب رفتار سازه‌ها بستگی به پارامترهای زیادی دارد و تعیین آن از پیچیدگی خاصی برخوردار است. این ضریب برای دو سازه با سیستم سازه‌ای و با پریودهای متفاوت و یا حتی با پریود یکسان و با نحوه طراحی مختلف فرق می‌کند. لذا استفاده از یک ضریب ثابت برای یک سیستم سازه‌ای و بدون در نظر گرفتن شرایط ذکر شده، ممکن است صحیح نباشد. [۲۰]

با وجود مطالعات گسترده جهت تعیین ضریب رفتار سازه‌های مختلف، تحقیقات انجام شده روی پارامترهای لرزه‌ای برخی سیستمهای لرزه‌ای نوین ساختمانی در مراحل مقدماتی خود قرار دارد، لذا به منظور استفاده مناسب‌تر از این سیستم‌ها، تعیین پارامترهای لرزه‌ای آنها از اهمیت بالایی برخوردار است. 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 واقعی‌تر به سازه اعمال می‌شود. این روشها راه را برای بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود هموار نموده‌اند. بهسازی لرزه-

ای سازه‌ها با روشهای سنتی اغلب منجر به طراحی غیراقتصادی و غیراجرایی می‌گردد، در حالی که به اعمال روشهای جدید از حجم عملیات اجرایی کاسته و طرح‌های بهسازی از توجیه اقتصادی برخوردار می‌گردند. این روشها در دستورالعمل و آئین‌نامه‌های موجود مانند FEMA356 و ATC40 مورد استفاده قرار گرفته‌اند، در این حالت تحلیل سازه‌ها عمدتاً به روش غیرخطی انجام می‌شود که شامل تحلیل‌های استاتیکی بارافزون (Push Over) و تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی (Nonlinear Time History) می‌باشد. 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 نیروی قابل انتظار در زلزله، بارگذاری می‌شود. این بارگذاری بصورت مرحله به مرحله و افزایشده 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 بوده 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. [22]

در تحلیل دینامیکی غیرخطی با اعمال شتاب‌نگاشت‌های طراحی که متناسب با ساختگاه و تراز زلزله طرح انتخاب شده‌اند، در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در اعضا و اتصالات، عملکرد اعضا در پایان تاریخچه زمانی زلزله بررسی و معیار پذیرش آنها کنترل می‌گردد.

۳-۲- روشهای تحلیل قاب

به طور کلی روشهای مختلف تحلیل لرزه‌ای سازه، به دو نوع تحلیل خطی و غیرخطی تقسیم می‌شوند. روشهای خطی می‌توانند به دو نوع تحلیل استاتیکی خطی و دینامیکی خطی طبقه‌بندی گردند. در تحلیل خطی فرض بر اینست که تیرها و ستونها در طول تحلیل دارای مقاومت نامحدود و سختی ثابت باشند و به عنوان روشهایی بر مبنای روشهای کنترل شونده توسط نیرو مطرح می‌گردند. در این روشها فرض بر رفتار الاستیک سازه در برابر زلزله است. در روش استاتیکی معادل مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران و یا سایر آئین‌نامه‌های لرزه‌ای مانند IBC2003، نیروی جانبی زلزله از طریق طیف هموار شده طراحی مطابق با خاک محل مورد نظر محاسبه می‌گردد. سپس این نیروها با ضریب شکل‌پذیری کاهش یافته و مقادیر حاصل جهت انجام تحلیل استاتیکی خطی به سازه اعمال می‌گردند. در این روش تصور می‌شود که مقاومت سازه در برابر زلزله بیش از مقداری است که در طراحی در نظر گرفته گرفته شده است و سازه می‌تواند نیروی زلزله را در طی مدت تسلیم خود کاهش دهد. در محدوده خطی به دلیل حاکم بودن قانون هوک بین نیرو و تغییر مکان، مشکل خاصی برای تحلیل وجود ندارد و نتایج تحلیلها از دقت بالایی برخوردار می‌باشند، اما مشکل اصلی در تحلیلهای خطی در هنگام وقوع زلزله و با ورود سازه‌ها به ناحیه غیرخطی، بوجود می‌آید. لذا با توجه به ایجاد تغییرشکل‌های غیرخطی و رفتار دینامیکی متغیر با زمان در سازه به هنگام رخداد زلزله، محققان برای برآوردی واقع بینانه تر از رفتار سازه تمایل بیشتری بر انجام تحلیل‌های غیرخطی پیدا نموده‌اند. [۲۱]

در روش‌های غیرخطی، سازه در برابر زلزله‌های شدید وارد مرحله غیرخطی شده و با تغییرشکل‌های پلاستیک در چرخه‌های رفت و برگشتی زلزله به جذب و استهلاک انرژی می‌پردازد. بنابراین در محدوده رفتاری غیرخطی سازه‌ها نمی‌توان فقط نیرو و مقاومت را معیار قرار داد، زیرا ممکن است تحت نیروهای اندک تغییرشکل‌های بزرگی در سازه بوقوع بپیوندد.

روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در عرض سی سال گذشته توسط افراد مختلفی چون Saiidi و Fajfar، Sozen و Bracci، Gaspersic و همکارانش ارائه و گسترش یافته است. این روش با

پذیرش در جوامع علمی از جمله جامعه مهندسين سازه كاليفرنيا SEAOC، در دستورالعمل‌هایی همچون FEMA273 به عنوان روشی در جهت ارزیابی و نیاز و ظرفیت لرزه‌ای تشریح شده است. امروزه از بین سایر روشهای آنالیز که هر یک دارای پیچیدگی‌های خاص خود می‌باشد، این روش بخاطر قابلیت استفاده در روش طراحی براساس عملکرد و نیز قابلیت استفاده در سطوح مختلف طراحی جهت ارضای هدف عملکردی مشخص، مورد استقبال قرار گرفته است. [23]

در تحلیل استاتیکی بارافزون (SPO) ابتدا بار ثقیلی با یک ترکیب خاص بر روی قاب قرار داده می‌شود. پس از انجام یک تحلیل استاتیکی غیرخطی و مشخص شدن تغییرشکل‌های اعضا تحت بار ثقیلی، نیروی برش پایه بصورت استاتیکی تحت الگوی مشخص در تراز طبقات بتدریج و بصورت فزاینده به سازه اعمال می‌گردد، این افزایش از صفر شروع و تا آنجا ادامه پیدا می‌کند که تغییرمکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییرمکان هدف) برسد و یا مکانیزم خرابی در سازه بوجود بیاید. در واقع هدف از این روش، ارزیابی عملکرد مورد انتظار از سیستم سازه‌ای با تخمین نیازهای مقاومت و تغییرشکل آن در زلزله طرح و مقایسه این نیازها با ظرفیت‌های در دسترس در سطوح عملکرد مورد نظر می‌باشد. ارزیابی با توجه به پارامترهای مهم عملکرد، از قبیل تغییرشکل کلی سازه، تغییرشکل‌های بین طبقات، تغییرشکل غیرخطی اعضا، تغییرشکل المانها و اتصالات (برای اعضا و اتصالاتی که نمی‌توانند تغییرشکل‌های غیرارتجاعی را تحمل کنند) انجام می‌شود. [23]

در تحلیل دینامیکی غیرخطی، تغییرشکل و نیروهای داخلی و بطورکلی پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسه سازه تحت شتابنگاشتی مشخص محاسبه می‌شوند. در این روش فرض بر آنست که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعدی می‌تواند تغییر کند اما فواصل هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود.

تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA)، نوعی تحلیل پارامتریک و بر مبنای آنالیز دینامیکی غیرخطی است. این آنالیز در جهت تعیین عملکرد سازه‌ها تحت بار زلزله به مرور، با روشهای مختلف

توسط محققین در حال تکمیل شدن است. این شیوه با اعمال یک یا چند شتابنگاشت به سازه انجام می‌شود. هر زلزله در چند سطح از شدت، مقیاس شده و به سازه اعمال می‌شود. نتیجه انجام این تحلیل بدست آوردن یک یا چند منحنی است که در آنها پارامتر خسارت بر حسب شدت یا بالعکس بیان می‌شود. اطلاعات منحصر به فردی که این منحنی‌ها در مورد طبیعت پاسخ سازه‌های چند درجه آزادی ارائه می‌کنند می‌تواند توجیهی برگسترش استفاده از این روش، با وجود فرآیند دشوار و زمان‌بر آن باشد. [23]

۳-۲-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون)

در تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها به منظور محاسبه سختی جانبی و برش پایه تسلیم موثر، ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه‌ی کنترل با یک مدل دو خطی ساده جایگزین می‌شود. در خصوص استفاده از روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی در مهندسی زلزله نخستین فعالیتهای پژوهشی به تحقیقات Gulkan و Sozen برمی‌گردد که جهت بررسی رفتار یک سازه چند درجه آزادی استفاده از سازه معادل یا جانشین را بصورت یک سیستم یک درجه آزاد (Single Degree Of Freedom) پیشنهاد دادند. با گذشت زمان و انجام تحقیقات بیشتر، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی به سه روش؛ طیف ظرفیت، N_2 و ضرایب اصلاح جابجایی طبقه‌بندی گردید. در همه این روشها ظرفیت سازه با استفاده از منحنی نیرو- جابجایی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی با الگوی بار فرضی تعیین و برای این منظور نیروی برش پایه و جابجایی بام جهت مقایسه با طیف تقاضا به ترتیب به شتاب طیفی و جابجایی طیفی یک سیستم یک درجه آزاد معادل تبدیل می‌گردد. تفاوت اصلی در بین روش‌های مختلف به تعیین طیف تقاضا (جابجایی هدف) برمی‌گردد. Freeman و همکاران یک روش ارزیابی سریع برای ساختمانها ارائه دادند که می‌توان آنرا بعنوان پایه و اساس روش طیف ظرفیت کنونی در نظر گرفت. استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی سیستمهای یک درجه آزاد معادل توسط Saiidi و Sozen پیشنهاد گردید. براساس این ایده Fajfar و Fischinger اولین ویرایش روش N_2 را توسعه دادند. با این وجود تا میانه‌های دهه ۹۰ میلادی علیرغم انجام پژوهش‌های نه چندان زیاد در خصوص

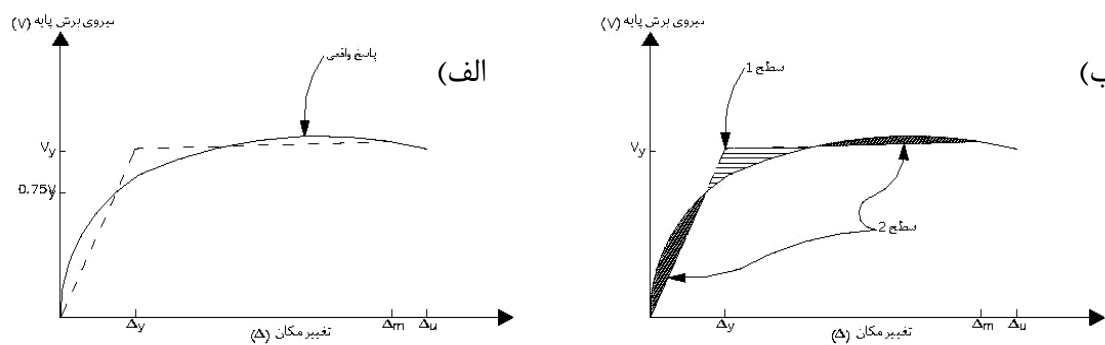
روش‌های استاتیکی غیرخطی موجود توسط محققان مختلف، از سوی انجمن‌ها و تشکلات جامعه مهندسی زلزله توجه چندانی به گسترش و ساده‌سازی روش‌های غیرخطی نشد. [۲۱]

در سال ۱۹۹۶ میلادی، انجمن تکنولوژی‌های کاربردی (ATC) دستورالعمل مربوط به ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی (ATC-40) ارائه داد و در آن بصورت جداگانه به معرفی و بررسی روش تحلیل استاتیکی غیرخطی پرداخت. در حال حاضر نیز نمونه‌هایی از روش‌های ساده غیرخطی که به روش طیف ظرفیت مشهور هستند به گونه‌های مختلفی در آئین‌نامه‌های ساختمانی ژاپن و سایر کشورها معرفی شده است. روش استاتیکی غیرخطی نیز همزمان در دستورالعمل FEMA-356 توسعه یافته و مورد استفاده قرار گرفته است. همچنین روشی شبیه روش استاتیکی غیرخطی موجود در FEMA-273 در مقررات اخیر NEHRP ارائه شده است. با وجود تمام روش‌های ارائه شده، آنچه در دستورالعمل ATC-40 وجود دارد، علاوه بر وجود برخی روش‌های ساده شده تحلیل غیرخطی استاتیکی، تکنیکی جدید و آسان برای تخمین سختی جانبی موثر و برش پایه تسلیم موثر ارائه نموده است. در این روش مدل غیرخطی سازه با یک مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین گردیده و مقادیر بدست آمده برای محاسبه زمان تناوب موثر سازه در جهت برآورد تغییر مکان هدف، بکار گرفته شده است. جزئیات دو خطی سازی برای سازه‌هایی با سختی مثبت و منفی بعد از تسلیم متفاوت می‌باشد، ولی اصول کلیات دوخطی سازی برای هر دو نوع یکسان است. در سال‌های اخیر روش مذکور در ATC-40 بصورت گسترده در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها مورد توجه مهندسان و محققان زیادی بوده است. یکی از نقایص این روش، هنگامی است که جابجایی بام کمتر از جابجایی هدف باشد. در این حالت کار انجام شده براساس منحنی دو خطی با منحنی واقعی Pushover برابر نخواهد بود. این نقصان در زلزله‌های با پایداری زیاد که چرخه‌های زیادی در آنها وجود دارد، قابل توجه خواهد بود. [25]

۳-۲-۱-۱- روشهای دو خطی سازی منحنی Pushover

دو نوع تقریب دو خطی بطور گسترده برای برآورد نیروها و تغییرمکانهای گسیختگی می‌توانند استفاده شوند که این دو روش عموماً نتایج مشابهی برای اکثر سیستمهای قابی شکل پذیر می‌دهند. اولین تقریب توسعه یافته برای مشخصه‌های رابطه بار-تغییرمکان مربوط به عناصر بتنی مسلح (پائولی و پریستلی)، یک مقاومت گسیختگی برای قاب (V_y) فرض می‌کند. سختی کشسان از نقطه تقاطع منحنی نیرو-تغییرمکان واقعی با نیروی مطابق با $0.75(V_y)$ بدست می‌آید. تخمین سختی کشسان (K) در شکل (۳-۱-الف) نشان داده شده است.

روش دوم استفاده شده برای تقریب رابطه نیرو-تغییرمکان یک قاب، عموماً روش انرژی معادل می‌باشد. این روش فرض میکند که سطح زیر منحنی و سطح زیر خط تقریب با هم برابرند. این تقریب دو خطی در شکل (۳-۱-ب) آمده است. منحنی غیرخطی که در شکل مشاهده میشود توسط موارد زیر تشریح می‌گردد: نیروی گسیختگی یا جاری شدن (V_y)، تغییرمکان گسیختگی (Δy)، نیروی حداکثر (V_o)، تغییرمکان مطابق با حالت حدی (Δm) و تغییرمکان درست در لحظه قبل از شکست و خرابی (Δu) [24].



شکل (۳-۱) - تقریب‌های دو خطی رابطه نیرو-تغییرمکان؛ (الف) روش پائولی و پریستلی (ب) روش انرژی معادل

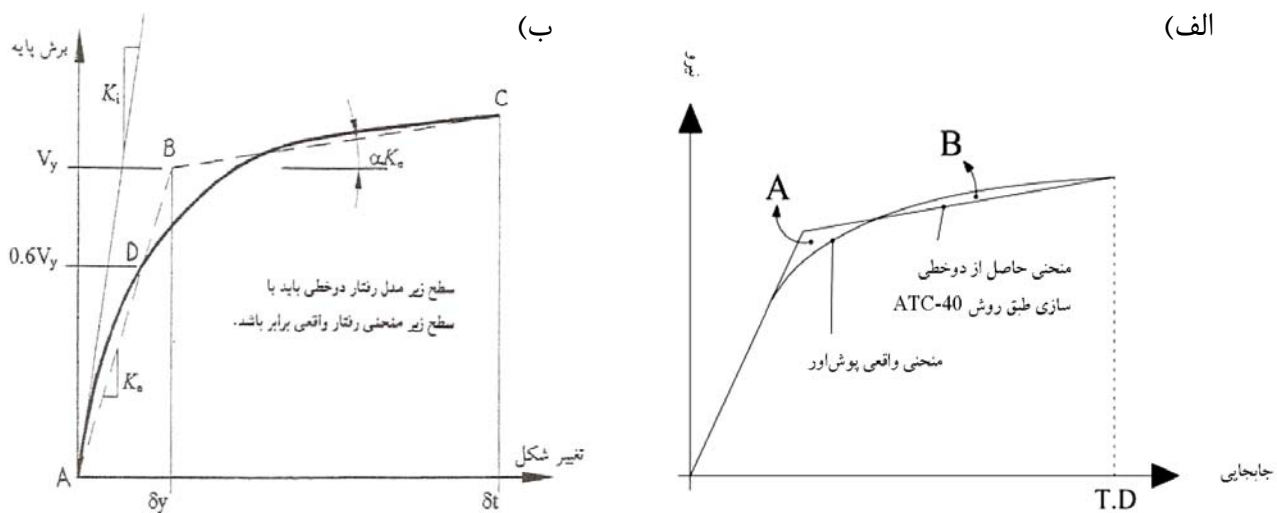
برای بدست آوردن زمان تناوب اصلی مؤثر T_e بایستی منحنی پوش آور سازه بصورت دوخطی مدلسازی

گردد. طبق ضوابط موجود در ATC-40 این منحنی دو خطی باید طوری رسم گردد که: [۲۱]

۱. سطح زیر منحنی واقعی پوش آور و منحنی دوخطی آن با هم برابر باشند.

۲. مختصات نقطه تقاطع خط مماس رسم شده در ناحیه الاستیک با شیب اولیه سختی الاستیک مؤثر K_e و منحنی پوش آور، بر روی محور مختصات عمودی (نیرو) برابر 0.6 نیروی برشی تسلیم مورد نظر باشد.

برای بدست آوردن مدل دوطبقی منحنی طبق روش مذکور، در ناحیه الاستیک ناحیه موجود، خطی مماس با مقدار شیب اولیه منحنی به عنوان سختی الاستیک مؤثر رسم می‌گردد. برای مشخص نمودن جابجایی تسلیم و شیب سختی تسلیم (Yield Stiffness Slope) برای مقدار معلوم جابجایی هدف بایستی خط دوم طوری ترسیم گردد که مساحت نواحی A و B (شکل (۳-۲-الف)) برابر گردند. (در واقع قسمتهای مشترک سطح زیر منحنی غیرخطی و خطی حذف و باقیمانده ناحیه A و B هستند). جابجایی هدف بام با استفاده از روابط موجود در ATC-40 محاسبه می‌گردد. در صورتی که جابجایی بام برابر جابجایی هدف باشد، با مساوی قرار دادن مساحت زیر منحنی واقعی پوش آور و منحنی دوطبقی سازی شده، مقدار کار انجام شده برای هر دو منحنی برابر خواهد شد. [27]



شکل (۳-۲-الف) منحنی پوش آور واقعی و دوطبقی سازی آن طبق ATC-40

(ب) مدل رفتار دوطبقی نیرو- تغییر مکان سازه مطابق نشریه ۳۶۰

آنالیز پوش آور روشی است که به کمک آن می‌توان مقادیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک، تغییرمکان نظیر نقطه تسلیم و حداکثر تغییرمکان نظیر گسیختگی را برآورد کرد. با افزایش هر گام مقدار نیروی وارده و در نتیجه مقدار تغییرمکان طبقه‌ای افزایش می‌یابد. تا اینکه اولین مفصل پلاستیک در سازه ایجاد شود. سپس نیرو را افزایش داده تا مکانیسم گسیختگی تشکیل شود. [۲۶]

۳-۲-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی غیرخطی)

در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و هندسه سازه محاسبه می‌شود. در این روش فرض بر آنست که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می‌تواند تغییر کند، اما در طول هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود. در مدل‌سازی سازه نیز باید کلیه اعضای اصلی و غیراصلی را منظور نمود و رفتار غیرخطی آنها را تا حد امکان نزدیک به واقعیت مدل گردد. در صورت وجود کاهندگی، اثرات آن نیز باید در مدل رفتاری عضو منظور شود. همچنین تحلیل سازه باید در هر امتداد حداقل برای سه شتاب‌نگاشت انجام شود. [۴]

۳-۲-۲-۱- شتاب‌نگاشت‌ها

شتاب‌نگاشت‌های که برای طراحی انتخاب می‌شوند باید از نظر محتوای فرکانسی و پاسخ طیفی و دوام (مدت زمان) جنبش شدید زمین، مشابه جنبش‌های شدید زمین باشند که امکان رویداد آنها در منطقه مورد مطالعه وجود دارد. در انتخاب و بسط تاریخچه‌های زمانی توجه به ویژگی‌های زمین ساختی محل و موقعیت ساختگاه لازم است. تاریخچه‌های زمانی بسط یافته برای ساختگاه‌هایی که در ۱۵ کیلومتری هر گسل فعال قرار می‌گیرند، باید با سرشت گسل‌های نزدیک یکسان فرض شود. همچنین

شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند، باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام وقوع زلزله باشند. [۴]

انتخاب نگاشت‌های زمین‌لرزه جهت تحلیل دینامیکی سازه‌ها، در ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها در یک زمین‌لرزه محتمل، بسیار اهمیت دارد. با وجود اینکه زلزله یک پدیده تصادفی بوده و تمام خصوصیات آن نیز غیرقابل پیش‌بینی است و زمین‌لرزه‌هایی که منبع مختلفی داشته و در مناطق گوناگون اتفاق می‌افتند، تفاوت‌های بنیادینی با یکدیگر دارند و تأثیری که هر یک بر سازه وارد می‌کنند نیز متفاوت است. این تفاوت‌ها ریشه در خصوصیات صفحات زمین‌ساختی، نوع گسل مسبب، شرایط ژئوتکنیکی محلی و عوامل دیگری دارد که در اینجا به آن پرداخته نمی‌شود. [11]

استفاده از زمین‌لرزه‌های مربوط به صفحه ایران، به زمین‌لرزه‌های خارجی ترجیح دارد. اصولاً بکاربردن زمین‌لرزه اتفاق افتاده در یک منطقه برای مطالعه رفتار ساختمانی در منطقه‌ای دیگر، کار صحیحی نمی‌باشد. ولی برای ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمانها در تهران که اطلاعاتی از زمین‌لرزه‌های گذشته برای آن در دسترس نیست، بکار بردن شتابنگاشت زمین‌لرزه‌های مربوط به شمال فلات ایران و ناحیه البرز توصیه می‌گردد.

۳-۲-۲-۲- بررسی پریود امواج زلزله

خصوصیت منطقه محل احداث بنا، بر روی امواج زلزله تأثیر می‌گذارد. بطوری که در زمین سخت، دامنه امواج کوتاه و فرکانس آنها بالاست، پس پریود امواج زلزله کم است. و در زمین آبرفتی، دامنه بلند و فرکانس پایین است. همچنین در لایه سنگی شتاب موج خیلی زیاد و جابجایی کم بوده و در لایه آبرفتی (رسوبی) برعکس می‌باشد. به همین خاطر ساختمانهای صلب (مهاربندی شده با سختی زیاد) در زمین‌های سخت رفتار بدی دارند، پس قاب خمشی که دارای پریود (زمان تناوب) بیشتری است در زمینهای سخت بهتر عمل می‌کند و سازه‌های بادبندی شده با پریود کم، در زمینهای آبرفتی با زمان تناوب بالا رفتاربهتری دارند، چون پریود آن دوعکس هم است و پدیده تشدید اتفاق نمی‌افتد. [11]

در زلزله رودبار- منجیل امواج سطحی به رشت رسیده بودند و چون زمین رشت آبرفتی بود، ساختمانهای ۵ و ۶ طبقه که دارای پریود بالاتری بودند آسیب دیدند. در زلزله مکزیک هم همینگونه شد و سازه‌های بلند بیشتر مورد آسیب قرار گرفتند.

مطالعات نشان می‌دهد قسمتهایی که دارای امواج با پریود کم هستند در همان ابتدا مستهلک می‌شوند، ولی امواج با پریود زیاد در طول بیشتری گسترش می‌یابند. برای ساختمانهای نزدیک به مرکز زلزله وقتی که یک ساختمان به هنگام زلزله به ارتعاش درمی‌آید با فرکانس ارتعاشی خودش شروع به نوسان می‌کند. در ساختمانهای بلند، پریود ارتعاشی بزرگتر از ساختمانهای کوتاه است. ($T \approx 0.1N$) (که T زمان تناوب سازه و N تعداد طبقات ساختمان). حال اگر فرکانس ارتعاشی زمین نزدیک فرکانس ارتعاش ساختمان باشد، سازه بیشتر آسیب می‌بیند چون پدیده تشدید (رزونانس) اتفاق می‌افتد.

مثلاً ساختمانهای کوتاه (با زمان تناوب کمتر) در فواصل نزدیک به مرکز زلزله نسبت به ساختمانهای بلند بیشتر صدمه می‌بینند. در زلزله مکزیکوسیتی ساختمانهای بلند در فواصل دور از مرکز زلزله بیشتر آسیب دیدند. و در رشت (زلزله رودبار- منجیل) ساختمانهای بلند (۵ و ۶ طبقه) در فواصل دور از مرکز زلزله به علت نزدیکی پریود سازه و زمین بیشتر صدمه دیدند. (فاصله رشت تا رودبار- منجیل حدود ۵۰ تا ۶۰ کیلومتر است). عامل مهم دیگر در میزان خسارتهای، عمق کانونی زلزله است، که هر چه عمق کانونی کمتر باشد خسارت وارده بیشتر می‌گردد. [۵]

زلزله‌های نزدیک گسل به دلیل داشتن حرکت پالس گونه با پریود (زمان تناوب) بلند در ابتدای رکورد، اعمال نیروی ضربه‌ای بر سازه‌های موجود، نسبت به بیشینه سرعت به بیشینه شتاب بالا و وجود بیشینه شتاب و سرعت و جابجایی بالاتر نسبت به زلزله‌های دور از گسل، تفاوت‌های حائز اهمیتی با زلزله‌های دور گسل دارند. تحقیقات انجام شده پس از وقوع زلزله‌های Northridge 1994 کالیفرنیا و Kobe 1995 ژاپن نشان داد که نیاز تغییر مکانی زلزله‌های نزدیک گسل بسیار بالا می‌باشد که این امر ناشی از اعمال یک انرژی زیاد در یک مدت زمان کوتاه توسط رکوردهای نزدیک گسل می‌باشد. [۸]

۳-۳- محاسبه ضریب رفتار (ضریب کاهش نیروی زلزله)

امروزه تعریفهای مختلفی جهت شکل پذیری و ضریب رفتار مطرح گردیده و روشهای بسیاری برای مطالعه، کنترل و بهینه کردن آن مطرح شده است. پوپوف شکل پذیری یک قاب را بصورت نسبت تغییرمکان حداکثر به تغییرمکان تسلیم در بالاترین نقطه سازه $(\Delta_{max} / \Delta_y)$ تعریف کرده و برای بدست آوردن آن یک بارگذاری دوره‌ای افقی را فقط به طبقه آخر وارد کرده است. این روش توزیع واقعی نیروی زلزله را در نظر نمی‌گیرد، لذا شاخص مناسبی برای تعریف شکل پذیری کلی سازه نیست. میراندا و برترو پیشنهاد می‌کنند که بهتر است رابطه‌ای بین شکل پذیری کلی سازه و شکل پذیری طبقات تعریف گردد. بنظر آنها این رابطه تابعی از توزیع تغییر شکل الاستیک در سازه (مکانیزم خرابی) و خصوصیات زمین لرزه است. در انتخاب سیستم سازه‌ای پارامترهای مختلفی از جمله ملاحظات معماری و اقتصادی نقش تعیین کننده‌ای ایفا می‌کنند که خود در تامین شکل پذیری و مقاومت مؤثر می‌باشند، بدین سبب بررسی عملکرد سیستمهای جدید لرزه‌بر ضروری بنظر می‌رسد. پذیرش هرگونه سیستم سازه‌ای جدید توسط آئین‌نامه، پس از انجام آزمایشهای مختلف و تحلیل دقیق توسط محققین صورت می‌گیرد که یکی از این سیستمهای سازه‌ای کاربرد میراگرهای انرژی می‌باشد.

جهت دخالت دادن شکل پذیری در طراحی سازه‌ها و استفاده از تمامی ظرفیت سازه‌ها، از ضریب رفتار برای کاهش مقادیر نیروهای واقعی زلزله استفاده می‌گردد. برای بررسی شکل پذیری سازه‌ها نیاز به آنالیز غیرالاستیک است که اساس آن را آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی تشکیل می‌دهد. این آنالیز برای کاربردهای عملی پیچیده و وقت گیر بوده لذا از روش استاتیکی غیرخطی با نیروهای فزاینده (Pushover) استفاده می‌شود. [25]

در طرح سازه‌های مقاوم در برابر زلزله سعی می‌شود تا شرایطی فراهم گردد که یک سازه بتواند تغییر شکل‌های غیرارتجاعی زیادتری از خود نشان دهد. این موضوع بیشتر به لحاظ اقتصادی حائز اهمیت است. اساساً وقتی این سازه‌ها بصورت ارتجاعی و خطی در برابر زلزله از خود واکنش نشان میدهند، حداکثر نیروی بیشتری تحمل می‌کنند و در نتیجه مقاومت مورد نیاز سازه جهت پایداری،

نسبت به حالتی که وارد مرحله غیرارتجاعی می‌شود زیادتر خواهد بود. چنین حالتی باعث پرداخت هزینه‌های بیشتری برای طراحی ایمن سازه خواهد شد. با توجه به این موضوع و در نظر داشتن اصل ساده سازی طراحی، آئین‌نامه‌های طراحی در برابر زلزله با بهره‌گیری از ظرفیت استهلاک انرژی در اثر رفتار غیرخطی، نیروی زلزله مؤثر و در نتیجه مقاومت مورد نیاز سازه را کاهش می‌دهند. [۲۶]

۳-۳-۱- کاربرد ضریب رفتار در طراحی سازه‌ها

برای طراحی غیرارتجاعی سازه‌ها، تحلیل غیرخطی ضروری است. از آنجائیکه تحلیل غیرارتجاعی سازه‌ها معمولاً پیچیده و وقت‌گیر است، آئین‌نامه‌ها پیشنهاد می‌کنند که با تمهیداتی، بجای تحلیل غیرخطی از تحلیل ارتجاعی استفاده شود و عملکرد غیرارتجاعی سازه‌ها با اعمال ضریبی بنام ضریب رفتار (R) منظور گردد. ضریب رفتار برابر است با مقاومت موردنیاز سازه در حالت کاملاً ارتجاعی و خطی تقسیم بر مقاومت مورد نیاز همان سازه در حالت غیرارتجاعی، در برابر یک زلزله مشخص. به کمک این ضریب عملکرد غیرخطی سازه‌ها، بدون انجام تحلیل غیرارتجاعی و صرفاً با استفاده از یک تحلیل ارتجاعی معادل در طراحی سازه‌ها اعمال می‌گردد. ضریب رفتار به عوامل متعددی بستگی دارد که اهم آنها عبارتند از: ظرفیت شکل‌پذیری سازه، زمان تناوب سازه، مشخصات زلزله، مدل بار-تغییر شکل مصالح، نوع سازه مقاوم و مقاومت افزون سازه‌ها (over strength). [11]

با توجه به تعریف ضریب رفتار می‌توان گفت اگر برای سازه‌ای ضریب رفتار برابر یک در نظر گرفته شود بدین معنی است که برای مقابله با زلزله صرفاً از عملکرد ارتجاعی آن استفاده خواهد شد و از سازه انتظار نمی‌رود در هنگام وقوع زلزله وارد محدوده غیرارتجاعی شود. ضریب رفتار بزرگتر از یک بیانگر اینست که سازه در برابر زلزله مجاز به ورود به مرحله غیرارتجاعی است. هر چه ضریب رفتار سازه‌ای بزرگتر باشد، مقاومت غیرارتجاعی آن بیشتر و در نتیجه مقاومت خطی مورد نیاز آن کمتر خواهد شد. لذا در برابر زلزله‌های شدید، سازه‌هایی که دارای ضریب رفتار بزرگتری باشند، زودتر وارد محدوده غیرخطی می‌گردند (یعنی همان تغییرشکلهای زیاد و غیرالاستیک اعضای سازه اتفاق می‌افتد). [22]

در آئین نامه ۲۸۰۰ نیروی طراحی زلزله بصورت زیر محاسبه می شود :

$$V = (ABI / R) W_{eff} \quad (۱-۳)$$

که در آن V نیروی برش پایه، A شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان، W_{eff} وزن موثر سازه و R ضریب رفتار سازه می باشد. V همان مقاومت مورد نیاز سازه در حالت ارتجاعی است که با مقدار R رابطه معکوس دارد. اگر مقدار R برابر یک یا تقریباً یک باشد بدین معنی است که در طراحی سازه و محاسبه مقاومت مورد نیاز ارتجاعی سازه، از تمامی نیروی زلزله استفاده می شود و از ظرفیت غیرارتجاعی سازه صرف نظر می شود. با افزایش مقدار R ، سهم مقاومت ارتجاعی سازه کاهش می یابد و سازه برای نیروهای کمتری طراحی می شود و سازه با ورود به مرحله غیرارتجاعی (یعنی با تشکیل مفاصل پلاستیک زیاد در اعضا)، مابقی انرژی زلزله را جذب می کند. [۹]

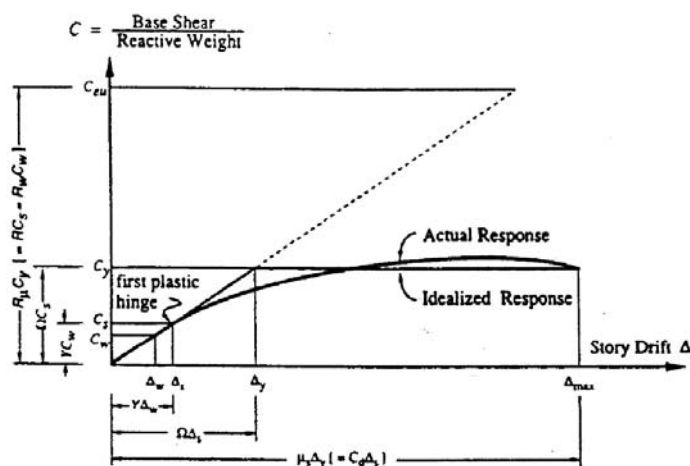
۳-۳-۲- تعیین پارامترهای مؤثر بر R

اساس تمامی روش های محاسبه ضریب رفتار یکسان است و آن عبارتست از محاسبه نیرو یا انرژی ای که یک قاب از زمانی که اولین مفصل پلاستیک در آن تشکیل می شود تا زمانی که به مکانیزم خرابی کامل می رسد تحمل یا جذب نماید. روش هایی را که در مقالات و منابع موجود جهت محاسبه R وجود دارد می توان به دو گروه کلی تقسیم کرد : (۱) روش های محققان آمریکایی (کاربردی)، (۲) روش های محققان اروپایی (تحلیلی). روش های کاربردی خود شامل دو گروه روش ضریب شکل-پذیری (پرفسور یوانگ - Uang) و روش طیف ظرفیت (فریمن - Freeman) می باشد. که در این تحقیق از روش پرفسور یوانگ برای بدست آوردن ضریب رفتار استفاده می شود. [۲۰]

باتوجه به شکل (۳-۳) مقدار مقاومت الاستیک مورد نیاز برحسب ضریب برش پایه (C_{eu}) عبارتست از :

$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} \quad (۲-۳)$$

وزن جرم‌های غیرمتحرک سازه و V_e حداکثر برش پایه در صورتی که سازه کاملاً در محدوده الاستیک و خطی باقی بماند. از آنجا که یک سازه بصورت صحیح طراحی شده، معمولاً مقادیر قابل ملاحظه‌ای از شکل‌پذیری را تامین می‌کند. سازه می‌تواند بصورت اقتصادی‌تری طراحی شود تا حداکثر مقاومت $C_y W$ را تامین کند. برای اهداف طراحی، آئین‌نامه‌ها مقدار C_y را تا مقدار C_s کاهش می‌دهند که نمایانگر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در مجموعه سازه می‌باشد. در طراحی با استفاده از روش بار نهایی در سازه‌های بتنی و روش ضرائب بار و مقاومت در سازه‌های فولادی از این تراز نیرو استفاده می‌شود. اختلاف نیروی بین $C_y W$ و $C_s W$ را اصطلاحاً اضافه مقاومت می‌نامند. از آنجا که در آئین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی و بتنی در بسیاری از کشورها هنوز استفاده از روش تنش مجاز متداول است، آئین‌نامه ۲۸۰۰ ایران مقدار C_s را به C_w کاهش می‌دهد و لذا نیروی برش پایه طراحی در این آئین‌نامه‌ها برابر $C_w W$ می‌باشد. مزیت استفاده از C_s یا C_w به عنوان نیروی طراحی در اینست که طراح تنها نیاز دارد یک آنالیز الاستیک انجام دهد. [۱۰]



شکل (۳-۳) - منحنی ظرفیت حقیقی و ایده‌آل سازه یا پاسخ کلی سازه (ضریب برش پایه - تغییر مکان جانبی)

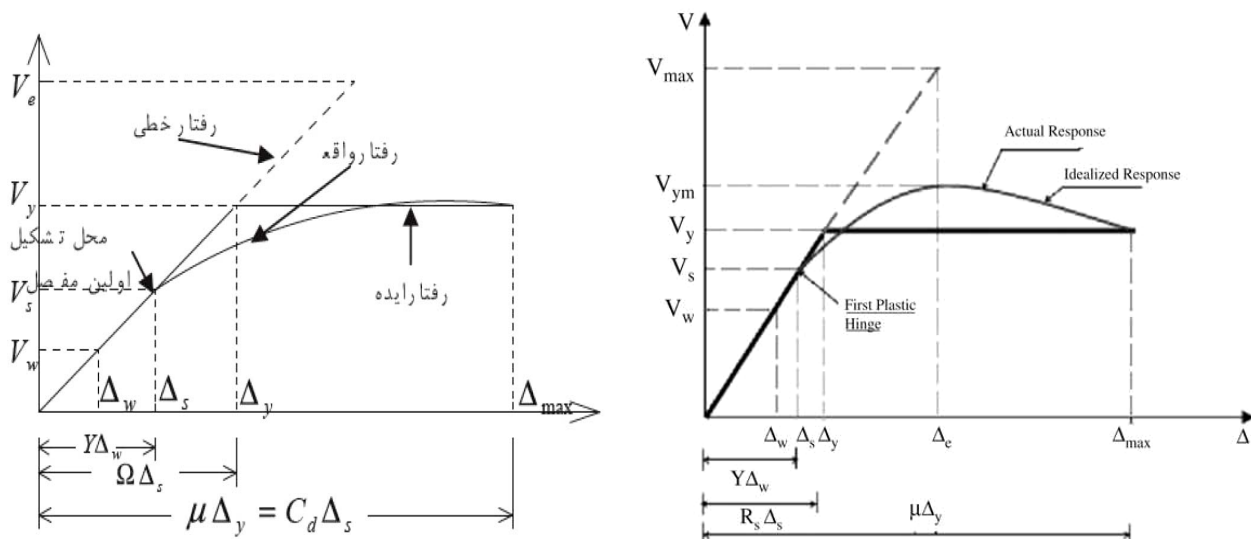
به منظور تعیین ضریب رفتار سیستم از تحقیقات یوانگ استفاده شده است. در شکل (۳-۳) رفتار کلی سازه و شکل ایده‌آل آن تحت بارگذاری استاتیکی که به تدریج افزایش داده می‌شود، نشان داده شده است. اگر فرض شود که سازه در هنگام زلزله رفتار خطی داشته باشد، نیروی حداکثر اعمالی به آن

$C_e W$ خواهد بود. ولی با توجه به اینکه رفتار واقعی بصورت غیرخطی است و مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله در اثر عملکرد غیرارتجاعی سازه مستهلک می‌گردد، نیروی کمتری در حد $C_y W$ (نیروی متناظر با حد تسلیم عمومی سازه) به سازه وارد می‌گردد.

تغییر مکان حداکثر سازه با Δ_{max} بیان می‌گردد. Δ_{max} مربوط به باری است که سازه می‌تواند بدون از دست دادن مقاومت خود، آنرا بطور قابل توجهی تحمل نماید. تغییر مکان سازه در حد تسلیم عمومی

سازه در هنگام ایجاد مکانیزم خرابی با Δ_y بیان می‌شود. [۱۰]

همانطور که در شکل (۳-۴) در زیر دیده می‌شود رفتار غیرخطی با رابطه دوخطی مدل می‌شود. در این مدل دو خطی نیروی حد جاری شدن سازه با V_y و تغییر مکان جاری شدن با Δ_y نشان داده شده است. در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله ماکزیمم برش پایه در آن برابر V_e خواهد بود. این نیرو بدلیل رفتار غیرخطی سازه به نیروی V_y کاهش می‌یابد. همچنین حداکثر جابجایی سازه برابر دریفت (Drift) مجاز طبقات است. [28]



شکل (۳-۴) - پوش منحنی و طیف ظرفیت سازه در حالت خطی و غیرخطی (برش پایه - تغییر مکان در تراز بام)

۳-۳-۲-۱- ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری ($R\mu$)

با ایده آل نمودن منحنی رفتار کلی سازه به منحنی الاستیک-پلاستیک کامل مطابق دو شکل قبل، ضریب شکل پذیری کلی سازه را می توان بصورت زیر بیان کرد :

$$\mu_s = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (3-3)$$

به دلیل وجود شکل پذیری، سازه قابلیت اتلاف انرژی هیستریزس را دارا می باشد. بنابراین نیروی نهایی وارده به سازه در صورتیکه رفتار سازه الاستیک باقی بماند (V_e)، می تواند بوسیله ضریبی به نام ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری ($R\mu$)، به نیروی متناظر با حد تسلیم سازه در هنگام تشکیل مکانیزم خرابی (V_y)، کاهش داده شود : [۱۰]

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} = \frac{C_{ey} W}{C_y W} = \frac{C_{ey}}{C_y} \quad (3-4)$$

برای یک زلزله مشخص $R\mu$ تابعی از پریود ارتعاش ساختمان، نوع رفتار چرخه ای و ضریب شکل پذیری کلی سازه می باشد. روابط مختلفی برای تعیین $R\mu$ پیشنهاد شده است؛ از جمله این روابط می توان به روابط نیومارک و هال، کراوینکلر و نثار و رابطه میراندا و برترو اشاره کرد. با مقایسه متوسط ضرایب $R\mu$ محاسبه شده برای تعداد نسبتاً زیادی از زلزله های ثبت شده در زمین های سنگی و رسوبی و متوسط ضرایب $R\mu$ محاسبه شده با فرمول های ساده شده میراندا، می توان دید که روابط ارائه شده توسط میراندا تقریب خوبی از متوسط ضرایب کاهش در اثر شکل پذیری هستند. تحقیقات میراندا نشان داد که شرایط خاک محل بر ضریب $R\mu$ تاثیر گذار است، اما بزرگی زلزله و فاصله مرکز سطحی زلزله بر ضریب $R\mu$ تاثیر ناچیزی دارند. [۲۶]

پس برای محاسبه ضریب کاهش نیرو روشهای متفاوتی وجود دارد که یک روش توسط Miranda & Bertero ارائه شده است و طبق توصیه ATC-19 در بین روشهای پیشنهادی دیگر از درجه اعتبار

بالا تری برخوردار می‌باشد. در این روش اثرات ضریب شکل‌پذیری و زمان تناوب اصلی ساختمان در محاسبه ضریب کاهش نیرو اعمال گردیده‌اند. [29]

رابطه بین R_μ و μ_s :

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1 \quad (3-5)$$

که در آن:

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (3-6) \quad \text{برای زمین‌های سنگی:}$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (3-7) \quad \text{برای زمین‌های رسوبی یا آبرفتی:}$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad (3-8) \quad \text{برای زمین‌های با خاک نرم:}$$

در روابط فوق T پریود طبیعی واصلی سازه، T_g پریود غالب زلزله و μ ضریب شکل‌پذیری سازه می‌باشد. همچنین Newmark & Hall با توجه به زمان‌های تناوب اصلی سازه روابطی را برای یافتن ضریب شکل‌پذیری یک سازه یک درجه آزادی با رفتار ارتجاعی-خمیری به صورت زیر معرفی کردند: [۳۹]

برای زمان تناوب کمتر از 0.03 ثانیه (فرکانس بالای ۳۳ هرتز):

$$T \leq 0.03 \text{ sec} \rightarrow R_\mu = 1 \quad (3-9)$$

برای زمان تناوب بین 0.12 و 0.5 ثانیه (فرکانس بین ۲ و ۸ هرتز):

$$0.12 \text{ sec} \leq T \leq 0.5 \text{ sec} \rightarrow R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (3-10)$$

و برای زمان تناوب بزرگتر از 1 ثانیه (فرکانس کوچکتر از ۱ هرتز):

$$T \geq 1 \text{ sec} \rightarrow R_\mu = \mu \quad (3-11)$$

۳-۳-۲- ضریب اضافه مقاومت (Ω یا R_s)

علاوه بر ضریب کاهشی که در فوق مطرح شد، یک ضریب کاهش اضافی دیگر در مقاومت متصور است و در آئین‌نامه‌ها و تحقیقات انجام شده موجود است، این ضریب کاهش که معمولاً با نام R_s شناخته می‌شود و به منظور در نظر گرفتن این واقعیت است که مقاومت جانبی واقعی یک سازه معمولاً بیشتر از مقاومت جانبی طراحی آن سازه است. [۲۶]

مقاومت ذخیره شده در سازه بین محدوده حد جاری شدن واقعی سازه (C_y) و حد اولین جاری شدن محسوس (C_s)، ضریب اضافه مقاومت سازه نامیده می‌شود. که عبارتست از خارج قسمت نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم خرابی (V_y) به نیروی متناظر با تشکیل اولین لولای خمیری (مفصل پلاستیک) در سازه (V_s):

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} = \frac{C_y}{C_s} \quad (۳-۱۲)$$

اضافه مقاومت سازه در نتیجه باز توزیع نیروهای داخلی، سخت شدگی کرنشی، قیود تغییرمکان در عملکرد سیستم، بیشتر بودن ابعاد مقاطع از ابعاد مورد نیاز بخاطر مسائلی همچون تیپ بندی کردن مقاطع، محدودیتهای آئین‌نامه‌ها بر روی مقدار تغییرمکان‌های جانبی و ضوابط حداقل آئین‌نامه‌ای برای ابعاد و جزئیات قطعات، ترکیبات بارگذاری متعدد، اثرات اجزاء غیرسازه‌ای و غیره می‌باشد. همچنین به منظور در نظر گرفتن عواملی چون اختلاف بین حد جاری شدن اسمی و حد جاری شدن واقعی مصالح و اثر افزایش تنش جاری شدن در اثر افزایش نرخ کرنش در هنگام زلزله است (هر چه سرعت افزایش کرنش بیشتر شود، مقدار تنش تسلیم مصالح نیز افزایش می‌یابد. در هنگام زلزله نیز که یک بارگذاری آنی در سازه ایجاد می‌شود، تنش تسلیم مصالح افزایش می‌یابد). ضریب اضافه مقاومت بدست آمده از رابطه (۳-۹) را Ω_0 نامیده و آنرا توسط ضرایب اصلاحی به ضریب اضافه مقاومت واقعی سازه تبدیل می‌کنیم. یکی از این ضرایب می‌تواند ناشی از اختلاف حد جاری شدن اسمی و واقعی مصالح باشد که طبق مطالعات آماری مقدار آن 1.05 پیشنهاد شده است و ضریب دیگر بخاطر افزایش تنش جاری

شدن در اثر افزایش نرخ کرنش در هنگام زلزله بوده که مطالعات آماری مقدار آنرا 1.1 پیشنهاد میکنند. از ضرایب دیگر که ناشی از اثرات قطعات غیرسازه‌ای است اجتناب می‌کنیم. بنابراین می‌توانیم داشته باشیم : [۱۰]

$$\Omega = 1.05 \times 1.1 \times \Omega_0 \quad (۳-۱۳)$$

ضریب اضافه مقاومت سازه در واقع مقدار مقاومتی است که در اثر عوامل مختلف در سازه ذخیره شده است و انهدام سازه را به تاخیر می‌اندازد. این عامل یک عامل بسیار مهم در طراحی لرزه‌ای می‌باشد. تحقیقات نشان داده است که پایداری ساختمان‌ها (مخصوصاً ساختمانهای کوتاه) در هنگام زلزله به این عامل بستگی داشته است. محققین از این عامل بعنوان "ناجی ساختمان‌ها" یاد می‌کنند. برای محاسبه ضریب رفتار روش‌های دیگری نیز پیشنهاد شده است که یکی از آنها روش فریم می‌باشد. [24]

۳-۳-۲-۳- ضریب تنش مجاز (Y)

این ضریب برای در نظر گرفتن اختلاف الگوی طراحی در آئین‌نامه‌های مختلف استفاده می‌شود. برای طراحی براساس تنش مجاز، تراز مربوط به نیروی طراحی (C_w) از تراز اولین تسلیم قابل توجه (C_s) بوسیله ضریب تنش مجاز کاهش می‌یابد. مقدار این ضریب عبارتست از نسبت نیرو در حد تشکیل اولین مفصل خمیری (V_s) به نیرو در حد تنشهای مجاز (V_w) : [28]

$$Y = \frac{V_s}{V_w} = \frac{C_s}{C_w} \quad (۳-۱۴)$$

Y ضریبی است که براساس نحوه برخورد آئین‌نامه‌های طراحی با تنش‌های طراحی (تنش تسلیم و تنش مجاز) تعیین می‌شود و مقدار این ضریب معمولاً در حدود 1.4 تا 1.7 می‌باشد. در آئین‌نامه UBC-97 مقدار آن 1.4 ارائه شده است. [۲۶]

مثلاً این ضریب براساس آئین‌نامه AISC-ASD به طریق زیر تخمین زده می‌شود :

$$Y = \frac{C_s}{C_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{Z.F_y}{S \cdot \left(0.6F_y \times \frac{4}{3} \right)} \quad (3-15)$$

در رابطه فوق Z و S به ترتیب مدول‌های پلاستیک و الاستیک مقطع هستند و ضریب $4/3$ به دلیل افزایش تنش مجاز در طراحی در برابر نیروهای زلزله می‌باشد. نسبت Z/S که به آن ضریب شکل نیز گفته می‌شود برای قطعات بال پهن در حدود 1.15 است. پس : [۲۶]

$$Y = \frac{1.15F_y}{0.8F_y} = 1.44 \quad (3-16)$$

لذا ضریب رفتارهای حد نهایی U و حد تنش مجاز W به صورت زیر ارتباط دارند :

$$R_w = 1.44 R_U \quad (3-17)$$

۳-۳-۲-۴- تعیین ضریب رفتار (R_w, R)

ضریب رفتار مطابق با روش طراحی براساس مقاومت را می‌توان بصورت زیر تعیین نمود : [28]

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \cdot \Omega \quad (3-18)$$

با کمک روش یانگ و مطابق با روش طراحی براساس تنش مجاز (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) می‌شود :

$$R_w = \frac{V_e}{V_w} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \cdot \Omega \cdot Y \quad (3-19)$$

فصل چهارم

محاسبات و مدل سازی

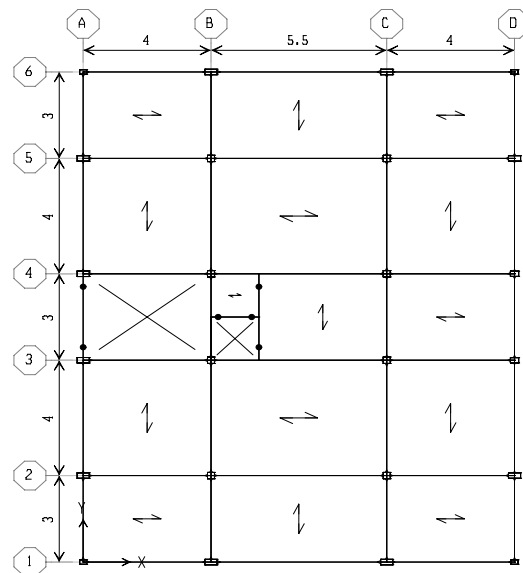
۴-۱- مقدمه

در این فصل روند مدل سازی سازه سه بعدی فولادی با قاب خمشی متوسط و با تعداد طبقات ۵ ، ۱۰ و ۱۵ طبقه و در ادامه نحوه مقاوم سازی سازه توسط مجموعه مهاربند و میراگر بیان می گردد. تحلیل و طراحی سازه بطور کامل توسط برنامه SAP2000 ویرایش 14 انجام می شود. این نرم افزار بسیار توانمند در زمینه تحلیل استاتیکی غیرخطی می باشد، به همین جهت برای رسم نمودار ظرفیت سازه و محاسبه ضریب رفتار و بررسی عملکرد لرزه ای ساختمان از این برنامه کمک گرفته می شود. در طول فصل نحوه تنظیم پارامترهای مربوط به آنالیز پوش آور و رسم نمودارها و همینطور اختصاص مفاصل پلاستیک به اعضای سازه بیان می گردد. که به این منظور از آیین نامه های FEMA-356 ، ATC-40 و نشریه ۳۶۰ استفاده شد. همچنین طراحی سازه توسط آیین نامه UBC97-ASD که با ضوابط طرح لرزه ای مبحث دهم به روش تنش مجاز همخوانی دارد، صورت می گیرد. در ابتدا قاب های خمشی برای بارهای ثقیل و حداقل بار زلزله تحلیل و طراحی می شوند و سپس جهت تحمل بار واقعی زلزله، با ترکیبی از بادبند همگرای هشتی و میراگر فلزی ورق مثلثی (TADAS)، مقاوم می گردند. در اصل این روش طراحی براساس مرجع UBC برای سیستم های دوگانه است که قاب خمشی عمدتاً بارهای ثقیل و مجموعه مهاربند-میراگر بارهای جانبی (افقی) را تحمل می کنند. [31] در این تحقیق جهت مقایسه هرچه بهتر نتایج و رسیدن به یک جواب منطقی، از سازه هایی با تعداد طبقات مختلف (۵ ، ۱۰ و ۱۵ طبقه) و از پلانی با تعداد دهانه های متفاوت (۳ و ۵ دهانه) و نیز قرار دادن بادبند و میراگر در یک و دو دهانه از قاب، استفاده گردید.

