

ارزیابی مقاومت‌سازی لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی شده به کمک دیوارهای برشی فولادی

علی معصومی^{۱*}، مهدی شکاری^۲، مصطفی احمدی^۳

۱- دانشیار مهندسی سازه، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

۲- دانش‌آموخته‌ی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

۳- دانش‌آموخته‌ی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

massumi@khu.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۲/۰۴/۲۳

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۱۰/۱۷

چکیده- استفاده از دیوارهای برشی فولادی به دلیل مزایای فراوانی که نسبت به سایر سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله دارند، قابل توجه است. از مزایای این سیستم می‌توان به شکل پذیری و جذب و استهلاک انرژی زیاد با وجود سختی بالا و اقتصادی بودن آن اشاره کرد. با عنایت به خطر لرزه‌خیزی بالا و نیاز به مقاومت‌سازی بسیاری از ساختمان‌ها در برابر زلزله، استفاده از این سیستم لرزه‌بر، مناسب و مقرون به صرفه به نظر می‌رسد. در تحقیق حاضر به بررسی مقاومت‌سازی قاب‌های فولادی مهاربندی شده همگرا با استفاده از دیوارهای برشی فولادی پرداخته شده است. تمرکز پژوهش بر روش‌هایی است که در آن‌ها مقاومت‌سازی تنها با اضافه کردن المان‌های دیوار برشی فولادی به قاب مهاربندی شده صورت می‌پذیرد. ابتدا تعدادی قاب فولادی مهاربندی شده غیرمقاوم به‌عنوان قاب‌های پایه انتخاب و مدل‌سازی شده‌اند. قاب‌های پایه با اضافه کردن پانل‌های فولادی به روش‌های مختلف، مقاوم‌سازی می‌شوند. سپس همه قاب‌های پایه و قاب‌های مقاوم‌سازی شده به‌صورت استاتیکی غیرخطی تحلیل می‌شوند. از مقایسه‌ی مدل‌هایی که در آن‌ها بهسازی لرزه‌ای به کمک تعویض سیستم لرزه‌بر از مهاربندهای فولادی همگرا به دیوارهای برشی فولادی صورت پذیرفته است، با سایر روش‌های مقاوم‌سازی مورد مطالعه، می‌توان به رفتار لرزه‌ای بهبودیافته‌ی قاب‌های بهسازی شده پی‌برد. مطالعه‌ی حاضر نشان می‌دهد در قاب‌های فولادی مهاربندی شده، با رعایت پاره‌ای نکات علمی، فنی و اجرایی، تعویض سیستم باربر جانبی از مهاربندهای فولادی همگرا به دیوار برشی فولادی نازک، می‌تواند به‌عنوان روشی مناسب برای مقاوم‌سازی و بهسازی طیف وسیعی از قاب‌های فولادی موجود، استفاده شود.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی، قاب‌های فولادی مهاربندی شده همگرا، تحلیل استاتیکی غیرخطی، بهسازی لرزه‌ای.

فولادی است. به استفاده از دیوارهای برشی فولادی در دهه‌های اخیر و از سال ۱۹۷۰ میلادی توجه جدی شده است. در سال‌های قبل از آن استفاده از این سیستم با

۱- مقدمه

استفاده از میدان کششی قطری که پس از کمانش ورق فولادی در آن ایجاد می‌شود، اساس ایده‌ی دیوارهای برشی

می‌توان مقاومت نهایی تیروورق را در برش محاسبه کرد. لازم به ذکر است ضوابط کنونی آیین‌نامه‌ی AISC برای تیروورق‌ها، بر اساس مطالعات Basler است. در سال ۱۹۷۵، Porter [۵] و همکاران در ادامه‌ی کار Basler، در دانشگاه Cardiff با منظورکردن سختی خمشی بال‌ها، مدلی را ارائه نمود که ضوابط طراحی آیین‌نامه‌ی ECCS بر پایه‌ی آن است. هم‌چنین در سال ۱۹۷۴، Herzog [۶] روابط طراحی تجربی را ارائه نمود که با دقت خیلی خوبی ظرفیت نهایی تیروورق‌ها را پیش‌بینی می‌کند.