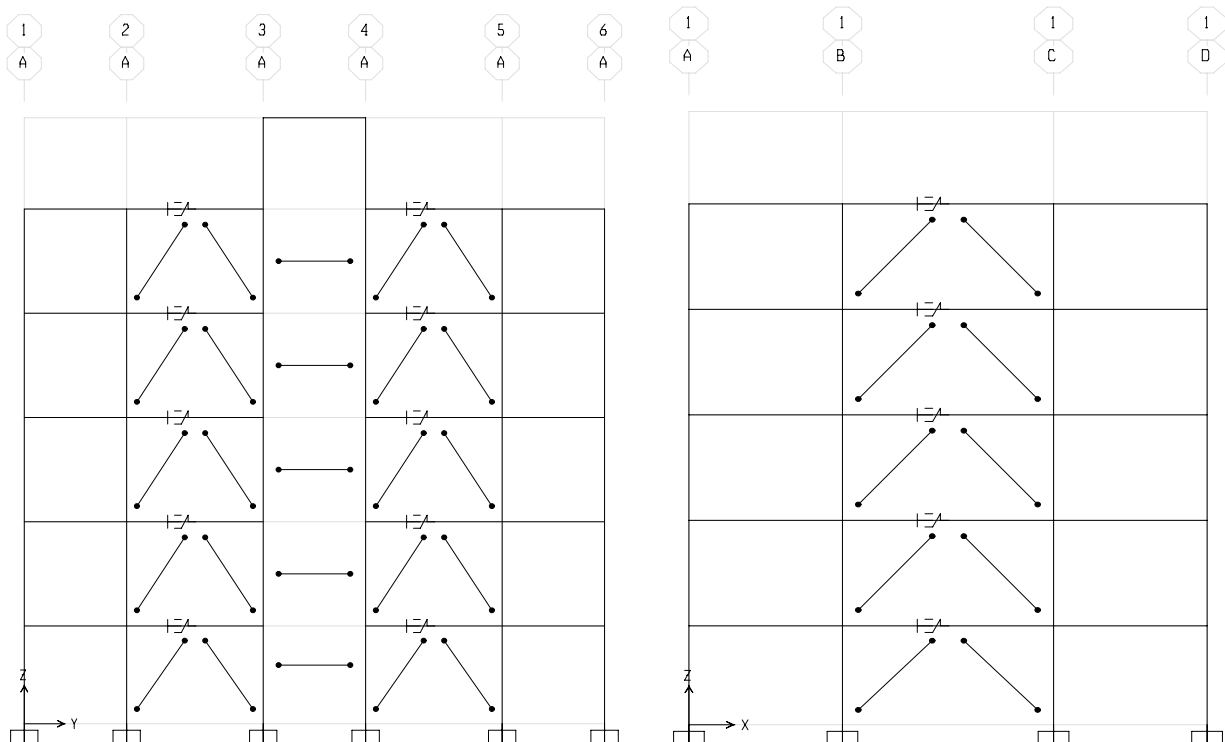
۴-۲- مشخصات کلی پروژه

سازه مورد مطالعه شامل ۶ ساختمان ۵ ، ۱۰ و ۱۵ طبقه با کاربری اداری است. محل احداث آن در شهر تهران و روی زمین رسوبی با خاک نوع II می باشد. پلان سازه مطابق شکل (۴-۱) منظم بوده و محل راه پله و آسانسور در آن تعیین شده است. همانطور که در شکل (۴-۲) ملاحظه می شود ارتفاع

طبقه اول ۳ متر، طبقه خرپشته ۲٫۸ متر و ارتفاع بقیه طبقات مشابه و برابر ۳٫۲ متر می‌باشد. قبل از مقاوم سازی، سازه از قاب خمشی متوسط با اتصالات گیردار بین تیر و ستون است (البته تیرهای دو طرف راه‌پله و اطراف آسانسور دو سر مفصل هستند). بعد از بهسازی لرزه‌ای، مجموعه مهاربند-میراگر به قابهای فولادی اضافه می‌شوند و سازه تبدیل به سیستم دوگانه ترکیبی می‌گردد.



شکل (۴-۱) - پلان مشابه طبقات برای سازه مورد بررسی به همراه ابعاد آن (به متر) و جهت تیرچه‌ریزی سقفها



شکل (۴-۲) - نمایی از قابهای بیرونی ساختمان ۵ طبقه در جهت X و Y که با مجموعه بادبند - میراگر تقویت شده‌اند.

۴-۳- معرفی خصوصیات مصالح

سازه مورد نظر فولادی است و المان‌های تیر، ستون، بادبند و میراگر دارای مشخصات St 37 هستند. 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 نقشه‌های 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 برابر با: [22]

$$St\ 37 \Rightarrow \begin{cases} F_{ye} = 1.1F_y = 1.1 \times 2400 = 2640 \frac{kg}{cm^2} \\ F_{ue} = 1.1F_u = 1.1 \times 3700 = 4070 \frac{kg}{cm^2} \end{cases} \quad (۴-۱)$$

TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties						
Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
Text	Kgf/m3	Kgf-s2/m4	Kgf/m2	Kgf/m2	Unitless	1/C
Steel-37	7850	800.48	21000000000	8076923077	0.3	0.0000117

TABLE: Material Properties 03a - Steel Data						
Material	Fy	Fu	EffFy	EffFu	SSCurveOpt	SSHysType
Text	Kgf/m2	Kgf/m2	Kgf/m2	Kgf/m2	Text	Text
Steel-37	24000000	37000000	26400000	40700000	Simple	Kinematic

۴-۴- بارگذاری سازه

۴-۴-۱- بارهای قائم ثقلی

بارهای وارد بر ساختمان شامل بارهای مرده و زنده وارد بر کفها، دیوارها و بارگذاری راه‌پله و آسانسور می‌باشند. مقدار بارهای مرده (Dead) براساس جزئیات اجرایی سقف و دیوار تعیین می‌گردد. که در تعیین مقدار وزن واحد سطح مورد نظر از جرم مخصوص مصالح وضخامت آنها استفاده می‌شود. [۳۲]

مقدار بارهای زنده (Live) براساس نوع کاربری پخش‌های مختلف ساختمان از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌گردد. پس از محاسبه مقدار بار و اعمال آنها، توزیع بار کف‌ها به تیرها بطور خودکار توسط برنامه (Sap2000) انجام می‌شود. بار معادل تیغه بندی دیوارهای داخلی 120 kg/m^2 می‌باشد که به بار کف‌ها اضافه می‌گردد. تمام سقف طبقات از نوع تیرچه بلوک می‌باشد و ضخامت کل کف حدود 40 cm است. با توجه به بخش بار کف‌ها بصورت یک‌طرفه، ضخامت سقف (Deck) و وزن مصالح بتن آنرا صفر در نرم‌افزار تعریف کرده و کل بار سقف به‌مراه بار تیغه‌ها اعمال می‌گردد. که در این صورت بار مرده کف طبقات 600 kg/m^2 و کف بام و خرپشته برابر 500 kg/m^2 می‌شود. بار زنده کف طبقات هم با توجه به کاربری اداری ساختمان مساوی 250 kg/m^2 و بار زنده بام و خرپشته هم 150 kg/m^2 می‌گردد. [۳۲]

بار مرده تیرهای دو طرف راه‌پله که بصورت خطی اختصاص می‌یابند، برابر $700 \text{ kg/m} \times \frac{4}{2} = 1400 \text{ kg/m}$ و بار زنده $350 \text{ kg/m} \times \frac{4}{2} = 700 \text{ kg/m}$ است. بار آسانسور هم بصورت نقطه‌ای فقط در بام به ۴ نقطه طرفین اتاق آسانسور وارد می‌گردد، که بار مرده 700 kg و بار زنده 350 kg می‌باشد. با توجه به ارتفاع $2,8$ متری دیوار طبقات، بار دیوارهای خارجی فاقد نما در جهت X برابر 750 kg/m و برای دیوارهای جانبی دارای نما به علت وجود بازشو و کسر ۳۰ درصدی وزن دیوار در جهت Y برابر 650 kg/m می‌باشد. و برای دیوار جان پناه با ارتفاع 80 سانتیمتر هم برای راستای Y مساوی 200 kg/m و راستای X 170 kg/m است که به تیرهای جانبی طبقه بام اختصاص می‌یابند. بار دیوار خرپشته و اطراف اتاق آسانسور نیز با ارتفاع $2,5$ متر مساوی 500 kg/m است. همچنین جهت اصلاح جرم طبقه بام در محاسبه نیروی زلزله، نصف وزن دیوارهای خارجی زیرین بام به تیرهای اطراف آن که برابر 400 kg/m است و نصف وزن تیغه بندی معادل نیز به کف‌های تراز بام که مساوی 60 kg/m^2 می‌باشد، اعمال می‌گردد.

۴-۴-۲- بار جانبی زلزله

با توجه به منظم بودن ساختمان و کمتر بودن ارتفاع آن از ۵۰ متر، طبق مبحث ششم و آیین-نامه ۲۸۰۰ می‌توان برای محاسبه و اعمال نیروی جانبی زلزله (Earthquake) از روش استاتیکی معادل استفاده نمود. برای اعمال بار زلزله به سازه، ضریب زلزله © را به برنامه وارد نموده و برنامه Sap2000 بصورت خودکار برش پایه را محاسبه و آنرا بین طبقات توزیع می‌نماید. با توجه به اینکه سیستم سازه در دو جهت یکسان است، ضریب C در دو جهت برابر خواهد بود. بایستی توجه داشت که چون کف طبقات دارای بتن رویه است می‌توان آنرا سقف صلب (Rigid Diaphragm) در نظر گرفت، که در این حالت بار زلزله بطور متمرکز تنها به مرکز جرم طبقات وارد می‌شود و دیگر نیروی محوری در تیرها بوجود نمی‌آید. [۹]

قبل از مقاوم کردن سازه، قاب‌های خمشی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه تحت حداقل نیروی زلزله یعنی مینیمم ضریب زلزله قرار می‌گیرند. با توجه به محل احداث ساختمان در شهر تهران که منطقه‌ای با پهنه خطر نسبی خیلی زیاد زلزله می‌باشد، پس شتاب مبنای طرح $A=0.35$ می‌شود. و چون کاربری ساختمان اداری است پس در گروه ۳ قرار می‌گیرد و ضریب اهمیت آن $I=1$ می‌گردد.

$$V_{\min} = 0.1AIW \xrightarrow[I=1]{A=0.35} C_{\min} = 0.035 \quad (۴-۲)$$

پس در واقع اعضای قاب‌های خمشی تنها، برای برش پایه‌ای برابر ۳.۵ درصد وزن ساختمان طراحی می‌شوند و این بدین معناست که تیرها و ستونهای قاب توانایی تحمل بار زلزله واقعی نداشته و سازه نیاز به مقاوم سازی دارد. [۳]

بعد از بهسازی لرزه‌ای قابهای خمشی توسط مجموعه بادبند همگرای هشتی و میراگر فلزی ورق مثلثی، می‌توان بار زلزله حداکثر را به سازه تقویت شده وارد کرد. پس برای محاسبه ضریب زلزله حداکثر، مقدار ضریب رفتار سازه در دو جهت برابر $R=5$ در نظر گرفته می‌شود. در این صورت سهم عمده‌ای از بار زلزله را ترکیب مهاربند-میراگر تحمل می‌کنند. و تیرها و ستونها که اعضای باربر ثقیلی سازه‌اند، از نیروی زلزله در امان می‌مانند.

نحوه تعیین ضریب زلزله برای سازه مقاوم شده ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه که در دو جهت X و Y یکسان می-باشد در ادامه آمده است. جهت محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان سازه (T) برای سیستم مهاربندی شده از رابطه تجربی زیر استفاده می‌شود که در آن H، ارتفاع ساختمان از روی فونداسیون (تراز مبنا) تا روی تراز بام (بدون در نظر گرفتن طبقه خرپشته) است.

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} \rightarrow \begin{cases} H_5 = 3 + 4 \times 3.2 = 15.8 \text{ m} \\ H_{10} = 3 + 9 \times 3.2 = 31.8 \text{ m} \\ H_{15} = 3 + 14 \times 3.2 = 47.8 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_5 = 0.396 \text{ sec} \\ T_{10} = 0.670 \text{ sec} \\ T_{15} = 0.909 \text{ sec} \end{cases} \quad (۳-۴)$$

با توجه به نوع زمین که خاک آن تیپ II است و خطر نسبی خیلی زیاد زلزله، پریود خاک $T_s=0.5$ بوده و بقیه پارامترها برابر $T_0=0.1$ و $S=1.5$ می‌گردند. پس به این ترتیب ضریب بازتاب ساختمان (B) مساوی است با :

$$\begin{aligned} T_0 \leq T_s \leq T_s &\rightarrow B_5 = S + 1 = 2.5 \\ T_{10} \geq T_s &\rightarrow B_{10} = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T_{10}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.057 \\ T_{15} \geq T_s &\rightarrow B_{15} = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T_{15}} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.678 \end{aligned} \quad (۴-۴)$$

در نهایت ضریب زلزله برابر با :

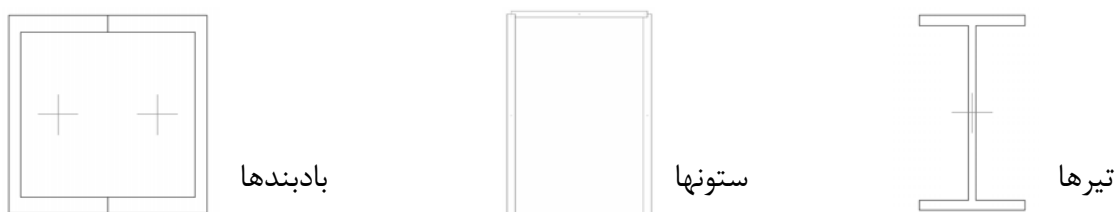
$$C = \frac{ABI}{R} \xrightarrow[B_5, B_{10}, B_{15}]{A=0.35, I=1, R=5} \begin{cases} C_5 = 0.175 \\ C_{10} = 0.144 \\ C_{15} = 0.118 \end{cases} \quad (۵-۴)$$

ملاحظه می‌شود که با افزایش طبقات و در واقع ازدیاد مقدار H و بدنبال آن بالا رفتن دوره تناوب T، مقدار B و در نتیجه ضریب C کاهش می‌یابند. پس با افزایش شکل‌پذیری سازه مقدار نیروی زلزله اعمال شده به آن کم می‌شود. قابل ذکر است که نرم افزار بطور خودکار پیچش را با توجه به فاصله مرکز جرم و سختی هر طبقه محاسبه می‌کند. همچنین جهت برآورد برش پایه سازه $V=CW$ ، مقدار W وزن مؤثر ساختمان و شامل کل بار مرده و 20 درصد بار زنده (ساختمان اداری) وارد بر سازه می‌باشد. [۹]

۴-۵- مشخصات مقاطع عناصر خطی

در نرم افزار مقاطع استاندارد برای تیرها، ستونها و بادبندها تعریف و لیست‌های انتخاب خودکار (Auto Sections) برای طراحی فولادی ایجاد می‌شوند. آسان‌ترین و سریع‌ترین روش اختصاص مفاصل پلاستیک با استفاده از مشخصات مفاصل اتوماتیک (Auto Hinge) است. در SAP2000 می‌توان این نوع مفاصل را به المان‌های قاب نسبت داد. در این روش برای اختصاص مشخصات مفاصل پلاستیک به مقاطع فولادی، برنامه بطور خودکار ضوابط لاغری را کنترل می‌کند و سپس مشخصات مفصل شامل «نقاط مشخصه نمودار بار- تغییرشکل» و «معیارهای پذیرش» را از جداول FEMA-356 برداشت می‌کند. در این صورت وقتی یک مقطع با کمک خاصیت Auto-Select به یک المان نسبت داده می‌شود، باید قبل از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی توسط برنامه طراحی گردد تا نوع مقطع کاملاً مشخص شود. در SAP تنها مفاصل اتوماتیک برای مقاطع بامشخصات زیر در دسترس‌اند. [۳۳]

برای تیرهای فولادی در خمش تنها از مقاطع I شکل، برای ستون‌های فولادی در خمش از مقاطع I شکل و قوطی شکل و در مورد بادبندها در کشش و فشار از مقاطع I، قوطی و لوله‌ای شکل و نیز ناودانی و نبشی دابل می‌توان استفاده نمود. به همین جهت در این سازه برای تیرها از مقاطع IPE160 تا IPE360، برای ستونها با توجه به اینکه سیستم باربر دوطرف قاب خمشی با اتصالات گیردار می‌باشد، از مقاطع جعبه‌ای مثل Box و TUBO با ابعاد $200 \times 140 \times 8$ تا $500 \times 450 \times 20$ که مربع و مستطیل می‌باشند استفاده شد. و جهت مقاطع مهاربندها که برای مقاوم‌سازی سازه اضافه می‌شوند، از مقاطع ناودانی دابل که به شکل قوطی مدل می‌شوند استفاده می‌شود و شماره پروفیل آنها از 2UNP80 تا 2UNP160 می‌باشد.



شکل (۴-۳) - شکل هندسی مقاطع بکار رفته در سازه

۴-۶- طراحی لرزه‌ای و ترکیبات بارگذاری

طراحی اعضا براساس آئین‌نامه UBC97-ASD و مطابق با ضوابط طرح لرزه‌ای مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان، برای قاب خمشی متوسط و مهاربند همگرا و به روش تنش مجاز انجام می‌گیرد. منظور از ضوابط ویژه به عنوان مثال کنترل نسبت پهنا به ضخامت مقاطع می‌باشد که برنامه اعضا را مقطع فشرده لرزه‌ای (Seismic) اعلام می‌کند و نیز الزامات عمومی در طراحی تیرها، ستونها و بادبندها در نظر گرفته می‌شوند. همچنین ترکیب بار زلزله تشدید یافته ($\Omega_0=2.8$) هم اعمال می‌شود و منطقه لرزه‌خیزی با توجه به شهر تهران، Zone 4 تعیین می‌شود. [31]

به منظور تنظیم پارامترهای طراحی، نوع قاب (Frame Type) تیرها و ستونها بعلا اتصال صلب بین آنها از نوع قاب خمشی (OMRF) انتخاب می‌گردد. در اینصورت برنامه بطور خودکار مقدار ضریب طول مؤثر (K) و Cm را محاسبه می‌کند. فقط با توجه به اینکه بال فشاری تیرها بصورت پیوسته در بتن سقف مدفون می‌باشند و تیرچه‌ها در فواصل ۵۰ سانتی‌متری عمود بر جان تیر هستند، پس نسبت طول مهار نشده مقطع تیر حول محور ضعیف (Unbraced Length Ratio (Minor, LTB)) بصورت دستی برابر 0.1 وارد می‌شود. در مورد بادبندها نیز نوع قاب مهاربندی (Braced Frame) انتخاب می‌گردد، که در این حالت برنامه بطور اتوماتیک مقدار $K_{x,y}$ را با توجه به بادبندهای قطری بشکل هشت، برابر یک در نظر می‌گیرد.

ترکیبات بارگذاری مطابق مبحث دهم برای برنامه SAP تعریف می‌شوند. در ویرایش قدیم برای ترکیباتی که بار زلزله در آن وجود داشت، تنش مجاز به میزان ۳۳ درصد افزایش داده می‌شد، ولی در آئین‌نامه UBC97 افزایش تنش مجاز (Allowable) حذف و بجای آن ضریب کاهش 0.75 در ترکیب بارها لحاظ می‌گردد. که البته در این تحقیق با توجه به حداقل بودن بار زلزله قبل از مقاوم سازی و کوچک شدن مقاطع، این ضریب نادیده گرفته می‌شود تا اعضای سازه در جهت اطمینان طراحی شوند. [31]

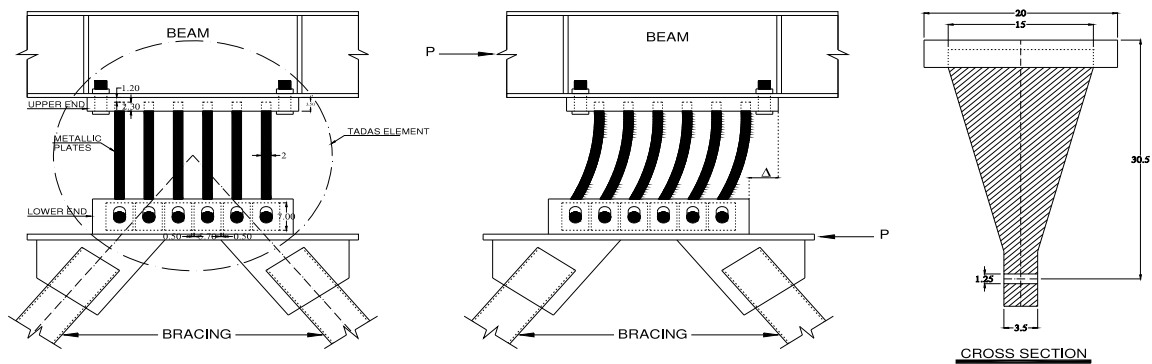
جدول (۴-۲) - ترکیبات بارگذاری جهت طراحی ساختمان فولادی به روش تنش مجاز

TABLE: Combination Definitions						
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless	Yes/No
D+L	Linear Add	No	Linear Static	LL	1	Yes
D+L			Linear Static	DEAD	1	
D	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1	Yes
D+L+Ex	Linear Add	No	Linear Static	LL	1	Yes
D+L+Ex			Linear Static	DEAD	1	
D+L+Ex			Linear Static	EX	1	
D+L-Ex	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1	Yes
D+L-Ex			Linear Static	LL	1	
D+L-Ex			Linear Static	EX	-1	
D+L+Ey	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1	Yes
D+L+Ey			Linear Static	LL	1	
D+L+Ey			Linear Static	EY	1	
D+L-Ey	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1	Yes
D+L-Ey			Linear Static	LL	1	
D+L-Ey			Linear Static	EY	-1	

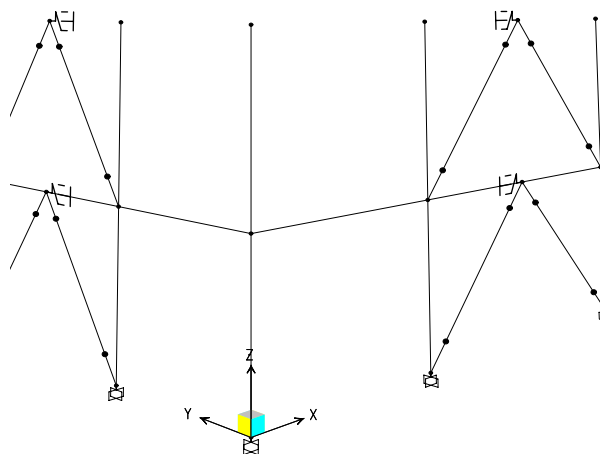
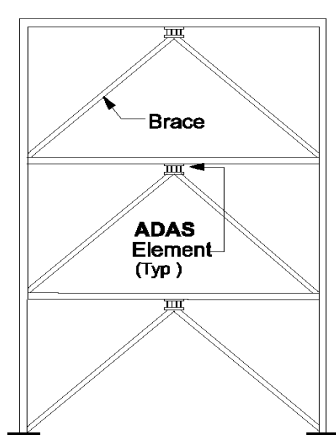
۴-۷ - طراحی و نحوه مدلسازی میراگر فلزی ورق مثلثی

در این تحقیق از نوعی از میراگرهای فلزی (Metallic Dampers) که به عنوان اعضای افزایندهٔ سختی و میرایی (**A**dded **D**amping **A**nd **S**tiffness) 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 (**T**riangular) 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 زمین‌لرزه در این نقطه اتفاق می‌افتد، پس نمی‌تواند گزینه مناسبی باشد. در نتیجه از نوع ورق مثلثی (المان **T**ADAS) استفاده می‌گردد. تصویر و نحوه رفتار این میراگر در شکل (۴-۴) آمده است. [34]

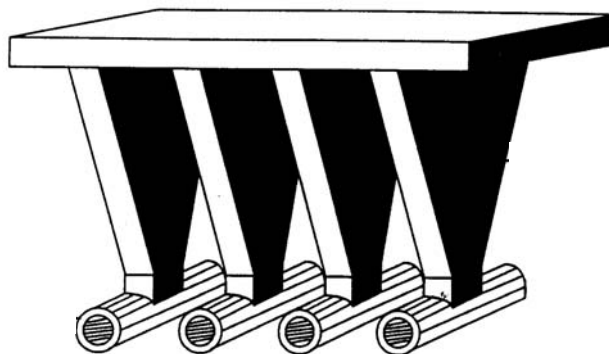
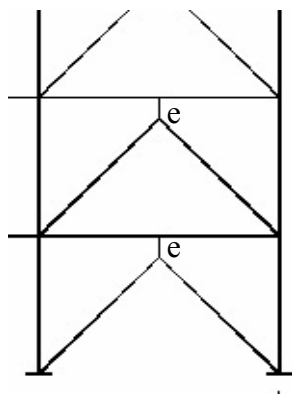
محل نصب این تجهیزات در ساختمان، معمولاً در محل اتصال مهاربندهای شورون (بادبندهای ۷ یا ۸ بین انتهای بادبند و تیر طبقه است. این میراگر جاری شونده از ورق‌های موازی هم تشکیل شده و شرایط مرزی صفحات به گونه‌ای است که جلوی کمانش آنها در زیر بار قائم گرفته می‌شود. [35]



شکل (۴-۴) - نحوه عملکرد میراگر ورق مثلثی در هنگام بارگذاری جانبی زلزله و ابعاد ورق‌های فولادی (به سانتیمتر)



شکل (۴-۵) - محل اجرای میراگر فلزی ورق مثلثی درون یک قاب، در مدل کامپیوتری و مدل واقعی [36]



شکل (۴-۶) - نمایی از میراگر فلزی TADAS که مشابه تیر پیوند قائم در بادبندهای EBF بشکل ۷ و ۸ عمل می‌کند

برای رسیدن به یک مدل واقعی در نرم افزار SAP2000 نیاز به معرفی پارامترهای کلیدی میراگر می-باشد. پس ابتدا ابعاد ورق های مثلثی را با توجه به مشخصات میراگر در کارخانه سازنده تعیین کرده و با یکسری فرمول که بسادگی قابل اثبات اند، می توان به مقدار سختی و نیروی تسلیم میراگر رسید. در شکل (۴-۴) ضخامت هر صفحه فلزی $t=2\text{ cm}$ ، ارتفاع صفحات $h=30.5\text{ cm}$ ، عرض پایه ورق مثلثی $b=15\text{ cm}$ ، فاصله سوراخ در راس مثلث $\text{Gap}=1.3\text{ cm}$ و N تعداد ورق های میراگر $TADAS$ می باشد، که تغییر مکان حد جاری شدن میراگر نیز با توجه به ابعاد هر ورق از فرمول (۴-۶) تعیین می شود. در فرمول های زیر $\sigma_y=2400\text{ kg/cm}^2$ تنش جاری شدن و $E=2.1 \times 10^6\text{ kg/cm}^2$ مدول الاستیسیته ورق های فولادی است. با جاگذاری مقادیر ذکر شده در روابط زیر مقدار P_y و سپس K_e جهت معرفی به نرم افزار حاصل می گردد. [6] برای تک ورق $N=1$ داریم :

$$\Delta_y^{TADAS} = \frac{\sigma_y h^2}{E t} = \frac{2400 \times 30.5^2}{2.1 \times 10^6 \times 2} = 0.532\text{ cm} \quad (۴-۶)$$

$$P_y^{TADAS} = \frac{\sigma_y N b t^2}{6 h} = \frac{2400 \times 1 \times 15 \times 2^2}{6 \times 30.5} = 786.89\text{ kg} \quad (۴-۷)$$

$$K_e^{TADAS} = \frac{P_y}{\Delta_y} = \frac{N E b t^3}{6 h^3} = \frac{786.89}{0.532} = 1479.12\text{ kg/cm} \quad (۴-۸)$$

روابط بالا در مقایسه با کارهای آزمایشگاهی از دقت قابل قبولی برخوردارند. حال برای مدل کردن میراگر فلزی ورق مثلثی در نرم افزار Sap، با توجه به اینکه رفتار میراگر مشابه یک المان الاستوپلاستیک کامل است از المان رابط غیرخطی پلاستیک ون (Plastic(Wen) NLLink) استفاده می شود. جهت معرفی پارامترهای المان موردنظر می توان مقادیر سختی مؤثر و غیرخطی میراگر K_e (Stiffness) و مقاومت تسلیم P_y (Yield Strength) را از روابط بالا برای تعداد ورق های مختلف محاسبه کرده و برای نسبت سختی المان بعد از تسلیم به سختی اولیه آن (Ratio) مقدار 0.05 و نیز برای نسبت مقاومت (Yielding Exponent) مقدار 2 را جهت دقت بیشتر در نظر گرفت. همچنین از

تغییر شکل برشی میراگر (Shear) صرف نظر شده و مقدار آن صفر منظور می‌شود و مقدار وزن میراگر هم برای المان دارای 3 تا 6 ورق فلزی عدد 450 kg و در حالت 7 تا 10 ورق عدد 500 kg وارد می‌گردد. حال بعد از تعریف عضو رابط، آنرا به نقطه محل اتصال بادنبد هشتی (Chevron) و تیر بالاسری آن همانند شکل (۴-۵) اختصاص داده و در واقع رسم (Draw 1 Joint Link) کرد. بایستی دقت داشت که با توجه به جهت جابجایی نسبی بین طبقه‌ای و محور محلی المان رابط (x-U2 , y-U3) برای میراگر، آنرا در جهات مشخص به سازه اختصاص دهیم. [36]

The image shows two side-by-side screenshots of software dialog boxes for defining link properties.

Left Dialog: Link/Support Property Data

- Link/Support Type:** Plastic (Wen)
- Property Name:** ADAS-10Py
- Property Notes:** (empty)
- Total Mass and Weight:**
 - Mass: 0
 - Weight: 500
 - Rotational Inertia 1: 0
 - Rotational Inertia 2: 0
 - Rotational Inertia 3: 0
- Factors For Line, Area and Solid Springs:**
 - Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1
 - Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1
- Directional Properties:**

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
☐ U1	☐	☐	Modify/Show for U1...
☐ U2	☐	☐	Modify/Show for U2...
☒ U3	☐	☒	Modify/Show for U3...
☐ R1	☐	☐	Modify/Show for R1...
☐ R2	☐	☐	Modify/Show for R2...
☐ R3	☐	☐	Modify/Show for R3...
- P-Delta Parameters:** Advanced...
- Buttons:** Fix All, Clear All, OK, Cancel

Right Dialog: Link/Support Directional Properties

- Identification:**
 - Property Name: ADAS-10Py
 - Direction: U3
 - Type: Plastic (Wen)
 - NonLinear: Yes
- Properties Used For Linear Analysis Cases:**
 - Effective Stiffness: 14791.2
 - Effective Damping: 0
- Shear Deformation Location:**
 - Distance from End-J: 0
- Properties Used For Nonlinear Analysis Cases:**
 - Stiffness: 14791.2
 - Yield Strength: 7868.9
 - Post Yield Stiffness Ratio: 0.05
 - Yielding Exponent: 2
- Buttons:** OK, Cancel

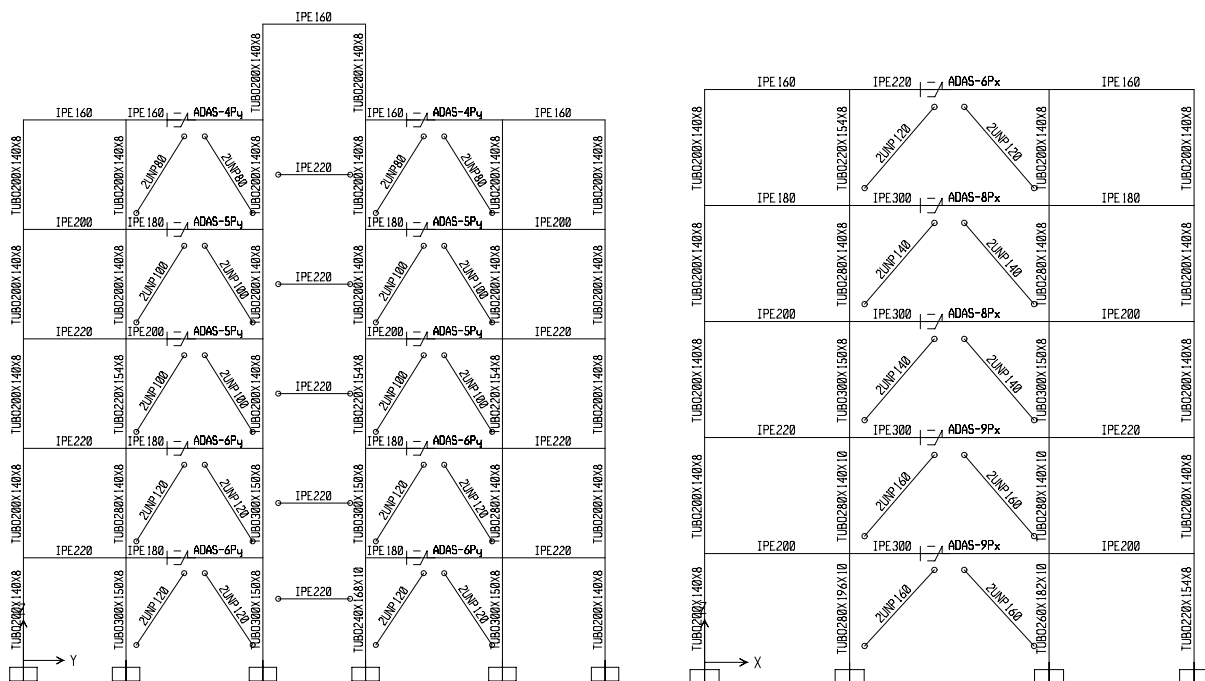
شکل (۴-۷) - فرم معرفی مشخصات میراگر فلزی TADAS برای حالت 10 ورق فولادی در جهت Y (واحد kgf-cm)

در شکل‌های (۴-۸) تا (۴-۱۰) قاب‌های خارجی سازه مقاوم شده با مجموعه مهاربند-میراگر آمده‌اند. در این اشکال نماد ADAS نشانه نوع میراگر فلزی و مثلاً 5P یعنی کاربرد 5 ورق (Plate) مثلثی و X یا Y جهت جابجایی نسبی میراگر در هر طبقه می‌باشد. ملاحظه می‌شود که تعداد صفحات فلزی میراگر و همچنین مقطع مهاربندها از طبقات پایین به بالا کم می‌شود، که دلیل این امر جاری شدن یکنواخت میراگرها در ارتفاع سازه و جذب انرژی یکنواخت در تمام طبقات است. تعداد ورق‌های فولادی

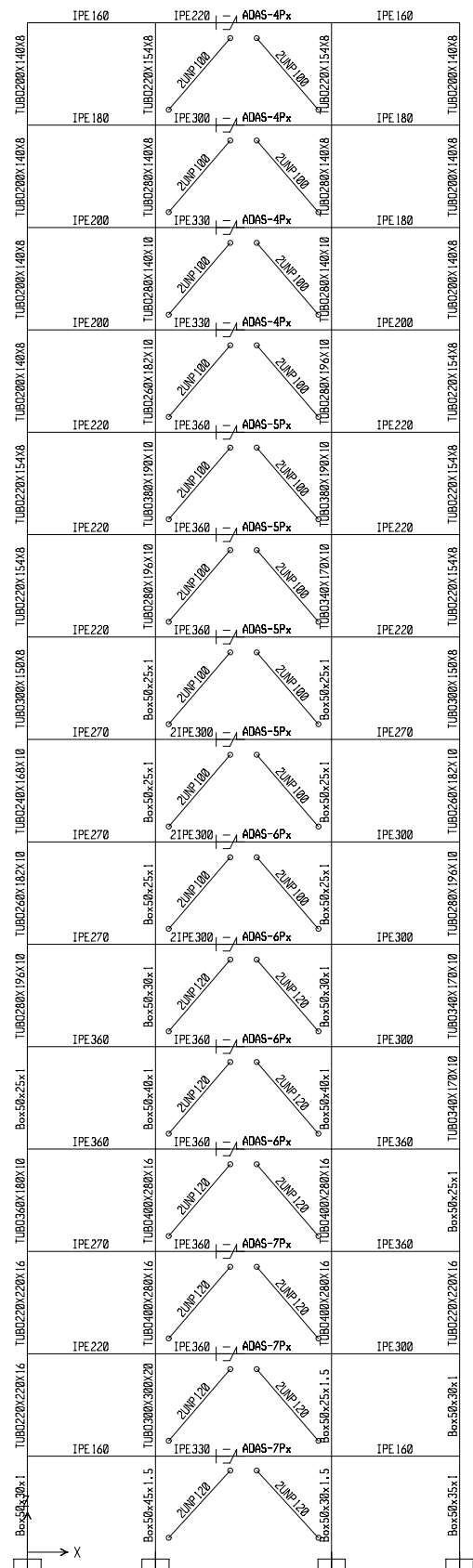
میراگر و شماره مقطع ناودانی‌های دابل برای بادبندها، طوری تعیین شده‌اند که هیچ کدام از تیرها و ستونها بعد از وارد کردن بار زلزله واقعی و طراحی سازه (Steel Design) قرمز نشوند، یعنی نسبت تنش (Ratio) آنها از یک کمتر باشد و جواب بارهای وارده را بدهند.

جدول (۴-۳) - مشخصات میراگرهای فلزی تعریف شده با تعداد ورق‌های 3 تا 10 در برنامه SAP2000

TABLE: Link Property Definitions 10 - Plastic (Wen)												
Link	DOF	Fixed	NonLinear	TransKE	TransCE	DJ	TransK	TransYield	Ratio	YieldExp	Weight	
Text	Text	Yes/No	Yes/No	Kgf/cm	Kgf-s/cm	cm	Kgf/cm	Kgf	Unitless	Unitless	Kgf	
ADAS-10Px	U2	No	Yes	14791.2	0	0	14791.2	7868.9	0.05	2	500	
ADAS-10Py	U3	No	Yes	14791.2	0	0	14791.2	7868.9	0.05	2	500	
ADAS-3Px	U2	No	Yes	4437.36	0	0	4437.36	2360.67	0.05	2	450	
ADAS-3Py	U3	No	Yes	4437.36	0	0	4437.36	2360.67	0.05	2	450	
ADAS-4Px	U2	No	Yes	5916.48	0	0	5916.48	3147.56	0.05	2	450	
ADAS-4Py	U3	No	Yes	5916.48	0	0	5916.48	3147.56	0.05	2	450	
ADAS-5Px	U2	No	Yes	7395.6	0	0	7395.6	3934.45	0.05	2	450	
ADAS-5Py	U3	No	Yes	7395.6	0	0	7395.6	3934.45	0.05	2	450	
ADAS-6Px	U2	No	Yes	8874.72	0	0	8874.72	4721.34	0.05	2	450	
ADAS-6Py	U3	No	Yes	8874.72	0	0	8874.72	4721.34	0.05	2	450	
ADAS-7Px	U2	No	Yes	10353.8	0	0	10353.84	5508.23	0.05	2	500	
ADAS-7Py	U3	No	Yes	10353.8	0	0	10353.84	5508.23	0.05	2	500	
ADAS-8Px	U2	No	Yes	11833	0	0	11832.96	6295.12	0.05	2	500	
ADAS-8Py	U3	No	Yes	11833	0	0	11832.96	6295.12	0.05	2	500	
ADAS-9Px	U2	No	Yes	13312.1	0	0	13312.08	7082.01	0.05	2	500	
ADAS-9Py	U2	Yes									500	



شکل (۴-۸) - قاب‌های بیرونی سازه ۵ طبقه در جهت X و Y که توسط بادبند و میراگر مقاوم شده‌اند



۸۳

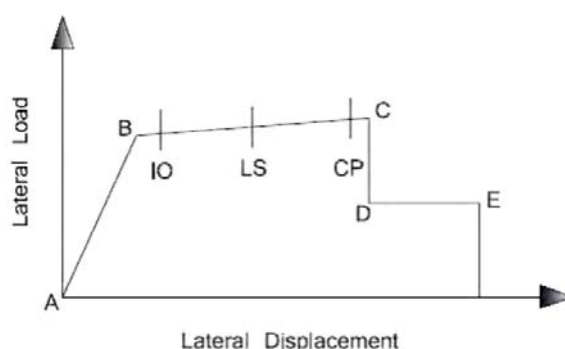
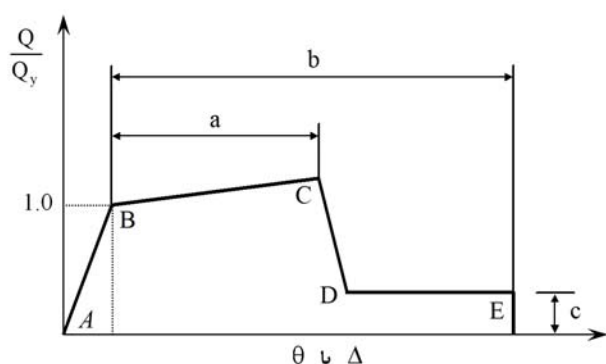
۴-۸- معرفی پارامترهای تحلیل استاتیکی غیرخطی

معیار طراحی لرزه‌ای موجود در آئین‌نامه‌ها براساس شکل‌پذیری (Ductility) می‌باشد که در این روش، سازه صرفاً در محدوده خطی (الاستیک) مورد طراحی قرار می‌گیرد. در محدوده غیرخطی رفتار سازه قابل کنترل نمی‌باشد ولی با رعایت ضوابط شکل‌پذیری انتظار داریم در زلزله‌های متوسط خرابی سازه‌ای و غیرسازه‌ای نداشته باشیم و در زلزله‌های با شدت بالا می‌توانیم خرابی غیرسازه‌ای را بپذیریم ولی در هر صورت سازه نباید خراب شود. [۹]

در این روش بجای استفاده از شتاب (طیف) واقعی زلزله، در طراحی سازه از شتاب کمتری که به آن شتاب زلزله طرح می‌گویند استفاده می‌گردد. زیرا واقعیت امر اینست که در هنگام وقوع زلزله، سازه وارد محدوده غیرخطی خواهد شد که به دلیل بروز مفاصل پلاستیک مقادیر پیرو و میرایی سازه افزایش یافته در نتیجه تاثیر شتاب زلزله بر سازه کاهش می‌یابد که R همان ضریب تبدیل رفتار خطی الاستیک به رفتار واقعی غیرخطی سازه (در رابطه $C=ABI/R$) می‌باشد.

در روش طراحی براساس عملکرد (Performance Design) می‌توانیم رفتار سازه را برای یک زلزله معین، تحلیل و بررسی نمائیم. در این روش سازه در محدوده غیرخطی بصورت زیر تقسیم‌بندی می‌شود:

- IO : Immediate Occupancy بهره‌برداری از سازه بلافاصله بعد از وقوع زلزله
- LS : Life Safety فقط ترک خوردگی در سازه
- CP : Collapse Prevention پیشگیری از حالت تخریب



شکل (۴-۱۰) - منحنی نیرو- تغییر مکان مفصل یک عضو به همراه سطوح عملکرد سازه در محدوده غیرخطی [۵]

بنابراین در روش قبل نیاز به بررسی رفتار غیرخطی سازه می‌باشد که می‌توان از آنالیز دینامیکی غیرخطی یا استاتیکی غیرخطی استفاده نمود. در روشهای تحلیل غیرخطی ابتدا می‌بایست سازه، تحلیل خطی (الاستیک) شود و پس از بدست آمدن ابعاد و سختی مقاطع سازه، تحلیل غیرخطی انجام می‌گردد. نتایج این تحلیل نسبت به ورودی برنامه که شامل ابعاد و سختی مقاطع می‌باشد بسیار حساس است. روش آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش آور)، روش مناسبی جهت بررسی و تحلیل سازه در محدوده غیرخطی می‌باشد. در این روش بار بصورت مرحله‌ای به سازه وارد می‌شود و تا رسیدن به حداکثر بار و مکانیزم شدن سازه (با اصلاح مقادیر سختی سازه) تداوم پیدا می‌کند (ترکیب بار ثقلی) و یا می‌توان با تخمین مقدار حداکثر تغییرمکان نهایی سازه و مشخص نمودن آن در برنامه، اعمال بار را تا رسیدن به این تغییرمکان ادامه داد (الگوی بار جانبی). در هر دو حالت، محل و ترتیب بروز مفصل‌ها (خمشی و محوری) در گام‌های متفاوت قابل بررسی و مشاهده است. اگر این محل‌ها مناسب نباشد می‌بایست طراحی سازه را تغییر داد و مجدداً پوش آور نمود و یا می‌توان سازه را به این روش مقاوم‌سازی کرد. [۳۷]

۴-۸-۱- تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک

در آنالیز استاتیکی غیرخطی باید مشخصات مفاصل غیرخطی به المان‌های سازه نسبت داده شوند. در این مرحله و در ارزیابی اولیه از مفاصل Auto استفاده می‌شوند و در صورت نیاز در مرحله بعد و در ارزیابی نهایی مشخصات مفاصل را می‌توان با توجه به نیازهای سازه تغییر داد. حال با انتخاب نام مفصل مورد نظر و وارد کردن محل قرارگیری آن به صورت نسبتی از طول عضو که بیانگر محل‌هایی از عضو است که بیشترین احتمال وقوع رفتار غیرارتجاعی را دارد خصوصیات غیرخطی به مدل اختصاص می‌یابد. بطور مثال برای مفصل خمشی در یک تیر دو سر گیردار ابتدا و انتهای عضو به عنوان نقاط بحرانی برای بررسی رفتار غیرخطی عضو معرفی می‌شوند. لازم به یادآوری است که این نقاط نباید در محدوده صلب انتهایی اعضا (End Offsets) باشد. [۳۸]

در تیرهای دوسر گیردار که بار ثقلی وارده به تیرها زیاد نیست، می‌توان مفاصل را به دو انتهای تیر اعمال

کرد و در مورد تیرهای دو سر مفصل با توجه به معین بودن، جزو سیستم باربر جانبی سازه نیستند و بنابراین در ارزیابی لرزه‌ای سازه در نظر گرفته نمی‌شوند. با این وجود در این تحقیق مفاصل پلاستیک خمشی (Flexure) علاوه بر دو انتها، به وسط (0.5L) تمام تیرها (Steel Beams) که از اعضای اصلی (Primary) سازه هستند، اختصاص می‌یابند. [۳۳]

در ستون‌ها (Columns) با توجه به اینکه تشکیل مفاصل در دو انتهای عضو همیشه منطبق بر واقعیت است، مفاصل خمشی به نقاط 0.05L و 0.95L که خارج از محدوده صلب انتهایی اعضا می‌باشد، نسبت داده می‌شود. بعد از مقاوم سازی سازه بایستی برای مهاربندها (Braces) 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. پس در اینجا مفاصل پلاستیک محوری (Axial) به دو انتها و وسط اعضای اصلی بادبندها اختصاص می‌یابند. البته بایستی توجه داشت که معرفی تعداد زیادتری مفاصل پلاستیک غیرضروری تنها باعث صرف زمان زیادتری در طول آنالیز می‌شود و ممکن است بعلت باربرداری از دو یا چند مفصل بطور همزمان باعث بوجود آمدن مشکلات همگرایی و عددی در تحلیل استاتیکی غیرخطی گردد. [۳۸]

در تعریف تمام مفاصل اعضای تیر، ستون و بادبند، گزینه Drops To Zero انتخاب می‌شود. با انتخاب این گزینه ظرفیت باربری مفصل در محدوده تغییرشکل‌های فراتر از نقطه E مطابق شکل (۴-۱۰) به صفر می‌رسد. این گزینه به این معنی است که دیگر عضو در این نقطه قادر به تحمل هیچ گونه لنگری نیست و این نقطه به یک مفصل کامل تبدیل شده است.

همانطور که در بخش ۴-۵ گفته شد، بنا به توصیه آئین‌نامه مقاطع اعضا طوری معرفی شدند که پهنا و ضخامت مقطع برای برنامه مشخص باشد. در این صورت SAP2000 با توجه به نسبت لاغری بال و جان‌المان‌ها یا نوع کمانش آنها و با کمک جداول FEMA-356-Table 5-6,7 که به مقادیر جداول نشریه ۳۶۰ بهسازی نزدیک‌اند، می‌تواند پارامترهای مربوط به نمودار رفتار مفصل هر المان (مقادیر a,b,c) و معیارهای پذیرش (مقادیر IO,LS,CP) آنها را مثل شکل (۴-۱۰) محاسبه و برداشت کند. [22]

Frame Hinge Assignments

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.05
Auto M3	0.05
Auto M3	0.5
Auto M3	0.95

Add Modify Delete

Auto Hinge Assignment Data

Type: From Tables In FEMA 356
Table: Table 5-6 (Steel Beams - Flexure)
DOF: M3

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

OK Cancel

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In FEMA 356

Select a FEMA356 Table
Table 5-6 (Steel Beams - Flexure)

Component Type
☒ Primary
☐ Secondary

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

شکل (۴-۱۱) - فرم‌های معرفی و اختصاص مفصل پلاستیک خمشی به تیرها

Frame Hinge Assignments

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.05
Auto P-M2-M3	0.05
Auto P-M2-M3	0.95

Add Modify Delete

Auto Hinge Assignment Data

Type: From Tables In FEMA 356
Table: Table 5-6 (Steel Columns - Flexure)
DOF: P-M2-M3

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

OK Cancel

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In FEMA 356

Select a FEMA356 Table
Table 5-6 (Steel Columns - Flexure)

Component Type
☒ Primary
☐ Secondary

Degree of Freedom
☐ M2
☐ M3
☐ P-M2
☐ P-M3
☒ P-M2-M3

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Force Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☐ Hinge Drops Load When Max Force Is Reached

OK Cancel

شکل (۴-۱۲) - فرم‌های معرفی و اختصاص مفصل پلاستیک خمشی به ستون‌ها

Frame Hinge Assignments

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.95
Auto P	0.05
Auto P	0.5
Auto P	0.95

Add Modify Delete

Auto Hinge Assignment Data

Type: From Tables In FEMA 356
Table: Table 5-6 (Steel Braces - Axial)
DOF: P

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

OK Cancel

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In FEMA 356

Select a FEMA356 Table
Table 5-6 (Steel Braces - Axial)

Component Type
☒ Primary
☐ Secondary

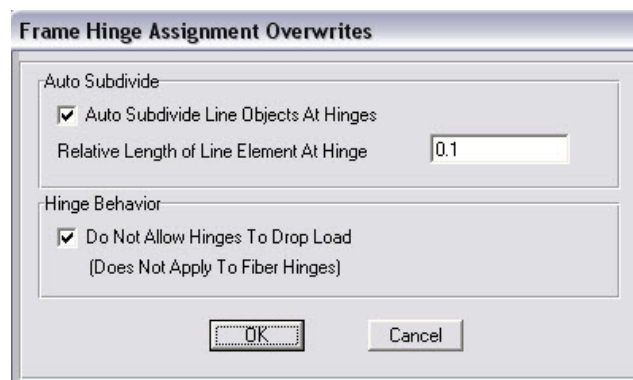
Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

شکل (۴-۱۳) - فرم‌های معرفی و اختصاص مفصل پلاستیک محوری به بادبندها

در این جداول مهمترین پارامتر، θ_y دوران تسلیم (زاویه چرخش خمیری) می‌باشد. که با توجه به مشخصات تیرها و ستونها محاسبه می‌گردد و همینطور پارامترهای Δ_C و Δ_T که برای بادبندها در کشش و فشار تعیین می‌شوند.

علاوه بر این، دو خصوصیت دیگر نیز بایستی همانند شکل (۴-۱۴) به اعضای اصلی سازه اختصاص داد. که در این حالت برنامه با مشکلات کمتری در همگرایی هنگام آنالیز پوش آور مواجه می‌شود (مانند باربرداری همزمان از چند مفصل جداگانه) و معمولاً آنالیز بدون پیغام خطا به پایان می‌رسد. با فعال کردن گزینه دوم (Do not Allow ...) مطابق شکل، دیگر برنامه اجازه نمی‌دهد در صورت افزایش تغییرشکل‌ها، ظرفیت باربری مفصل دچار افتادگی شود. [۳۳]



شکل (۴-۱۴) - فرم مربوط به دستور تقسیم اتوماتیک المان و تعیین رفتار مفاصل غیرالاستیک

۴-۸-۲- 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 بطور کلی معتبر نیست. براساس FEMA356 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:

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (1) \quad , \quad Q_G = 0.9Q_D \quad (2) \quad (۴-۹)$$

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 (Continue From ...) 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. توجه شود که حالات بارگذاری ثقلی برای دو جهت جداگانه (X-U1) و (Y-U2) تعریف می‌گردد.

الف) قبل از مقاوم سازی : جهت آنالیز سازه اولیه (قاب خمشی تنها) در ادامه حالت بار ثقلی، از الگوی بار جانبی براساس توزیع مثلی نیروی زلزله (Load Ex,Ey) استفاده می‌شود. در قسمت Displacement Control مقدار تغییرمکان جانبی برای حد توقف تحلیل را می‌توان مطابق توصیه آئین‌نامه‌ها 1.5 برابر مقدار تغییرمکان هدف (جابجایی جانبی مرکز جرم سقف بام سازه ناشی از بار استاتیکی غیرخطی) $(1.5\delta_t)$ وارد کرد. مقدار پیش فرض این پارامتر 0.04 برابر ارتفاع کل ساختمان است. ضریب 1.5 توصیه شده تنها در جهت مشاهده رفتار سازه در محدوده تغییرمکان‌های فراتر از تغییرمکان هدف برای رسیدن به درک بهتری از رفتار سازه تحت اثر زلزله‌های با شدت بیش‌تر است و ضرورت چندانی برای اعمال آن وجود ندارد. در بعضی موارد وارد کردن یک مقدار نامناسب برای این پارامتر، به علت سعی برنامه برای رسیدن به این تغییرمکان، باعث بوجود آمدن ناپایداری عددی و واگرایی می‌شود که این امر منجر به نمایش پیغام خطا در فرم انتهای آنالیز خواهد شد. [۳۳]

در نهایت برای ۳ سازه مقاوم نشده (قاب خمشی) مقدار $0.04H$ وارد می‌گردد که H ارتفاع سازه از تراز پی تا تراز سقف بام می‌باشد. پس حداکثر تغییرمکان نهایی یا حد خرابی سازه برابر است با :

$$0.04 \times 15.8 = 0.632 \text{ m} \quad \text{برای ۵ طبقه :}$$

$$0.04 \times 31.8 = 1.272 \text{ m} \quad \text{برای ۱۰ طبقه :}$$

$$0.04 \times 47.8 = 1.912 \text{ m} \quad \text{برای ۱۵ طبقه :}$$

همچنین شماره نقطه (Joint) کنترل تغییرمکان سازه، شماره نزدیک‌ترین گره به مرکز جرم سقف بام و نه سقف خرپشته (نقطه 164) وارد می‌شود و برای انتخاب روش باربرداری از سازه (Unloading) گزینه اول یعنی Unload Entire Structure انتخاب می‌گردد.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: GravitY | Set Def Name | Modify/Show...

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DL	1.1
Load Pattern	DL	1.1
Load Pattern	LL	1.1

Other Parameters:

Load Application: Full Load | Modify/Show...

Results Saved: Final State Only | Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined | Modify/Show...

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH-Y | Set Def Name | Modify/Show...

Initial Conditions:

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case | GravitY

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	EY	1.
Load Pattern	EY	1.

Other Parameters:

Load Application: Displ Control | Modify/Show...

Results Saved: Multiple States | Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined | Modify/Show...

Analysis Type: ☒ Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters: ☒ None

OK | Cancel

شکل (۴-۱۵)- فرم تعریف حالت بارگذاری ثقلی و جانبی برای قبل از مقاوم کردن سازه در جهت Y

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:

- ☐ Full Load
- ☒ Displacement Control

Control Displacement:

- ☒ Use Conjugate Displacement
- ☐ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 1.272

Monitored Displacement:

- ☒ DOF: U2 at Joint: 164
- ☐ Generalized Displacement

OK | Cancel

Nonlinear Parameters

Material Nonlinearity Parameters:

- ☒ Frame Element Tension/Compression Only
- ☒ Frame Element Hinge
- ☒ Cable Element Tension Only
- ☒ Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties
- ☒ Link Other Nonlinear Properties
- ☐ Time Dependent Material Properties

Solution Control:

Maximum Total Steps per Stage: 200

Maximum Null (Zero) Steps per Stage: 100

Maximum Constant-Stiff Iterations per Step: 10

Maximum Newton-Raphson Iter. per Step: 40

Iteration Convergence Tolerance (Relative): 1.000E-04

Use Event-to-event Stepping: Yes

Event Lumping Tolerance (Relative): 0.01

Max Line Searches per Iteration: 20

Line-search Acceptance Tol. (Relative): 0.1

Line-search Step Factor: 1.618

Hinge Unloading Method:

- ☒ Unload Entire Structure
- ☐ Apply Local Redistribution
- ☐ Restart Using Secant Stiffness

Target Force Iteration:

Maximum Iterations per Stage: 10

Convergence Tolerance (Relative): 0.01

Acceleration Factor: 1.

Continue Analysis If No Convergence: No

Reset To Defaults | OK | Cancel

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved:

- ☐ Final State Only
- ☒ Multiple States

For Each Stage:

Minimum Number of Saved States: 10

Maximum Number of Saved States: 100

☒ Save positive Displacement Increments Only

OK | Cancel

شکل (۴-۱۶)- نحوه تنظیم پارامترهای مربوط به الگوی بار جانبی برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم نشده در جهت Y

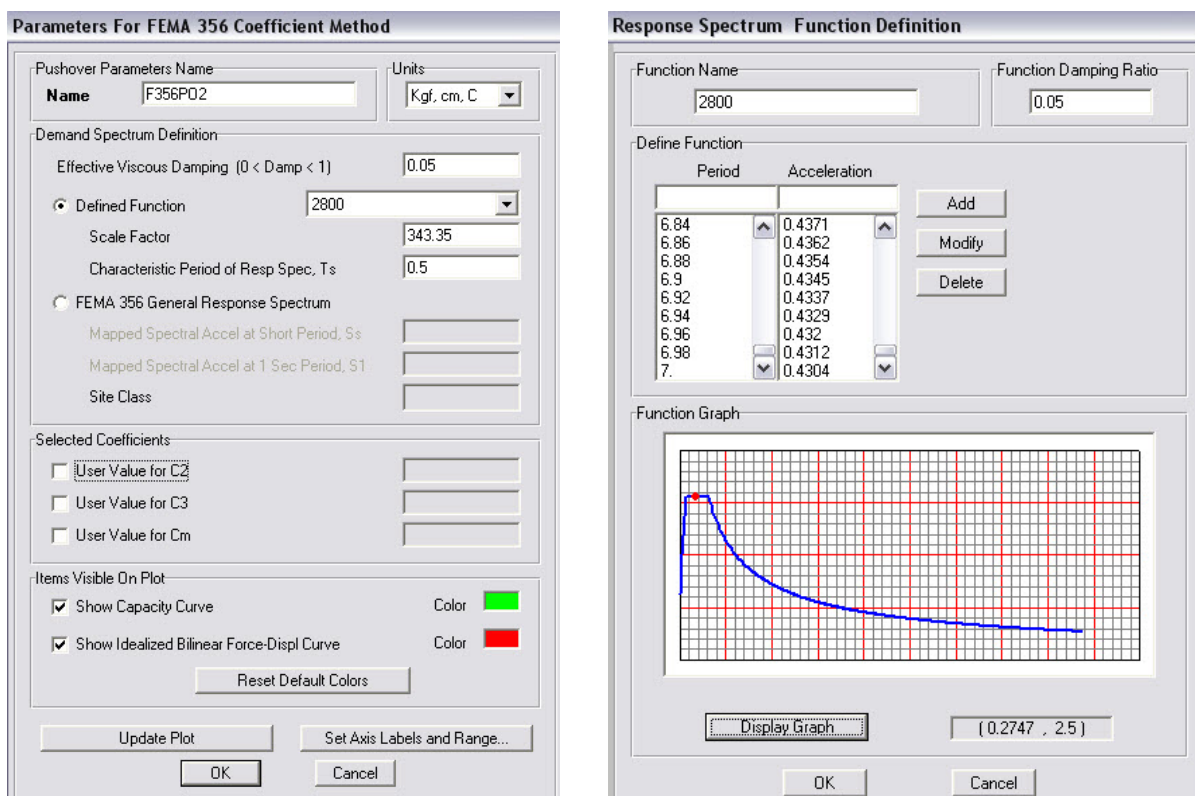
ب) بعد از مقاوم سازی : در این مرحله با توجه به اضافه شدن مهاربندها و میراگرها به سازه موجود، از آنالیز غیرخطی ساخت مرحله‌ای (Nonlinear Staged Construction) استفاده می‌شود. اگر در زمان ساخت یک سازه در مرحله اول تیرها و ستونها نصب شوند، در مرحله دوم سقفها اجرا شوند و در مرحله سوم مجموعه بادبند- میراگر نصب گردند، تمام بارهای مرده و زنده سازه توسط تیرها و ستونها تحمل خواهند شد و بادبندها و میراگرها تنها در زمان وقوع زلزله تحت اثر این نیرو قرار خواهند داشت. در اینصورت در سازه مورد مطالعه در مرحله اول یک حالت تحلیل غیرخطی ساخت مرحله‌ای با نام Col+Beam ایجاد شده و المانهای تیر و ستون به سازه اختصاص می‌یابند. در مرحله دوم حالت آنالیز Gravity X,Y در ادامه حالت Col+Beam انجام می‌شود. در مرحله سوم یک حالت آنالیز غیرخطی ساخت مرحله‌ای با نام Brac+Damp X,Y ایجاد و المانهای مهاربند و میراگر به سازه اضافه می‌گردند. در مرحله چهارم حالت‌های آنالیز تحت اثر الگوی بار جانبی را در ادامه حالت Brac+Damp انجام می‌شوند. در اینصورت بادبندها در تحمل بارهای ثقیلی سهمی ندارند و تنها در تحمل بارهای جانبی زلزله یا باد سهمی خواهند بود. [۳۳]

یعنی ابتدا تحلیل تحت اثر اضافه کردن تیرها و ستونها، ترکیب بار ثقیلی و اضافه شدن مهاربندها و میراگرها به ترتیب انجام شده و سپس با در نظر گرفتن نیروها و تغییرشکلهای حاصل شده از این حالات آنالیز، آنالیزهای تحت اثر الگوی بار جانبی انجام می‌گیرد. در حقیقت قبل از تحلیل سازه تحت بار جانبی، سه حالت تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده است. در این مرحله برای تعریف الگوی بار جانبی از توزیع یکنواخت بار زلزله متناسب با وزن هر طبقه ($Accel U_x, U_y$) استفاده شده و مقدار تغییرمکان جانبی برای توقف آنالیز، نصف مقادیر قبل از مقاوم سازی برای سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه، یعنی $0.02H$ وارد می‌گردد. همچنین جهت انتخاب روش باربرداری، گزینه سوم یعنی Restart Using Secant Stiffness تعیین می‌شود. [۳۷]

شکل (۴-۱۷) - معرفی مشخصات تحلیل استاتیکی غیرخطی ساخت مرحله‌ای برای سازه مقاوم شده با مهاربند - میراگر

۴-۸-۳ - تنظیمات مربوط به FEMA-356 و ATC-40

جهت تعیین تغییرمکان هدف براساس FEMA-356 و نشریه ۳۶۰ بهسازی ایران، لازم است که پارامترهای مربوط به فرم شکل (۴-۱۸) اصلاح شوند. بدین منظور ابتدا تابع طیف پاسخ یا تقاضا (Response Spectrum) برای خاک نوع II ($T_s=0.5$) و منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد زلزله ($A=0.35$) و مطابق روابط آئین‌نامه ۲۸۰۰ برای نرم افزار تعریف می‌شود. در شکل (۴-۱۸) 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. در فرم شکل (۴-۱۸) در قسمت Defined Function نام طیف پاسخ 2800 را که خودمان به برنامه معرفی کرده‌ایم، انتخاب می‌شود و مقدار ضریب مقیاس (Scale Factor) برابر $SF = A \cdot g = 0.35 \times 981 = 343.35 \text{ cm/s}^2$ و مقدار میرایی ویسکوز مؤثر (Damp) با توجه به آئین‌نامه ۲۸۰۰ مساوی 0.05 (5%) و نیز مقدار پریود خاک (T_s) برابر 0.5 وارد می‌گردد. مقادیر ضرایب اصلاحی C هم بطور خودکار توسط برنامه SAP2000 با توجه به مشخصات سازه و مطابق آئین‌نامه محاسبه شده و نیاز به تغییر ندارند. [۳۸]



شکل (۴-۱۸) - معرفی طیف پاسخ برای سطح خطر مورد نیاز و اصلاح فرم مربوط به تعیین تغییر مکان هدف

جهت برآورد نقطه عملکرد (محل تقاطع منحنی طیف ظرفیت و طیف تقاضا) براساس ATC-40 و نشریه ۳۶۰، همانند قبل نام طیف تقاضا 2800 و مقیاس طیف 343.35 cm/s^2 وارد و مقدار میرایی ذاتی سازه به علاوه میرایی حاصل از میراگرهای اضافه شده به سازه برابر 0.05 در نظر گرفته می‌شود. همچنین نوع تیپ رفتاری سازه برای حالت قبل از مقاوم سازی که سازه توانایی مقابله با بار جانبی را ندارد و دارای رفتار هیستریزیس ضعیف و غیرقابل اطمینان می‌باشد، نوع سازه Poor در نظر گرفته شده و نیز با فرض نزدیکی محل احداث ساختمان به یک گسل و نزدیکی سازه به مرکز زلزله و اینکه تکان‌های زمین از نوع کوتاه مدت (Short) است پس رفتار سازه با توجه به جداول فصل هشتم ATC-40 تیپ C انتخاب می‌شود. و برای حالت بعد از مقاوم سازی چون اعضای اصلی سازه ترکیبی از اعضای موجود و قدیمی هستند پس نوع سازه (Average) است و تیپ رفتاری سازه Type B در نظر گرفته می‌شود. [25]

۴-۸-۴- بررسی پیغام خطا بعد از آنالیز

در قسمت ارزیابی تغییرمکان‌های سازه تحت اثر الگوی بار جانبی در پایان آنالیز استاتیکی غیرخطی مشاهده شده که برنامه پیغام WARNING می‌دهد. همچنین مشاهده می‌شود که قبل از رسیدن سازه به مرحله‌ای که دیگر نتایج آنالیز از آن به بعد معتبر نیستند، تغییر شکل‌ها در مفاصل از حد LS گذشته و سازه مورد بررسی جوابگوی سطح عملکرد مورد نظر نیست. بنابراین در الگوهای بارگذاری معرفی شده، توقف آنالیز و معتبر نبودن نتایج از این مراحل به بعد ایرادی ندارد و نیازی به همگرا شدن نتایج در مراحل بعدی نیست. [۳۷]

اگر در پایان تحلیل خطای .. The Analysis Cannot Find A Solution At Step مشاهده شود یعنی برنامه در مرحله‌ای از تحلیل همگرا نشده و نتایج بدست آمده بعد از این مرحله معتبر نیستند. که در اینصورت بایستی روش باربرداری از سازه (Unloading) و یا سایر تنظیمات مربوط به تحلیل پوش آور را تغییر داد تا دیگر این پیغام خطا ظاهر نشود. در این تحقیق برای ۳ سازه قبل از مقاوم سازی (قاب خمشی) تحت بار جانبی مثلثی Ex,Ey پیغام :

MAXIMUM NUMBER OF TOTAL STEPS REACHED FOR

و برای ۳ سازه مقاوم شده (قاب مهاربندی) تحت بار جانبی یکنواخت Ux,Uy پیغام :

MAXIMUM NUMBER OF NULL STEPS REACHED FOR

برای هر دو جهت X و Y مشاهده شد. ولی با توجه به اینکه سازه‌های مورد مطالعه در محدوده تغییرمکان‌های فراتر از تغییرمکان هدف به حداکثر تعداد مراحل مجاز و خنثی رسیده‌اند و همینطور برنامه توانسته نقطه عملکرد سازه را بدست آورد، پس نیازی به تنظیم مجدد پارامترهای آنالیز نیست. اگر برنامه قبل از رسیدن سازه به تغییرمکان هدف به حداکثر گام‌های مجاز (Total) و خنثی (Null) برسد، باید روش باربرداری یا الگوی بار جانبی و یا سایر مشخصات مربوط به مفاصل پلاستیک اعضا و تحلیل را تغییر و نیز تعداد مراحل مجاز ذخیره گامها و خنثی را افزایش داد. تا سازه نشان دهد که ظرفیت رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر مثل LS را دارد. [۳۳]

فصل پنجم

بررسی نتایج و نمودارها

روش بدست آوردن نیروی معادل استاتیکی در اکثر آیین‌نامه‌ها براساس پروسه طراحی براساس ضریب رفتار R است (R-factor design). این ضریب باعث می‌شود نیروهای جانبی حاصل از زلزله چندین برابر کاهش پیدا کند. براساس ضوابط آیین‌نامه‌ها در روش استاتیکی معادل، سازه باید برای این نیروی کاهش یافته طراحی شود. در این روش بعضی از اعضای سازه به گونه‌ای طراحی می‌شوند که در مقابل زلزله‌های بزرگ همانند فیوز عمل کنند. در حقیقت این اعضا در محدوده رفتار غیرالاستیک و پلاستیک قرار می‌گیرند و انرژی ورودی حاصل از زلزله را می‌توانند به نحو مناسبی در سازوکار با دیگر اعضای سازه مستهلک کنند. بنابراین طراحی المان‌های سازه‌ای می‌تواند به گونه‌ای باشد که هنگام وقوع زلزله به بعضی از اعضای سازه‌ای اجازه داده شود وارد ناحیه پلاستیک شوند. البته به علت ماهیت رفت و برگشتی نیروهای زلزله این امر یکطرفه و دائمی نیست و در جریان زلزله نیروهای اعمالی به المان‌های سازه‌ای به سرعت تغییر جهت می‌دهند. این امر باعث می‌شود که سازه از حالت پلاستیک خارج گردد و وارد وضعیت عادی شود. با توجه به تغییر جهت سریع بارهای زلزله اعضای سازه‌ای زمان کافی پیدا نخواهند کرد که سراسر طول ناحیه پلاستیک را طی کنند و در اکثر موارد عضو به مرحله انهدام نخواهد رسید. این واقعیت در جریان زلزله‌های متفاوت تجربه شده است. همچنین باتوجه به اینکه انتظار می‌رود این اعضا (مثلاً میراگرها) در زلزله آسیب‌های جدی متحمل شوند، باید مکان آنها به گونه‌ای تعیین شود که پس از آسیب‌دیدگی ظرفیت باربری ثقلی سازه در حالت بحرانی قرار نگیرد. هر چند این اعضای خاص باید برای استهلاک انرژی زلزله وارد محدوده‌های غیرالاستیک و پلاستیک شوند، ولی طراحی بقیه اعضا و اتصالات سازه باید به گونه‌ای باشد که در محدوده الاستیک باقی بمانند. بعنوان مثال برای بهبود عملکرد لرزه‌ای در قاب‌های خمشی (MRF)، قاب‌های مهاربندی شده همگرا (CBF) و قاب‌های بادبندی شده واگرا (EBF) به ترتیب مفاصل پلاستیک باید در تیرها، بادبندها و تیرهای پیوند ایجاد شوند تا این اعضا بتوانند به نحو مناسبی انرژی زلزله را مستهلک کنند. [23]

با توجه به اینکه سطح زیر منحنی پوش‌آور (بارافزون) بیان‌گر مقدار انرژی مستهلک شده توسط سازه

است، پس هر چه مساحت زیر این سطح بزرگتر باشد، سازه توانایی بیشتری در جذب و استهلاک انرژی خواهد داشت. هنگامیکه سازه تحت اثر نیروهای بزرگ ناشی از زلزله قرار می‌گیرد، اگر دارای رفتار الاستیک باشد، به اندازه سطح زیر منحنی برش پایه- تغییرمکان جانبی قادر است انرژی ورودی ناشی از زلزله را مستهلک کند. با توجه به اینکه سازه‌های ساختمانی میرایی ذاتی دارند، این امر به هنگام زلزله به کمک سازه می‌آید و مقداری از انرژی ورودی ناشی از زمین‌لرزه را مستهلک می‌کند. آیین‌نامه‌های ساختمانی از این خاصیت ذاتی سازه بهره می‌گیرند و بجای اینکه سازه را برای نیروی $V_{elastic}$ و تغییرمکان $\Delta_{elastic}$ طراحی کنند، آنرا برای نیروی $V_{elastoplastic}$ و تغییرمکان $\Delta_{elastoplastic}$ طراحی میکنند. [23]

با توجه به این نگرش در آیین‌نامه‌های زلزله، سازه برای یک نیروی کمتر طراحی می‌شود، ولی در عوض باید تغییرمکان‌های بزرگتری را تحمل کند. برای اینکه سازه بتواند جابجایی الاستوپلاستیک $\Delta_{elastoplastic}$ را تحمل کند باید دارای جزئیات سازه‌ای مناسب باشد. داشتن تغییرشکل‌های زیاد بدون گسیختگی، مستلزم دارا بودن قابلیت شکل‌پذیری زیاد است. بعنوان مثال در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ضریب رفتار R برای قاب خمشی فولادی ویژه و معمولی بترتیب برابر 10 و 5 است. بنابراین با توجه به رابطه ضریب برش پایه در روش استاتیکی معادل ABI/R ، قاب خمشی ویژه برای نیرویی به مراتب کمتر از قاب خمشی معمولی طراحی می‌گردد، در عوض جزئیات سازه‌ای از قبیل اتصالات ویژه و... که باعث افزایش شکل‌پذیری می‌شوند، باید کاملاً رعایت گردند. بنابراین قاب خمشی ویژه در مقایسه با معمولی، به دلیل ضوابط شکل‌پذیری خاص و استهلاک بیشتر نیروی زلزله، برای نیروی کمتر و قابلیت تغییرمکان جانبی بیشتر طراحی می‌شود. این امر باعث می‌شود سازه ساختمانی در عین حال که اقتصادی‌تر طرح می‌شود، از حاشیه اطمینان بیشتری نیز در زلزله برخوردار باشد. البته اجرای سازه‌های با قابلیت شکل‌پذیری زیاد، به علت اینکه باید در آنها جزئیات اجرایی بیشتری رعایت شود، از لحاظ مسائل اجرایی نسبت به سازه‌های با قابلیت شکل‌پذیری معمولی مشکل‌تر است. به همین جهت برای افزایش شکل‌پذیری

(Ductility) سازه از میراگرها (Dampers) کمک می‌گیریم. [11]

۵-۲- تعیین تغییر مکان هدف

با توجه به سطح عملکردی که برای ساختمان انتخاب شده است (مثلاً LS) سازه باید بتواند حد معینی از جابجایی جانبی را بدون اینکه تغییر شکل‌ها در منحنی Force-Deformation اعضا، از یک حد مجاز فراتر رود تحمل کند. مقدار این تغییر مکان که با توجه به هدف خاصی از بهسازی محاسبه می‌شود و در واقع جابجایی جانبی نقطه کنترل (مرکز جرم بام سازه) بوده و ناشی از بارهای استاتیکی غیرخطی می‌باشد، تغییر مکان هدف (Target Displacement) نام دارد. یکی از راه‌های تعیین جابجایی هدف در دیافراگم‌های صلب روش توضیح داده شده در FEMA-356 است. این راه به اسم روش ضریب جابجایی مشهور بوده و عیناً در دستورالعمل بهسازی (نشریه ۳۶۰) آورده شده است. در ATC-40 نیز این روش به عنوان راه‌حل دیگری برای تعیین جابجایی تقاضا (Demand) معرفی شده است. در این روش ابتدا باید یک تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شود و منحنی برش پایه در مقابل جابجایی جانبی نقطه کنترل (Pushover Curve) بدست آید. از روی منحنی پوش‌آور (منحنی ظرفیت سازه) و یکسری ضرایب معرفی شده دیگر می‌توان تغییر مکان هدف (δ_t یا D) را بدست آورد. در سازه‌هایی که دارای سقف غیر صلب‌اند و پیچش قابل ملاحظه است، بایستی مقدار δ_t مطابق آیین‌نامه اصلاح شود. ویرایش‌های جدید SAP2000 قابلیت محاسبه δ_t را به صورت اتوماتیک دارند. براساس FEMA356 و نشریه ۳۶۰ تغییر مکان هدف برابر است با: [22]

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۵-۱)$$

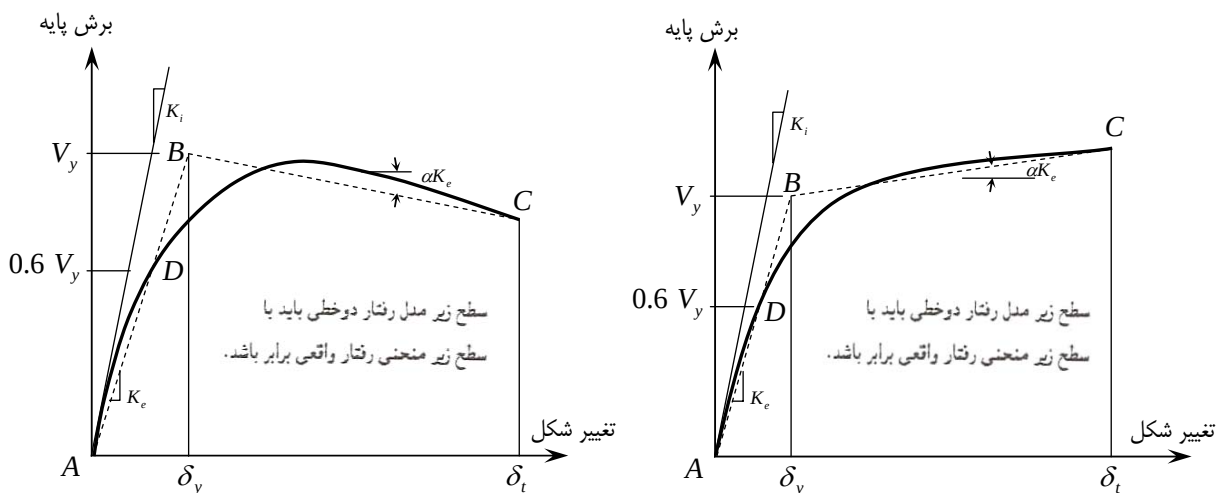
در رابطه بالا، T_e زمان تناوب اصلی مؤثر سازه در جهت مورد بررسی و بر حسب ثانیه (sec) است.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (۵-۲)$$

T_i دوره تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی و بدست آمده از یک تحلیل دینامیکی الاستیک و

برحسب ثانیه می‌باشد. K_e و K_i هم به ترتیب سختی جانبی الاستیک و مؤثر سازه در هر جهت هستند. T_i پریود مود اول سازه که از تحلیل Modal کامپیوتری (روش ماتریسی) بدست می‌آید و در شکل (۵-۱) K_i سختی لحظه اولیه سازه، K_e سختی قبل از تسلیم و αK_e سختی بعد از تسلیم می‌باشند. هر چهار پارامتر بالا براساس مدل رفتار دوخطی منحنی پوش آور سازه بدست می‌آیند. که نمودار دوخطی با کمک روشی که در نشریه ۳۶۰ گفته شده و مطابق شکل (۵-۱) رسم می‌گردد. [۴]

معمولاً بصورت تقریبی مقدار K_i و K_e برابرند، بنابراین T_i مساوی T_e می‌شود. همچنین α (Alpha) شیب خط در ناحیه غیرالاستیک شکل (۵-۱) است، این ضریب برای سازه‌های دارای سختی پس از تسلیم مثبت ($\alpha > 0$) و منفی ($\alpha < 0$) متفاوت می‌باشد.



شکل (۵-۱) - مدل رفتار دوخطی منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان سازه [۴]

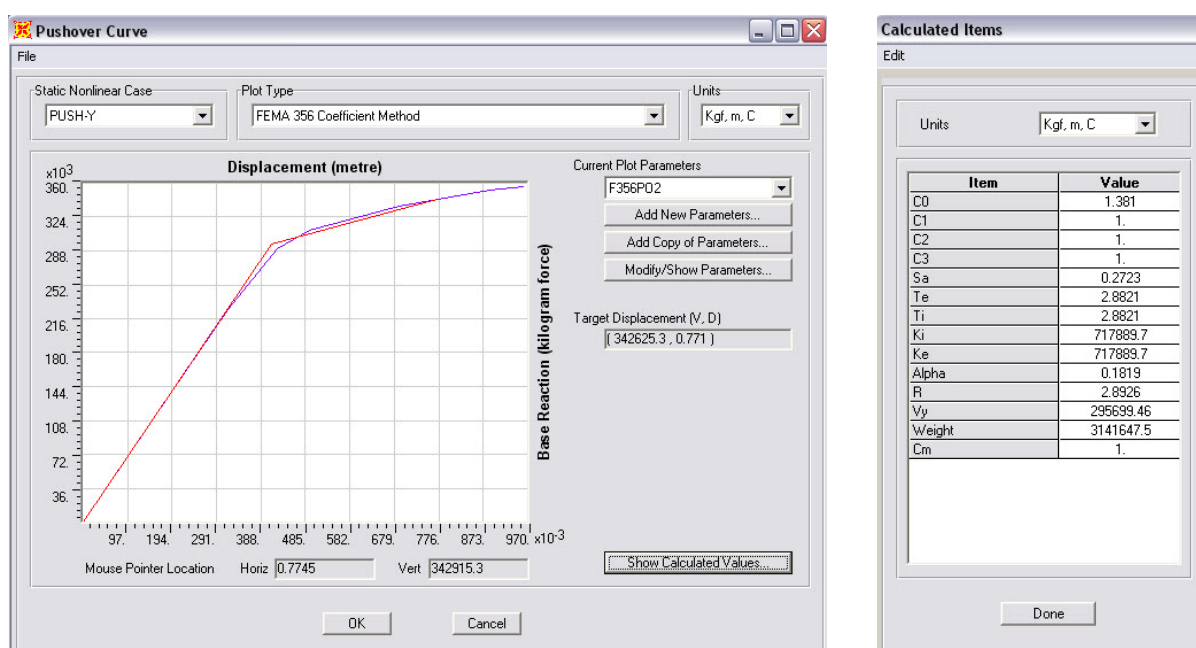
در رابطه (۵-۱) ضرایب اصلاحی C_0, C_1, C_2, C_3 توسط جداول و روابط FEMA365 و نشریه ۳۶۰ و با توجه به مشخصات سازه قابل محاسبه‌اند. پارامتر g هم شتاب گرانشی زمین بوده و برابر 9.81 m/s^2 است. و در آخر $S_a = AB$ شتاب طیفی می‌باشد که در آن $A=0.35$ همان نسبت شتاب مبنای طرح است که در بخش ۴-۸-۳ تنظیمات مربوط به Fema356 و در قسمت ضریب مقیاس (SF) به برنامه معرفی شد و B نیز ضریب بازتاب ساختمان می‌باشد که به ازای زمان تناوب مؤثر T_e ، با توجه به روابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران و یا از همان طیف پاسخ (Spectrum) که براساس سطح خطر مورد نظر

و پریود خاک محل ($T_s=0.5$) برای برنامه معرفی شد، بدست می‌آید. در فرم شکل (۵-۲) پارامتر R نسبت مقاومت الاستیک تقاضا به ضریب مقاومت تسلیم محاسبه شده است. این R در واقع ضریب کاهش نیرو یا تا حدودی همان ضریب رفتار است که برابر نسبت مقاومت ارتجاعی (خطی) به مقاومت غیرارتجاعی سازه می‌باشد. [۳۸]

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} \times C_m \left(\approx \frac{AB}{V/W} \times I \right) \quad (۵-۳)$$

C_m یک ضریب اصلاحی است؛ W وزن بار مرده و درصدی از بار سربار زنده ساختمان براساس استاندارد ۲۸۰۰ و V_y مقاومت تسلیم بدست آمده از مدل رفتار دوخطی منحنی نیرو- تغییرمکان مطابق شکل (۵-۱) است که متناظر آن D_y (δ_y) تغییرمکان حد تسلیم می‌باشد.

تمامی پارامترهایی که در بالا ذکر شدند، بطور خودکار توسط برنامه SAP و براساس آیین‌نامه FEMA-356 و نشریه ۳۶۰ بهسازی ایران قابل محاسبه بوده و مطابق فرم شکل (۵-۲) اعلام می‌شوند.



شکل (۵-۲) - منحنی رفتار سازه و نمودار دوخطی شده آن به همراه پارامترهایی جهت محاسبه جابجایی هدف δ_t یا D

به عنوان مثالی تغییر مکان هدف و نسبت مقاومت برای سازه ۱۵ طبقه در جهت Y که هنوز مقاوم نشده به کمک مقادیر فرم شکل (۵-۲) و روابطی که گفته شد، محاسبه می‌گردند :

پس از تسلیم سختی سازه مثبت است : $\alpha = 0.1819 > 0$

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 2.8821 \sqrt{\frac{717889.7}{717889.7}} = 2.8821 \text{ sec}$$

زمان تناوب مؤثر ساختمان :

$$T_e = 2.8821 > T_s = 0.5 \rightarrow B = (1+S) \left(\frac{T_s}{T_e} \right)^{2/3} = (1+1.5) \left(\frac{0.5}{2.8821} \right)^{2/3} = 0.778$$

شتاب طیفی :

$$S_a = A \cdot B = 0.35 \times 0.778 = 0.2723$$

تغییر مکان هدف :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1.381 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.2723 \times \frac{2.8821^2}{4\pi^2} \times 9.81 = 0.771 \text{ m}$$

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} \times C_m = \frac{0.2723}{295699.46 / 3141647.5} \times 1 = 2.8926$$

نسبت مقاومت :

در اشکال (۵-۳) تا (۵-۱۴) نمودار رفتار سازه و نمودار دوخطی شده آن (Bilinear) به همراه نیرو و تغییر مکان هدف سازه و پارامترهای مؤثر بر آن که براساس آیین‌نامه FEMA-356 محاسبه شده‌اند، آمده است. نتایج زیادی می‌توان از مقایسه این نمودارها و مقادیر حاصل بدست آورد :

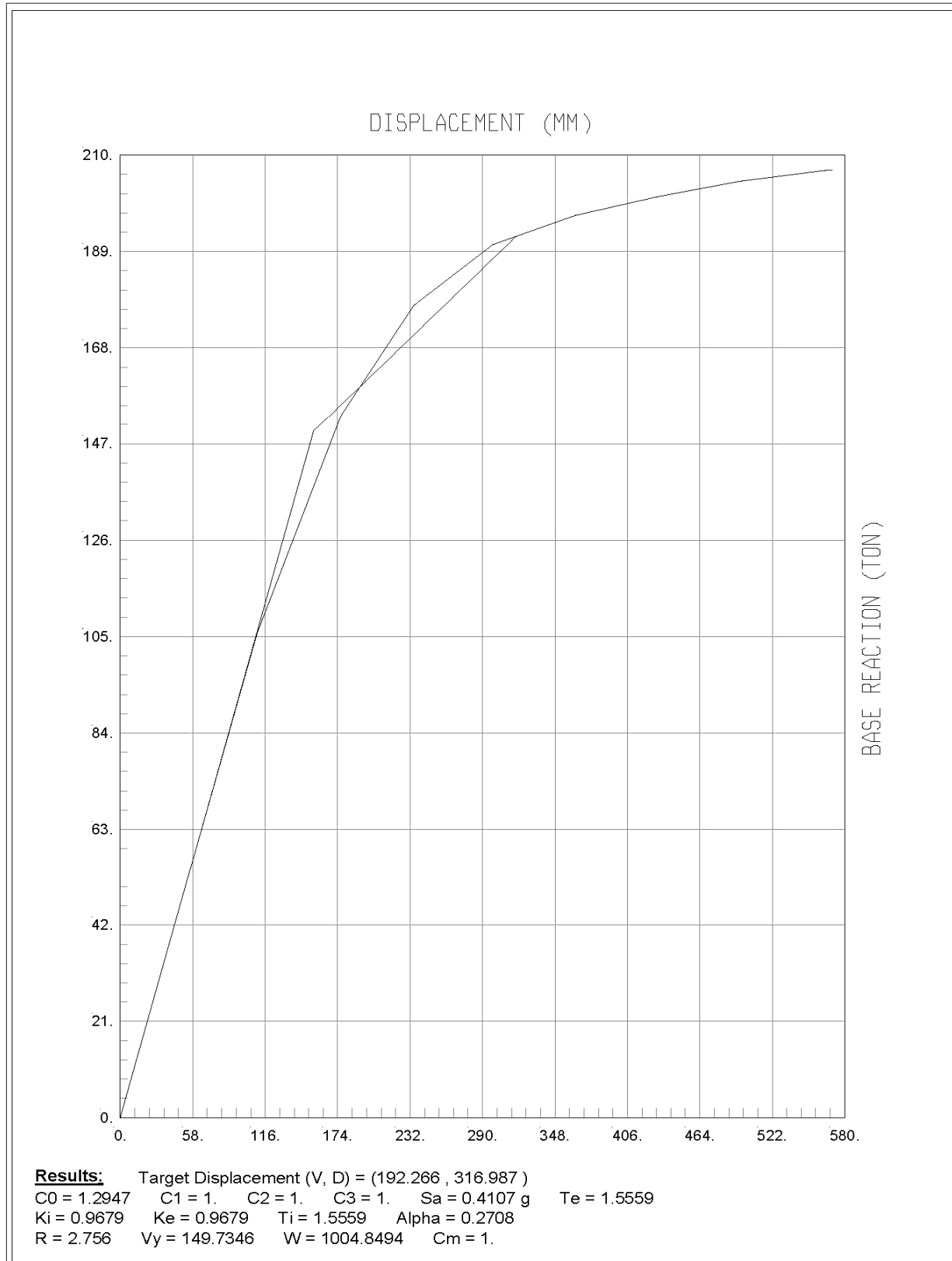
(۱) با افزایش طبقات سازه از ۵ تا ۱۵ ، مقدار وزن مؤثر سازه W افزایش می‌یابد که در نتیجه آن برش پایه (Base Reaction) و V_y زیاد می‌شوند، همین‌طور تغییر مکان سازه (Displacement) با توجه به افزایش ارتفاع سازه H ، بالا می‌رود. در واقع با افزایش مقدار V و Δ ، سطح زیر منحنی رفتار سازه افزایش می‌یابد و هرچه مساحت زیر این منحنی بزرگتر شود، سازه توانایی بیشتری در جذب و استهلاک انرژی خواهد داشت. همچنین با زیاد شدن تعداد طبقات ساختمان، مقدار زمان تناوب سازه T و نسبت مقاومت R افزایش می‌یابند که نشانه افزایش شکل‌پذیری و تغییر شکل‌های غیرالاستیک سازه است. [۳۳]

۲) واضح است که تغییر مکان هدف D ، تغییر شکل مورد نیاز سازه جهت استهلاک انرژی زلزله با حفظ عملکرد مورد نیاز است بنابراین چنانچه عملکرد بالاتری مورد نیاز باشد، لازم سختی و مقاومت بیشتری در سازه وجود داشته باشد که باعث می‌گردد سازه صلب تر شده و پیوند مؤثر آن کاهش یابد و در نتیجه تغییر مکان هدف نیز طبق رابطه (۵-۱) کاهش یابد. به بیان دیگر سطح زیر منحنی رفتار سازه (پوش‌آور) به جای طولی، عرضی افزایش پیدا می‌کند. در این تحقیق همین اتفاق می‌افتد و با مقاوم کردن قاب خمشی توسط مجموعه بادبند همگرای هشتی و میراگر فلزی ورق مثلثی، در واقع سختی و مقاومت سازه افزایش می‌یابد و در روند این بهسازی لرزه‌ای، مقادیر سختی K_i, K_e به شدت افزایش یافته که منجر به کاهش شدید زمان تناوب T_i, T_e می‌شود و چون طبق رابطه (۵-۱) مقدار تغییر مکان هدف نسبت مستقیم با توان دوم دوره تناوب مؤثر ساختمان دارد، پس مقدار D کاهش زیادی می‌یابد. همچنین پس از تقویت ساختمان، مقادیر محور افقی منحنی پوش‌آور سازه (محور تغییر مکان) به شدت کاهش و مقادیر محور قائم شدیداً افزایش یافته‌اند، یعنی برای ایجاد یک تغییر مکان در سازه مقاوم شده، نیاز به نیروی بیشتری نسبت به همان سازه مقاوم نشده است. که نشان می‌دهد سازه مقاوم شده به خوبی جابجایی طبقات را کنترل کرده و در مقابل نیز مقاومت سازه هم بالا رفته است. [40]

۳) مقادیر وزن مؤثر سازه W قبل و بعد از مقاوم سازی، خیلی کم تغییر و افزایش یافته‌اند، که می‌توان نتیجه گرفت مقاطع تیر و ستون سازه هیچ تغییری نکرده‌اند و بادبند و میراگر هم وزن زیادی ندارند.