در ایران نیز سیر مطالعات روی دیوارهای برشی فولادی در چندسال اخیر شتاب گرفته و به‌وسیله‌ی پژوهشگران دانشگاه‌های مختلف در حال پیگیری است. در مطالعه‌ی حاضر با در نظر گرفتن قاب‌های فولادی مهاربندی شده‌ی غیرمقاوم به‌عنوان قاب‌های مینا، از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای بررسی تأثیر مقاوم‌سازی این قاب‌ها با اضافه‌کردن پانل‌های فولادی به آن‌ها استفاده می‌شود. قاب‌های مینا براساس آیین‌نامه‌ی طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ ایران) به‌عنوان قاب‌های غیرمقاوم تولید می‌شوند. پس از اعمال روش‌های مقاوم‌سازی شامل اضافه‌کردن مهاربندهای تقویتی در دهانه‌های مهاربندی نشده، تعویض سیستم مهاربندی با صفحات دیوار برشی فولادی نازک و اضافه‌کردن صفحات دیوار برشی فولادی نازک به دهانه‌های فاقد مهاربندی، سازه‌های تقویت‌شده باردیگر تحلیل می‌شوند و مقایسه‌ای میان منحنی‌های ظرفیت قاب‌های پایه و قاب‌های مقاوم‌سازی شده صورت می‌پذیرد.

۲- مدل‌سازی و معرفی مدل‌ها

با توجه به این‌که تعداد قابل توجهی از قاب‌های فولادی مهاربندی شده براساس آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی شده‌اند

تقویت‌های سنگین ورق فولادی، برای جلوگیری از کمانش آن (با ایده‌ی صنایع کشتی‌سازی) در تعداد محدودی ساختمان صورت گرفته است [۱].

به‌طور کلی دیوارهای برشی فولادی شبیه به تیروورق هستند؛ در آن‌ها ستون‌ها مانند بال‌های تیروورق و صفحات دیوار برشی به‌مثابه جان تیروورق عمل می‌کنند، که در تراز طبقات به‌وسیله‌ی تیرها، مشابه سخت‌کننده، تقویت شده‌اند. شباهت دیوارهای برشی فولادی به تیروورق‌های با جان تقویت‌شده، باعث نیز پژوهشگران در مطالعات خود به تیروورق‌ها شده است. تحقیقات صورت‌گرفته در زمینه‌ی تیروورق‌ها، پایه‌ی مطالعات دیوارهای برشی فولادی باشد.

نخستین گام قابل توجه برای بررسی مقاومت پس از کمانش پانل‌های برشی روی تیروورق‌ها در سال ۱۹۲۹ میلادی، به‌وسیله‌ی [۲] Wagner انجام گرفته است. او بر اساس آزمایش‌هایی که روی پانل‌های برشی نازک از جنس آلومینیوم انجام داد تئوری میدان کششی قطری خالص را ارائه نمود که بر اساس آن مقاومت برشی جان تیروورق تنها ناشی از کشش قطری به‌وجود آمده است. از آنجا که وضعیت تنش تعریف‌شده به‌وسیله‌ی تئوری میدان کشش خالص Wagner در شرایطی حاد و در اغلب پانل‌های برشی قبل از کمانش کامل وضعیتی بین برش خالص و کشش خالص حاکم است، در سال ۱۹۴۰ میلادی، Kuhn [۳] تئوری میدان کششی قطری ناقص را ارائه نمود. اساس تئوری بر این فرض استوار است که ظرفیت پانل برشی هم برش است و هم ناشی از کشش قطری. در سال ۱۹۶۳ Basler [۴] براساس تحقیقات Wagner و Kuhn مقاومت پس از کمانش تیروورق‌ها را مطالعه کرد و با توجه به آزمایش‌های انجام شده در دانشگاه Lehigh، مدلی از تئوری میدان کششی ناقص را ارائه نمود که با استفاده از آن و با فرض قابلیت صرف‌نظر از سختی خمشی بال‌های تیروورق،

قرار می‌گیرد و این بارهای جانبی تا رسیدن به تغییر شکل انتظار رفته در زلزله‌ی طرح، به تدریج افزایش پیدا می‌کند. در این حالت نیروهای اعضا و تغییر شکل آن‌ها، که تخمینی از تجربه‌ی سازه در زلزله‌ی طرح است محاسبه می‌شوند.