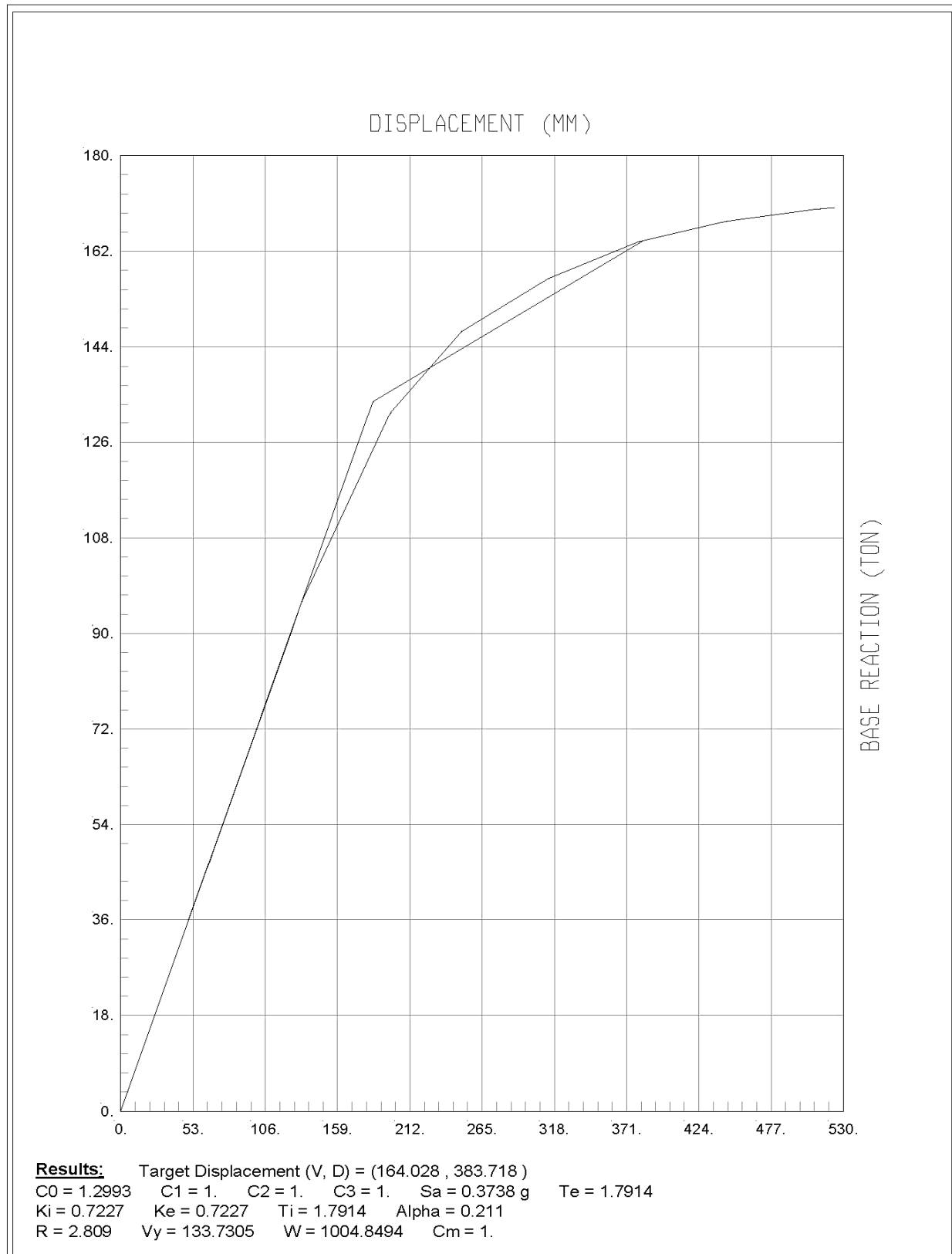
جدول (۵-۱) - مقایسه برخی پارامترهای قاب خمشی تنها با قاب مقاوم شده توسط ترکیبی از مهاربند-میراگر

سازه مورد مطالعه		در جهت X با سه دهانه			W (ton)	در جهت Y با پنج دهانه		
		Ke (ton/mm)	Te (sec)	D (mm)		Ke (ton/mm)	Te (sec)	D (mm)
قاب مقاوم	پنج طبقه	0.97	1.56	317	1005	0.72	1.79	384
	ده طبقه	0.83	2.27	538	2057	0.69	2.44	601
	پانزده طبقه	0.8	2.8	724	3142	0.72	2.88	771
		سختی مؤثر	زمان تناوب	تغییر مکان هدف	وزن مؤثر سازه	سختی مؤثر	زمان تناوب	تغییر مکان هدف
قاب مقاوم	پنج طبقه	7.69	0.55	81	1018	13.59	0.43	55
	ده طبقه	12	0.64	106	2081	16.2	0.54	85
	پانزده طبقه	16.8	0.71	125	3176	21.3	0.6	101



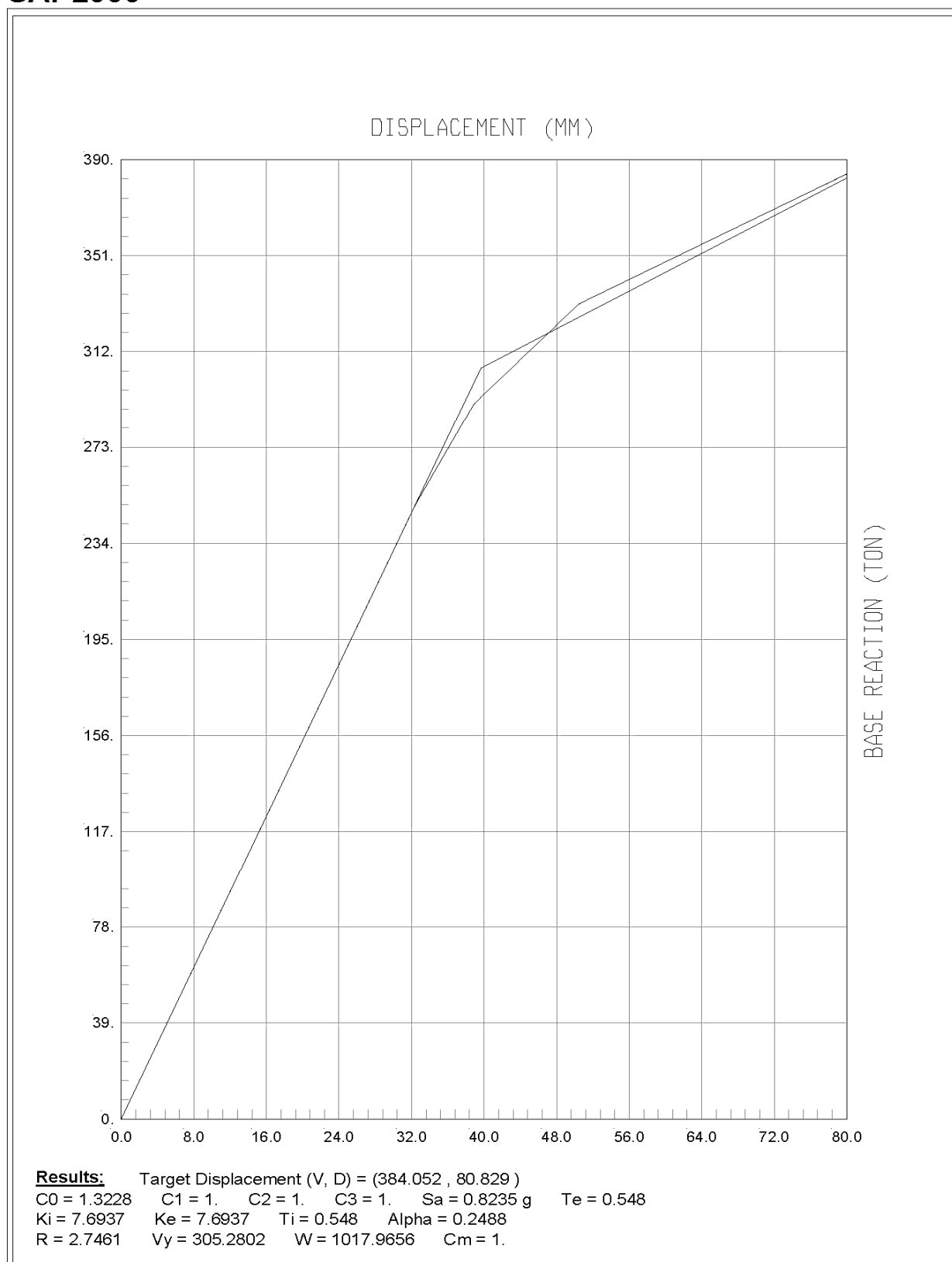
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-X, Parameter Set Name: F356PO2

شکل (۵-۳) - نمودار پوش‌آور به‌مراه تغییر مکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۵ طبقه مقاوم نشده در جهت X



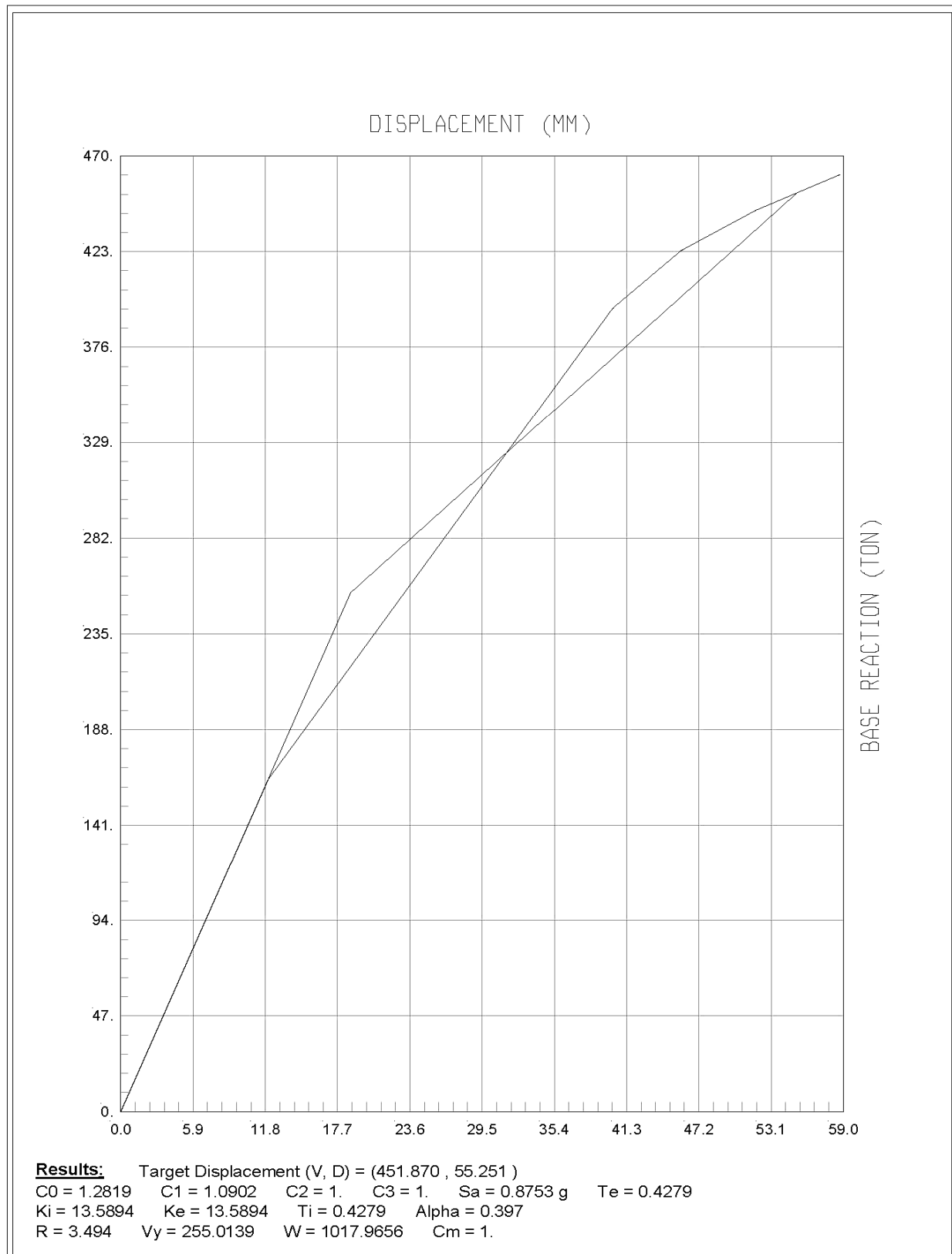
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-Y, Parameter Set Name: F356PO2

شکل (۵-۴) - نمودار پوش‌آور به‌مراه تغییر مکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۵ طبقه مقاوم نشده در جهت Y



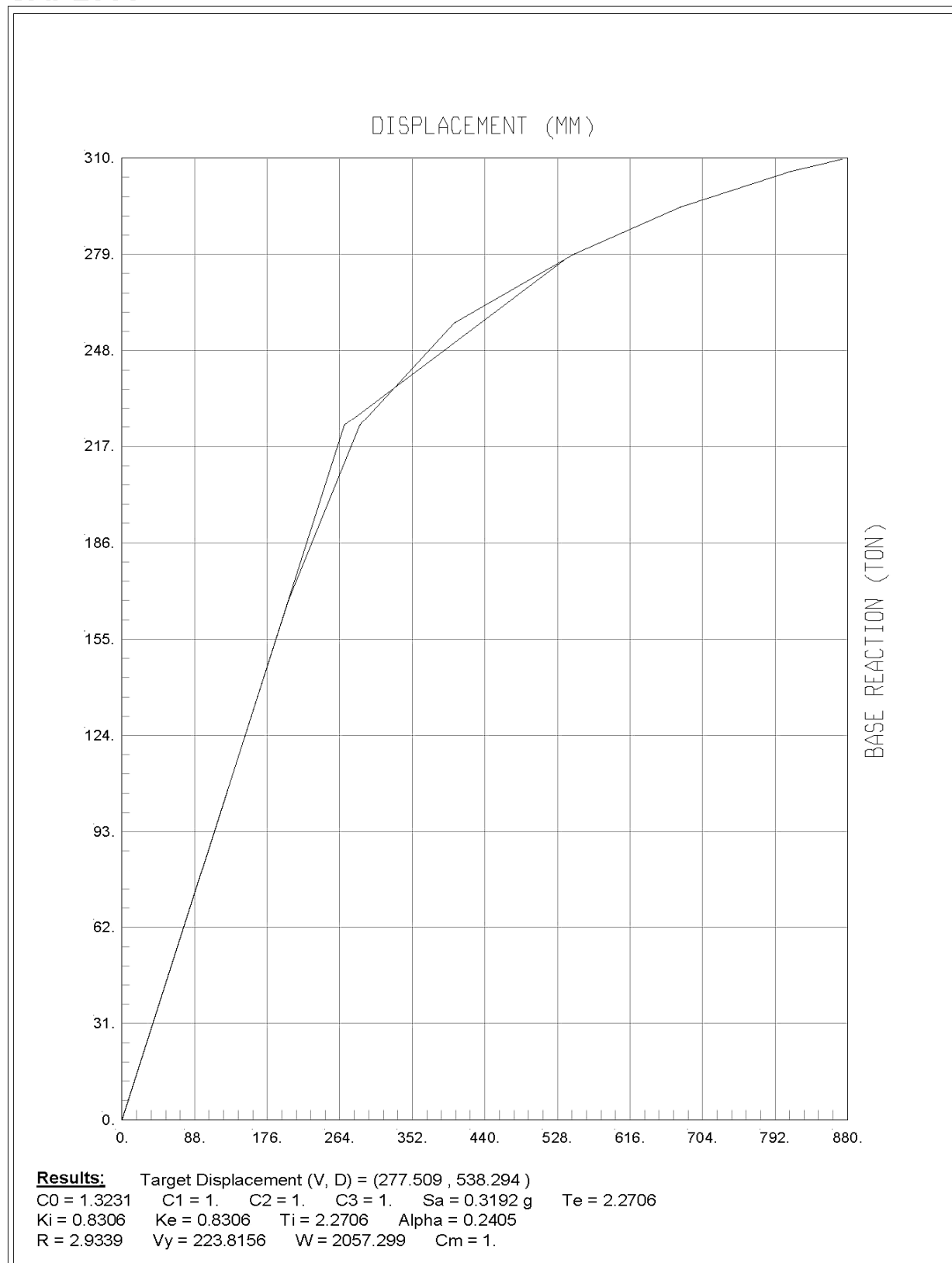
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-X, Parameter Set Name: F356PO2

شکل (۵-۵) - نمودار پوش‌آور به‌مراغه تغییر مکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۵ طبقه مقاوم شده در جهت X



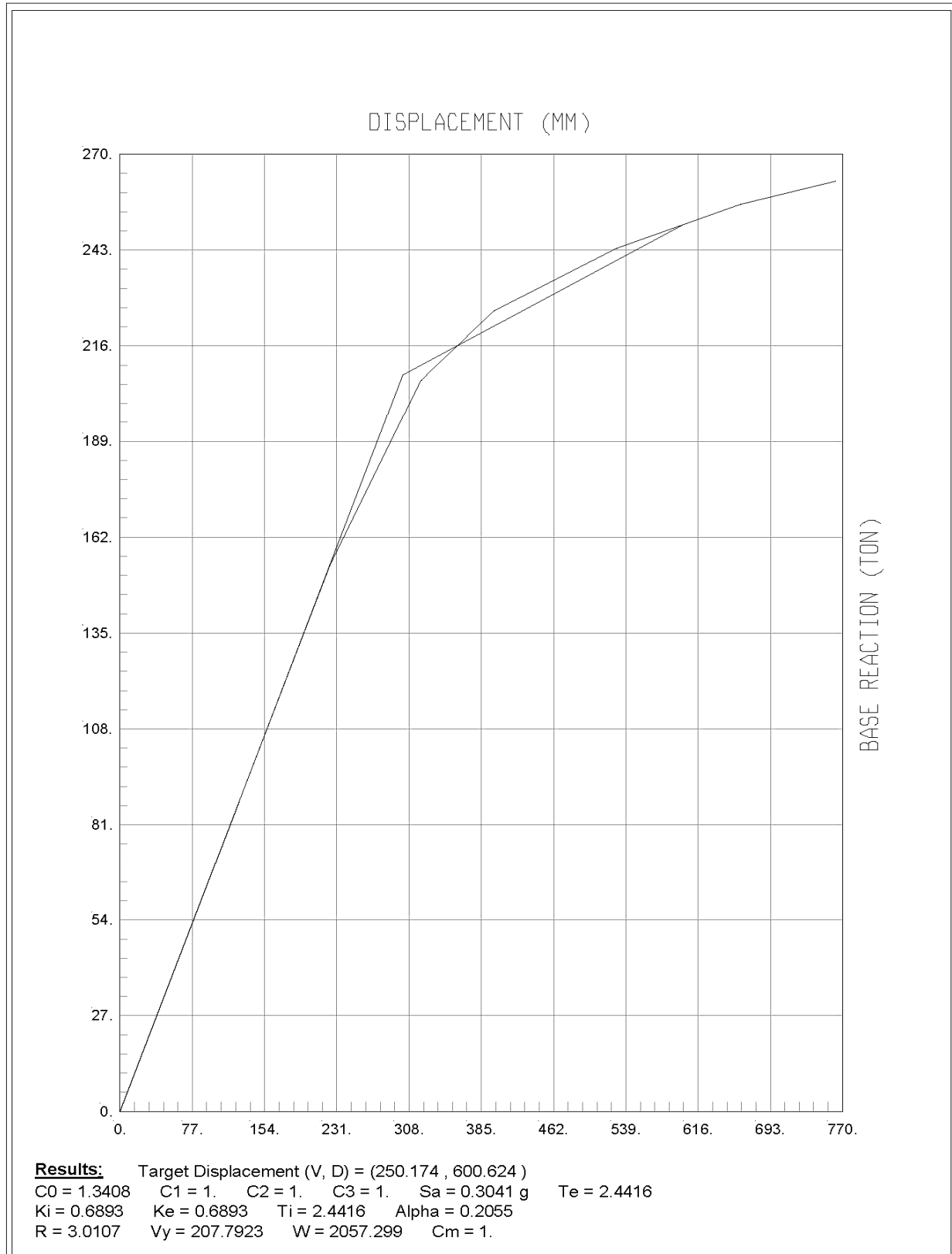
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-Y, Parameter Set Name: F356PO2

شکل (۵-۶) - نمودار پوش‌آور به‌مراهِ تغییر مکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۵ طبقه مقاوم شده در جهت Y



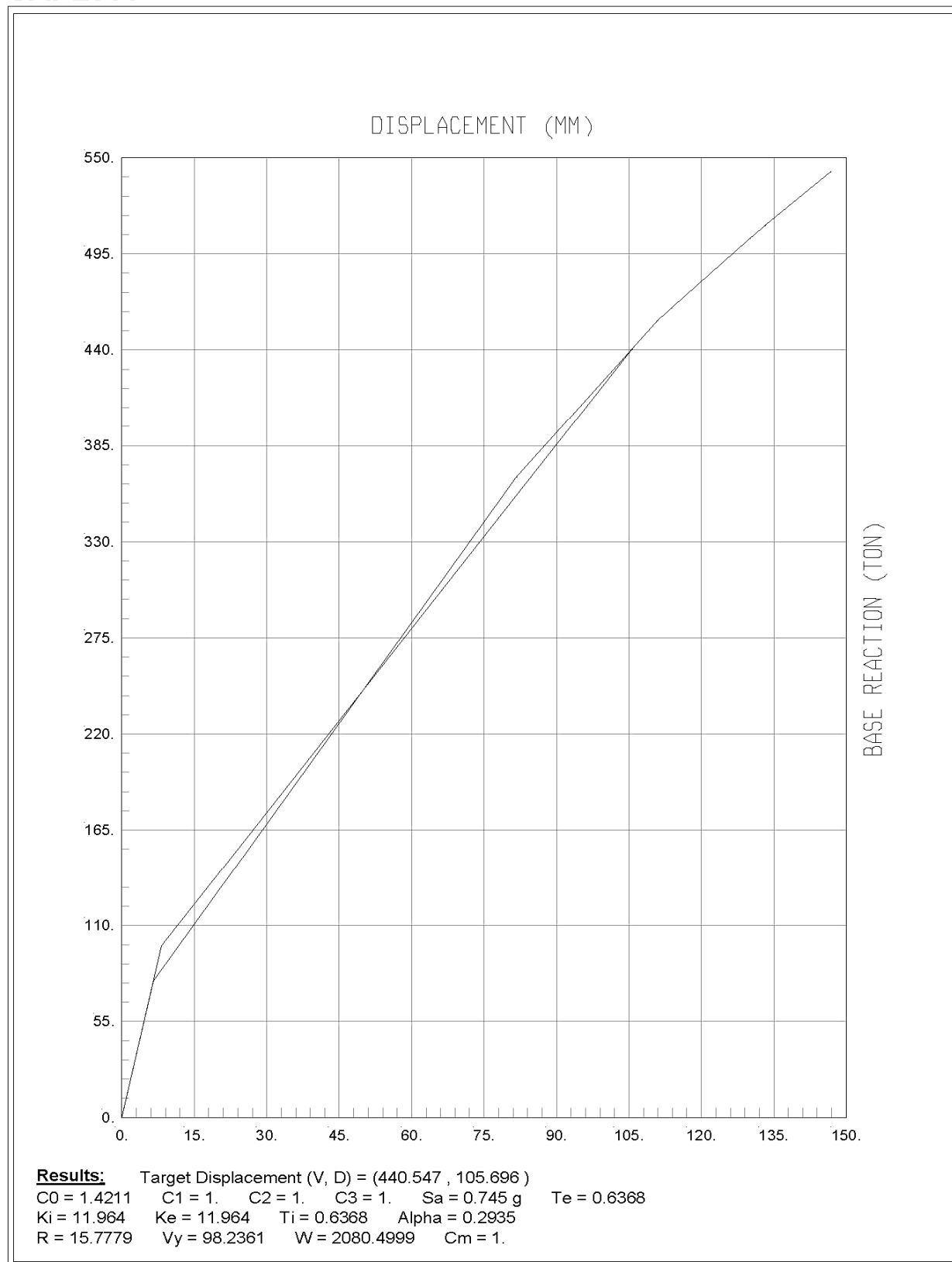
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-X, Parameter Set Name: F356PO2

شکل (۵-۷) - نمودار پوش‌آور به‌مراه تغییر مکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم نشده در جهت X



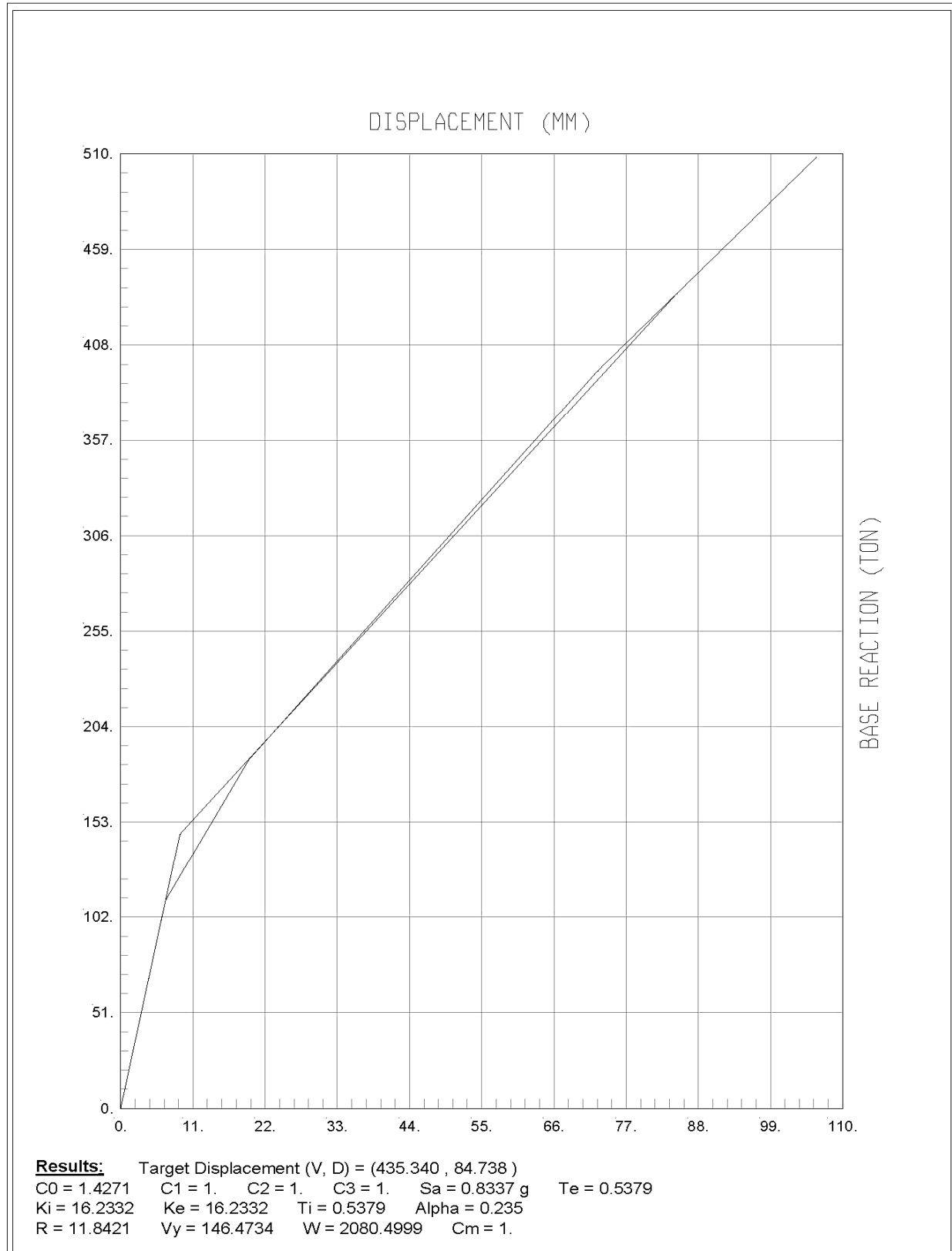
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-Y, Parameter Set Name: F356PO2

شکل (۵-۸) - نمودار پوش‌آور به‌مراه تغییر مکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم نشده در جهت Y



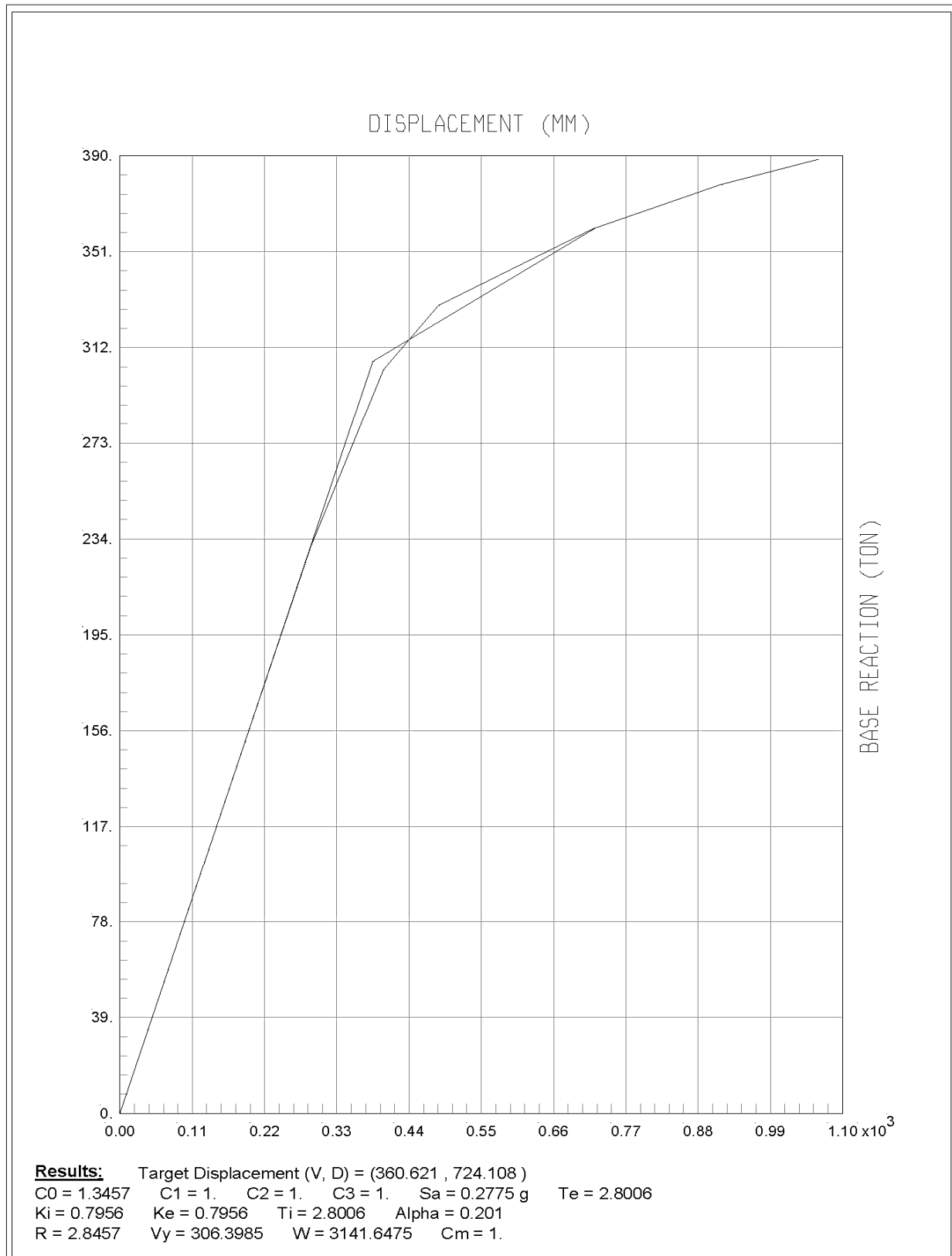
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-X, Parameter Set Name: F356PO2

شکل (۵-۹) - نمودار پوش‌آور به‌مراهِ تغییر مکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده در جهت X



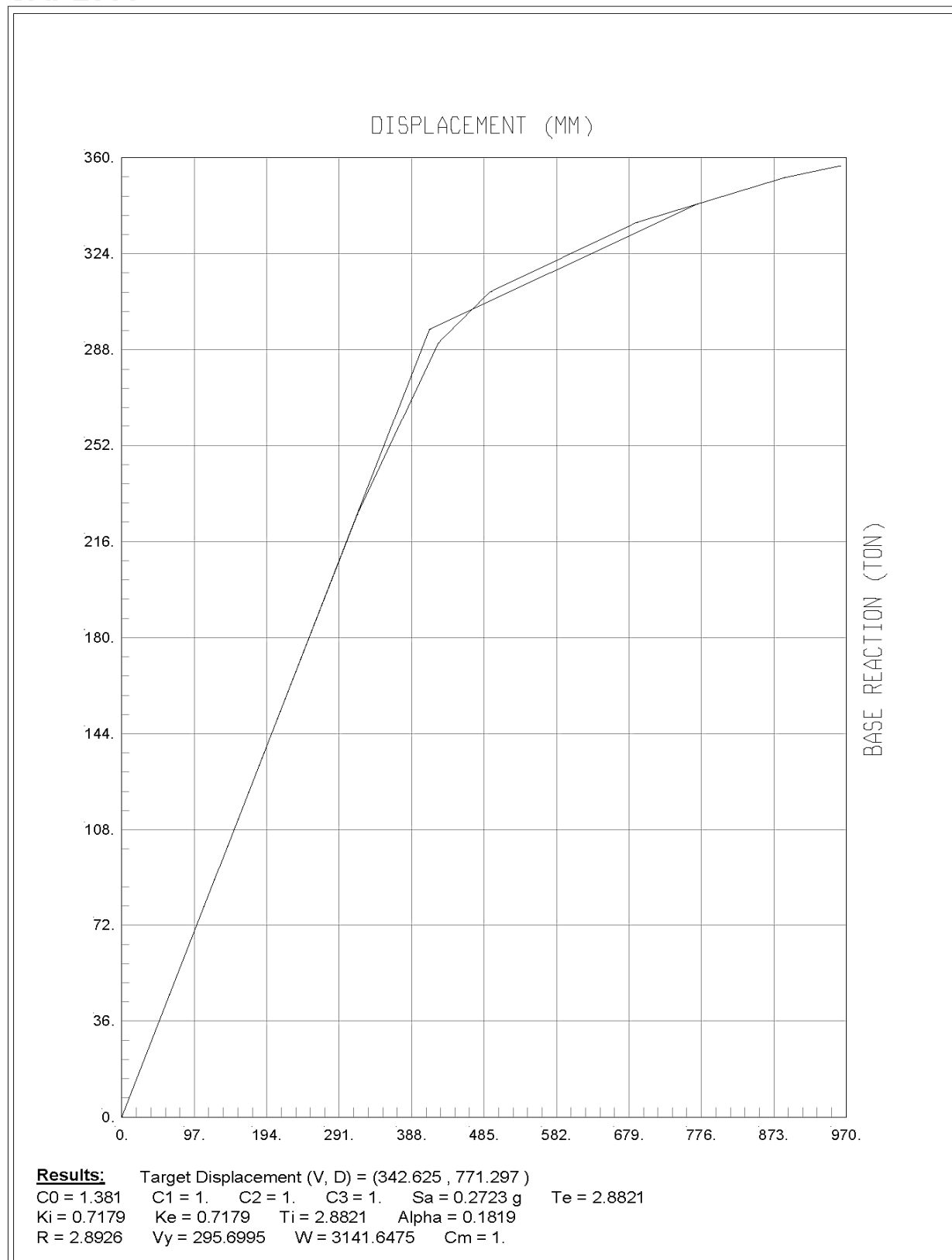
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-Y, Parameter Set Name: F356PO2

شکل (۵-۱۰) - نمودار پوش‌آور به‌مراه تغییر مکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده در جهت Y



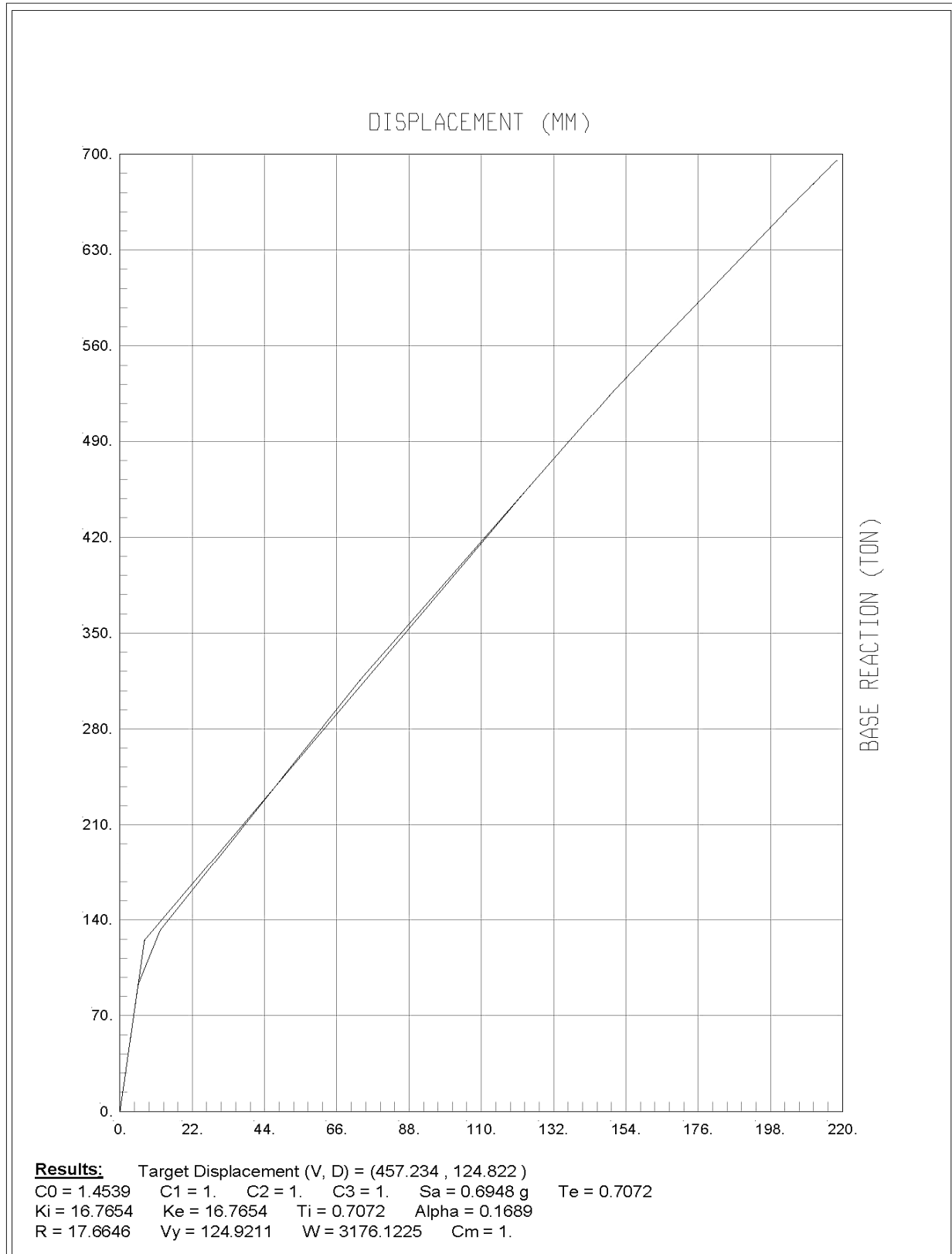
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-X, Parameter Set Name: F356PO2

شکل (۵-۱۱) - نمودار پوش آور به همراه تغییر مکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم نشده در جهت X



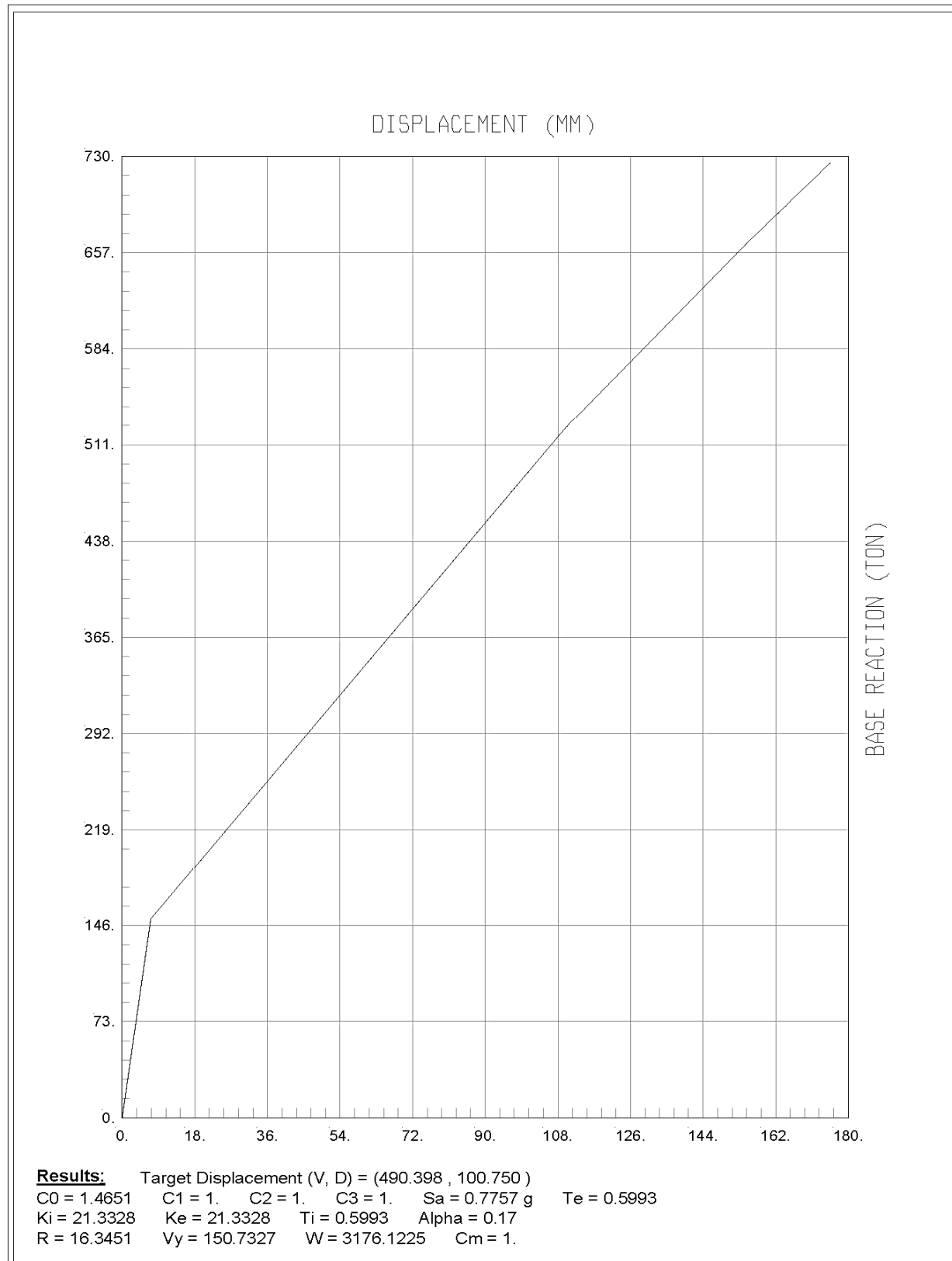
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-Y, Parameter Set Name: F356PO2

شکل (۵-۱۲) - نمودار پوش‌آور به‌مراه تغییر مکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم نشده در جهت Y



SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-X, Parameter Set Name: F356PO2

شکل (۵-۱۳)- نمودار پوش‌آور به‌مراهِ تغییر مکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم شده در جهت X



SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-Y, Parameter Set Name: F356PO2

شکل (۵-۱۴) - نمودار پوش‌آور به‌مراهِ تغییر مکان هدف D محاسبه شده برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم شده در جهت Y

۵-۳- برآورد نقطه عملکرد سازه

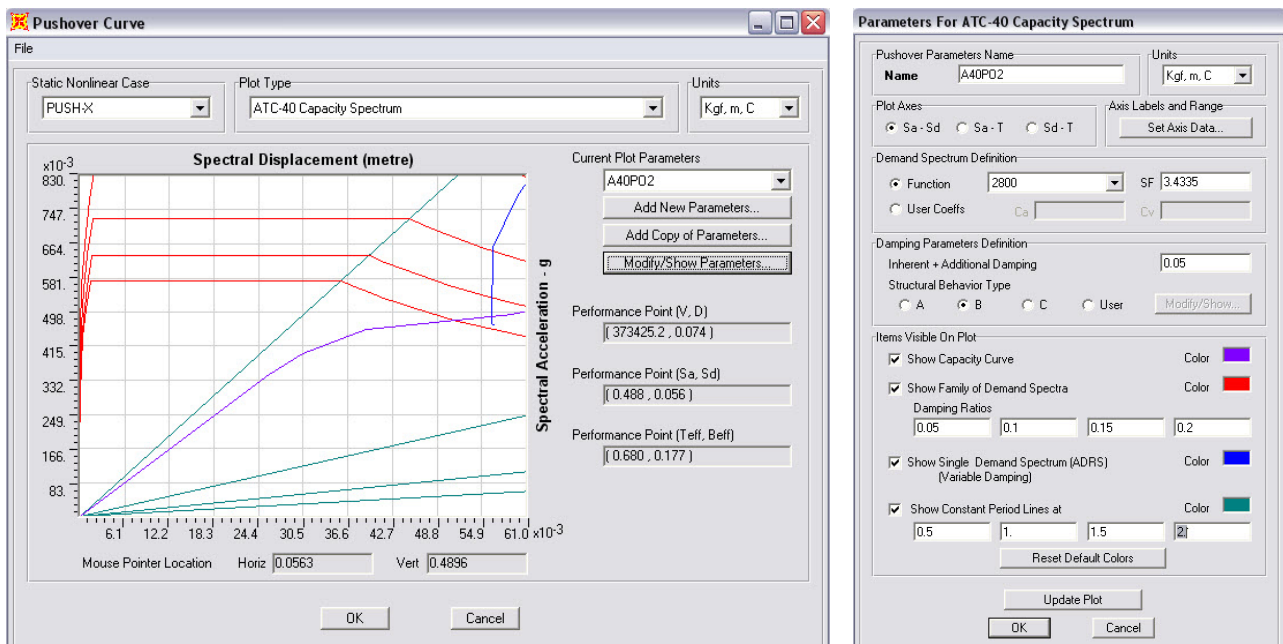
روش بدست آوردن نقطه عملکرد در ATC-40 براساس روش طیف ظرفیت CSM (Capacity Spectrum Method) است. محل تقاطع منحنی طیف ظرفیت و طیف تقاضا در مختصات جابجایی طیفی S_d - شتاب طیفی S_a ، نقطه عملکرد (Performance Point) نامیده می‌شود. و جابجایی طیفی نقطه عملکرد سازه، جابجایی تقاضا نام دارد. با استفاده از این جابجایی، مقدار تغییر مکان نقطه کنترلی بدست می‌آید و سطح عملکردی ساختمان مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

در روش ATC40، منحنی ظرفیت (پوش‌آور) و منحنی طیف پاسخ الاستیک با میرایی 5% (همان طیف 2800) با توجه به یکسری روابط به منحنی‌هایی براساس مختصات S_d و S_a و به فرمت ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) تبدیل می‌شوند. که بترتیب طیف ظرفیت (Capacity) و طیف تقاضا (Demand) نامیده می‌شوند. [25]

برنامه SAP2000 می‌تواند به صورت اتوماتیک نقطه عملکرد را براساس ضوابط ATC-40 و مطابق نشریه ۳۶۰ محاسبه کند. نقطه عملکرد سازه (P.P) براساس پروسه زیر در نرم‌افزار برآورد می‌شود:

- (۱) یک خط شعاعی از مبدأ مختصات بگونه‌ای رسم می‌شود که از نقطه مورد نظر روی منحنی پوش‌آور (در فرمت ADRS) عبور کند. این خط نشان دهنده یک خط با پریود ثابت T است. (۲) مساحت زیر منحنی پوش‌آور (در فرمت ADRS) تا نقطه تقاطع محاسبه می‌شود. این مساحت برابر با میرایی تا نقطه مورد نظر است. (۳) طیف تقاضا (در فرمت ADRS) برای میرایی بدست آمده از مرحله قبل رسم می‌شود. (۴) محل برخورد خط شعاعی رسم شده با طیف تقاضا نشان دهنده یک نقطه روی منحنی طیف تقاضاست. (۵) مجموع این نقاط تشکیل یک منحنی می‌دهد که اصطلاحاً منحنی طیف تقاضای منفرد برای میرایی‌های متفاوت ((Single Demand Spectral (Variable Damping) نامیده می‌شود. (۶) در نهایت از تقاطع منحنی طیف تقاضای منفرد و منحنی طیف ظرفیت، مختصات نقطه عملکرد بدست می‌آید. [۵]

در شکل (۵-۱۵) نحوه اصلاح پارامترهای مؤثر بر تعیین نقطه عملکرد که در بخش ۴-۳-۸ توضیح داده شد، آمده است. در فرم شکل (۵-۱۵) مقادیری در خروجی برنامه قرار گرفته‌اند که همگی در مختصات نقطه عملکرد اتفاق می‌افتند. مثلاً D جابجایی جانبی و V برش پایه مربوط به منحنی رفتار سازه (پوش‌آور) و S_d جابجایی طیفی و S_a شتاب طیفی که در محل نقطه عملکرد سازه هستند. همچنین β_{eff} میرایی ویسکوز مؤثر (Damping) و T_{eff} زمان تناوب مؤثر (Period) در نقطه P.P می‌باشند. فرم شکل زیر و نتایج آن، مربوط به سازه ۵ طبقه مقاوم شده با مهاربند- میراگر و در جهت X می‌باشد.



شکل (۵-۱۵)- نحوه محاسبه مختصات نقطه عملکرد سازه در طیفهای مختلف و تنظیم پارامترهای مربوط به ATC-40

در اشکال (۵-۱۶) تا (۵-۲۹) منحنی طیف ظرفیت سازه و منحنی طیف تقاضا با میرایی‌های متفاوت در فرمت ADRS، به همراه مقادیری که در نقطه عملکرد سازه به روش ATC-40 بدست آمده‌اند، نشان داده شده است. نتایجی که از مقایسه مقادیر حاصل از این اشکال بدست می‌آید، به شرح زیر است:

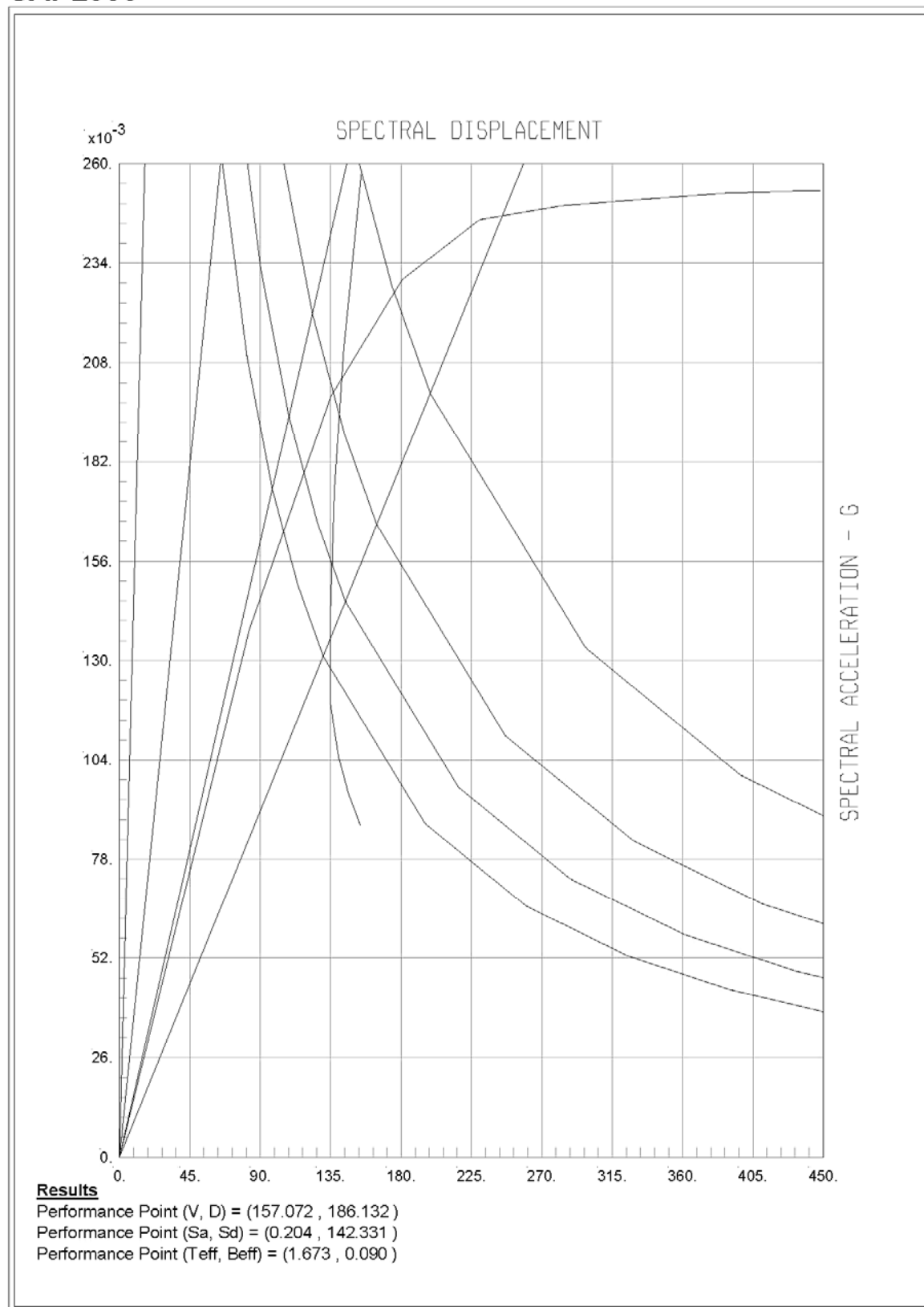
(۱) با افزایش تعداد طبقات سازه از ۵ تا ۱۵ مطابق انتظار، مقدار زمان تناوب مؤثر T_{eff} و جابجایی طیفی S_d هر دو افزایش می‌یابند که نشانه انعطاف پذیرتر شدن سازه می‌باشد.

۲) وقتی که سازه بر اثر تغییر مکان‌های ایجاد شده وارد محدوده غیرالاستیک می‌شود، پدیده میرایی یا همان استهلاک انرژی ورودی به سازه اتفاق می‌افتد. در تعیین نقطه عملکرد سازه پارامتر میرایی ویسکوز مؤثر β_{eff} جهت استفاده در فرمول‌های ضرایب کاهش طیفی بطور خودکار توسط برنامه محاسبه می‌شود و این ضرایب هم طیف تقاضا (پاسخ) را کاهش می‌دهند. همچنین جابجایی طیفی S_d نیز برای ارزیابی سطح عملکردی ساختمان بکار می‌رود. در این تحقیق بعد از افزودن مجموعه بادبند و میراگر به سازه‌ها جهت بهسازی لرزه‌ای آنها، به علت افزایش سختی سازه مقدار پریود مؤثر T_{eff} کاهش می‌یابد، همین‌طور تغییر مکان طیفی S_d هم به شدت کم می‌شود که نشان می‌دهد مقاومت و سختی سازه بیشتر شده و در واقع عملکرد سازه بالاتر رفته است. همچنین پس از مقاوم کردن ساختمانها، مقدار میرایی مؤثر β_{eff} به مقدار زیادی افزایش یافته که ثابت می‌کند توانایی سازه در جذب و اتلاف انرژی ورودی زلزله به آن بیشتر شده است. [۳۸]

لازم به ذکر است که تمامی نتایج فوق برای هر دو جهت X و Y سازه صادق است و تفاوت تعداد دهانه‌های قاب تاثیری بر نتایج مقادیر مقایسه شده ندارد. به علاوه در این تحقیق همان‌طور که بیان شد از نوعی میراگر فلزی ورق مثلثی (TADAS) که افزاینده سختی و میرایی هستند استفاده شد، که نتایج ذکر شده در قبل، به وضوح نشان از افزایش سختی K و میرایی β در سازه مقاوم شده می‌دهند.

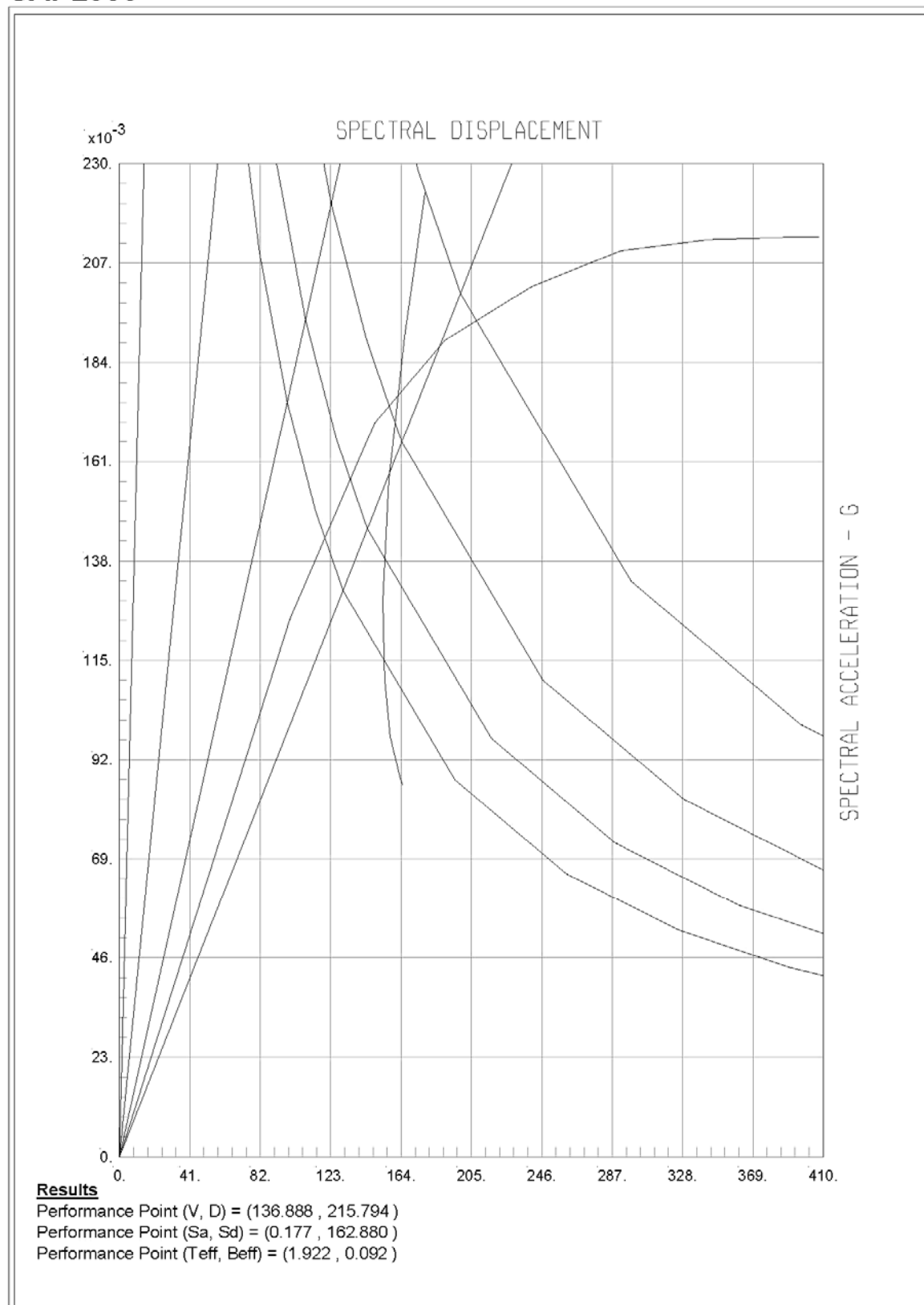
جدول (۵-۲) - مقایسه برخی پارامترهای قاب مقاوم نشده با قاب تقویت شده در نقطه عملکرد سازه‌ها

سازه مورد مطالعه		در جهت X با سه دهانه			در جهت Y با پنج دهانه		
		S_d (mm)	T_{eff} (sec)	β_{eff} (%)	S_d (mm)	T_{eff} (sec)	β_{eff} (%)
در مقاوم نشده	پنج طبقه	142	1.67	9	163	1.92	9.2
	ده طبقه	210	2.38	7.8	224	2.56	7.9
	پانزده طبقه	266	2.88	6.7	274	2.95	6.5
		جابجایی طیفی	پریود مؤثر	میرایی مؤثر	جابجایی طیفی	پریود مؤثر	میرایی مؤثر
در مقاوم شده	پنج طبقه	48	0.63	13.7	40	0.54	14.4
	ده طبقه	81	1.04	12.2	67	0.92	14.9
	پانزده طبقه	102	1.36	13.6	88	1.17	13.4



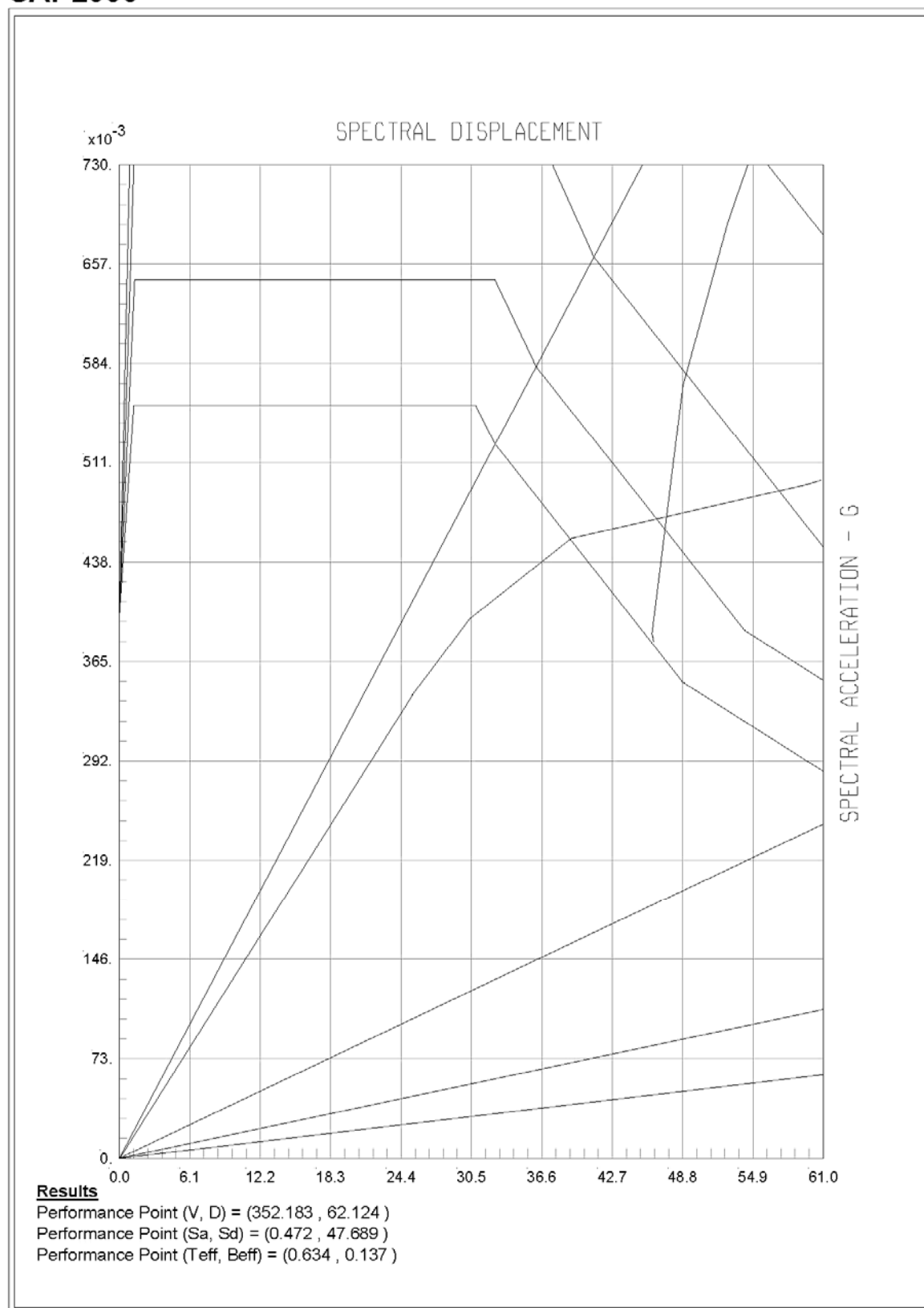
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-X, Parameter Set Name: A40PO1

شکل (۵-۱۶)- منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه مقاوم نشده در جهت X



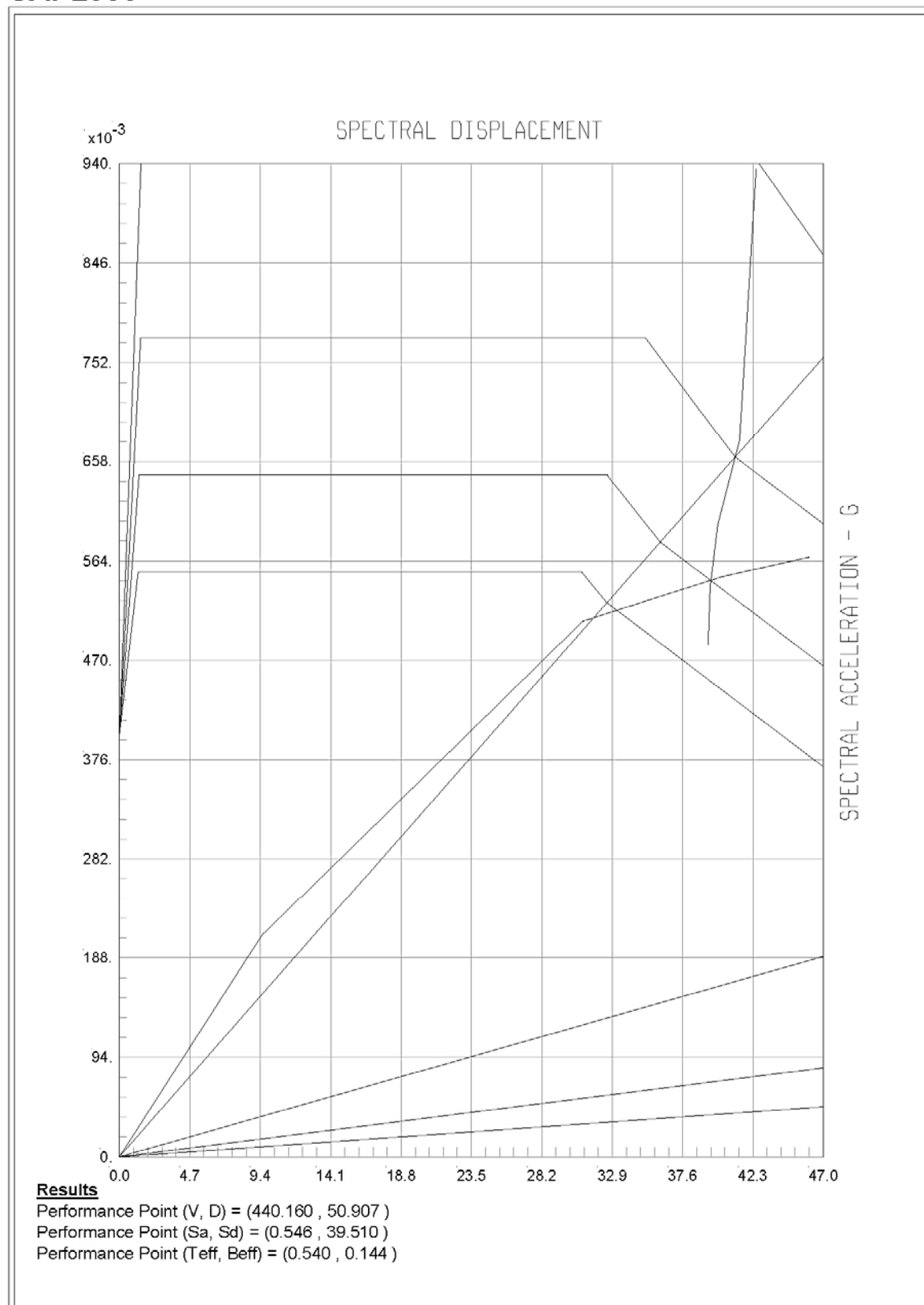
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-Y, Parameter Set Name: A40PO1

شکل (۵-۱۷) - منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه مقاوم نشده در جهت Y



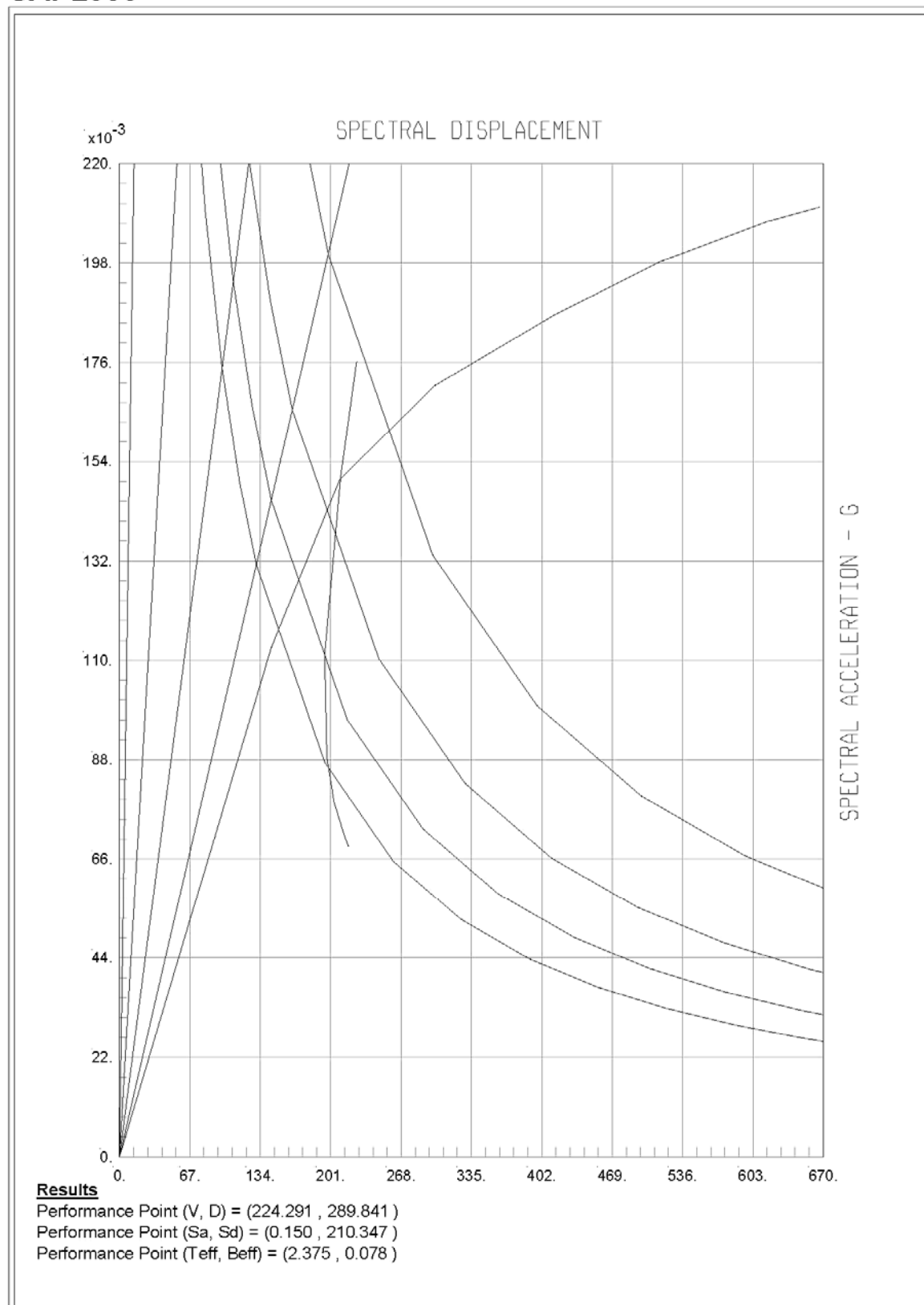
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-X, Parameter Set Name: A40PO1

شکل (۵-۱۸) - منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه مقاوم شده در جهت X



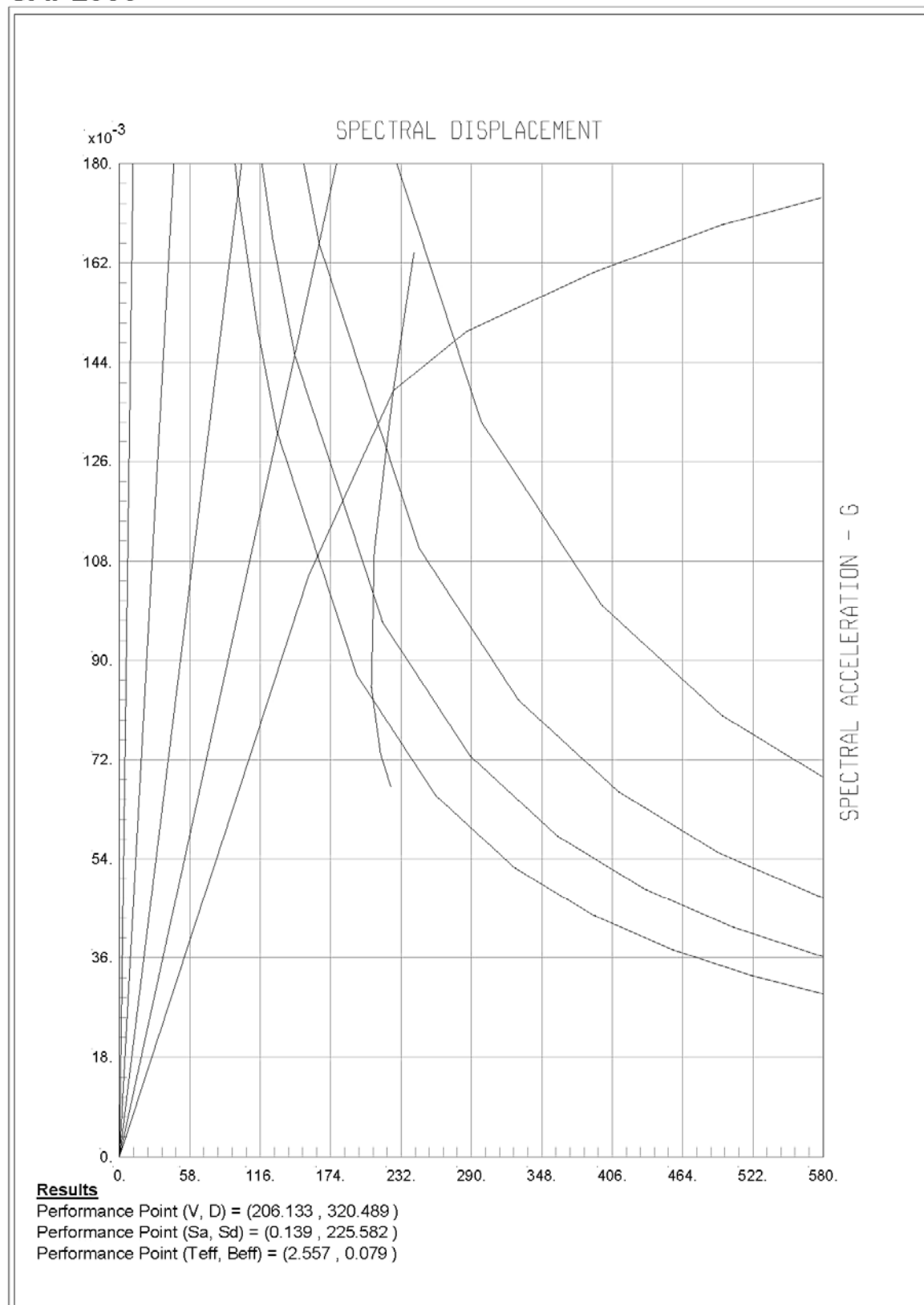
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-Y, Parameter Set Name: A40PO1

شکل (۵-۱۹) - منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه مقاوم شده در جهت Y



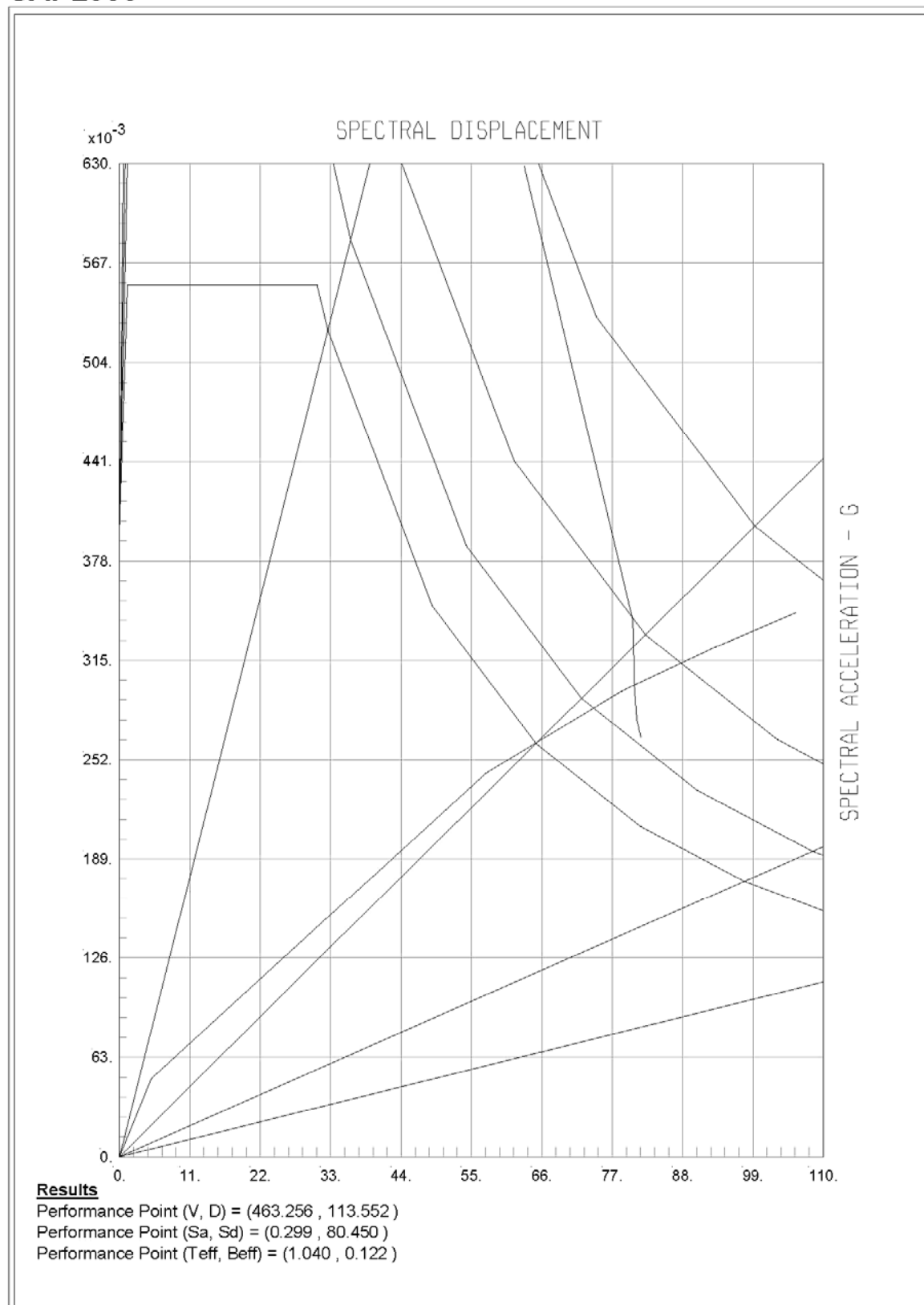
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-X, Parameter Set Name: A40PO1

شکل (۵-۲۰)- منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم نشده در جهت X



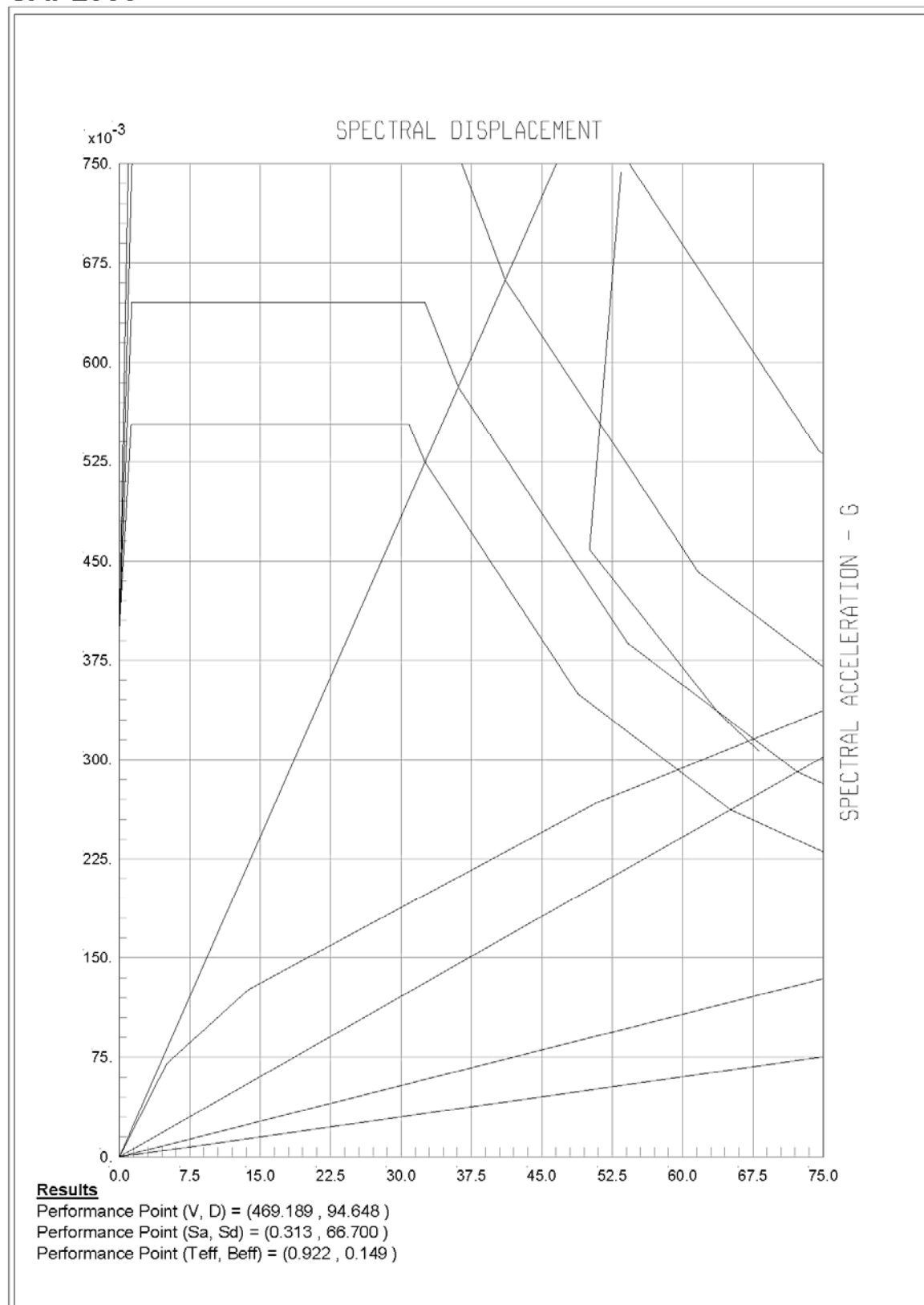
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-Y, Parameter Set Name: A40PO1

شکل (۵-۲۱) - منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم نشده در جهت Y



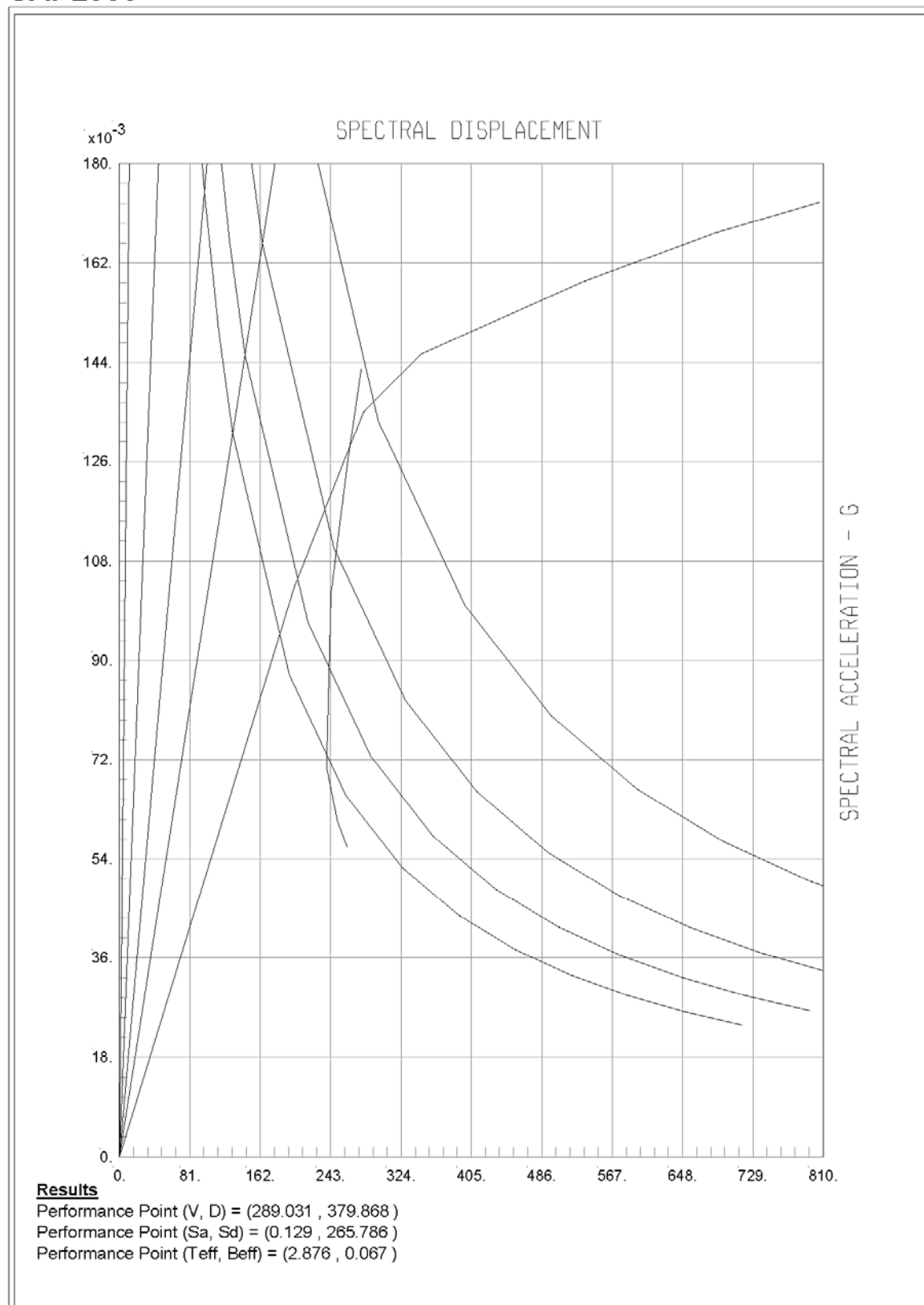
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-X, Parameter Set Name: A40PO1

شکل (۵-۲۲) - منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده در جهت X



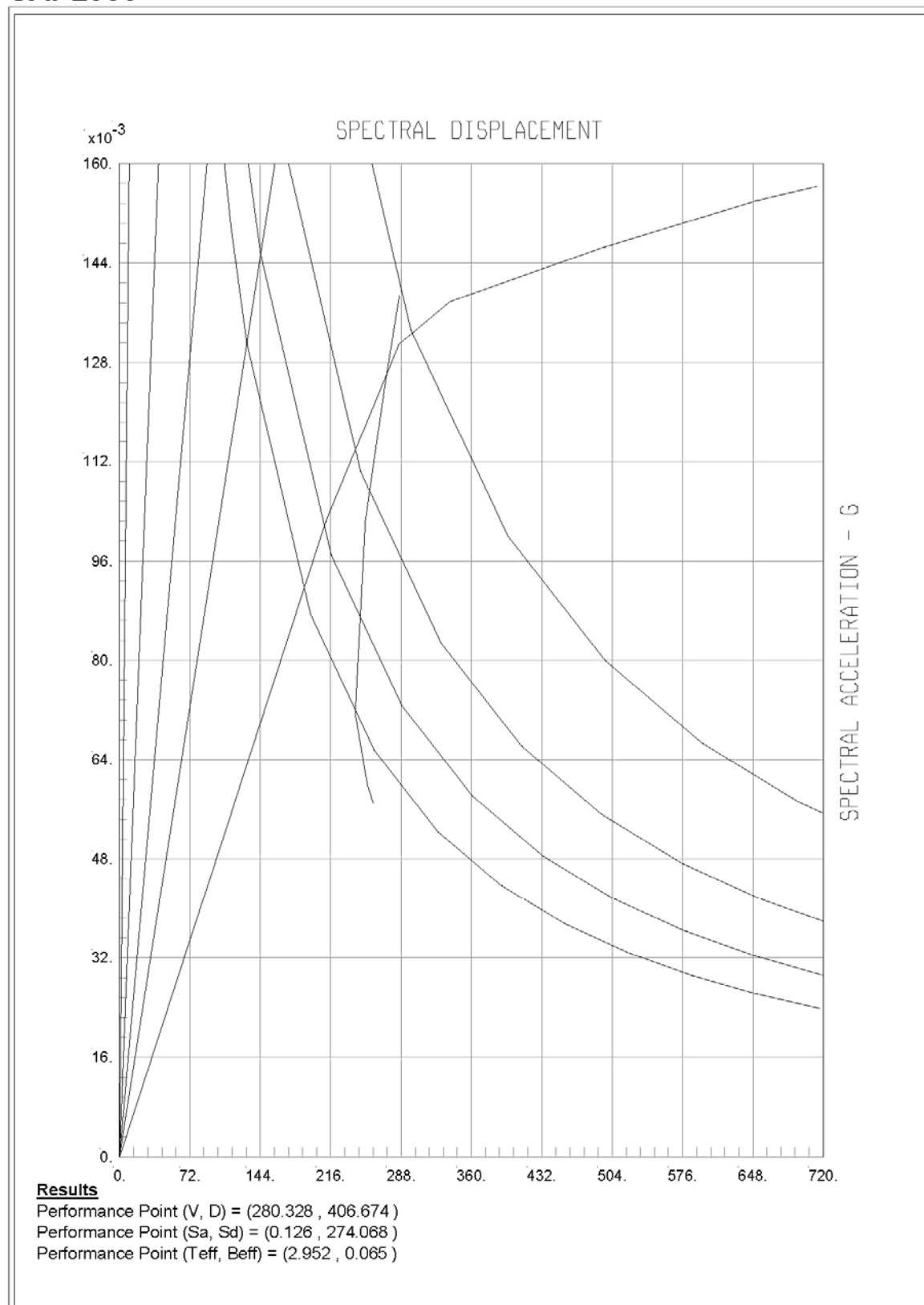
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-Y, Parameter Set Name: A40PO1

شکل (۵-۲۳) - منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم شده در جهت Y



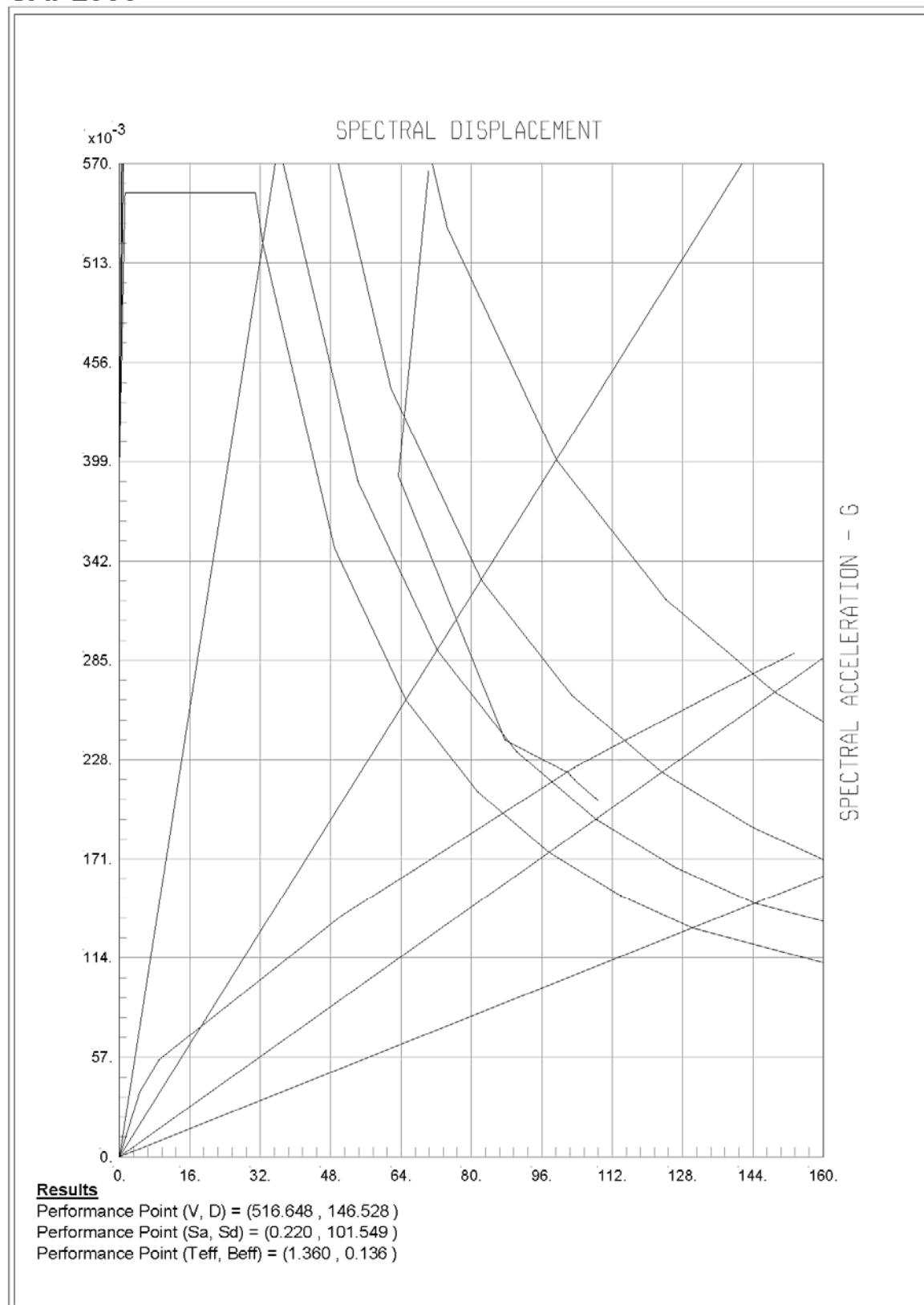
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-X, Parameter Set Name: A40PO1

شکل (۵-۲۴) - منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم نشده در جهت X



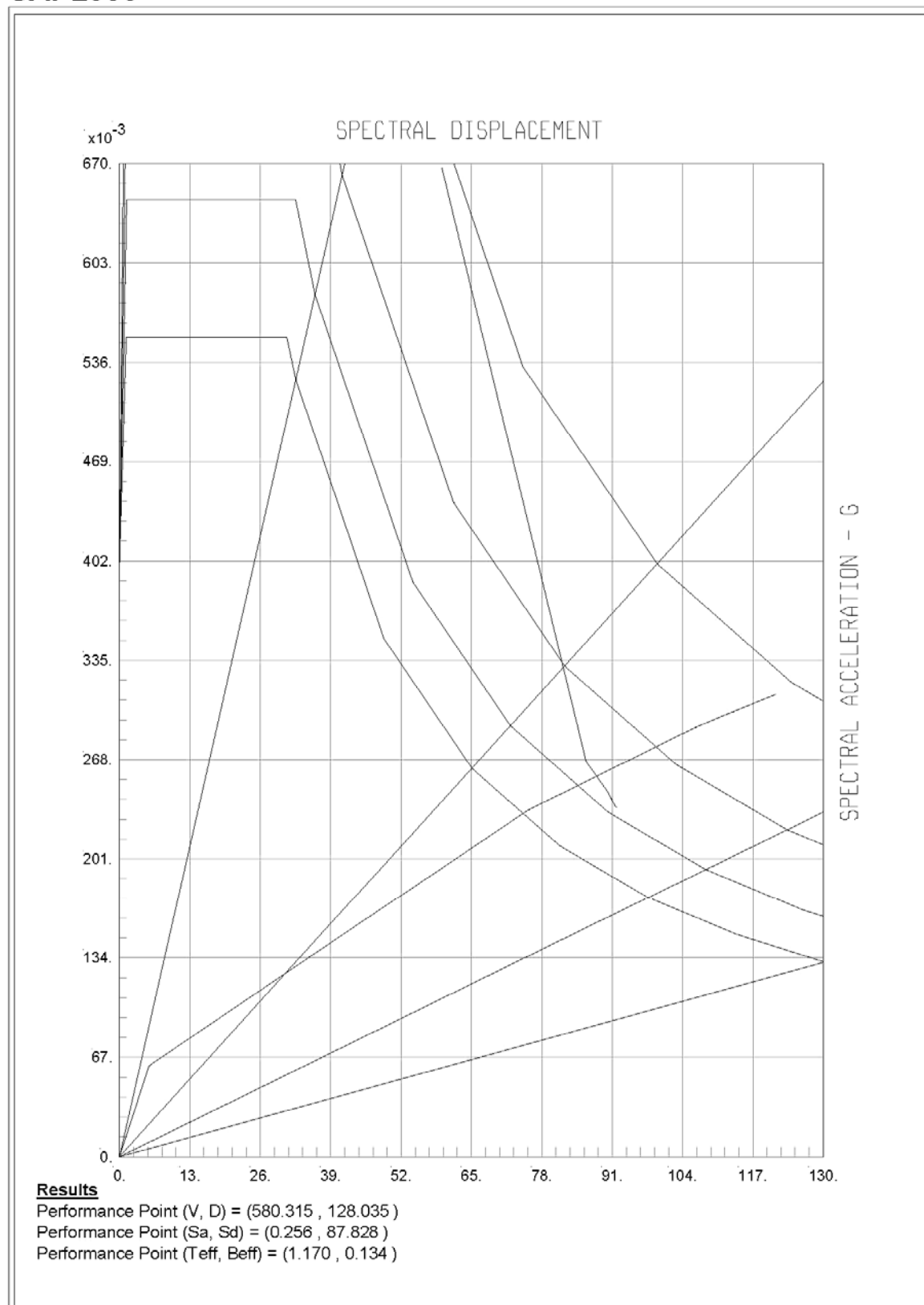
SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-Y, Parameter Set Name: A40PO1

شکل (۵-۲۵)- منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم نشده در جهت Y



SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-X, Parameter Set Name: A40PO1

شکل (۵-۲۶) - منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم شده در جهت X



SAP2000 v14.0.0, File: R-Steel, Units: Tonf, mm, C
 Analysis Case: PUSH-Y, Parameter Set Name: A40PO1

شکل (۵-۲۷) - منحنی‌ها در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم شده در جهت Y

۵-۴- بررسی سطح عملکرد سازه و نحوه تشکیل مفاصل

پس از مقاوم سازی ساختمان، نوبت به بررسی وضعیت یا ارزیابی خرابی و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک اعضای سازه‌ای در تغییر مکان تخمینی لازم جهت استهلاک انرژی زلزله در سازه‌ها و کنترل آنها با حداکثر معیارهای قابل قبول (سطوح عملکردی) برای هر عضو می‌رسد. اهداف عملکردی در واقع ارتباط سطوح عملکرد (Performance) مورد نظر سازه و سطوح خطر لرزه‌ای احتمالی می‌باشند. یک سطح عملکردی نشان دهنده حداکثر خرابی مورد انتظار سازه می‌باشد بطوریکه اگر خرابی از این حد افزایش پیدا کند، سطح عملکرد سازه تغییر خواهد کرد. [۳۸]

انواع سطوح عملکرد کل ساختمان (یا همان معیارهای پذیرش) برای اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای مطابق برنامه Sap و نشریه ۳۶۰ عبارتند از : ۱- قابلیت استفاده بی وقفه (IO) یا (B-1) : که در این حالت پیش بینی می‌شود در اثر وقوع زلزله مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکند و اجزای غیرسازه‌ای دچار خرابی جزئی شوند، بگونه‌ای که پس از زلزله راه‌های دسترسی و فرار مختل نشده و استفاده از ساختمان بی وقفه میسر باشد (خسارت کم). ۲- سطح ایمنی جانی (LS) یا (C-3) : که انتظار می‌رود در اثر زمین لرزه خرابی در سازه ایجاد شود اما میزان خرابی به اندازه‌ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود و خرابی اجزای غیرسازه‌ای خطر جدی برای جان ساکنین بوجود نیآورد (خسارت متوسط). ۳- جلوگیری از آستانه فروریزش (CP) یا (E-5) : پیش بینی می‌شود در اثر وقوع زلزله، خرابی گسترده در سازه و اجزای غیرسازه‌ای ایجاد شود اما ساختمان فرونریزد و تلفات جانی به حداقل برسد (خسارت شدید). حال با تلفیق سطوح عملکردی و سطوح خطر پذیری، هدف بهسازی تعریف می‌گردد. پس از تحلیل سازه و برآورد نیروهای داخلی اعضاء و تغییرشکل‌های ناشی از بارهای ثقلی و جانبی ناشی از زلزله، عملکرد سازه با توجه به معیارهای پذیرش (سطوح عملکرد) مورد بررسی قرار می‌گیرد این معیارها برحسب روش تحلیل (خطی و غیرخطی) نوع اعضای سازه‌ای (اصلی و فرعی) و رفتار آنها (کنترل شونده توسط نیرو، تغییرشکل) متفاوت می‌باشند. [۴]

استفاده از تحلیل غیرخطی، غیراز توصیه‌های آیین‌نامه‌ای و معیارهای آن می‌تواند در شناسایی نقاط ضعف

سازه بسیار سودمند باشد. یعنی طراح پس از طراحی نهایی با انجام تحلیل غیرخطی که با استفاده از برنامه SAP بسادگی صورت می‌گیرد می‌تواند محل تشکیل مفاصل را تشخیص داده و برای جلوگیری از انهدام زود هنگام این مفاصل تصمیم‌گیری کند. در SAP2000 می‌توان در هر مرحله از آنالیز استاتیکی غیرخطی وضعیت (State) شامل حدود A-B-C-D-E و معیارهای پذیرش (Status) شامل حدود IO-LS-CP مفاصل سازه را براساس کدهای رنگی تعریف‌شده در برنامه مشاهده کرد.

جهت مشاهده حدود نقاط A تا E و سطوح عملکرد سازه به شکل (۴-۱۰) رجوع شود. [36]

برای انتخاب مرحله و گام (Step) مورد نظر در تحلیل انجام شده، دو حالت داریم: حالت اول) با توجه به جداول (۳-۵) تا (۱۴-۵) گام مربوط به اولین تغییرمکان بزرگتر از جابجایی هدف δ_t ، جهت مشاهده تغییرشکل سازه، ارزیابی وضعیت و معیارهای پذیرش مفاصل انتخاب می‌گردد. حال برای اینکه سازه جوابگوی سطح عملکرد مورد نظر (LS) باشد، باید در تغییرمکان هدف هیچ کدام از مفاصل سازه در محدوده تغییرشکلهای فراتر از معیارهای پذیرش سطح عملکرد انتخاب شده LS قرار نگیرند. [۳۳]

حالت دوم) مطابق جداول (۱۵-۵) تا (۲۶-۵) اولین گامی که $Teff$ آن از زمان تناوب مؤثر در نقطه عملکرد بیشتر باشد، برای بررسی معیارهای پذیرش (سطوح عملکرد) و نحوه تشکیل مفاصل غیرخطی با توجه به کدهای رنگی، انتخاب می‌شود. در نهایت بین این دو حالت، بحرانی‌ترین مرحله و گامی که در آن بیشترین مفصل در اعضا تشکیل شده و سطح عملکرد سازه نامطلوب‌تر است بایستی انتخاب گردد.