در روش دیگر هیچ‌گونه بار جانبی به سازه اعمال نمی‌شود و جابه‌جایی به سازه با الگوی خاصی تحمیل و پاسخ‌های سازه به این تغییر مکان‌های تحمیلی استخراج می‌شود. شیوه‌ی اخیر به‌عنوان تحلیل استاتیکی غیرخطی با کنترل تغییر مکان شناخته می‌شود [۷].

۲-۲- منحنی ظرفیت

یکی از مهم‌ترین نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان (به‌طور معمول تغییر مکان بام) است، که منحنی ظرفیت سازه نامیده می‌شود. این منحنی، ظرفیت سازه را به نمایش می‌گذارد و از آن اطلاعات مهمی از قبیل سختی الاستیک اولیه، نخستین جاری شدن، زوال سختی و مقاومت نهایی، استخراج می‌شود. به علاوه الگوی پخش خسارت در سازه (پیشرفت خسارت) پس از هر مرحله از جاری شدن می‌تواند با بررسی متغیرهای دیگر پاسخ مانند نسبت‌های تغییر مکان طبقات، موقعیت مفاصل و شکل‌پذیری اعضا تعیین شود. بنابراین نقاط ضعف و خصوصیات نامطلوب در سازه مانند طبقه‌ی نرم، ناپیوستگی سختی و مقاومت را می‌توان به‌دست آورد [۷].

۲-۳- ضریب شکل‌پذیری کلی سازه (μ_s)

از عوامل مهم در تحلیل رفتار دیوارهای برشی، شکل‌پذیری است که رابطه‌ی مستقیم با مقاومت سازه در مقابل نیروهای زلزله دارد. هر قدر ضریب شکل‌پذیری سازه بزرگ‌تر و مقاومت آن کاهش کم‌تری داشته باشد، قدرت جذب انرژی آن در حالت غیرارتجاعی بیش‌تر بوده و رفتار مطلوبی

و پاسخگوی الزامات آیین‌نامه‌های ساختمانی جدید نیستند، به مقاومت‌سازی این سازه‌ها نیاز جدی احساس می‌شود. در تحقیق حاضر استفاده از دیوارهای برشی فولادی نازک، برای تقویت این دسته از قاب‌ها، در نظر گرفته شده است. در این تحقیق ابتدا مدل کامپیوتری از تعدادی قاب فولادی مهاربندی شده هم‌گرا که براساس ویرایش اول آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ ایران) به‌عنوان قاب‌های پایه (قاب‌های غیرمقاوم) که به مقاومت‌سازی نیاز دارند، تولید می‌شود. برای مقاومت‌سازی قاب‌های پایه روش‌هایی انتخاب می‌شوند که با فیزیک و ساختار اصلی سازه‌ی پایه تعارض کم‌تری داشته باشند. به‌طور واضح روش‌هایی مناسب مقاومت‌سازی قاب‌های پایه هستند که تنها با اضافه‌کردن المان‌های مختلف سازه‌ای و بدون ایجاد تغییرات گسترده در سازه‌ی پایه، بتوان اصلاحات در نظر گرفته را اعمال نمود. اضافه‌کردن مهاربندهای تقویتی در دهانه‌های مهاربندی‌نشده، تعویض سیستم مهاربند با صفحات دیوار برشی فولادی نازک و اضافه‌کردن صفحات دیوار برشی فولادی نازک به دهانه‌هایی که فاقد مهاربندی و الزامات معماری هستند، از جمله روش‌هایی است که کم‌ترین میزان تداخل با ساختار اصلی سازه‌ی پایه و به لحاظ اجرایی نیز قابلیت به نسبت خوبی را دارد. پس از اعمال روش‌های مذکور و تحلیل دوباره‌ی سازه‌های تقویت‌شده، مقایسه‌ای میان منحنی‌های ظرفیت قاب‌های پایه و قاب‌های مقاوم‌شده صورت می‌پذیرد.