در جداول (۳-۵) تا (۱۴-۵) شماره گامی که اولین مفصل پلاستیک در سازه (با توجه به ستون BtoIO جدول) تشکیل شده و همینطور گامی که مقدار جابجایی آن از تغییرمکان هدف سازه در جهت مورد نظر بیشتر می‌باشد، مشخص شده است. در این جداول گامهایی وجود دارند که مقادیر ستون BtoIO آنها صفر است یعنی در این مراحل هیچگونه مفصلی در سازه تشکیل نشده و ساختمان کاملاً در محدوده الاستیک (خطی) قرار دارد. تا زمانی که فقط در محدوده BtoIO مفصل داریم یعنی قاب بدون هیچگونه آسیب سازه‌ای بوده و سریعاً قابل بهره‌برداری است. و زمانی که علاوه بر محدوده قبلی در محدوده IOtoLS هم مفصل تشکیل شده به معنای اینست که در قاب ترک‌هایی بوجود می‌آید ولی

هنوز سازه در محدوده ایمنی (LS) می‌باشد. و در آخر وقتیکه در محدوده LStoCP هم مفاصلی ایجاد شود یعنی تغییرمکان سازه به حداکثر میزان خود رسیده و ساختمان به حد نهایی و انهدام نزدیک شده است. در نهایت پس از مقاوم کردن سازه انتظار می‌رود که تا گام انتخاب شده (در تغییرمکان هدف) مفاصل تنها در محدوده IO و LS (در ستون BtoIO و IOtoLS جدول) تشکیل شوند و معیارهای پذیرش از محدوده LS (ایمنی جانی) فراتر نروند و سازه جوابگوی سطح عملکرد مورد نظر باشد. [۳۷]

جدول (۵-۳) - پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت X

TABLE: Pushover Curve - PUSH-X											
Step	Displacement mm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	860	0	0	0	0	0	0	0	860
1	62.732396	60.7187	860	0	0	0	0	0	0	0	860
2	109.612512	105.7583	859	1	0	0	0	0	0	0	860
3	176.970417	153.2956	803	14	43	0	0	0	0	0	860
4	235.011935	177.2183	751	31	76	2	0	0	0	0	860
5	298.602927	190.4926	720	10	99	25	0	1	5	0	860
6	364.312821	196.8308	692	10	84	47	16	1	10	0	860
7	429.26629	200.8438	687	7	56	45	40	2	23	0	860
8	494.825914	204.2409	686	1	41	34	39	5	54	0	860
9	494.82833	204.2411	686	1	41	34	39	1	58	0	860
10	563.170731	206.5785	675	9	32	24	35	3	82	0	860
11	570.107203	206.7614	673	11	32	20	36	1	87	0	860

جدول (۵-۴) - پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت Y

TABLE: Pushover Curve - PUSH-Y											
Step	Displacement mm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	860	0	0	0	0	0	0	0	860
1	63.139447	45.6313	860	0	0	0	0	0	0	0	860
2	126.339447	91.2626	860	0	0	0	0	0	0	0	860
3	132.871148	95.9786	858	2	0	0	0	0	0	0	860
4	197.769275	131.629	796	17	47	0	0	0	0	0	860
5	250.141226	146.9079	747	21	91	1	0	0	0	0	860
6	313.64594	156.8706	722	15	88	33	2	0	0	0	860
7	379.929708	163.8033	688	26	62	50	30	2	2	0	860
8	444.059268	167.6133	672	11	54	32	50	1	40	0	860
9	508.708059	169.8637	662	11	52	22	26	1	86	0	860
10	523.486186	170.2148	660	12	51	22	22	2	91	0	860

جدول (۵-۵) - پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت X

TABLE: Pushover Curve - PUSH-X											
Step	Displacement mm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	1040	0	0	0	0	0	0	0	1040
1	32.396144	249.2466	1040	0	0	0	0	0	0	0	1040
2	38.912258	290.7098	1039	1	0	0	0	0	0	0	1040
3	50.434966	331.1866	1030	6	1	1	0	1	1	0	1040
4	50.450396	331.3159	1030	6	0	1	0	0	3	0	1040
5	77.830499	380.2594	1018	6	9	0	0	0	7	0	1040
6	77.830499	380.2594	1018	6	9	0	0	0	7	0	1040
7	78.62454	381.6735	1018	3	9	0	0	3	7	0	1040
8	78.625614	381.6823	1018	3	9	0	0	0	10	0	1040
9	78.710596	381.8997	1018	3	9	0	0	0	10	0	1040
10	79.952308	383.9625	1018	0	9	0	0	0	13	0	1040
11	79.952613	383.9616	1018	0	9	0	0	0	13	0	1040
12	79.963995	384.0518	1018	0	9	0	0	0	13	0	1040

جدول (۵-۶) - پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت Y

TABLE: Pushover Curve - PUSH-Y											
Step	Displacement mm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	1040	0	0	0	0	0	0	0	1040
1	12.01105	163.2224	1040	0	0	0	0	0	0	0	1040
2	40.178072	395.0577	1028	12	0	0	0	0	0	0	1040
3	45.789257	423.5047	1018	10	6	0	0	3	3	0	1040
4	45.789262	423.5048	1018	10	6	0	0	0	6	0	1040
5	45.806497	423.6525	1018	10	6	0	0	0	6	0	1040
6	45.806519	423.6529	1018	10	6	0	0	0	6	0	1040
7	51.754189	442.9004	1014	10	4	0	0	0	12	0	1040
8	51.760833	443.0232	1014	10	4	0	0	0	12	0	1040
9	51.786426	443.0399	1014	10	4	0	0	0	12	0	1040
10	58.630619	460.4814	1001	13	10	1	0	0	15	0	1040
11	58.634581	460.5515	1000	14	10	1	0	0	15	0	1040
12	58.700701	460.7146	1000	14	10	1	0	0	15	0	1040
13	58.700701	460.7146	1000	14	10	1	0	0	15	0	1040

جدول (۵-۷) - پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۰ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت X

TABLE: Pushover Curve - PUSH-X											
Step	Displacement mm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	1700	0	0	0	0	0	0	0	1700
1	126.719522	105.2514	1700	0	0	0	0	0	0	0	1700
2	202.075806	167.6049	1698	2	0	0	0	0	0	0	1700
3	288.507553	223.9075	1593	56	51	0	0	0	0	0	1700
4	403.161896	256.8998	1492	33	169	6	0	0	0	0	1700
5	548.503594	279.0656	1450	14	151	67	18	0	0	0	1700
6	677.559717	294.1941	1426	19	97	82	52	2	22	0	1700
7	811.192153	305.6515	1383	29	89	56	72	5	66	0	1700
8	873.40491	309.5494	1374	18	98	46	61	0	103	0	1700

جدول (۵-۸) - پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۰ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت Y

TABLE: Pushover Curve - PUSH-Y											
Step	Displacement mm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	1700	0	0	0	0	0	0	0	1700
1	126.92181	87.4825	1700	0	0	0	0	0	0	0	1700
2	223.973375	154.2302	1699	1	0	0	0	0	0	0	1700
3	320.632874	206.2102	1591	42	67	0	0	0	0	0	1700
4	398.362051	225.8192	1503	41	153	3	0	0	0	0	1700
5	529.05504	243.4691	1440	33	139	63	22	1	2	0	1700
6	661.427989	255.8706	1416	15	113	53	57	1	45	0	1700
7	763.003312	262.3964	1399	17	92	50	42	1	99	0	1700

جدول (۵-۹) - پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۰ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت X

TABLE: Pushover Curve - PUSH-X											
Step	Displacement mm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	2060	0	0	0	0	0	0	0	2060
1	6.5232	78.0436	2060	0	0	0	0	0	0	0	2060
2	81.672589	366.7586	2054	6	0	0	0	0	0	0	2060
3	110.940927	456.6575	2035	16	6	0	0	0	3	0	2060
4	110.940927	456.6575	2035	16	6	0	0	0	3	0	2060
5	113.797803	463.8786	2035	13	6	0	0	0	6	0	2060
6	113.797935	463.8805	2035	13	6	0	0	0	6	0	2060
7	130.094454	503.7738	2028	10	9	0	1	0	12	0	2060
8	130.095201	503.7842	2028	10	9	0	1	0	12	0	2060
9	130.09839	503.7842	2028	10	9	0	1	0	12	0	2060
10	133.17021	510.9189	2028	6	11	0	0	0	15	0	2060
11	133.270146	511.2688	2028	6	11	0	0	0	15	0	2060
12	146.808856	541.8833	2027	3	11	0	1	0	18	0	2060
13	146.809027	541.8831	2027	3	11	0	1	0	18	0	2060
14	146.816076	541.9793	2027	3	11	0	1	0	18	0	2060

جدول (۵- ۱۰) - پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۰ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت Y

TABLE: Pushover Curve - PUSH-Y											
Step	Displacement mm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	2060	0	0	0	0	0	0	0	2060
1	6.825391	110.7978	2060	0	0	0	0	0	0	0	2060
2	19.511053	186.0651	2060	0	0	0	0	0	0	0	2060
3	72.691489	394.1943	2060	0	0	0	0	0	0	0	2060
4	106.008674	507.9911	2003	30	24	0	0	0	3	0	2060
5	106.016416	508.1519	2003	30	24	0	0	0	3	0	2060

جدول (۵- ۱۱) - پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت X

TABLE: Pushover Curve - PUSH-X											
Step	Displacement mm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	2540	0	0	0	0	0	0	0	2540
1	190.349598	151.4458	2540	0	0	0	0	0	0	0	2540
2	290.321674	230.6318	2539	1	0	0	0	0	0	0	2540
3	401.114046	302.8869	2388	80	72	0	0	0	0	0	2540
4	484.972322	329.1243	2265	80	195	0	0	0	0	0	2540
5	719.860628	360.2288	2166	30	227	107	10	0	0	0	2540
6	914.758043	378.2336	2134	20	137	127	82	3	37	0	2540
7	1063.224561	388.5295	2118	17	109	81	101	3	111	0	2540

جدول (۵- ۱۲) - پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت Y

TABLE: Pushover Curve - PUSH-Y											
Step	Displacement mm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	2540	0	0	0	0	0	0	0	2540
1	190.524411	136.7755	2540	0	0	0	0	0	0	0	2540
2	315.417502	226.1182	2539	1	0	0	0	0	0	0	2540
3	423.849303	290.5315	2390	81	69	0	0	0	0	0	2540
4	493.024473	309.6839	2272	71	197	0	0	0	0	0	2540
5	689.470304	335.6962	2161	37	229	87	26	0	0	0	2540
6	887.114388	352.4327	2118	24	147	100	86	1	64	0	2540
7	962.49622	356.9204	2105	27	136	72	93	3	104	0	2540

جدول (۵-۱۳)- پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت X

TABLE: Pushover Curve - PUSH-X											
Step	Displacement mm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	3080	0	0	0	0	0	0	0	3080
1	5.52805	92.6798	3080	0	0	0	0	0	0	0	3080
2	12.187508	132.0805	3080	0	0	0	0	0	0	0	3080
3	73.047853	315.5196	3080	0	0	0	0	0	0	0	3080
4	148.947229	523.2692	3056	12	6	0	0	0	6	0	3080
5	149.018377	523.637	3056	12	6	0	0	0	6	0	3080
6	154.215818	536.8273	3053	15	3	0	0	1	8	0	3080
7	154.217391	536.8574	3053	15	3	0	0	1	8	0	3080
8	154.217687	536.8564	3053	15	3	0	0	1	8	0	3080
9	161.812959	556.1581	3053	12	4	0	0	1	10	0	3080
10	161.813158	556.1575	3053	12	4	0	0	1	10	0	3080
11	202.659298	657.7831	3030	21	14	0	0	1	14	0	3080
12	202.765392	658.3113	3030	20	15	0	0	1	14	0	3080
13	211.105667	678.1603	3029	17	15	0	0	2	17	0	3080
14	211.127311	678.3835	3029	17	15	0	0	1	18	0	3080
15	211.249058	678.5674	3029	17	15	0	0	1	18	0	3080
16	218.288238	695.4679	3029	14	15	0	0	4	18	0	3080
17	218.288653	695.4759	3029	14	15	0	0	4	18	0	3080

جدول (۵-۱۴)- پارامترهای مؤثر بر تعیین تغییرمکان هدف برای سازه ۱۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت Y

TABLE: Pushover Curve - PUSH-Y											
Step	Displacement mm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0	0	3080	0	0	0	0	0	0	0	3080
1	7.065759	150.7327	3080	0	0	0	0	0	0	0	3080
2	110.270587	524.914	3080	0	0	0	0	0	0	0	3080
3	154.786849	663.7463	3023	33	22	0	0	0	2	0	3080
4	154.786849	663.7463	3023	33	22	0	0	0	2	0	3080
5	162.574253	686.8088	3011	36	28	0	0	0	5	0	3080
6	162.583984	686.8131	3011	36	28	0	0	0	5	0	3080
7	164.399416	692.1355	3008	36	29	0	0	0	7	0	3080
8	164.399416	692.1355	3008	36	29	0	0	0	7	0	3080
9	175.440151	724.4863	3008	24	30	0	0	0	18	0	3080
10	175.473798	724.7708	3008	24	30	0	0	0	18	0	3080

جدول (۵- ۱۵) - مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت X

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-X								
Step	Teff	Beff	SdCapacity mm	SaCapacity	SdDemand mm	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	1.555899	0.05	0	0	154.597	0.257086	1	1
1	1.555899	0.05	47.592	0.079142	154.597	0.257086	0.763507	1.327959
2	1.555899	0.05	82.894	0.137848	154.597	0.257086	0.763507	1.327959
3	1.652764	0.083609	135.148	0.199171	143.255	0.211119	0.765954	1.31292
4	1.779583	0.122685	180.653	0.229641	137.399	0.174657	0.767996	1.303487
5	1.945095	0.168357	230.628	0.245397	134.979	0.143623	0.772518	1.296768
6	2.1385	0.217639	282.91	0.24904	134.844	0.118701	0.786544	1.289386
7	2.318479	0.24242	334.738	0.25069	140.02	0.104863	0.797297	1.283792
8	2.485453	0.257797	387.115	0.252271	146.33	0.095359	0.805701	1.279449
9	2.485459	0.257798	387.117	0.252271	146.331	0.095359	0.805701	1.279448
10	2.652955	0.269365	442.203	0.25293	153.317	0.087694	0.812799	1.274615
11	2.669677	0.270364	447.822	0.252945	154.039	0.087007	0.81347	1.274111

جدول (۵- ۱۶) - مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت Y

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-Y								
Step	Teff	Beff	SdCapacity mm	SaCapacity	SdDemand mm	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	1.791415	0.05	0	0	177.999	0.223287	1	1
1	1.791415	0.05	47.141	0.059135	177.999	0.223287	0.767919	1.340656
2	1.791415	0.05	94.282	0.11827	177.999	0.223287	0.767919	1.340656
3	1.791415	0.05	99.154	0.124382	177.999	0.223287	0.767919	1.340656
4	1.8766	0.077706	148.714	0.169999	166.049	0.189815	0.770555	1.330272
5	2.009794	0.118629	189.874	0.189235	156.841	0.156313	0.772581	1.317728
6	2.190414	0.164257	240.265	0.201594	153.337	0.128657	0.774396	1.305668
7	2.368212	0.199437	292.38	0.209868	154.436	0.110853	0.776741	1.299646
8	2.550824	0.229217	343.328	0.212416	157.579	0.097494	0.785271	1.293571
9	2.732915	0.248553	395.237	0.213032	163.364	0.088053	0.793514	1.287248
10	2.774187	0.252262	407.191	0.212993	164.816	0.086212	0.7953	1.285753

جدول (۵- ۱۷) - مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت X

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-X								
Step	Teff	Beff	SdCapacity mm	SaCapacity	SdDemand mm	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	0.548044	0.05	0	0	54.455	0.729868	1	1
1	0.548044	0.05	25.381	0.340192	54.455	0.729868	0.719735	1.294797
2	0.555517	0.059796	30.36	0.396045	52.748	0.688094	0.721077	1.297102
3	0.588662	0.097264	39.168	0.455025	48.824	0.56721	0.714998	1.299606
4	0.588646	0.09721	39.179	0.455181	48.831	0.567319	0.715031	1.299625
5	0.694439	0.189598	59.14	0.49369	46.153	0.385277	0.756646	1.32394
6	0.694439	0.189598	59.14	0.49369	46.153	0.385277	0.756646	1.32394
7	0.696948	0.190842	59.744	0.495141	46.207	0.382957	0.757234	1.323861
8	0.696945	0.190833	59.744	0.495152	46.208	0.382965	0.757234	1.32386

جدول (۵-۱۸) - مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت Y

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-Y								
Step	Teff	Beff	SdCapacity mm	SaCapacity	SdDemand mm	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	0.427872	0.05	0	0	42.514	0.93486	1	1
1	0.427872	0.05	9.524	0.209426	42.514	0.93486	0.765623	1.267494
2	0.495814	0.09502	30.951	0.506843	41.409	0.678106	0.765692	1.300081
3	0.518939	0.123938	35.204	0.526257	39.936	0.596999	0.790546	1.302406
4	0.518939	0.123938	35.204	0.526257	39.936	0.596999	0.790546	1.302406
5	0.518946	0.123896	35.217	0.526441	39.941	0.597056	0.790546	1.302405
6	0.518946	0.123896	35.217	0.526441	39.941	0.597056	0.790546	1.302405
7	0.543228	0.147864	40.222	0.548707	39.438	0.538009	0.792926	1.288212
8	0.54319	0.147764	40.228	0.548858	39.444	0.538171	0.792927	1.288201
9	0.543319	0.147908	40.249	0.548893	39.441	0.537865	0.792907	1.288145
10	0.571357	0.172414	46.004	0.567306	39.313	0.4848	0.797374	1.27579
11	0.571334	0.172351	46.007	0.567393	39.317	0.484884	0.797372	1.275784

جدول (۵-۱۹) - مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت X

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-X								
Step	Teff	Beff	SdCapacity mm	SaCapacity	SdDemand mm	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	2.270601	0.05	0	0	225.612	0.176165	1	1
1	2.270601	0.05	90.76	0.070868	225.612	0.176165	0.721904	1.401502
2	2.270601	0.05	144.528	0.112852	225.612	0.176165	0.721904	1.401502
3	2.371677	0.076824	209.289	0.149787	210.524	0.150671	0.726603	1.380809
4	2.659249	0.14289	300.285	0.170944	195.306	0.111183	0.730486	1.344198
5	2.992829	0.193732	415.413	0.186705	197.313	0.088681	0.726529	1.321536
6	3.23576	0.216887	516.094	0.198434	204.309	0.078555	0.720644	1.313791
7	3.466524	0.230466	618.887	0.20733	213.683	0.071585	0.716583	1.311503
8	3.570261	0.23615	665.963	0.210324	217.929	0.068826	0.715391	1.312213

جدول (۵-۲۰) - مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت Y

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-Y								
Step	Teff	Beff	SdCapacity mm	SaCapacity	SdDemand mm	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	2.441585	0.05	0	0	242.601	0.163828	1	1
1	2.441585	0.05	88.378	0.059682	242.601	0.163828	0.712498	1.43927
2	2.441585	0.05	155.809	0.105218	242.601	0.163828	0.712498	1.43927
3	2.55738	0.078611	225.686	0.138916	225.556	0.138836	0.721539	1.421937
4	2.775248	0.130667	286.395	0.149693	209.953	0.109738	0.733268	1.391926
5	3.134562	0.191207	391.382	0.160356	207.673	0.085087	0.738007	1.352472
6	3.442059	0.222684	497.226	0.168949	215.094	0.073085	0.73615	1.330794
7	3.660171	0.235917	578.376	0.173799	223.507	0.067162	0.733861	1.319698

جدول (۵- ۲۱) - مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت X

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-X								
Step	Teff	Beff	SdCapacity mm	SaCapacity	SdDemand mm	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	0.636815	0.05	0	0	63.275	0.628126	1	1
1	0.636815	0.05	4.971	0.049351	63.275	0.628126	0.760106	1.393767
2	0.973878	0.099478	57.41	0.243678	80.233	0.340554	0.723429	1.429692
3	1.034322	0.119851	78.458	0.295232	80.455	0.302748	0.743463	1.419194
4	1.034322	0.119851	78.458	0.295232	80.455	0.302748	0.743463	1.419194
5	1.040939	0.122304	80.637	0.299589	80.449	0.298889	0.744237	1.416261
6	1.040938	0.122303	80.638	0.29959	80.449	0.29889	0.744237	1.416261
7	1.076863	0.13402	93.091	0.323166	80.793	0.280474	0.749278	1.401858
8	1.076856	0.134012	93.091	0.323172	80.794	0.280482	0.749278	1.401858
9	1.076871	0.134022	93.094	0.323172	80.793	0.280471	0.749279	1.401855
10	1.083579	0.136237	95.386	0.327043	80.858	0.277231	0.750896	1.400368
11	1.083684	0.136202	95.461	0.327235	80.873	0.277228	0.750969	1.400319
12	1.110507	0.143157	105.696	0.345029	81.509	0.266074	0.754888	1.392811
13	1.110508	0.143158	105.696	0.345029	81.509	0.266074	0.754888	1.392811
14	1.110441	0.143086	105.701	0.345088	81.518	0.266135	0.754894	1.392809

جدول (۵- ۲۲) - مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۰ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت Y

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-Y								
Step	Teff	Beff	SdCapacity mm	SaCapacity	SdDemand mm	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	0.537939	0.05	0	0	53.451	0.743578	1	1
1	0.537939	0.05	5.042	0.070144	53.451	0.743578	0.759228	1.391182
2	0.662994	0.13117	13.759	0.126012	50.094	0.458781	0.709716	1.431788
3	0.874983	0.145923	50.89	0.267593	63.809	0.335521	0.708058	1.432117
4	0.94646	0.151164	74.881	0.336515	68.197	0.306477	0.725579	1.418228
5	0.946351	0.151027	74.886	0.336618	68.21	0.306607	0.725586	1.418224

جدول (۵- ۲۳) - مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت X

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-X								
Step	Teff	Beff	SdCapacity mm	SaCapacity	SdDemand mm	SaDemand	Alpha	PFPhi
0	2.800585	0.05	0	0	278.272	0.142827	1	1
1	2.800585	0.05	131.828	0.067663	278.272	0.142827	0.712444	1.450376
2	2.800585	0.05	200.756	0.103041	278.272	0.142827	0.712444	1.450376
3	2.894264	0.070724	281.215	0.135146	262.824	0.126307	0.713381	1.429383
4	3.098734	0.116158	347.173	0.145551	243.431	0.102058	0.719757	1.399367
5	3.68467	0.203879	535.42	0.158758	238.281	0.070653	0.722245	1.346067
6	4.067521	0.230475	688.897	0.167623	250.725	0.061007	0.718239	1.329093
7	4.329184	0.241463	805.188	0.172951	261.876	0.05625	0.71506	1.321524

جدول (۵-۲۴) - مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در جهت Y

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-Y								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			mm		mm			
0	2.882107	0.05	0	0	286.372	0.138787	1	1
1	2.882107	0.05	127.662	0.06187	286.372	0.138787	0.703674	1.49771
2	2.882107	0.05	211.051	0.102284	286.372	0.138787	0.703674	1.49771
3	2.964737	0.068323	285.928	0.130956	271.752	0.124463	0.706174	1.484725
4	3.14389	0.109617	338.362	0.137812	251.477	0.102424	0.715279	1.459089
5	3.686634	0.197881	494.589	0.146495	241.126	0.07142	0.7294	1.395393
6	4.129244	0.232613	652.476	0.15405	253.588	0.059872	0.72821	1.360648
7	4.2854	0.240224	712.87	0.156267	259.772	0.056944	0.727022	1.351119

جدول (۵-۲۵) - مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت X

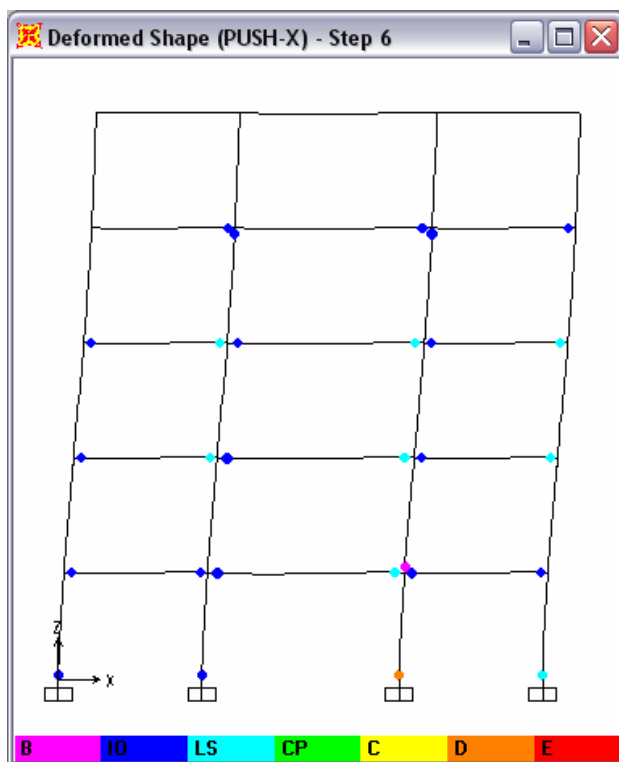
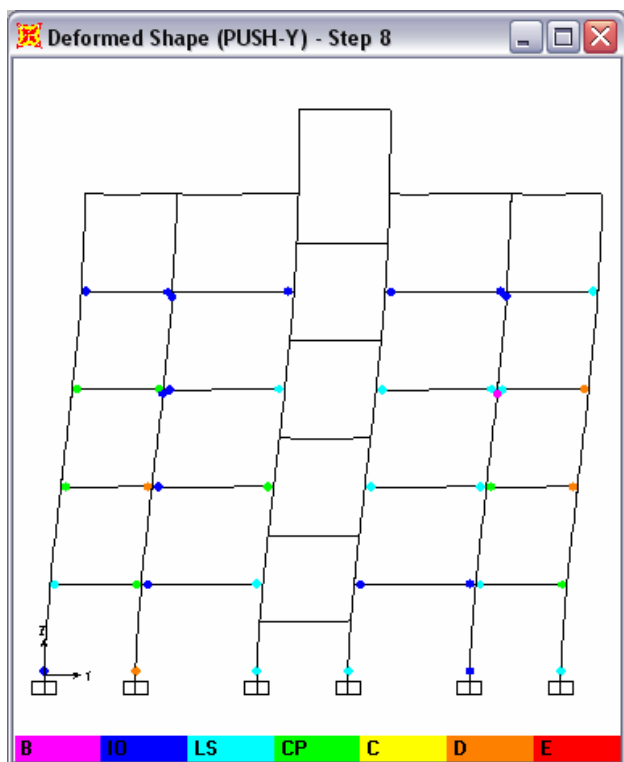
TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-X								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			mm		mm			
0	0.707157	0.05	0	0	70.265	0.565645	1	1
1	0.707157	0.05	4.595	0.036992	70.265	0.565645	0.788821	1.388075
2	0.808248	0.116633	9.016	0.055563	63.413	0.390777	0.748439	1.446015
3	1.214261	0.150326	50.622	0.138214	87.659	0.239339	0.718749	1.459814
4	1.364686	0.135544	103.226	0.223132	102.007	0.220497	0.738355	1.451161
5	1.364601	0.135394	103.278	0.223272	102.038	0.220591	0.738412	1.451125
6	1.373289	0.135941	106.932	0.228256	102.551	0.218904	0.740482	1.450139
7	1.37326	0.135917	106.933	0.228269	102.554	0.218921	0.740484	1.450138
8	1.373262	0.135918	106.933	0.228268	102.554	0.21892	0.740484	1.450138
9	1.385431	0.13648	112.33	0.235594	103.322	0.216702	0.743253	1.448088
10	1.385432	0.136481	112.33	0.235594	103.322	0.216701	0.743253	1.448088

جدول (۵-۲۶) - مقادیر لازم جهت برآورد مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در جهت Y

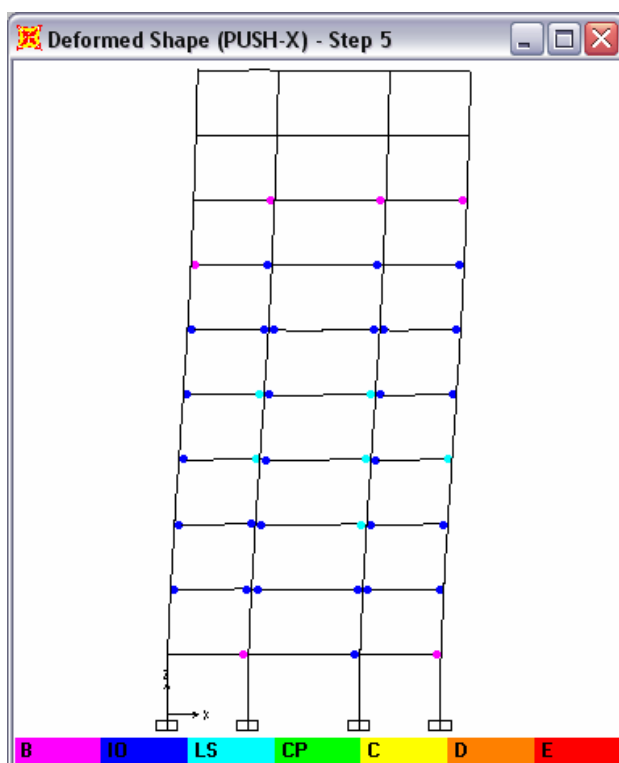
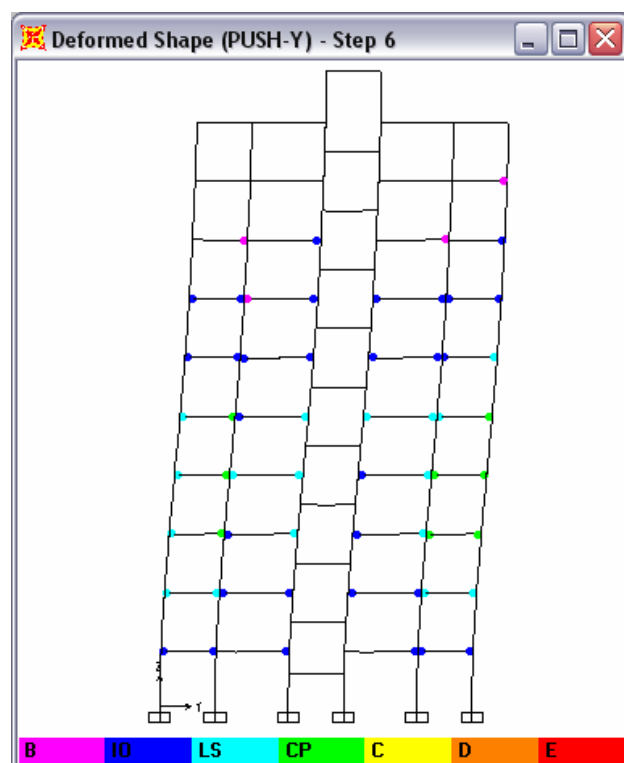
TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH-Y								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			mm		mm			
0	0.599346	0.05	0	0	59.552	0.667395	1	1
1	0.599346	0.05	5.466	0.061255	59.552	0.667395	0.774768	1.416323
2	1.13968	0.130855	75.47	0.233909	86.179	0.267099	0.706552	1.470071
3	1.216089	0.138219	106.439	0.289741	90.313	0.245842	0.721264	1.460572
4	1.216089	0.138219	106.439	0.289741	90.313	0.245842	0.721264	1.460572
5	1.229347	0.140357	111.973	0.298266	90.831	0.24195	0.724994	1.457935
6	1.229389	0.140377	111.982	0.29827	90.83	0.24193	0.72499	1.457907
7	1.232496	0.140911	113.274	0.30019	90.944	0.241014	0.725935	1.457313
8	1.232496	0.140911	113.274	0.30019	90.944	0.241014	0.725935	1.457313
9	1.250467	0.143526	121.153	0.311909	91.702	0.236089	0.731315	1.453667
10	1.250374	0.143411	121.177	0.312019	91.72	0.23617	0.731346	1.45365

در اشکال (۵-۲۸) تا (۵-۳۳) نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای سازه قبل و بعد از مقاوم سازی و برای Step انتخابی، نمایش داده شده است. مشاهده می شود برای تیرهای دوسر گیردار، مفاصل در دو انتهای عضو تشکیل شده و برای تیرهای دو سر مفصل، هیچ مفصلی دیده نمی شود پس این تیرها در ارزیابی لرزه ای سازه در نظر گرفته نشده اند. برای ستون ها هم مفاصل در دو انتهای اعضا ایجاد می گردد. همانطوریکه در بخش ۴-۸-۱ گفته شد، در هر نقطه ای از طول مهاربند امکان ایجاد مفصل و گسیختگی وجود دارد و در اینجا هم در تمام نقاطی که به عضو مفصل اختصاص داده شد یعنی ابتدا وسط و انتهای المان مفصل تشکیل شده است. بایستی توجه داشت که نیازی نیست بعد از آنالیز در همه اعضا مفصل ظاهر شود چون به هنگام تشکیل مکانیزم در سازه لازم نیست تا تمامی اعضا وارد رفتار غیرخطی شده و یا به نقطه Collapse برسند و معمولاً تشکیل مفصل پلاستیک در چند عضو ممکن است باعث شروع مکانیزم خرابی شده و سایر المانها حتی فرصت ورود به رفتار غیرارتجاعی را نداشته باشند! [۳۸]

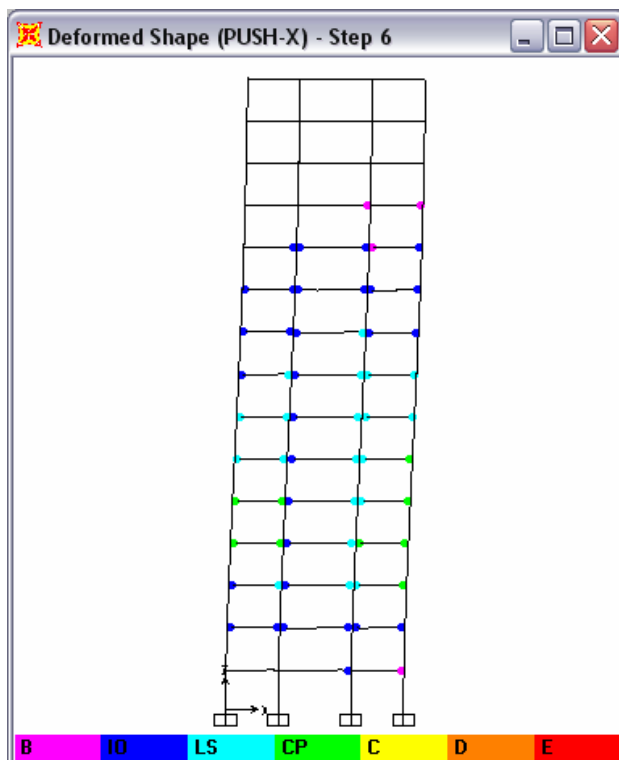
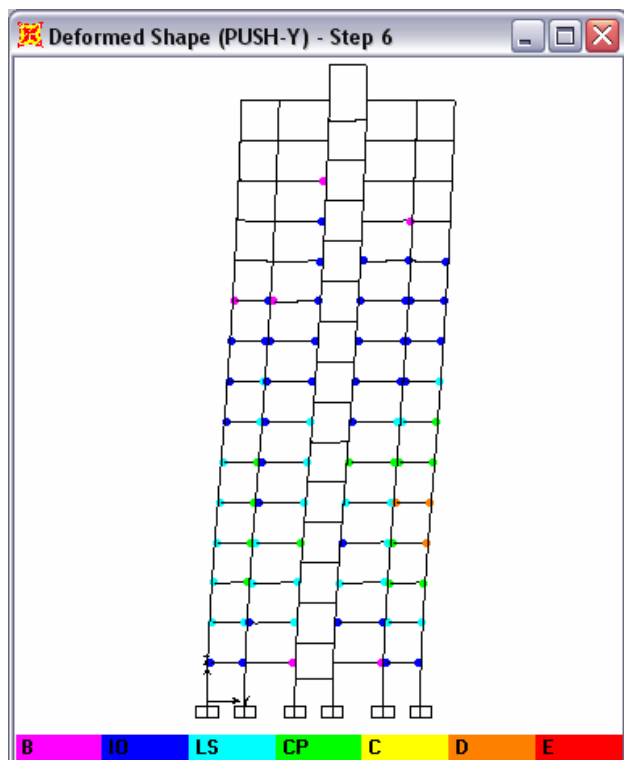
در شکل های (۵-۲۸) تا (۵-۳۰) مفاصل سازه مقاوم نشده از محدوده LS فراتر رفته اند و سازه سطح عملکرد موردنظر را رد کرده است پس ساختمان احتیاج به ترمیم و بهسازی دارد. و در اشکال (۵-۳۱) تا (۵-۳۳) مفاصل پلاستیک اکثراً در میراگرها و بادبندها ایجاد شده و تیرها و ستونها اکثراً فاقد مفصل غیرخطی هستند که این نشان می دهد در زمان وقوع زلزله میراگرها و سپس بادبندها که از اعضای باربر ثقلی نیستند، دچار تغییرشکلهای غیرالاستیک و خرابی می شوند و در مقابل تیرها و ستونها که بار قائم را تحمل می کنند دارای رفتار خطی بوده و هنگام زلزله بدون آسیب باقی می مانند و پایداری سازه کاملاً حفظ می گردد. همچنین مشاهده می شود تحت اثر الگوی بار جانبی، مفاصل در مهاربندهای سمت راست سازه (بادبند تحت فشار) در وضعیت بحرانی تری نسبت به مهاربندهای سمت چپ (تحت کشش) قرار دارند. که با معکوس کردن جهت بار اعمالی، وضعیت برعکس می شود. به علاوه مفاصل تشکیل شده همگی در محدوده IO و LS قرار دارند پس سطح عملکرد مورد نیاز سازه یعنی ایمنی جانی ساکنین تامین گشته است. [۳۳]



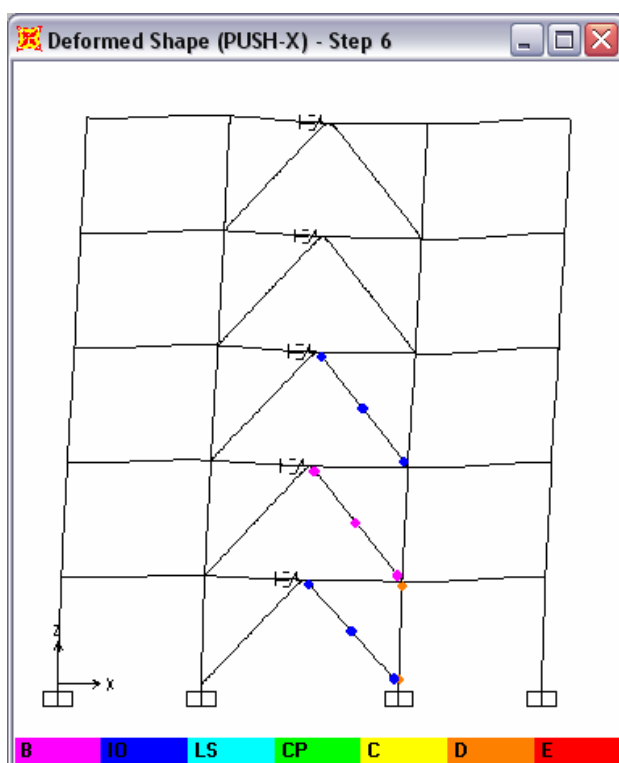
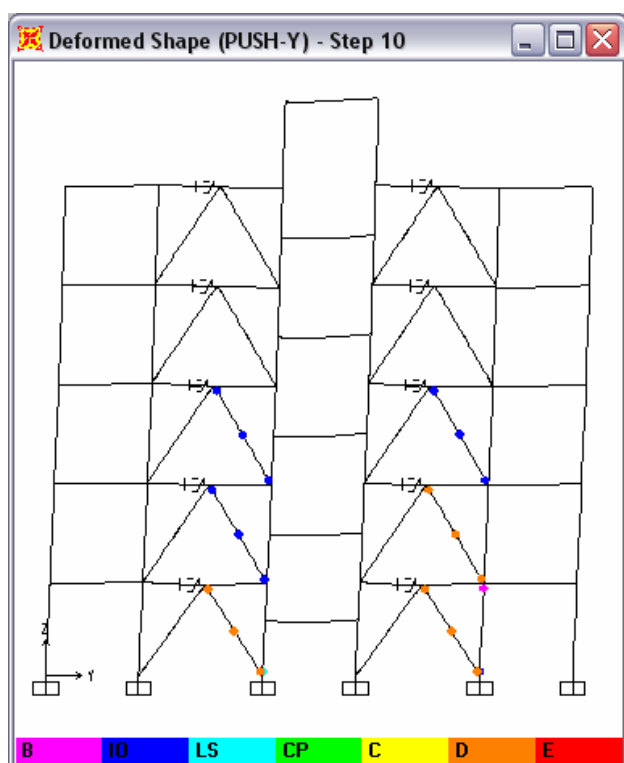
شکل (۵-۲۸) - مفاصل تشکیل شده در گام انتخابی برای سازه ۵ طبقه تقویت نشده در جهت X و Y



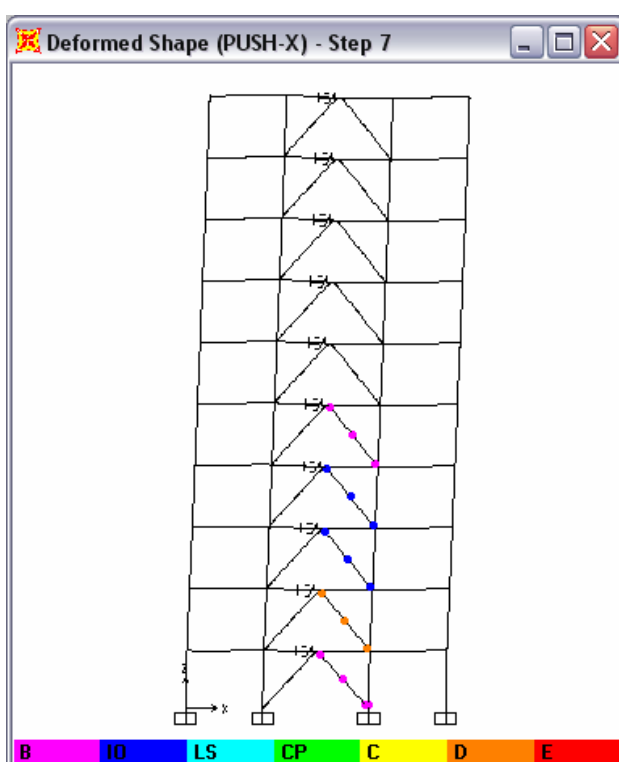
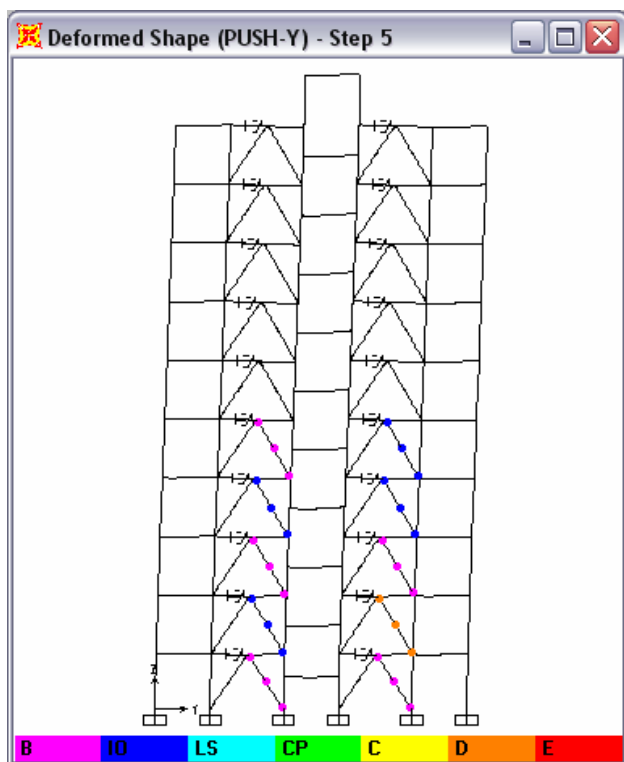
شکل (۵-۲۹) - مفاصل تشکیل شده در گام انتخابی برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت X و Y



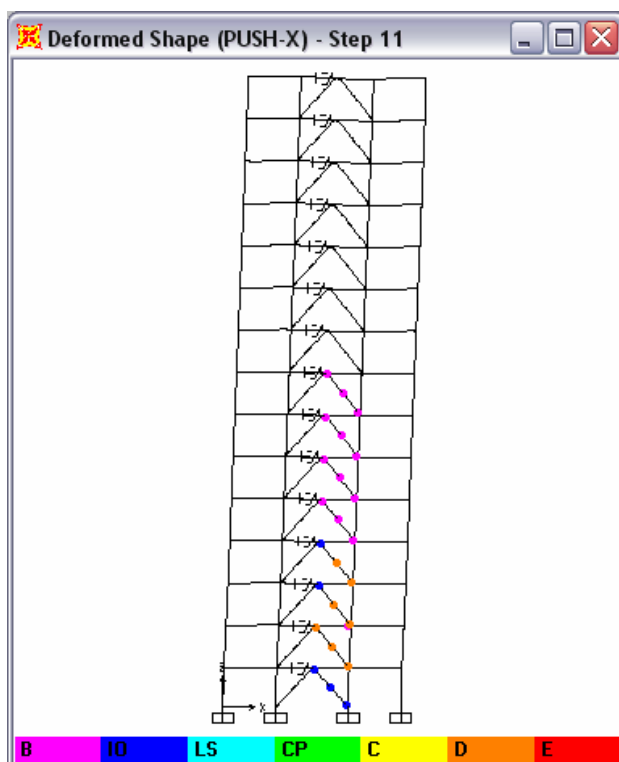
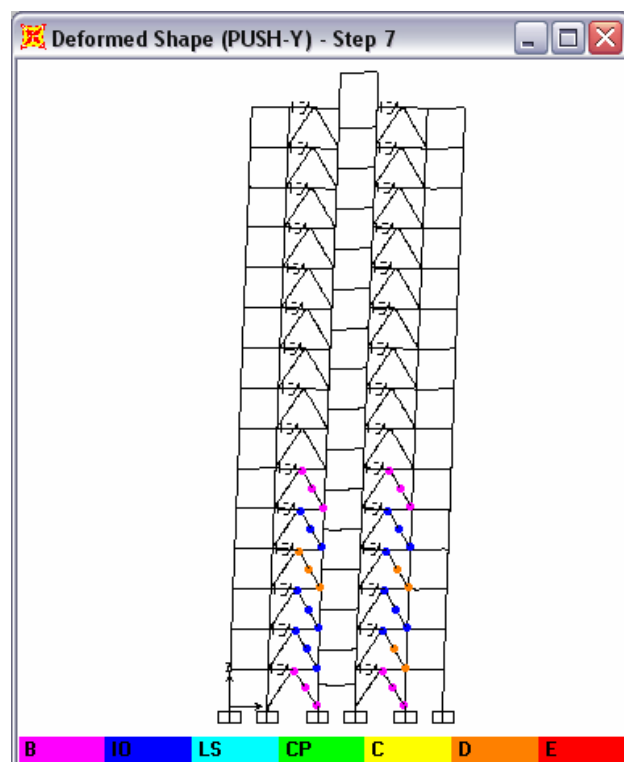
شکل (۵-۳۰) - مفاصل تشکیل شده در گام انتخابی برای سازه ۱۵ طبقه تقویت نشده در جهت X و Y



شکل (۵-۳۱) - مفاصل تشکیل شده در گام انتخابی برای سازه ۵ طبقه تقویت شده در جهت X و Y



شکل (۵-۳۲)- مفاصل تشکیل شده در گام انتخابی برای سازه ۱۰ طبقه تقویت شده در جهت X و Y



شکل (۵-۳۳)- مفاصل تشکیل شده در گام انتخابی برای سازه ۱۵ طبقه تقویت شده در جهت X و Y

۵-۵- نتایج طراحی و نسبت تنش‌ها

در فصل گذشته گفته شد که قبل از مقاوم سازی قاب خمشی برای حداقل بار زلزله یا ضریب برش پایه مینیمم $C_{min}=0.035$ طراحی می‌شود که در اینصورت تیرها و ستونها تنها توانایی تحمل بار ثقلی را دارند و نمی‌توانند با بار واقعی زلزله مقابله کنند، در نتیجه در ادامه سازه توسط مجموعه بادبند همگرای هشتی و میراگر فلزی ورق مثلثی (TADAS) مقاوم گردید و ضریب C برای سازه با طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ و برای ضریب رفتار $R=5$ محاسبه و بار زلزله حداکثر به سازه مقاوم وارد شد. [31]

در اشکال (۵-۳۴) تا (۵-۳۹) مقدار نسبت نیرو به ظرفیت اعضاء (Ratio) بعد از طراحی برای قاب تنها و مقاوم نمایش داده شده است. مشاهده می‌شود که مقادیر نسبت تنش در تمام شکلها برای تیرها و ستونها و بادبندها کمتر از یک می‌باشد و هیچ عضوی قرمز نشده و اعضای اصلی سازه توانسته‌اند در مقابل ترکیب بارهای طراحی مقاومت کنند. در اشکال (۵-۳۷) تا (۵-۳۹) دیده می‌شود حتی با وجود بار زلزله حداکثر، باز هم مقادیر Ratio برای تعداد زیادی از تیرها و ستونها کمتر از حالت قبل از مقاوم سازی شده است، که نشان می‌دهد بادبندها و میراگرها توانسته‌اند همان حداقل بار زلزله را هم جذب کنند و تنها مقدار بسیار اندکی از نیروی جانبی زلزله به المانهای تیر و ستون وارد گردیده، در نتیجه این اعضای باربر ثقلی در زمان زمین‌لرزه آسیبی نمی‌بینند و سازه پایدار می‌ماند.