۲-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

برای تحلیل مدل‌ها از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده می‌شود. در این روش سازه‌ی طرح‌شده تحت الگوی بارگذاری مشخص در مکان جرم‌های قابل ملاحظه در سازه

خواهد داشت، به عبارت ساده‌تر شکل‌پذیری را می‌توان قابلیت پذیرش تغییرمکان‌های زیاد ساختمان بدون فروریختن آن تعریف کرد.

با ایده‌آل‌سازی منحنی رفتار کلی سازه به منحنی ارتجاعی - خمیری (الاستیک - پلاستیک) کامل ضریب شکل‌پذیری کلی سازه به صورت خارج قسمت حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی (Δ_{max}) به تغییرمکان جانبی نسبی تسلیم (Δ_y) تعریف می‌شود [۸ و ۹]:

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (1)$$

۲-۴- ضریب مقاومت افزون (Ω)

مقاومتی که سازه بعد از تشکیل نخستین لولای خمیری تا مرحله‌ی مکانیزم (ناپایداری) از خود بروز می‌دهد مقاومت افزون نامیده می‌شود. از این رو، ضریب مقاومت افزون عبارت است از خارج قسمت نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه به هنگام تشکیل مکانیزم خرابی (G_s) به نیروی متناظر با تشکیل نخستین لولای خمیری در سازه (G_y) [۸ و ۹].

$$\Omega = \frac{G_s}{G_y} \quad (2)$$

۲-۵- ایده‌آل سازی منحنی ظرفیت

چنانچه مشهود است پارامترهای شکل‌پذیری و مقاومت افزون به نقطه‌ی تسلیم نسبی سازه و نقطه‌ی مکانیزم هستند. نحوه‌ی دوخطی نمودن منحنی ظرفیت سازه برای تعیین نقطه‌ی تسلیم کلی سازه و تعیین نقطه‌ی تسلیم نسبی سازه، حائز اهمیت است. مطابق تعریفی که در این پژوهش استفاده شده است، مختصات نقطه‌ی تسلیم نسبی سازه باید به گونه‌ای انتخاب شود که نمودار دوخطی حاصل، دو شرط زیر را به صورت هم‌زمان در نظر بگیرد [۷]:

- سطح زیر نمودار دوخطی باید با سطح زیر منحنی

ظرفیت برابر باشد.

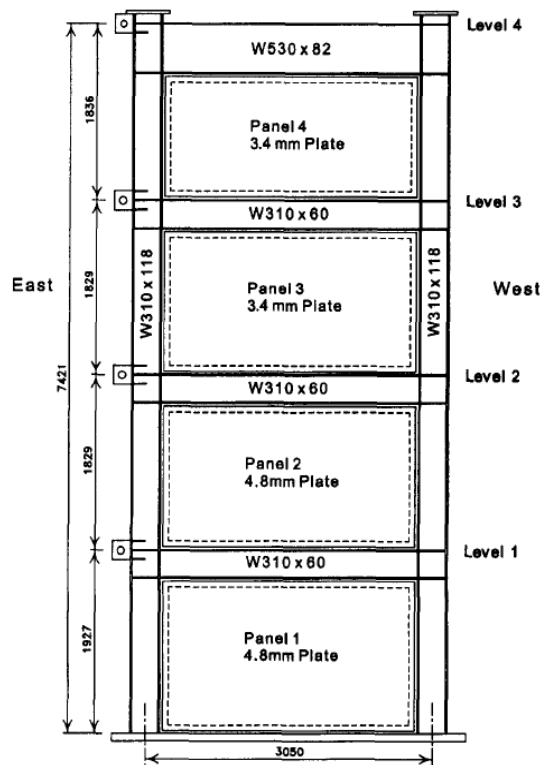
- محل تلاقی نمودار دوخطی و منحنی ظرفیت برابر با ۰/۶ نقطه جاری شدن شود.