البته باید به این نکته توجه داشت که اگر در طراحی ساختمان‌های جدید یا بهسازی بناهای موجود از این نوع میراگر استفاده شود، دیگر نمی‌توان در آن دهانه‌ها از تیغه‌های آجری یا بلوک‌های سیمانی توپر استفاده کرد، زیرا این میراگرها نیاز به فضای آزاد برای حرکت خواهند داشت، پس یا باید از پانل‌های گچی توخالی مانند (Dry Wall) و انعطاف‌پذیر استفاده کرد یا در مواقعی که شرایط معماری اجازه دهد به صورت تنها و بدون تیغه یا با دیوارهای شیشه‌ای قابل حرکت توسط پیچ و مهره درون دهانه قاب‌ها، از این میراگرهای فلزی استفاده نمود؛ که نمونه‌های زیادی در کشورهای آمریکا و ژاپن و ایتالیا وجود دارند. [41]

□ □	TUBO240X182X10 0.861	TUBO240X182X10 0.884	TUBO240X168X10 0.847	TUBO300X150X8 0.884	TUBO280X140X8 0.893	TUBO220X154X8 0.883	TUBO220X154X8 0.803	TUBO200X140X8 0.707	TUBO200X140X8 0.722	TUBO200X140X8 0.473	IPE 160 0.778	IPE 160 0.526	TUBO200X140X8 0.473
	Box50x25x1 0.897	TUBO360X180X10 0.923	TUBO340X170X10 0.905	TUBO280X196X10 0.876	TUBO260X182X10 0.870	TUBO300X150X8 0.902	TUBO280X140X8 0.862	TUBO220X154X8 0.799	TUBO200X140X8 0.751	TUBO200X140X8 0.676	IPE 200 0.909	IPE 180 0.829	TUBO200X140X8 0.676
□ □	IPE 240 0.781	IPE 160 0.768	IPE 180 0.782	IPE 200 0.746	IPE 220 0.748	IPE 200 0.809	IPE 200 0.771	IPE 200 0.794	IPE 200 0.769	IPE 180 0.829	IPE 200 0.789	IPE 220 0.789	IPE 200 0.789
□ □	TUBO380X190X10 1.003	TUBO380X190X10 0.923	TUBO380X190X10 0.923	TUBO380X190X10 0.880	TUBO300X150X10 0.910	TUBO260X182X10 0.915	TUBO300X150X8 0.873	TUBO280X140X8 0.853	TUBO200X140X8 0.736	TUBO200X140X8 0.647	TUBO200X140X8 0.282	TUBO200X140X8 0.284	TUBO200X140X8 0.284
	Box50x40x1 0.921	Box50x25x1 0.909	TUBO240X168X10 0.913	TUBO300X150X16 0.902	TUBO340X170X10 0.917	TUBO260X182X10 0.902	IPE 220 0.782	IPE 220 0.782	IPE 220 0.782	IPE 220 0.923	IPE 220 0.923	IPE 160 0.471	IPE 160 0.471
□ □	IPE 160 0.746	TUBO380X190X10 0.956	IPE 180 0.789	IPE 180 0.790	IPE 200 0.784	IPE 220 0.759	IPE 200 0.762	IPE 200 0.781	IPE 200 0.758	IPE 180 0.812	IPE 160 0.505	IPE 160 0.766	IPE 160 0.766
□ □	Box50x35x1 0.905	TUBO380X190X10 0.956	TUBO380X190X10 0.913	TUBO340X170X10 0.922	TUBO280X196X10 0.834	TUBO300X150X8 0.968	TUBO280X140X8 0.874	TUBO220X154X8 0.810	TUBO200X140X8 0.763	IPE 200 0.902	IPE 200 0.902	IPE 200 0.902	IPE 200 0.902
	Box50x25x1 0.749	TUBO240X168X10 0.911	TUBO240X168X10 0.897	TUBO300X150X8 0.881	TUBO300X150X8 0.840	TUBO280X154X8 0.864	TUBO220X154X8 0.813	TUBO200X140X8 0.714	TUBO200X140X8 0.723	TUBO200X140X8 0.471	TUBO200X140X8 0.471	TUBO200X140X8 0.471	TUBO200X140X8 0.471
□ □	Box50x25x1 0.749	TUBO240X168X10 0.911	TUBO240X168X10 0.897	TUBO300X150X8 0.881	TUBO300X150X8 0.840	TUBO280X154X8 0.864	TUBO220X154X8 0.813	TUBO200X140X8 0.714	TUBO200X140X8 0.723	TUBO200X140X8 0.471	TUBO200X140X8 0.471	TUBO200X140X8 0.471	TUBO200X140X8 0.471
□ □	Box50x40x1 0.986	Box50x25x1 0.894	TUBO220X220X16 0.923	TUBO280X196X16 0.859	TUBO380X190X10 0.893	TUBO360X180X10 0.901	TUBO260X182X10 0.923	TUBO280X140X10 0.905	TUBO200X140X8 0.860	TUBO220X154X8 0.825	IPE 180 0.778	IPE 220 0.801	IPE 160 0.483
	Box50x25x1 0.914	Box50x25x1 0.869	TUBO220X220X16 0.900	TUBO380X190X10 0.957	TUBO380X190X10 0.884	TUBO360X180X10 0.887	TUBO260X182X10 0.874	TUBO280X140X10 0.899	TUBO200X140X8 0.842	TUBO220X154X8 0.806	IPE 300 0.827	IPE 180 0.764	IPE 160 0.483
□ □	IPE 160 0.757	IPE 300 0.914	IPE 330 0.919	IPE 330 0.879	IPE 360 0.862	IPE 360 0.908	IPE 330 0.939	IPE 330 0.845	IPE 330 0.823	IPE 300 0.827	IPE 180 0.778	IPE 220 0.801	IPE 160 0.483
□ □	Box50x25x1 0.741	TUBO280X196X10 0.886	TUBO240X182X10 0.889	TUBO240X168X10 0.855	TUBO240X168X10 0.853	TUBO280X154X8 0.888	TUBO220X154X8 0.813	TUBO200X140X8 0.723	TUBO200X140X8 0.723	TUBO200X140X8 0.473	IPE 180 0.764	IPE 220 0.801	IPE 160 0.483
	Box50x25x1 0.741	TUBO280X196X10 0.886	TUBO240X182X10 0.889	TUBO240X168X10 0.855	TUBO240X168X10 0.853	TUBO280X154X8 0.888	TUBO220X154X8 0.813	TUBO200X140X8 0.723	TUBO200X140X8 0.723	TUBO200X140X8 0.473	IPE 180 0.764	IPE 220 0.801	IPE 160 0.483

شکل (۵- ۳۴) - خروجی طراحی شامل نسبت تنش اعضاء برای سازه ۱۰ طبقه مقاوم نشده در جهت X و Y

شکل (۵-۳۵)- خروجی طراحی شامل نسبت تنش اعضاء برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم نشده در جهت X و Y

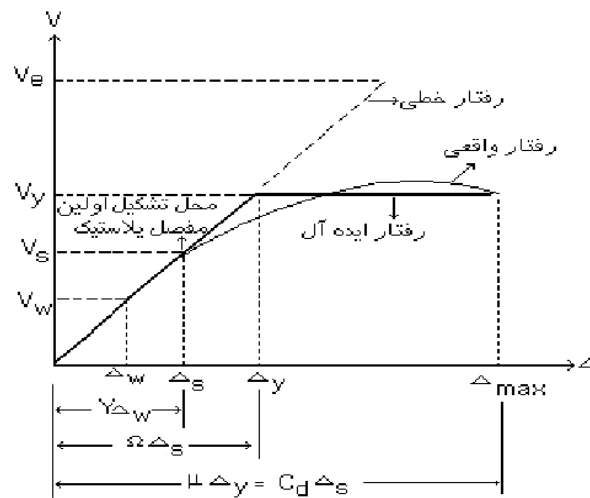
شکل (۵-۳۶)- خروجی طراحی شامل نسبت تنش اعضاء برای سازه ۵ طبقه مقاوم نشده در جهت X و Y

شکل (۵-۳۷)- خروجی طراحی شامل نسبت تنش اعضاء برای سازه ۵ طبقه مقاوم شده در جهت X و Y

شکل (۵-۳۹)- خروجی طراحی شامل نسبت تنش اعضاء برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم شده در جهت X و Y

۵-۶- محاسبه ضریب رفتار ساختمان

به دلایل اقتصادی اکثر آیین‌نامه‌های ساختمانی از ظرفیت ذاتی استهلاک انرژی سازه استفاده می‌کنند و سطح نیروی طراحی را در برابر بارهای زلزله از سطح V_e به سطح V_s یا V_w در منحنی شکل (۴۰-۵) کاهش می‌دهند. این کاهش نیروهای طراحی با استفاده از ضریب رفتار R (Response Modification Factor) صورت می‌گیرد. در حقیقت با تقسیم ماکزیمم برش پایه الاستیک سازه بر این ضریب سطح نیروهای طراحی لرزه‌ای اعضای سازه بدست می‌آید. با استفاده از کاهش نیروهای زلزله بوسیله ضریب R به مقدار قابل توجهی پروسه طراحی تحت بارهای جانبی ساده شده است. بنابراین تنها کافیست مهندس طراح برای محاسبه نیروهای طراحی یک آنالیز الاستیک انجام دهد. در شکل (۴۰-۵) منحنی پوش‌آور سازه با یک منحنی دوخطی ایده‌آل که نمایان‌گر رفتار الاستیک-پلاستیک کامل است معادل شده است. [۳۳]



شکل (۴۰-۵)- منحنی ظرفیت سازه در حالت خطی و غیرخطی (برش پایه - تغییر مکان)

در ادامه با توجه به روابط بخش ۳-۳ پارامترهای مؤثر بر R برای سازه‌های مورد مطالعه محاسبه می‌شوند. رابطه ضریب رفتار با توجه به طراحی براساس تنش مجاز و با کمک روش یوانگ و مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای سازه‌های فولادی به صورت زیر تعریف می‌گردد :

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \cdot Y \quad (۴-۵)$$

در رابطه (۴-۵)، R_{μ} ضریب کاهش شکل پذیری (Ductility Reduction Factor) می باشد که به روش میراندا و برترو یا از رابطه نیومارک و هال، هر کدام که جواب منطقی تری بدهند، بدست می آید. Ω_0 ضریب اضافه مقاومت (Over Strength) که در ضرایب اصلاحی 1.05 و 1.1 ضرب می گردد. Y ضریب تنش مجاز (Allowable Stress) که طبق AISC-ASD برابر 1.44 در نظر گرفته می شود. از آنجا که نیروهای طراحی سازه ها با توجه به پروسه طراحی براساس ضریب رفتار کاهش می یابند، پس سازه ها تحت اثر زلزله های بزرگ وارد محدوده تغییر شکل های غیرالاستیک و پلاستیک می شوند. در نتیجه نیاز به تعریف پارامتری به نام ضریب بزرگ نمایی (تشدید) تغییر مکان (C_d) است که با ضرب آن در تغییر مکان جانبی نسبی خطی بدست آمده از یک آنالیز الاستیک (Δ_w) می توان به تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طراحی (Δ_M) رسید. در روش طراحی براساس تنش مجاز این ضریب برابر با :

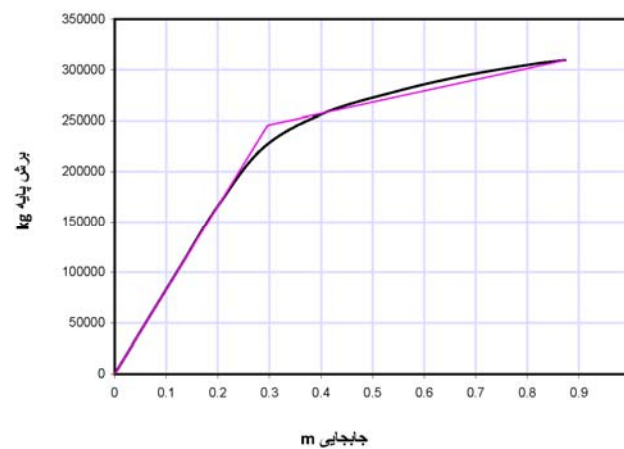
$$C_d = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_w} = \mu \cdot \Omega_0 \cdot Y \quad (۵-۵)$$

که در آن μ ضریب شکل پذیری که مطابق بخش ۳-۳-۲-۱ و از رابطه (۳-۳) تعیین می شود. براساس آئین نامه ۲۸۰۰، این ضریب برابر $0.7R$ می باشد. [۳۸]

تمامی پارامترهای توضیح داده شده در این فصل را می توان با استفاده از یک تحلیل استاتیکی غیرخطی و منحنی پوش آور برای هر سازه ای بدست آورد. در SAP2000 این منحنی به صورت نیروی برش پایه در مقابل تغییر مکان جانبی بام (منحنی ظرفیت سازه) بدست می آید. و برای رسیدن به یک مدل رفتار دوخطی ساده، از روش نشریه ۳۶۰ (دستورالعمل بهسازی لرزه ای) که مطابق شکل (۵-۱) است، استفاده می شود.

به عنوان مثال، ضریب رفتار سازه ۱۰ طبقه که هنوز مقاوم نشده برای جهت X و با کمک روابط بخش ۳-۳ حساب می شود. در ابتدا پس از دوخطی کردن منحنی ظرفیت سازه مطابق شکل (۵-۴۱)، مقادیر Δ_y ، V_y و $\Delta_{\max}$ با کمک شکل (۵-۴۰) تعیین می شوند.

برای بدست آوردن V_s برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه، می‌توان از جدول (۷-۵) کمک گرفت و با توجه به ستون BtoIO جدول، مشاهده می‌شود که در گام دوم یکی از مفاصل نسبت داده شده به اعضای سازه از حالت خطی خارج شده و مقدار تنش در آن از نقطه B (مرز ناحیه لاستیک و پلاستیک طبق شکل (۴-۱۰)) فراتر رفته است. پس برش و تغییر مکان سازه در این گام به ترتیب برابر V_s و Δ_s است. همچنین مقدار زمان تناوب اصلی نوسان T، از تحلیل Modal که توسط نرم‌افزار Sap انجام شده و برای مود اول یا دوم سازه با توجه به راستای مورد نظر بدست می‌آید. [۳۳]



شکل (۵-۴۱) - منحنی پوش‌آور و مدل رفتار دوطبی آن برای سازه ۱۰ طبقه تقویت نشده در جهت X

$$\Delta_{\max} = 0.873 \text{ m} \quad , \quad \Delta_y = 0.296 \text{ m} \quad , \quad V_y = 245624 \text{ kg}$$

$$V_s = 167605 \text{ kg} \quad , \quad T (@ \text{Mode } 2) = 2.397 \text{ sec}$$

براساس روش Miranda & Bertero برای زمین‌های رسوبی یا آبرفتی (مثل خاک نوع II) :

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] = 0.98$$

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} = 2.95 \quad \rightarrow \quad R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 = 2.99 \geq 1$$

و یا روش Newmark & Hall : $T \geq 1 \text{ sec} \rightarrow R_{\mu} = \mu = 2.95$

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} = 1.47 \rightarrow \Omega = 1.05 \times 1.1 \times 1.47 = 1.7$$

و در نهایت : $R = R_{\mu} \cdot \Omega \cdot Y = 2.99 \times 1.7 \times 1.44 = 7.32$

به همین صورت برای بقیه سازه‌های مورد مطالعه، مقدار ضریب رفتار با کمک اشکال (۴۲-۵) تا (۴۷-۵) و جداول مربوط به وضعیت مفاصل هر سازه محاسبه می‌گردد. که نتایج آن در جدول (۲۷-۵) و (۲۸-۵) آمده است.

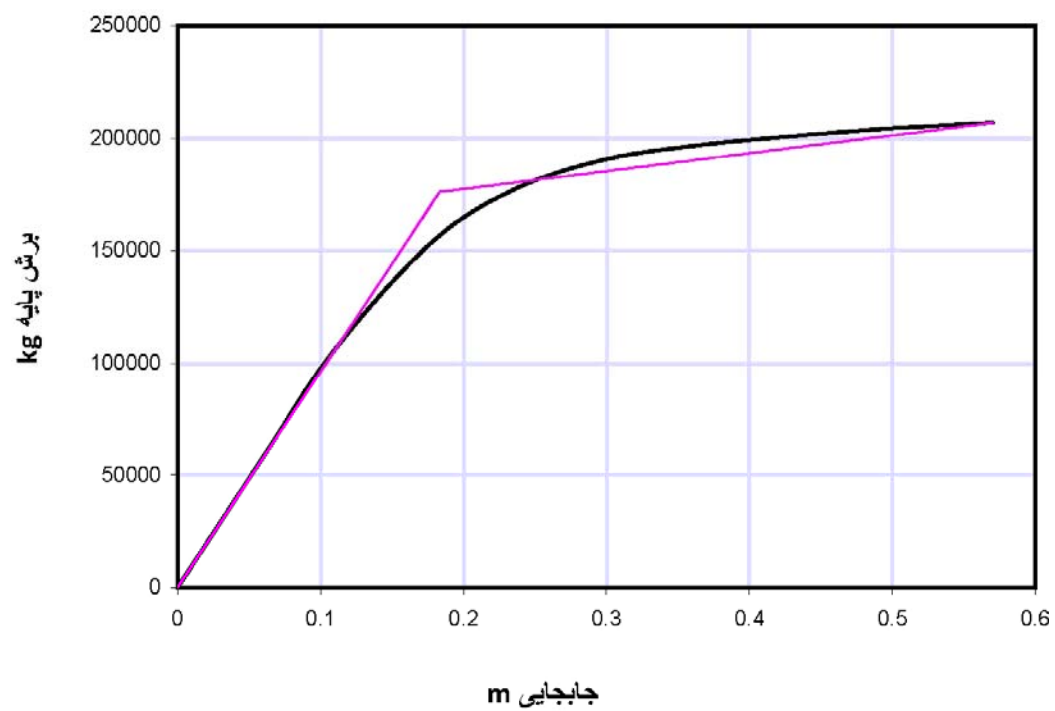
و یا دقیق‌تر آنکه می‌توان مقدار ضریب R را برای سازه مثال قبل، با کمک پارامترهایی که در تعیین تغییرمکان هدف (δ_t) مؤثرند بدست آورد. در این صورت برای سازه قبلی می‌توان با استفاده از شکل (۵-۷) که در آن منحنی ظرفیت سازه براساس FEMA-356 و مطابق طیف 2800 دوطبقی شده و مقادیر مؤثر بر تغییرمکان هدف (D) آن سازه بدست آمده، مقدار ضریب رفتار سازه مورد نظر را حساب کرد. پس در این حالت داریم :

$$\Delta_{\max} = \delta_t = D = 538 \text{ mm} , \quad T = T_i = 2.271 \text{ sec}$$

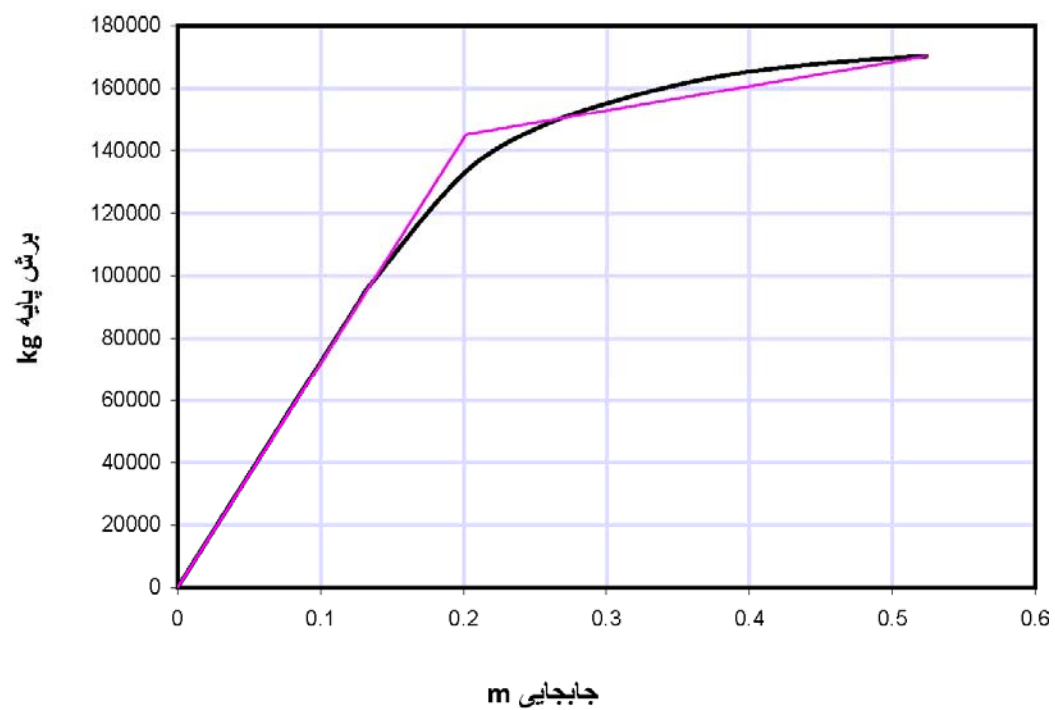
$$V_y = 224 \text{ ton} \xrightarrow[\text{در منحنی رفتار سازه}]{\text{تغییرمکان متناظر با آن}} \Delta_y = 268 \text{ mm}$$

و V_s هم طبق جدول (۵-۷) برای گام دوم که اولین مفصل در آن تشکیل می‌شود برابر 168 ton می‌باشد. حال در ادامه :

$$\left. \begin{array}{l} \mu = 2.01 , \quad \phi = 0.96 \rightarrow R_{\mu} = 2.05 \\ \Omega = 1.05 \times 1.1 \times \frac{224}{168} = 1.54 , \quad Y = 1.44 \end{array} \right\} \Rightarrow R = 4.55$$

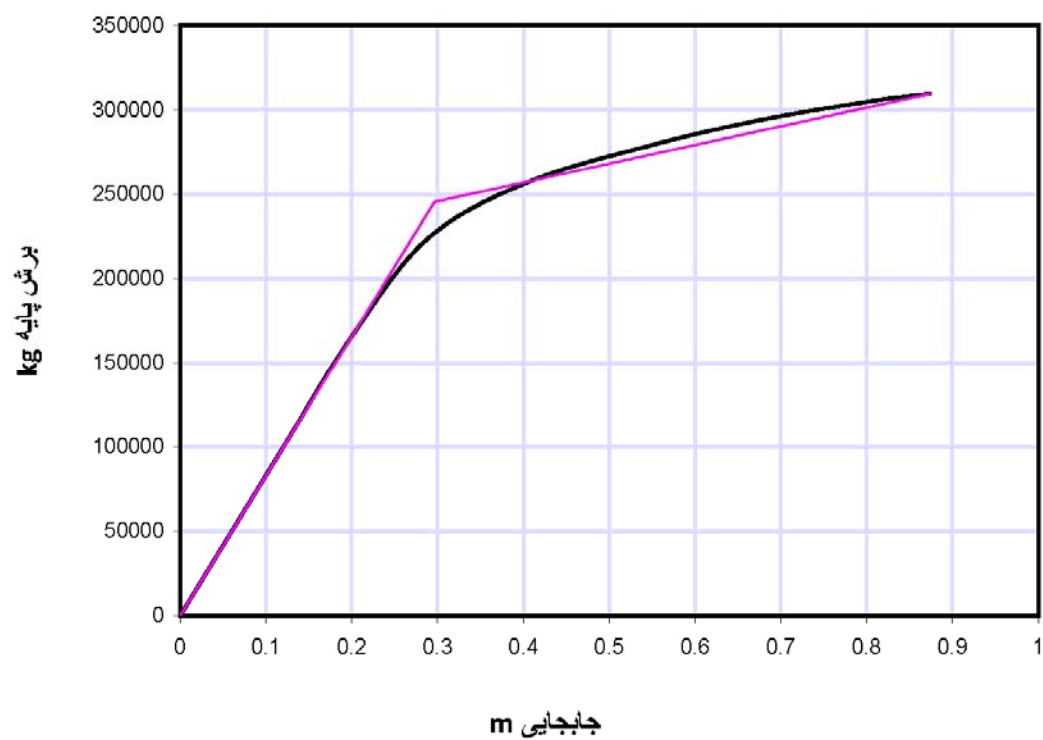


(۱) پنج طبقه در جهت X

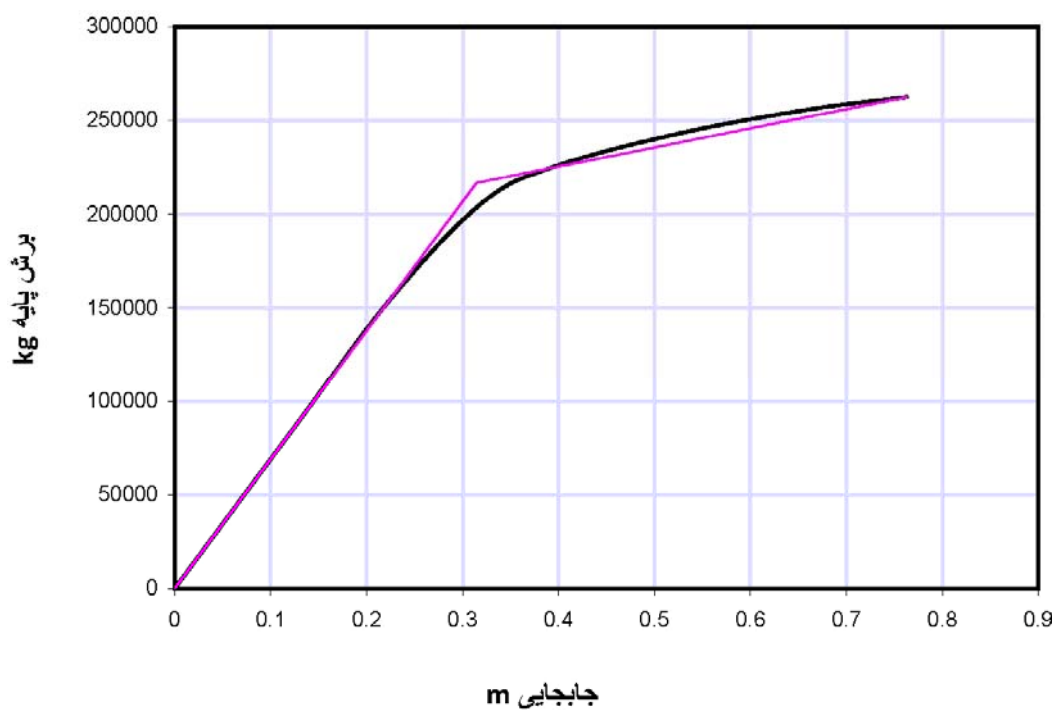


(۲) پنج طبقه در جهت Y

شکل (۵-۴۲)- منحنی نیرو- جابجایی به همراه نمودار دوخطی قاب خمشی ۵ طبقه بدون مقاوم سازی در دو جهت

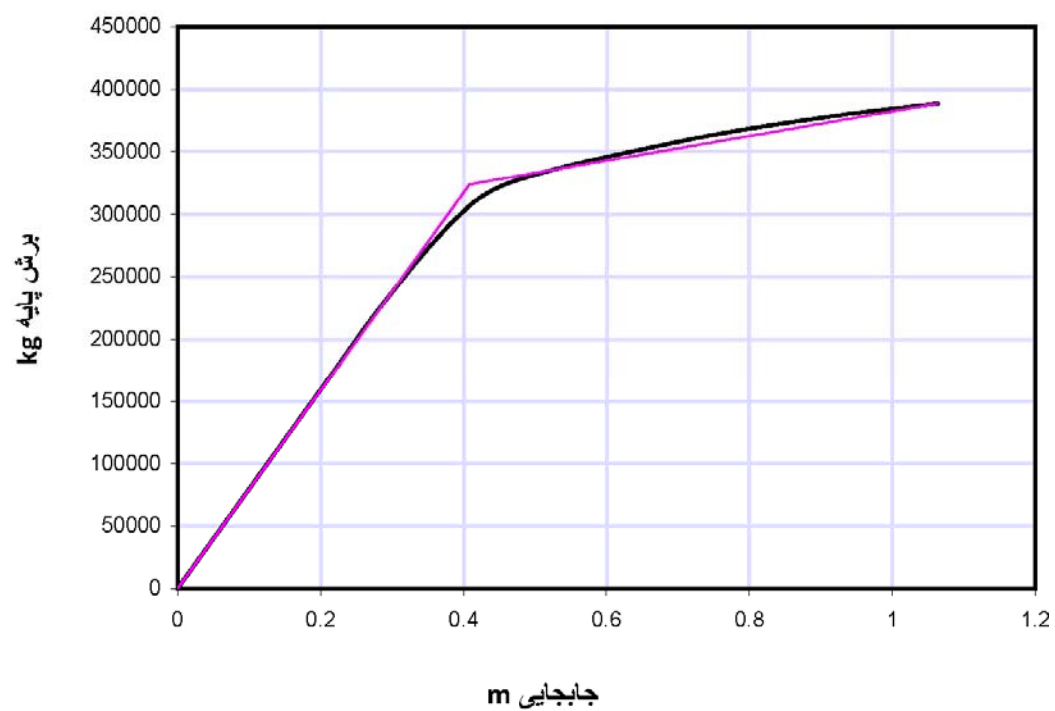


(۱) ده طبقه در جهت X

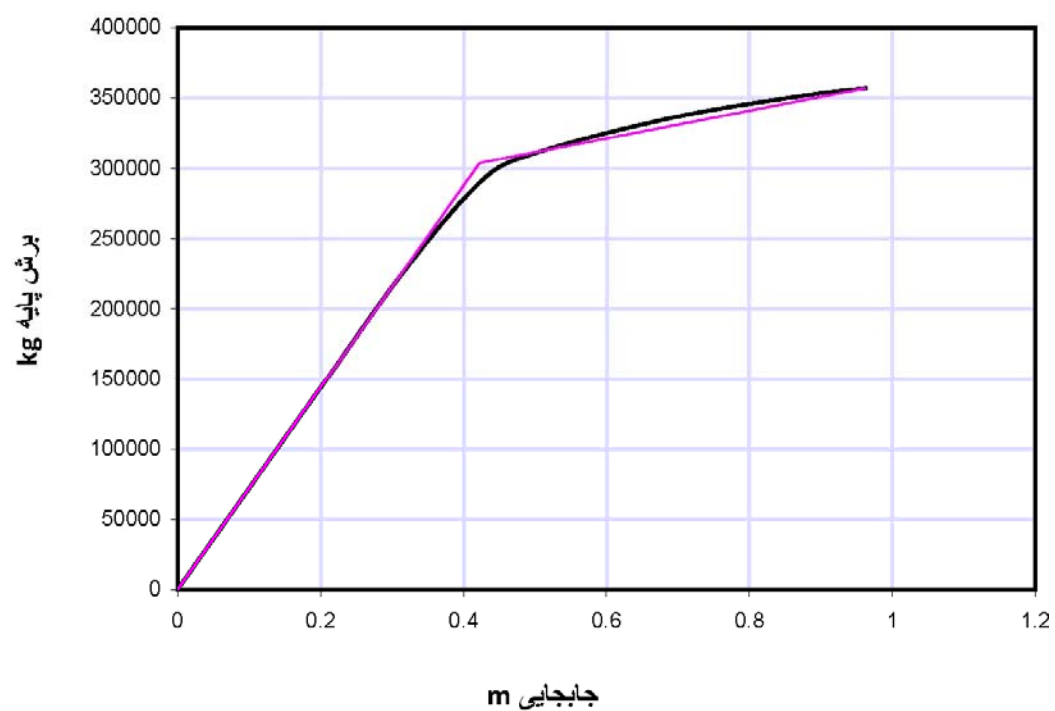


(۲) ده طبقه در جهت Y

شکل (۵-۴۳)- منحنی نیرو- جابجایی به همراه نمودار دوخطی قاب خمشی ۱۰ طبقه بدون مقاوم سازی در دو جهت

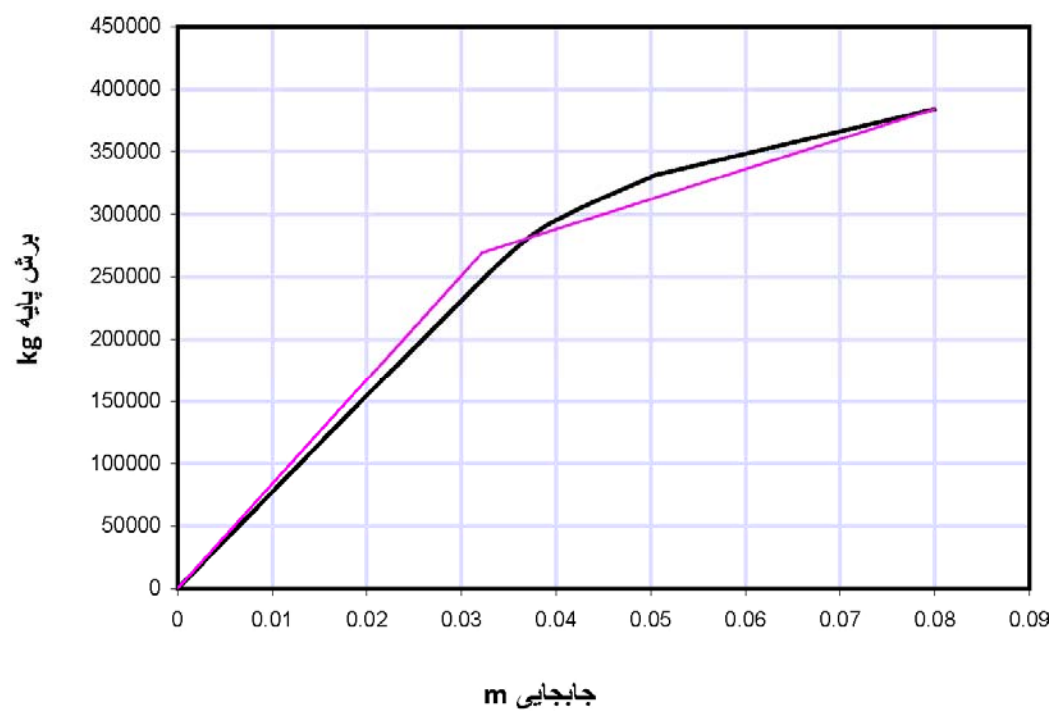


(۱) پانزده طبقه در جهت X

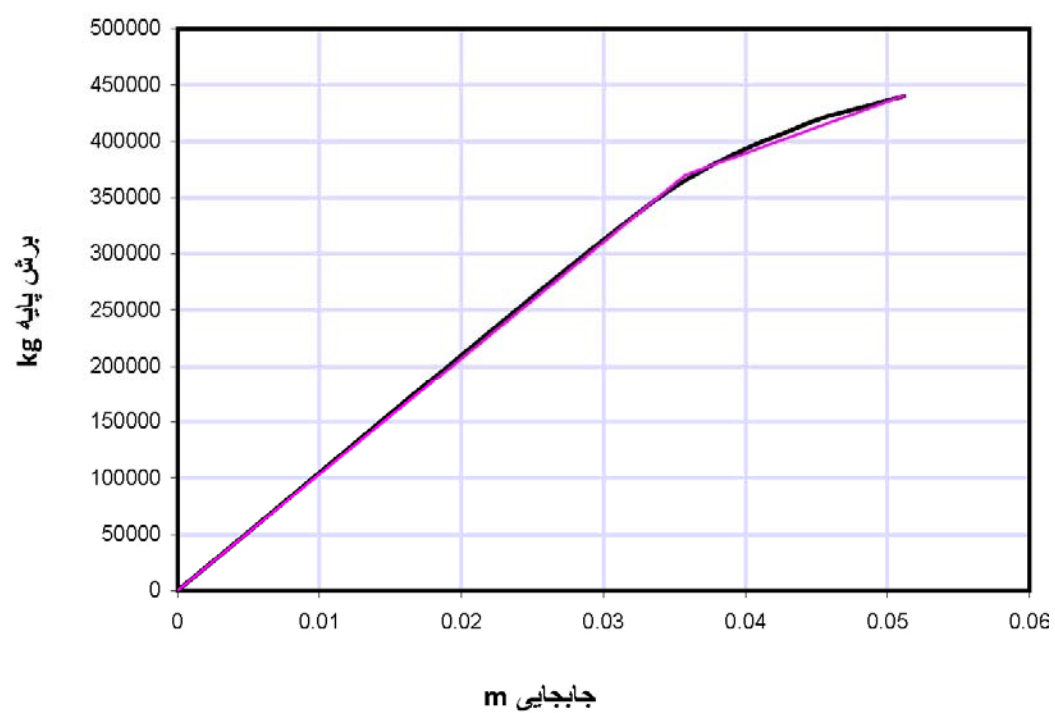


(۲) پانزده طبقه در جهت Y

شکل (۵-۴۴)- منحنی نیرو- جابجایی به همراه نمودار دوخطی قاب خمشی ۱۵ طبقه بدون مقاوم سازی در دو جهت

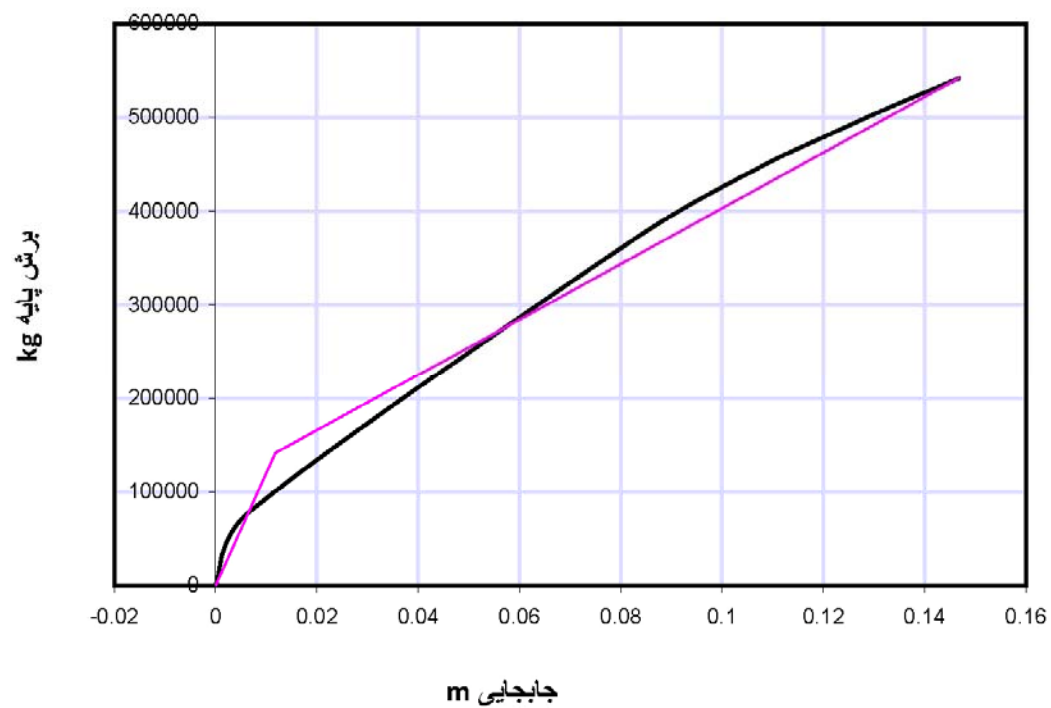


(۱) پنج طبقه در جهت X

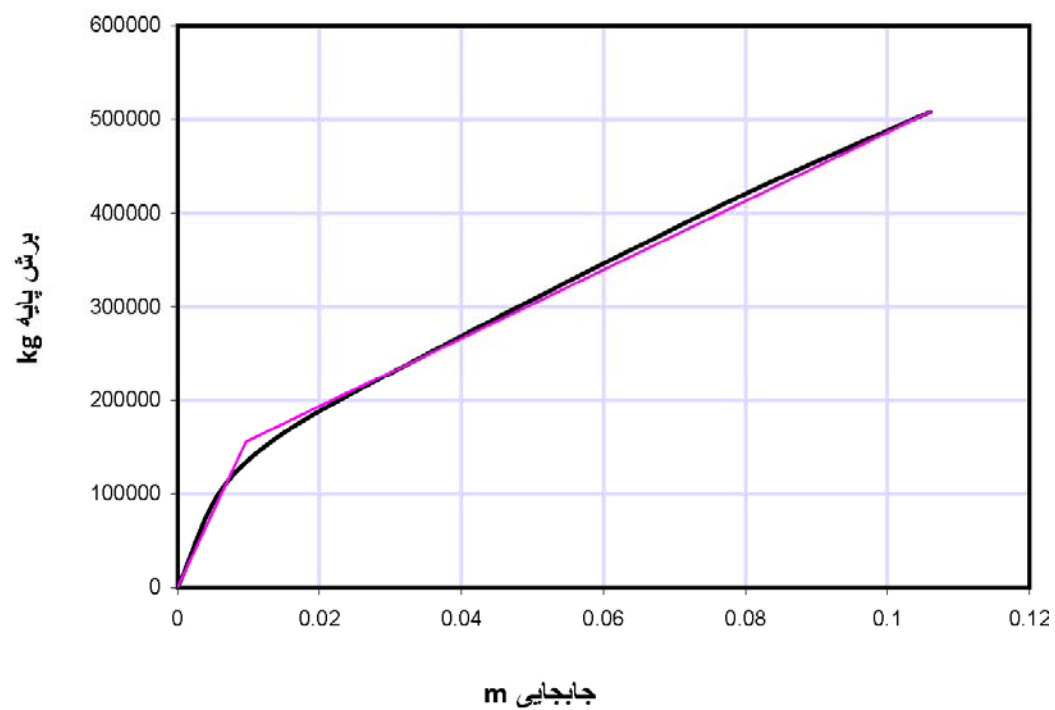


(۲) پنج طبقه در جهت Y

شکل (۵-۴۵) - منحنی نیرو- جابجایی به همراه نمودار دوخطی قاب ۵ طبقه مجهز به مهاربند- میراگر در دو جهت

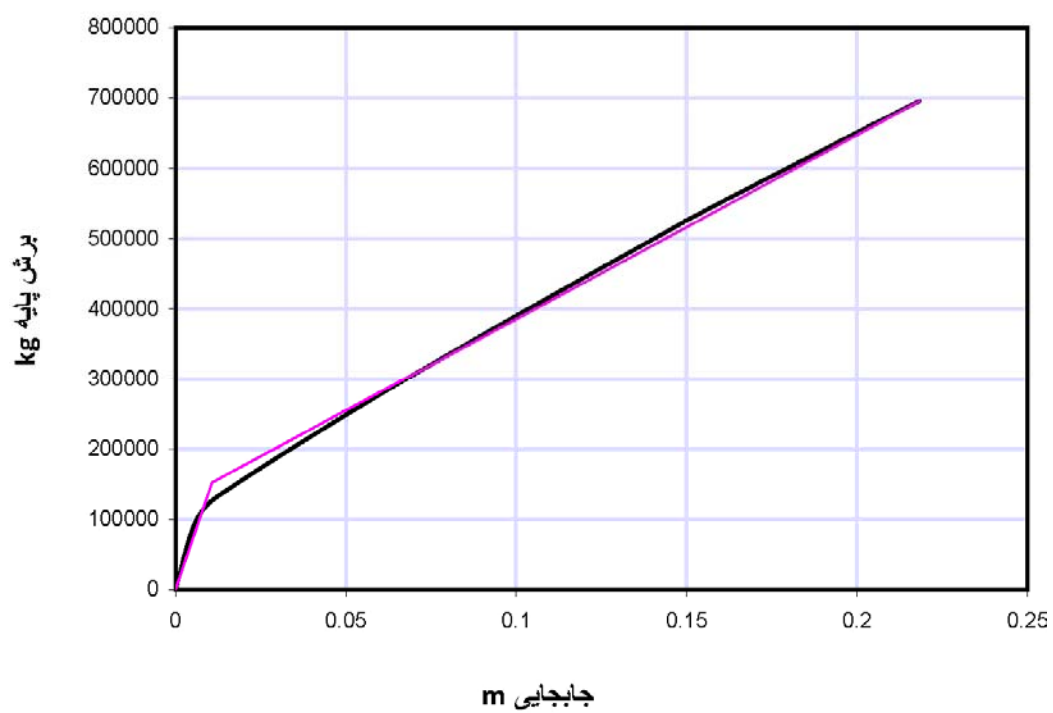


(۱) ده طبقه در جهت X

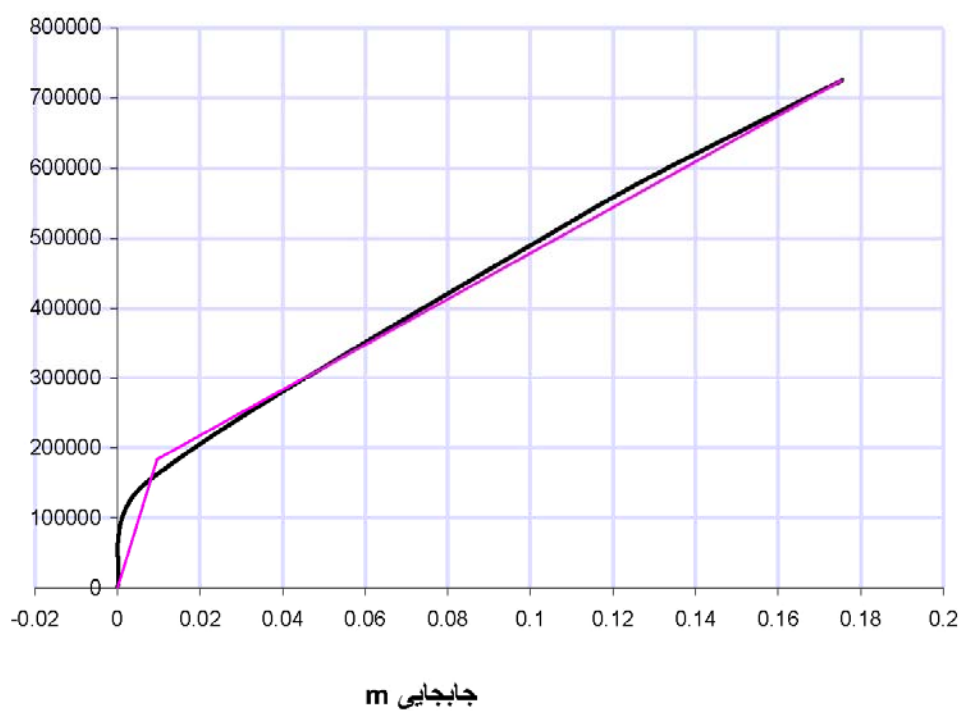


(۲) ده طبقه در جهت Y

شکل (۵-۴۶) - منحنی نیرو- جابجایی به همراه نمودار دوخطی قاب ۱۰ طبقه مجهز به مهاربند- میراگر در دو جهت



(۱) پانزده طبقه در جهت X



(۲) پانزده طبقه در جهت Y

شکل (۵-۴۷)- منحنی نیرو- جابجایی به همراه نمودار دوخطی قاب ۱۵ طبقه مجهز به مهاربند- میراگر در دو جهت

جدول (۵-۲۷) - پارامترهای مؤثر بر ضریب رفتار قاب خمشی و قاب مقاوم شده با بادبند و میراگر ورق مثلثی در جهت X

قاب تنها	T (sec)	μ	$R\mu$	Ω	Y	R
پنج طبقه	1.611	3.11	3.46	1.92	1.44	9.57
ده طبقه	2.397	2.95	2.99	1.7		7.32
پانزده طبقه	2.899	2.60	2.59	1.62		6.04
قاب مقاوم	=> میانگین ضریب رفتار قاب خمشی متوسط برای جهت X					7.64
پنج طبقه	0.483	2.48	2.46	1.25	1.44	4.43
ده طبقه	0.688	12.42	7.72	1.16		12.90
پانزده طبقه	0.754	20.31	13.4	1.03		19.88
=> میانگین ضریب رفتار قاب خمشی به اضافه مهاربند هم محور هشتی و میراگر فلزی TADAS						12.40

جدول (۵-۲۸) - پارامترهای مؤثر بر ضریب رفتار قاب خمشی و قاب مقاوم شده با بادبند و میراگر ورق مثلثی در جهت Y

قاب تنها	T (sec)	μ	$R\mu$	Ω	Y	R
پنج طبقه	1.833	2.59	2.77	1.75	1.44	6.98
ده طبقه	2.535	2.43	2.44	1.62		5.69
پانزده طبقه	3.027	2.28	2.27	1.55		5.07
قاب مقاوم	=> میانگین ضریب رفتار قاب خمشی متوسط برای جهت Y					5.91
پنج طبقه	0.476	1.59	1.57	1.24	1.44	3.21
ده طبقه	0.584	11	5.66	1.13		9.21
پانزده طبقه	0.628	18.26	9.11	1.04		13.64
=> میانگین ضریب رفتار قاب خمشی به اضافه مهاربند هم محور هشتی و میراگر فلزی TADAS						8.67

در نهایت مقدار متوسط ضریب رفتار بین دو جهت X (با ۳ دهانه) و Y (با ۵ دهانه) برای قاب فولادی

سه بعدی در حالت قبل و بعد از مقاوم سازی به صورت زیر است :

برای قاب خمشی متوسط فلزی بدون مقاوم کردن : $R_{Before} = 6.78$

و برای قاب مجهز به مجموعه مهاربند همگرا و میراگر ورق مثلثی : $R_{After} = 10.54$

با توجه به منحنی اشکال (۴۲-۵) تا (۴۷-۵) و مقادیر جدول (۲۷-۵) و (۲۸-۵) در دو جهت Y, X سازه و میانگین‌گیری از مقادیر ضریب رفتار (R) بدست آمده، می‌توان به نتایج زیر رسید :

(۱) در قاب‌های مقاوم نشده، با افزایش تعداد طبقات از ۵ تا ۱۵، مقدار ضریب رفتار کاهش می‌یابد همچنین در این قابها مقدار میانگین R در دو جهت X و Y ، به ضریب رفتار پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله، برای قاب خمشی متوسط فولادی ($R=7$) نزدیک است. ولی بعد از مقاوم سازی سازه با مجموعه مهاربند و میراگر و با افزایش ارتفاع ساختمان، مقدار ضریب رفتار سازه افزایش می‌یابد که منطقی‌تر بنظر می‌رسد. همچنین متوسط مقدار R قاب مقاوم شده، نزدیک به ضریب رفتار قاب خمشی ویژه + مهاربند هم محور فولادی ($R=10$) می‌باشد. [۹]

همچنین برای سازه‌های با پی‌رود (T) کم مقدار ضریب اضافه مقاومت (Ω) زیادتر است و با افزایش پی‌رود، مقدار این ضریب کاهش می‌یابد. در ضمن لازم به ذکر است که ضرایب رفتار محاسباتی در دو جهت Y, X برای تمامی سازه‌ها با یکدیگر متفاوتند، در صورتیکه استاندارد ۲۸۰۰ ایران ضریب رفتار طراحی را برای هر دو جهت در یک نوع سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی و با هر تعداد دهانه قاب، برابر در نظر می‌گیرد.

(۲) همانطور که مشاهده می‌شود بعد از مقاوم کردن، منحنی نیرو- تغییرمکان سازه (منحنی ظرفیت) در ناحیه غیرخطی مخصوصاً برای سازه ده و پانزده طبقه طولانی‌تر می‌گردد. واضح است که هر چه ناحیه غیرخطی این منحنی قبل از نقطه انهدام (Δ_{max}) بیشتر باشد، سازه ضریب شکل پذیری (μ) بیشتر و ضریب رفتار بالاتری دارد.

(۳) ضریب رفتار ساختمان نمایانگر ظرفیت استهلاک انرژی سیستم در اثر رفتار غیرخطی اعضای سازه است. پس از تقویت قاب خمشی فولادی با ترکیبی از بادبند- میراگر، مقدار ضریب R از عدد 6.78 به 10.54 افزایش چشمگیری می‌یابد. حال هر چه ضریب رفتار سازه‌ای بزرگتر باشد، مقاومت غیرارتجاعی آن بیشتر و در نتیجه مقاومت خطی مورد نیاز آن کمتر خواهد شد. لذا در زلزله‌های شدید، سازه‌هایی که دارای R بزرگتری باشند، زودتر وارد محدوده غیرخطی می‌گردند و در واقع تغییرشکلهای زیاد و

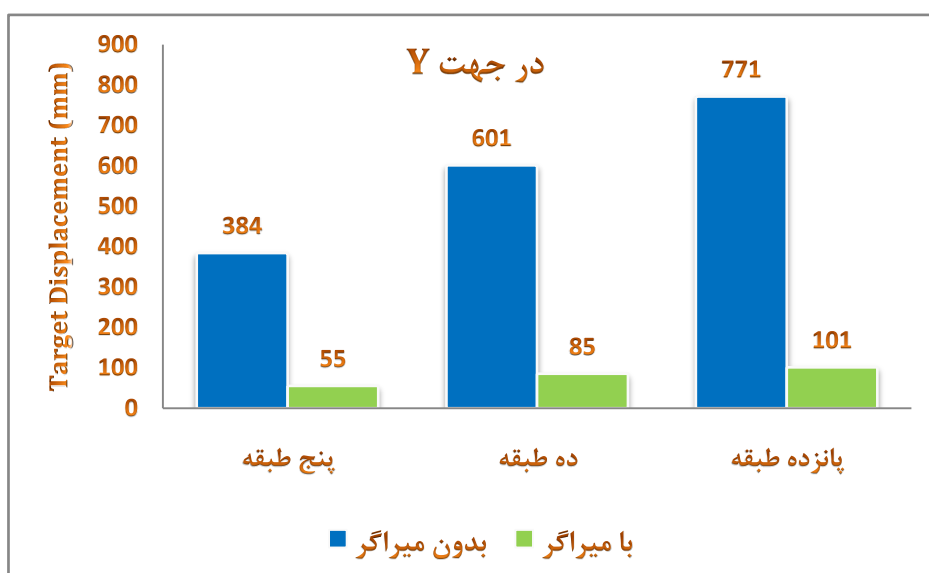
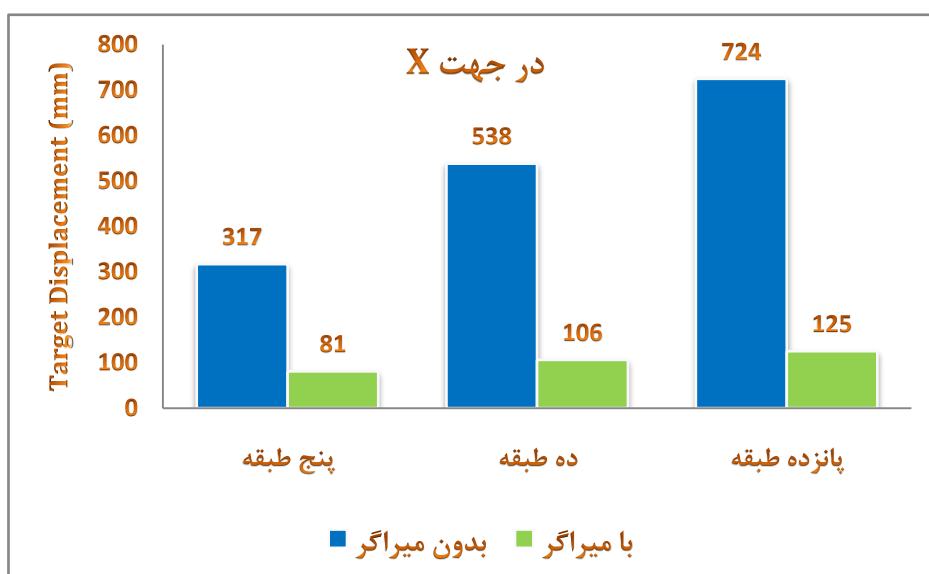
غیرالاستیک در بادبندها و میراگرها اتفاق می‌افتد. همچنین با افزایش مقدار R ، سهم مقاومت ارتجاعی سازه کاهش می‌یابد و سازه برای نیروهای کمتری طراحی می‌شود و سازه با ورود به مرحله غیرارتجاعی (یعنی با تشکیل مفاصل پلاستیک زیاد در اعضا)، مابقی انرژی زلزله را جذب می‌کند.