۲-۶- مدل‌های مورد مطالعه

با توجه به این‌که بخش قابل توجهی از سازه‌های موجود در کشور جزء سازه‌های میان‌مرتب هستند مطالعه و بررسی روش‌های مقاوم‌سازی آن‌ها ضروری به نظر می‌رسد. از این رو تعداد طبقات مدل‌های سازه‌ای قاب‌های در حال مطالعه در بازه‌ی سازه‌های میان‌مرتب در نظر گرفته شده است. تعداد و طول دهانه‌های قاب‌ها نیز با توجه به ابعاد معمول قطعات زمین‌های محل احداث ساختمان‌ها در کشور انتخاب شده است. به منظور مطالعه‌ی به نسبت جامع و پوشش عواملی از قبیل تعداد دهانه‌ها و تعداد طبقات، قاب‌های فولادی مهاربندی شده ۳، ۵ و ۷ دهانه با تعداد طبقات ۵، ۸، ۱۰، ۱۲ و ۱۵ در نظر گرفته شد. بارگذاری این مدل‌های پایه براساس ویرایش اول آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) و همچنین آیین‌نامه‌ی ۵۱۹ صورت پذیرفته است. همین قاب‌های پایه با ضرایب زلزله‌ی جدید مربوط به ویرایش سوم آیین‌نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله، باردیگر طراحی شده و به عنوان قاب‌های جدید تحلیل شدند. عدد اول در نام‌گذاری مدل‌ها نشانگر تعداد طبقات و عدد دوم تعداد دهانه‌ها است.

سیستم باربر جانبی قاب‌ها از نوع مهاربند فولادی همگرا است. عرض دهانه‌ها ۴ و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. عرض بارگیر قاب‌ها ۵ متر است. اتصال تیرها و مهاربندها به ستون‌ها از نوع مفصلی است. پارامترهای طراحی تیرها، مهاربندها و ستون‌ها براساس آیین‌نامه‌ی ساختمانی UBC97-ASD است که با ضرایب

نمونه‌ی آزمایشگاهی به صورت عددی در دسترس نیست و تنها به گزارش تنش تسلیم اکتفا شده است، مصالح استفاده شده در مدل کامپیوتری برای پانل‌های ۳ و ۴ و همچنین تیرها و ستون‌ها از نوع ASTM-A36 در نظر گرفته شده است. با توجه به این که پانل‌های ۱ و ۲ تنش تسلیم بالاتری دارند، از مصالح استاندارد A527Gr50 استفاده شده است. المان‌های تیر و ستون از نوع به کاررفته در آزمایش هستند و تنها تیر بالاترین طبقه با مقطع استاندارد آمریکایی W12x55 جایگزین شده است.



شکل (۱) جزئیات نمونه‌ی آزمایشی Driver و همکاران [۱۳]

برای مدل‌سازی صفحات دیوار برشی فولادی از المان‌های پوسته‌ی ۴ گرهی با خصوصیات غیرخطی مادی و هندسی استفاده شده است. لازم به ذکر است که منحنی تنش- کرنش مصالح استفاده شده در مدل‌سازی به صورت چندخطی است که ویژگی‌های پلاستیسیته و

زلزله‌ی محاسباتی طراحی شده‌اند. بار مرده‌ی ساختمان برابر 650 kg/m^2 و بار زنده برابر 200 kg/m^2 است [۱۰]. مقاطع تیرها از نوع IPE، مقاطع ستون‌ها از نوع W و مقاطع بادبندها از نوع ناودانی UNP و نیز دابل UNP در نظر گرفته شده است. دیوارهای برشی از نوع پانل‌های فولادی نازک با ضخامت $3/2$ میلی‌متر در نظر گرفته شده‌اند. دیوارهای برشی فاقد هرگونه سخت‌کننده بوده و اتصال آن‌ها به المان‌های مجاور از نوع گیردار و دارای جوش ممتد است.

ضرایب A و I در همه‌ی ویرایش‌های آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله برای ساختمان‌های موردنظر در این پژوهش ثابت بوده و تغییری نداشته‌اند. مقدار این ضرایب برای مدل‌های در حال مطالعه به ترتیب برابر $0/35$ و ۱ است. سازه‌ها روی خاک نوع III (در هر دو آیین‌نامه) در نظر گرفته شده‌اند ([۱۱] و [۱۲]).