بایستی توجه داشت با اینکه بعد از افزودن میراگر به سازه، مقدار ضریب رفتار ساختمان افزایش یافت، ولی نباید از این مقدار R برای محاسبه ضریب برش پایه زلزله ($C=ABI/R$) جهت تحلیل استاتیکی معادل قاب فولادی مقاوم شده با این میراگر استفاده کرد، چون در این صورت ضریب C و مقدار نیروی زلزله وارده به سازه ($V=CW$) به شدت کاهش یافته و درواقع سازه برای زلزله واقعی طراحی نمی‌شود. پس بایستی جهت محاسبه ضریب C از همان ضریب رفتار قاب فلزی مقاوم نشده (مثلاً قاب خمشی متوسط) استفاده کرد و اجازه دهیم تا مجموعه مهاربند-میراگر این بار زلزله حقیقی را تحمل کرده و اعضای اصلی تیر و ستون قاب بار ثقلی را تحمل کنند. در آخر لازم به یادآوری است که هدف از محاسبه ضریب رفتار سازه مقاوم شده با میراگر فلزی ورق مثلثی (TADAS)، نشان دادن افزایش شکل پذیری بعد از افزودن این میراگر به سازه بود و نه اینکه این ضریب رفتار جدید در محاسبه ضریب زلزله © قاب فولادی مقاوم شده بکار رود. لذا عددی که در این تحقیق برای R ارائه شد، یک برآورد براساس مدل‌های انتخابی است و نمی‌تواند بدون قضاوت مهندسی در طراحی مورد استفاده قرار گیرد.

البته برای رسیدن به یک نتیجه قابل اعتماد در تعیین مقدار ضریب رفتار قابهای مقاوم شده با این میراگر، می‌توان از تکرار آنالیز (Iteration) استفاده کرد. بدین صورت که پس از تعیین مقدار R اولیه برای قابهای مقاوم، بایستی مقدار این R جدید را بجای ضریب رفتار قبلی یعنی $R=5$ جایگزین کرد و در محاسبه ضریب زلزله (C) بکار برد و مجدداً سازه مقاوم را با این ضریب C جدید تحلیل و طراحی کرد و پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی، دوباره مقدار R را محاسبه و با مقدار قبلی مقایسه نمود. این روند تا آنجا ادامه می‌یابد تا مقادیر R برای هر سازه مقاوم و با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ به هم نزدیک شده و همگرا شوند. در این حالت می‌توان به مقدار ضریب رفتار بدست آمده برای سازه تقویت شده با میراگر TADAS، اطمینان کرد.

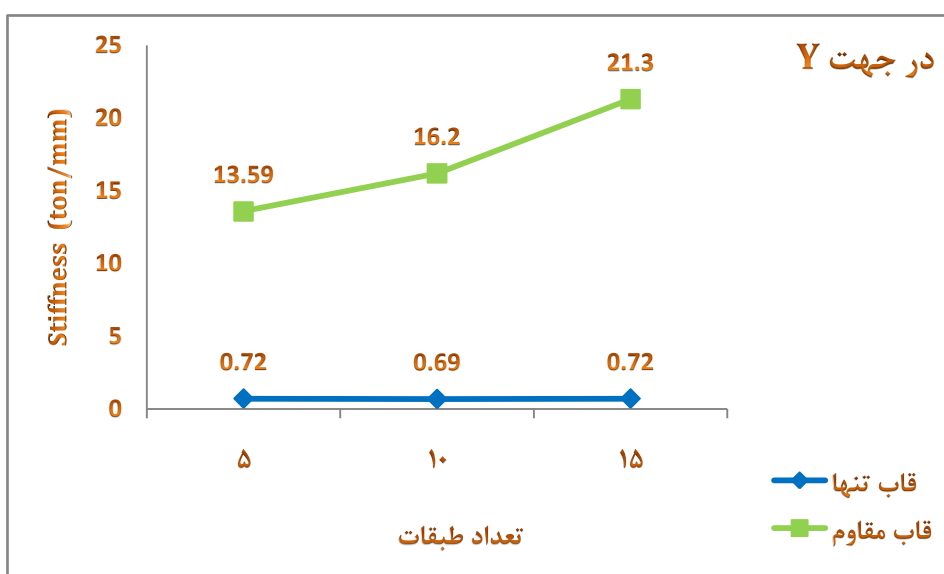
۵-۷- جمع بندی

در این بخش نتایج مهمی که از تحلیل و طراحی قاب‌های سه بعدی مورد مطالعه بدست آمدن، بطور یکجا و به صورت نمودارهای گرافیکی نمایش داده می‌شود. با این کار مقایسه بین مقادیر پاسخ لرزه‌ای سازه بین دو حالت قبل و بعد از مقاوم کردن ساختمان، با سهولت بیشتری انجام می‌گردد.

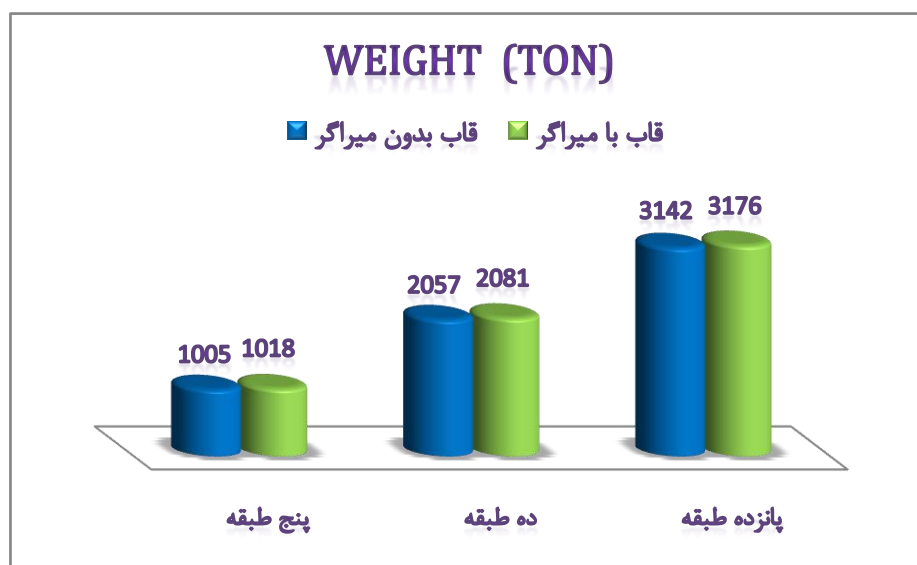


شکل (۵-۴۸) - مقایسه تغییر مکان هدف (δ_t) یا (D) بر حسب میلیمتر، بین حالت قبل و بعد از افزودن مهاربند-میراگر

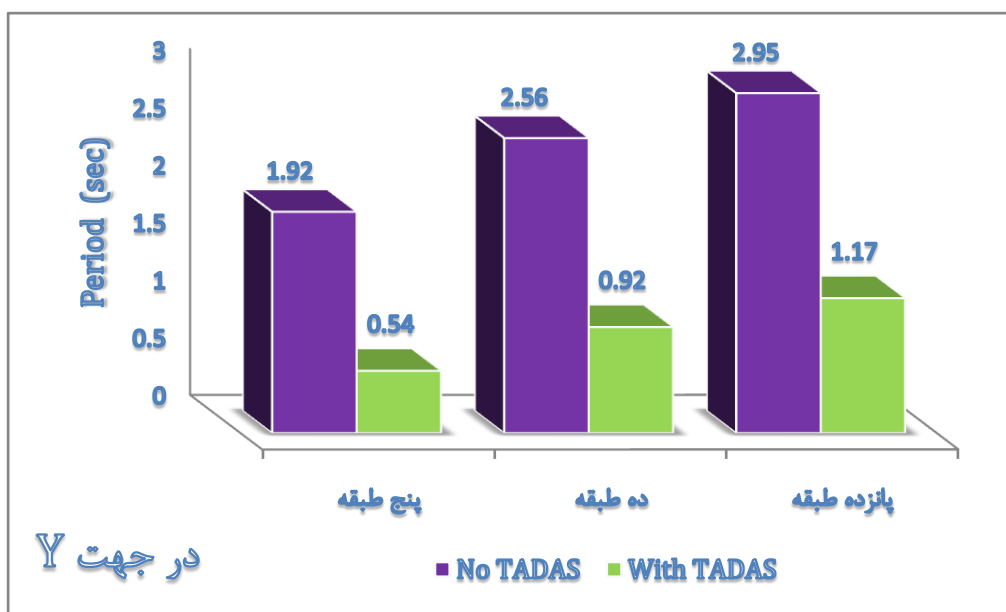
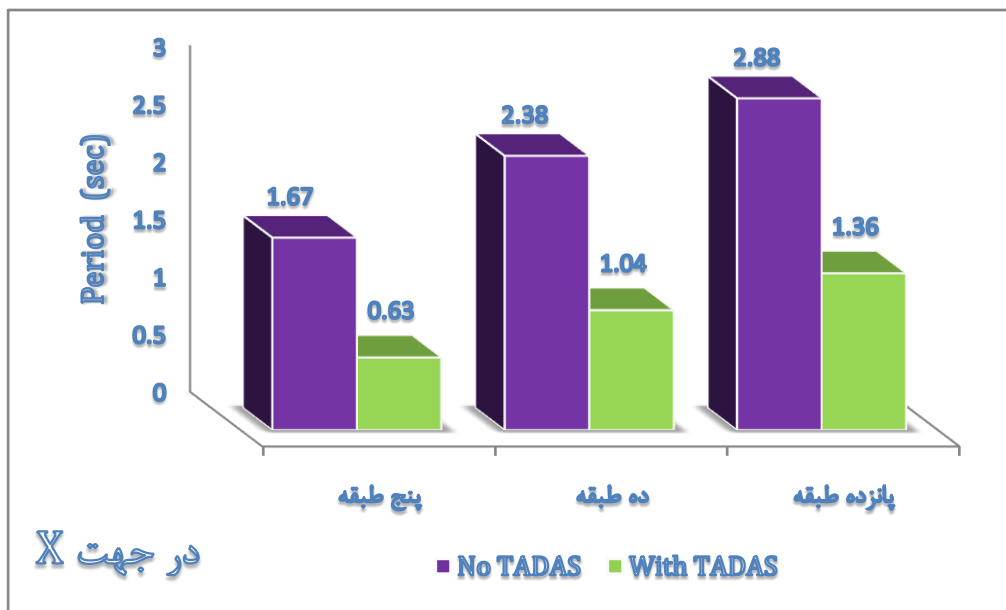
در دو جهت X و Y



شکل (۵-۴۹) - مقایسه سختی جانبی مؤثر (K_e) برحسب تن بر میلیمتر، بین قاب خمشی وقاب مجهزه بادبندومیراگر فلزی

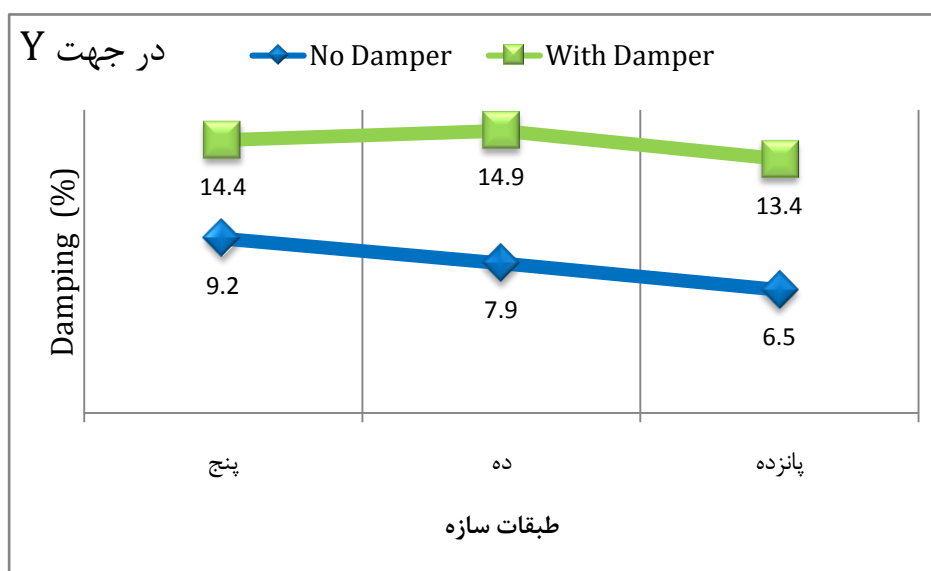
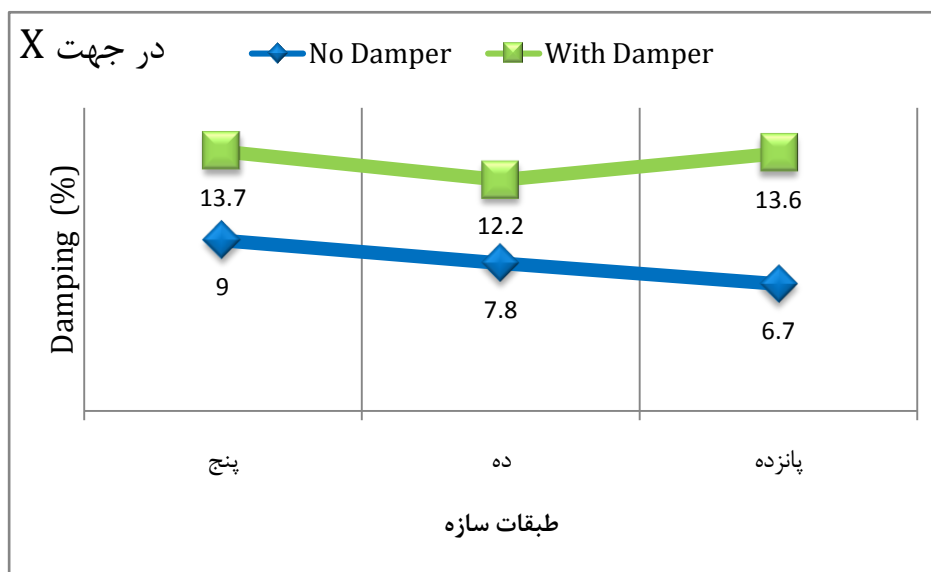


شکل (۵-۵۰) - مقایسه وزن مؤثر سازه در زمان زلزله برحسب تن، بین قاب فولادی بدون مقاوم سازی و قاب مقاوم شده



شکل (۵-۵۱) - مقایسه زمان تناوب موثر (T_{eff}) برحسب ثانیه، در نقطه عملکرد سازه مقاوم نشده و تقویت شده با

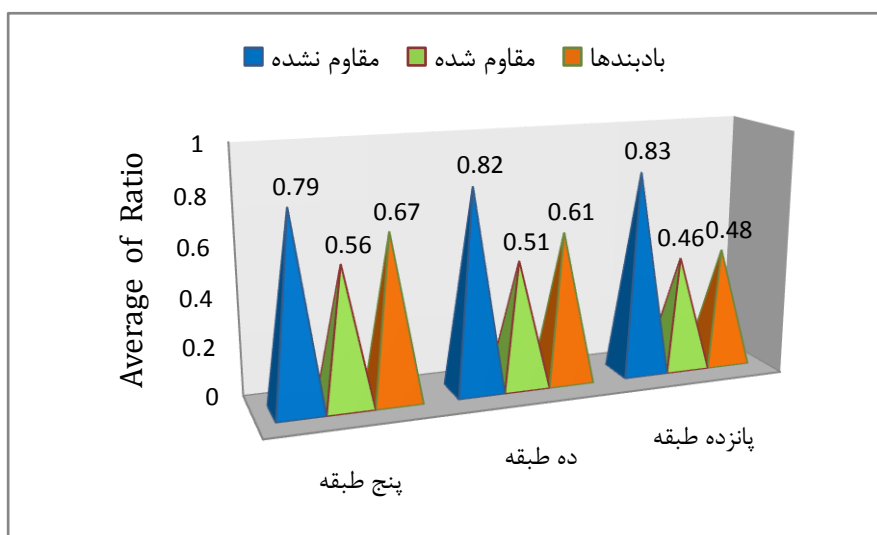
میراگر TADAS در دو جهت X و Y



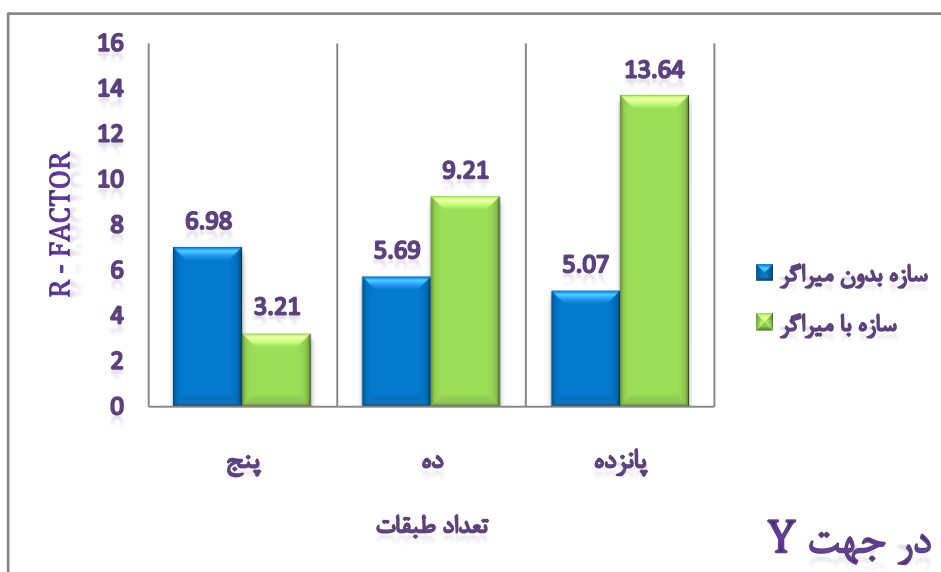
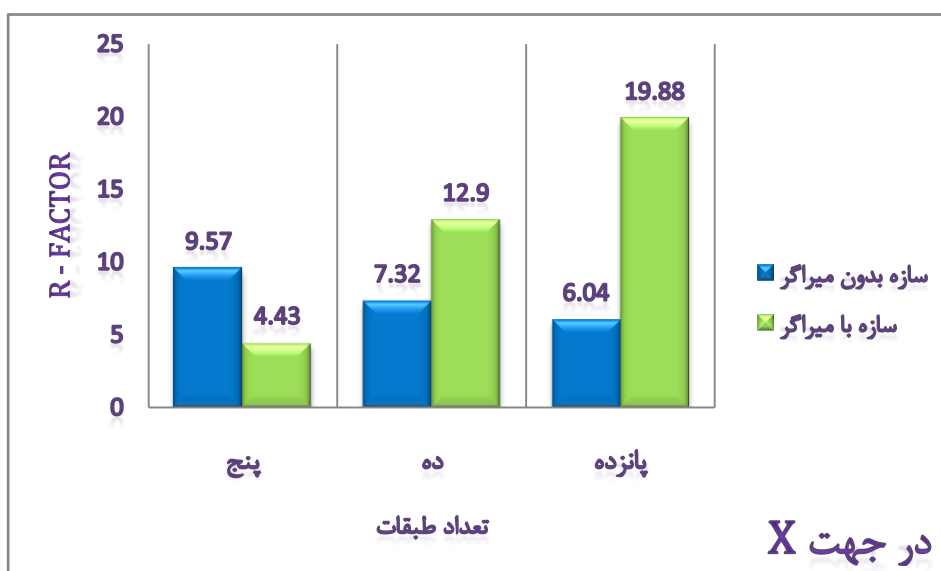
شکل (۵-۵۲)- مقایسه درصد میرایی موثر (β_{eff}) سازه بدون مقاوم سازی و سازه مقاوم شده با میراگر (Damper)

جدول (۵-۲۹)- درصد مفاصل سازه برای هر سطح عملکرد، نسبت به کل مفاصل بوجود آمده در گام انتخابی مورد نظر

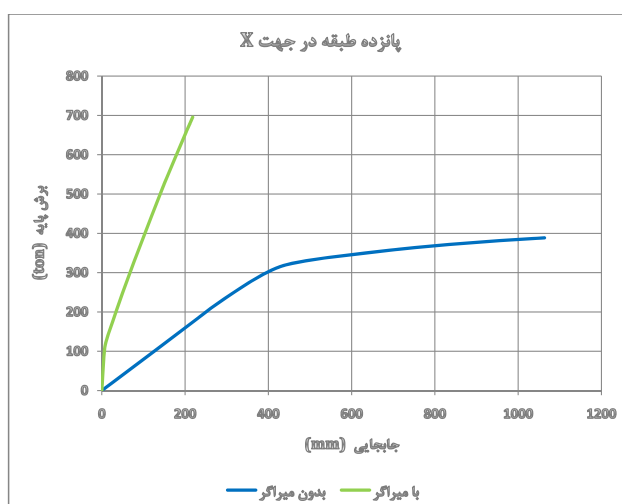
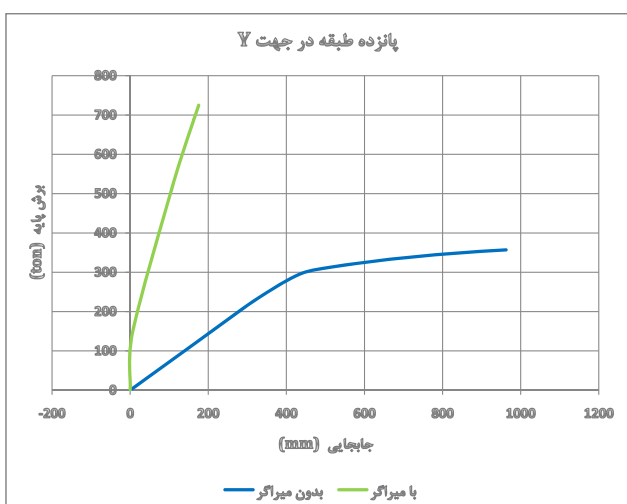
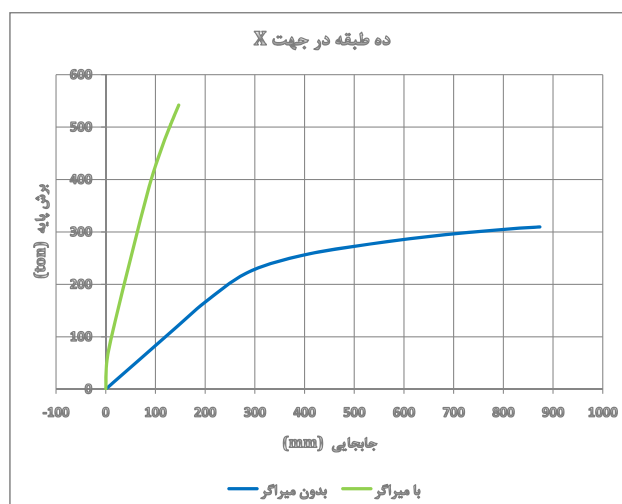
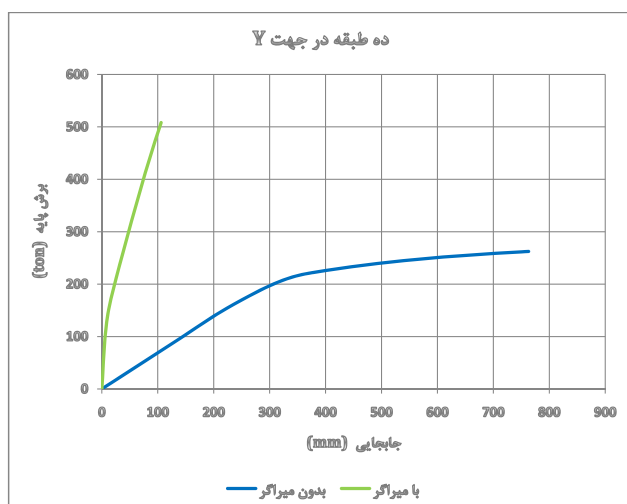
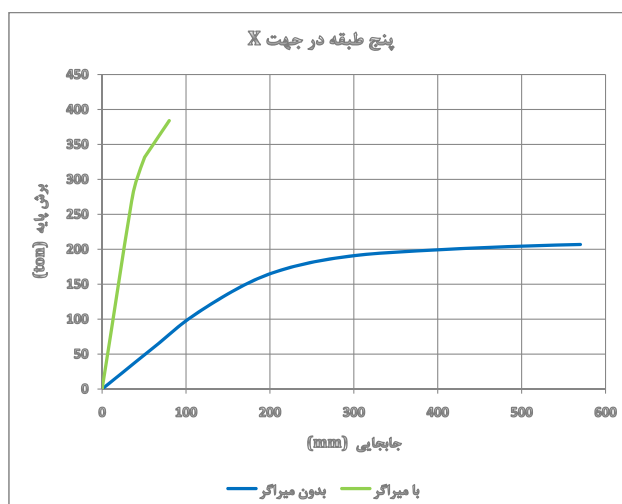
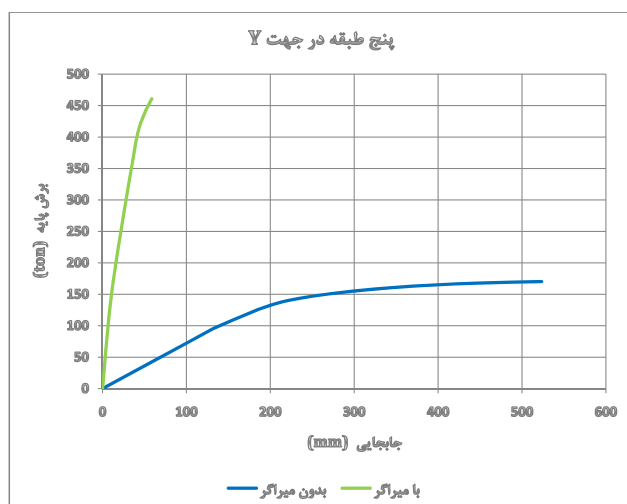
سازه مورد مطالعه		در جهت X با سه دهانه					در جهت Y با پنج دهانه		
		B to IO	IO to LS	LS to CP	مفاصل تشکیل شده		B to IO	IO to LS	LS to CP
قابلیت	پنج طبقه	6 %	50 %	28 %	168	188	6 %	29 %	17 %
	ده طبقه	6 %	61 %	27 %	250	284	5 %	40 %	19 %
	پانزده طبقه	5 %	34 %	32 %	406	422	6 %	35 %	24 %
		IO	LS	CP	Hinge		قابل استفاده	امنیت جانی	فروریزش
مقاوم	پنج طبقه	27 %	73 %	0 %	22	39	34 %	63 %	3 %
	ده طبقه	52 %	48 %	0 %	25	57	53 %	47 %	0 %
	پانزده طبقه	42 %	58 %	0 %	50	72	50 %	50 %	0 %



شکل (۵-۵۳)- مقایسه میانگین نسبت تنش تیرها + ستونهای سازه، بین دو حالت قبل و بعد از مقاوم سازی



شکل (۵-۵۴)- مقایسه ضریب رفتار ساختمان بین قاب خمشی و قاب مهاربندی شده با میراگر در دو جهت X و Y



شکل (۵-۵۵) - مقایسه منحنی ظرفیت بین حالت قبل و بعد از تقویت سازه با میراگر، برای طبقات مختلف و در دو جهت

نتیجه گیری

در این پایان نامه ابتدا سه قاب خمشی فولادی سه بعدی با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ و با پلانی با دهانه‌های ۳ و ۵ در دو جهت X و Y و سپس همان سه قاب مقاوم شده با مهاربند همگرا (به شکل ۸) و میراگر فلزی ورق مثلثی (TADAS)، به کمک نرم افزار SAP2000 مدل سازی شده و مورد آنالیز استاتیکی غیرخطی (بارافزون) قرار گرفتند. پس از انجام تحلیل و طراحی مدل‌ها و به منظور بررسی رفتار سازه تقویت شده با این میراگر، مقادیر بدست آمده در دو حالت قبل و بعد از مقاوم سازی با یکدیگر مقایسه و نتایج زیر حاصل گردید :

(۱) پس از تقویت ساختمان، بررسی نمودارهای پوش‌آور (منحنی ظرفیت سازه) نشان داد که مقادیر محور افقی منحنی (محور تغییر مکان) به شدت کاهش و مقادیر محور قائم منحنی (محور نیرو) شدیداً افزایش یافته‌اند. که نشان می‌دهد سازه مقاوم شده بخوبی جابجایی طبقات (Δ) را کنترل کرده و در مقابل نیز مقاومت سازه بالاتر رفته است.

(۲) پس از روند بهسازی لرزه‌ای ساختمان، مقادیر سختی جانبی موثر (K_e) به شدت افزایش یافته و سازه صلب‌تر شده، که منجر به کاهش شدید زمان تناوب ساختمان (T) می‌شود و با کاهش T مقدار تغییر مکان هدف (δ_t) یا (D) نیز کاهش زیادی می‌یابد که نشان از بالا رفتن سطح عملکرد ساختمان دارد. چون تغییر مکان هدف همان جابجایی نقطه کنترل (مرکز جرم بام سازه) است، پس کاهش مقدار δ_t سبب کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مقاوم شده می‌گردد.

(۳) بعد از مقاوم سازی، وزن اسکلت سازه افزایش کمی می‌یابد بطوریکه در سازه مقاوم ۵ طبقه ۲۲ درصد، ۱۰ طبقه ۱۴ درصد و در ۱۵ طبقه ۱۱ درصد افزایش وزن داریم، که ناشی از افزودن بادبند فولادی و میراگر فلزی می‌باشد. پس با اضافه کردن این سیستم باربر جانبی سبک به قابها، بار ثقلی زیادی به سازه تحمیل نمی‌شود. این مساله در امر سبک سازی (LightWeight) ساختمانهای مقاوم در برابر زمین لرزه بسیار قابل توجه می‌باشد.

۴) در تعیین نقطه عملکرد سازه پارامترهای میرایی ویسکوز موثر β_{eff} و زمان تناوب موثر سازه T_{eff} بدست آمدند، که بعد از افزودن مجموعه بادبند و میراگر به قاب خمشی، درصد میرایی سازه به مقدار زیادی افزایش می‌یابد که ثابت میکند توانایی سازه در جذب و اتلاف انرژی ورودی زلزله، بیشتر شده است؛ همچنین پس از مقاوم سازی مقدار پیوند موثر سازه در نقطه عملکرد کاهش می‌یابد. افزایش میرایی در سازه، نشان از توانایی المان‌های $TADAS$ در جذب انرژی زلزله در سیکل‌های بالای رفت و برگشتی و میرا کردن ارتعاش سازه دارد، که این کار باعث هدایت و استهلاک انرژی در این میراگرها گردیده و در نتیجه در اعضای سازه‌ای خسارت قابل توجهی بوجود نخواهد آمد.

۵) پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) قاب‌های مقاوم شده و تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای سازه، مشاهده می‌شود که در گام انتخابی مورد نظر، مفاصل اکثراً در میراگرها و بادبندها ایجاد شده و تیرها و ستون‌ها فاقد مفصل غیرخطی هستند. این نشان می‌دهد که در زمان وقوع زمین‌لرزه میراگرها سهم زیادی از انرژی زلزله را جذب و مانع از ورود آن به اعضای اصلی سازه شده‌اند. بایستی توجه داشت که تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌های سازه می‌تواند منجر به ناپایداری طبقات و ایجاد مکانیسم خرابی شود، (چون تیرها و ستون‌ها از اعضای باربر ثقیلی هستند). پس سازه هر چه کمتر دچار این پدیده شود پایداری رفتار خواهد کرد. نتایج نشان می‌دهد که به هنگام زلزله در قاب مجهز به میراگر فلزی در مقایسه با قاب خمشی تنها، تعداد مفاصل کمتری تشکیل شده است و اکثر اعضا در محدوده الاستیک (خطی) عمل کرده و بدون آسیب باقی مانده‌اند.

۶) با توجه به اینکه کاربری ساختمان اداری می‌باشد، هدف از بهسازی لرزه‌ای سازه رسیدن به سطح عملکرد LS (سطح ایمنی جانی ساکنین) است. پس از مقاوم کردن قاب‌ها توسط مجموعه مهاربند-میراگر، مفاصل پلاستیک تشکیل شده همگی در محدوده IO و LS قرار دارند و هیچ یک از مفاصل ایجاد شده در اعضا از محدوده LS فراتر نرفته‌اند و سطح عملکرد

مورد نیاز سازه (LS) تامین گشته است. در این روش مقاوم سازی به هنگام زلزله میراگر *TADAS* مانند یک فیوز عمل کرده و با جاری شدن و تغییرشکل غیرخطی ورق‌های فلزی مثلی، علاوه بر اینکه اتلاف انرژی در یک محل مشخص متمرکز می‌شود باعث ایمنی سایر اعضای سازه‌ای خواهد شد. همچنین چون این میراگرها جزئی از سیستم باربر جانبی ساختمان هستند، در صورت خرابی خلی در پایداری کلی سازه ایجاد نمی‌کنند و می‌توان بعد از وقوع هر زلزله میراگرهای تسلیم شده و صدمه دیده را بسادگی تعویض نمود و سازه را مجدداً مقاوم کرد، بدون آنکه کاربری ساختمان مختل شود. (چون اتصال میراگر به تیر و بادبند پیچی می‌باشد).

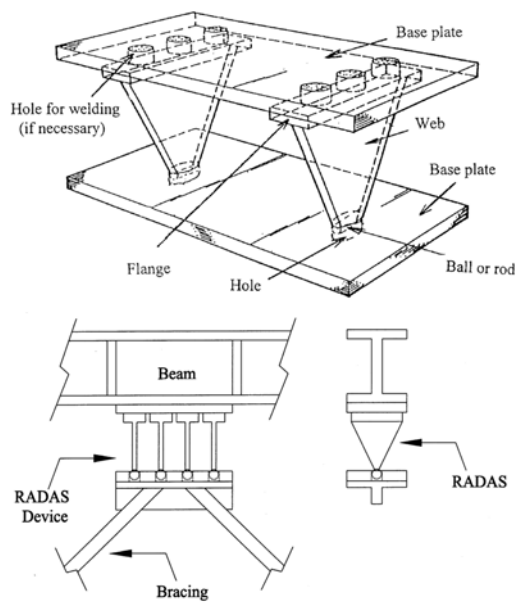
۷) قبل از مقاوم سازی، اعضای قاب خمشی برای حداقل بار زلزله ($C_{min}=0.035$) طراحی شدند. سپس با مقاوم نمودن سازه و اعمال بار زلزله حداکثر، هیچ یک از تیرها، ستونها و بادبندها قرمز نشده و نسبت تنش (Ratio) آنها از یک بیشتر نشدند. که ثابت میکند میراگرها توانسته‌اند برش ایجاد شده در طبقات مختلف ساختمان تحت اثر نیروهای جانبی را جذب کرده و نیروی زلزله وارده بر اعضای سازه را کاهش دهند. همینطور این نشان از کارایی میراگر در کاهش میزان انرژی ارسالی به سایر المانهای اصلی سازه می‌دهد. به همین خاطر مقدار بسیار اندکی از همان حداقل بار زلزله به اعضاء وارد شده و مقادیر نسبت تنش اعضای تیر و ستون قاب در مقایسه با حالت قبل از مقاوم سازی کمتر شده‌اند. پس میشود مقاطع تیر و ستون را کوچکتر کرد و وزن فولاد مصرفی در ساختمان را کاهش داد.

۸) مشاهده می‌شود بعد از مقاوم کردن، منحنی نیرو- تغییرمکان سازه (منحنی ظرفیت) در ناحیه غیرخطی مخصوصاً برای سازه با تعداد طبقات ده و پانزده طولانی‌تر می‌گردد. و هرچه ناحیه غیرخطی این منحنی قبل از نقطه انهدام (Δ_{max}) بیشتر باشد، ضریب شکل پذیری (μ) بیشتر و سازه ضریب رفتار بالاتری دارد. با افزایش شکل‌پذیری قاب‌ها، قابلیت سازه در استهلاک انرژی ناشی از زلزله بیشتر می‌گردد.

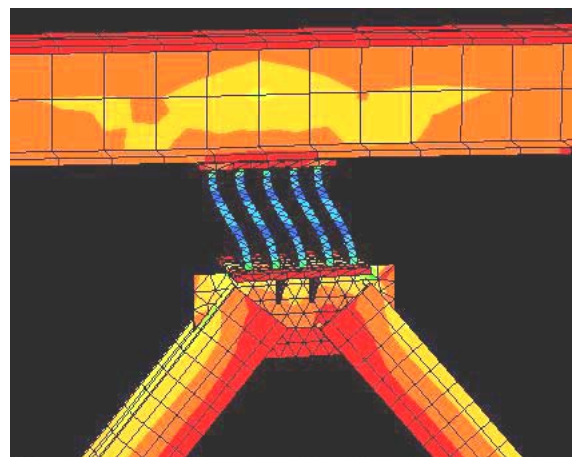
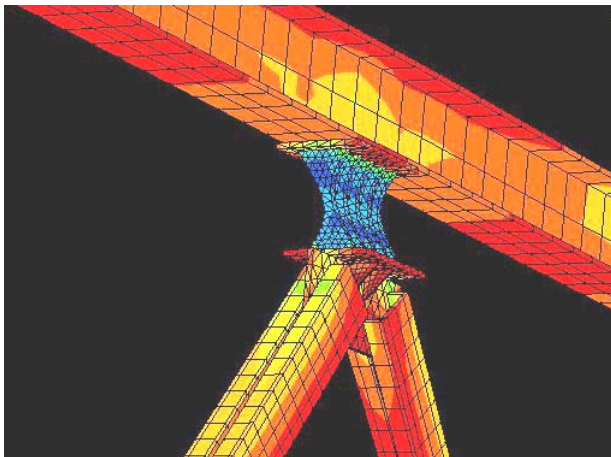
۹) پس از تقویت قاب خمشی فولادی با ترکیبی از بادبند- میراگر، مقدار ضریب R افزایش قابل توجهی می‌یابد. حال هر چه ضریب رفتار سازه‌ای بزرگتر باشد، مقاومت غیرارتجاعی آن بیشتر خواهد شد. لذا در زلزله‌های شدید، سازه‌هایی که دارای R بزرگتری باشند، زودتر وارد محدوده غیرخطی می‌گردند و در واقع تغییرشکلهای زیاد و غیرالاستیک در بادبندها و میراگرها اتفاق می‌افتد. همچنین مقادیر R نشان می‌دهند که در قاب‌های مقاوم شده با افزایش تعداد طبقات، مقدار ضریب رفتار سازه افزایش چشمگیری می‌یابد. پس به این نتیجه می‌رسد که با افزایش طبقات، عملکرد قابهای با میراگر $TADAS$ بهبود یافته و در واقع کارایی این میراگر جاری شونده در ساختمانهای بلندتر، مطلوب‌تر است. با این وجود عددی که در این تحقیق برای R ارائه شد، صرفاً یک برآورد براساس مدل انتخاب شده است و نمی‌تواند مستقیماً و بدون قضاوت مهندسی در طراحی سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

۱۰) تجهیزات $TADAS$ جزء میراگرهای غیرفعال (Passive) می‌باشند و برخلاف سیستم‌های کنترل فعال (Active) نیازی به منابع نیروی خارجی نداشته و احتیاج به نگهداری ندارند. استفاده از این مستهلک کننده انرژی محدود به ارتفاع و هندسه پلان ساختمانی نمی‌شود (برخلاف وسایل جداساز از پایه). این میراگر وابسته به جابجایی نسبی طبقات است و رفتار هیسترتیک آن مستقل از سرعت حرکت و فرکانس سازه می‌باشد، که می‌تواند رفتار چرخه‌ای پایداری را برای این المان در پی داشته باشد. همچنین باوجود تمرکز خرابی در این میراگر فلزی بعد از وقوع زمین‌لرزه شدید و جاری شدن ورق‌های فولادی آن، به آسانی قابل تعویض است.

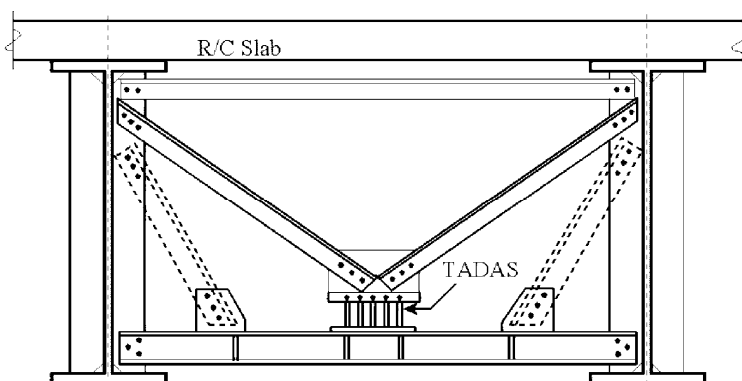
در نهایت با توجه به مزایای زیاد کاربرد میراگر فلزی ورق مثلثی ($TADAS$) نسبت به سایر روش‌های معمول مقاوم سازی سازه‌ها و عملکرد خوب این میراگر در کاهش آسیب‌های لرزه‌ای و پایین آوردن هزینه‌های مربوط به خرابی‌های سازه پس از زلزله، به این نتیجه می‌توان رسید که استفاده از این نوع میراگر در بهسازی سازه‌های آسیب دیده و ساخت بناهای جدید به صرفه و مفید خواهد بود.



نمایی از اجرای میراگر ورق مثلی در سازه فولادی و نحوه اتصال جوشی آن به جای پیچی



مدل سازی رفتار میراگر فلزی ADAS توسط یک نرم افزار المان محدود و تحلیل عددی آن



یک وسیله افزایشده سختی و میرایی (TADAS) که در زیر بادبندی به شکل ۷ و روی تیر نصب شده

منابع و مراجع

- [1] Naeim, F., Kelly, J.M., **"Design of Seismic Isolated Structures, From Theory to Practice"**, John Wiley, Chichester (UK), 1999 .
- [2] Costantinou, M.C., Soong, T.T., **"Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering"**, Springer, New York, 1994 .
- [۳] سجادی آل هاشم، م.، کیهانی، ع.، پورمحمد، ح.، **"مقایسه رفتاری و اقتصادی ساختمان‌های فلزی مجهز به میراگرهای ADAS و TADAS با سیستم‌های EBF و CBF"**، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی شاهرود، دانشکده عمران و معماری، ۱۳۸۴ .
- [۴] نشریه شماره ۳۶۰، **"دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"**، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۵ .
- [۵] نشریه شماره ۳۶۱، **"تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"**، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۸ .
- [6] Soong, T.T., Dargush, G.F., **"Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering"**, John Wiley & Sons, London, 1997 .
- [7] Datta, T.K., **"A State-of-the-Art Review on Active Control of Structures"**, 22nd ISET Annual Lecture, Paper No. 430, Vol. 40, 2003 .
- [۸] برآبادی، م.، کیهانی، ع.، **"بررسی تاثیر جداسازهای لرزه‌ای فعال بر روی سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک و دور"**، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه مشهد، ۱۳۸۹ .
- [۹] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، **"استاندارد ۲۸۰۰/ایران"**، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴ .

[۱۰] اشتري، پ.، بنده زاده، م.، "محاسبه ضريب رفتار سيستم باربر جانبى نوين تير- ستون

صليبي"، هشتمين كنگره بين المللى مهندسى عمران، دانشگاه شیراز، اردیبهشت ۱۳۸۸.

[11] Naeim, F., **"The Seismic Design Handbook"**, Springer, 2001 .

[12] Beards, C.F., **"Structural Vibration: Analysis and Damping"**, Butterworth-Heinemann, Oxford, 1996 .

[13] Shih, M.H., Sung, W.P., **"A model for hysteretic behavior of rhombic low yield strength steel added damping and stiffness"**, Computers and Structures 83, p895, 2005 .

[۱۴] بهفرنيا، ك.، گودرزى، ع.، "بررسى قابهاى بتنى مقاوم سازى شده با مهاربندهاى فولادى و

المانهاى ADAS با استفاده از روش طيف ظرفيت"، پنجمين كنفرانس بين المللى زلزله شناسى و

مهندسى زلزله، پژوهشگاه زلزله، تهران، ۱۳۸۶ .

[۱۵] تيو، م.، كريمخانى، ب.، "سيستم هاى اتلاف انرژى غيرفعال در مهندسى سازه"، چاپ

اول، پژوهشگاه بين المللى زلزله شناسى و مهندسى زلزله، تهران، ۱۳۸۱ .

[۱۶] ناطقى الهى، ف.، "ميراگرهاى انرژى در مقاوم سازى لرزه اى ساختمانها"، چاپ اول،

پژوهشگاه بين المللى زلزله شناسى و مهندسى زلزله، تهران، ۱۳۷۸ .

[17] Bruneau, M., Zahrai, S.M.,..., **"Displacement-based energy dissipation systems for steel bridges diaphragms"**, Journal of Constructional Steel Research 58, p801, 2002 .

[18] Tsai, K.C.,..., **"Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework"**, Advances in Engineering Software 40, p66, 2009 .

[19] Whittaker, A.S.,..., **"Performance of reinforced concrete buildings during the 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey"**, Engineering Structures 25, p103, 2003 .

[۲۰] خزائی، م.، شابختی، ن.، "بررسی پارامترهای لرزه‌ای قابهای فولادی با المان میرایی و سختی/افزوده شده (ADAS)"، اولین کنفرانس بین‌المللی مقاوم سازی لرزه‌ای، تبریز، آبان ۱۳۸۷ .

[۲۱] قدرتی، غ.، اقبالی، م.، یغمائی، س.، "روش نوین دوخطی سازی منحنی *Pushover* برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی"، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه مشهد، ۱۳۸۹ .

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

[23] FEMA-273, "***NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings***", The Building Seismic Safety Council (BSSC), October 1997 .

[24] Mahmoudi, M., Zaree, M., "***Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames***", Journal of Constructional Steel Research 66, p1196, 2010 .

[25] ATC-40, "***Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings***", Applied Technology Council, Redwood City California, November 1996 .

[۲۶] قدیری، م.ر.، عرب‌زاده، ح.، میرطاهری، م.، "بررسی تاثیر طول عضو پیوند در ضریب رفتار قاب‌های با سیستم مهاربندی واگرا"، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه مشهد، ۱۳۸۹ .

[27] Kim, J., Choi, H., "***Response modification factors of chevron-braced frames***", Engineering Structures 27, p285, 2005 .

[28] Asgarian, B., Shokrgozar, H.R., "***BRBF response modification factor***", Journal of Constructional Steel Research 65, p290, 2009 .

[29] Miranda, E., Garcia, J., "***Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites***", Eng Struct 24, p.1271, 2002 .

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

[31] UBC-97, "**Structural Engineering Design Provisions**", Uniform Building Code, Volume 2, California, April 1997.

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

[۳۳] تقی‌نژاد، ر.، "**طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها براساس سطح عملکرد با استفاده از تحلیل پوش‌آور SAP2000 - ETABS**"، چاپ اول، نشر کتاب دانشگاهی، تهران، ۱۳۸۸.

[34] Sajjadi, M., Keyhani, A., "**Behavior and Performance of Structures Equipped With ADAS & TADAS Dampers**", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008 .

[35] Hosseini, B., Shamshiri, H., "**Use of Semi-Active TADAS dampers to improve seismic performance of buildings**", 14th ECEE, European, 2010 .

[36] Computers & Structures, Inc. (CSI) , "**Software Verification Examples, SAP2000 Manual**", Version 14.0, Berkeley, California, USA, 2009 .

[۳۷] باجی، ح.، هاشمی، ج.، "**پروژه‌های کاربردی در تحلیل و طراحی کامپیوتری سازه‌ها**"، چاپ چهارم، انتشارات متفکران، تهران، ۱۳۸۴.

[۳۸] فاروقی، ع.، "**راهنمای کاربردی بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها**"، به روش تحلیل/استاتیکی غیر خطی (PUSHOVER) در SAP, ETABS، چاپ دوم، انتشارات سیمای دانش، تهران، ۱۳۸۷.

[۳۹] ضیاءالحق، ح.، علایی، ف.، احمدی، ع.، "**ارزیابی تحلیلی قاب‌های بتن مسلح**"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران، ۶ اردیبهشت ۱۳۹۰.

[40] Safaee, S., Rafezy, B., "**Seismic Evaluation of Existing high important steel structures according to the Seismic Rehabilitation of Existing Building NO.360**", 5NCCE, Mashhad, Iran, May 4-6, 2010 .

[41] Aiken, I.D., Whittaker, A.S.,..., "**Testing of Passive Energy Dissipation Systems**", EARTHQUAKE SPECTRA, VOL. 9, NO. 3, 1993 .

Abstract

One of the new methods of seismic rehabilitation of structures, is using of metallic damper which due to its many advantages compared to other energy absorber equipments, is appropriate for steel and concrete frames Strengthening. Therefore in this study performance of frames equipped by triangular metallic plate dampers (TADAS) installed on chevron braces inside the span of the frame, and the structural response to earthquake force before and after the Strengthening to this type of damper is studied. To this end three moment frames with 5, 10 and 15 stories and with 3 and 5 spans in both directions in plan were selected. Also to increase the accuracy of non-linear static analysis, and determination of structural capacity curve and the target displacement and performance point of studied three dimensional frames, Sap2000 program was used. Also parameters affecting the behavior factor (R) and seismic performance of structure were determined. Comparing the values obtained, shows the reduction of roof displacement and lateral forces imposed on the building floors and increase of behavior factor, stiffness, damping, strength and ability of dissipation the input energy to Strengthening structure, and using this damper will cause the structure to achieve the level of Life Safety (LS) performance level.

The obtained results prove that using this method to improve buildings, will cause in reducing seismic response and increasing ductility and energy acceptance of structures and reduce buildings vulnerability against earthquakes and prevent casualties and financial losses a lot. The use of this Strengthening system despite its advantages has economic justification and additional costs related to buying and installing this type of metallic damper equipment would be covered.

Key words : Steel Frame , Metallic Damper , Strengthening , Non-Linear static Analysis , Seismic Performance , Behavior Factor



Shahrood University of Technology

Department of Civil Engineering

A Thesis Submitted for the Degree of Master Science

In Structural Engineering

Behavior Evaluation of Strengthened Buildings with TADAS Metallic Damper

Mehdi Askari Torzani

Supervisor :

Dr. Ali Keyhani

June 2011