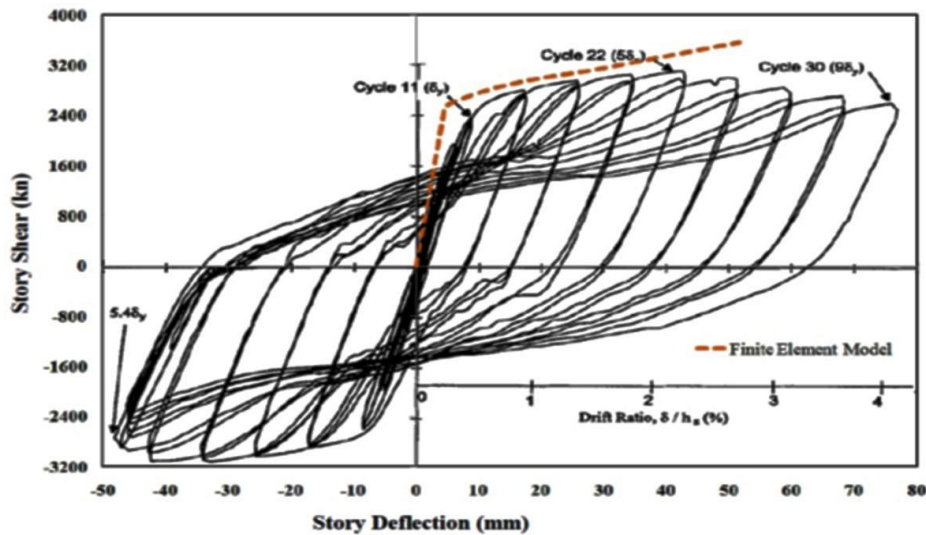
۳- صحت‌سنجی مدل‌سازی

به منظور کالیبره کردن و نشان دادن تطابق تحلیل نرم‌افزار با نتایج آزمایشگاهی، ابتدا مدل کامپیوتری (اجزای محدود) از نمونه‌ی آزمایشگاهی تولید شده و سپس به کمک نرم‌افزار تحلیل می‌شود. مدل مذکور مربوط به آزمایش نمونه‌ای در مقیاس ۵۰٪ اندازه‌ی واقعی است که به وسیله‌ی Driver و همکاران در سال ۱۹۹۶ در دانشگاه آلبرتا آزمایش شده است [۱۳]. شکل ۱ نشانگر جزئیات مربوط به این مدل آزمایشی است.

در این نمونه‌ی ۴ طبقه، بارگذاری جانبی در تراز طبقات صورت گرفته و بارهای محوری ثابت بر ستون‌ها اعمال شده است. هم‌چنین ورق بدون سخت‌کننده به قاب خمشی محیطی اتصال یافته است. از آنجا که منحنی تنش- کرنش مصالح استفاده شده در

در شکل ۲ حاصل آزمایش تحت بارگذاری سیکلی است و با توجه به کاهش سستی در سیکل‌های رفت و برگشتی بارگذاری، انتظار می‌رود پاسخ آزمایشگاهی قدری پایین‌تر از پاسخ ناشی از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحت بار یک‌نوا) قرار گیرد.

سخت‌شوندگی کرنشی دارند. نحوه‌ی مش‌بندی نیز به صورت منظم است. همان‌گونه که در شکل ۲ قابل مشاهده است، نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل، در مقایسه با پوش نمودار هستریزیس، مطابقت نسبی خوبی را با آزمایش نشان می‌دهد. شایان ذکر است منحنی ارائه‌شده



شکل (۲) مقایسه‌ی نتایج تحلیل مدل کامپیوتری با تست آزمایشگاهی

با توجه به اتکای جانبی مهاربندها تنها به یکدیگر و انتقال نیافتن ممان و نیرو بین آن‌ها، مفاصل پلاستیک آن‌ها از نوع فشاری و در محل ۰٫۲۵ و ۰٫۷۵ طول عضو تعریف می‌شود. از آنجا که ستون‌ها تحت تأثیر بارهای محوری و ممان‌های خمشی به صورت توأم قرار دارند، مفاصل پلاستیک آن‌ها از نوع اندرکنشی و در محل ۰٫۰۵ و ۰٫۹۵ طول عضو تعریف می‌شوند.

صفحات دیوارهای برشی فولادی به صورت المان‌های پوسته‌ی مش‌بندی شده متصل به تیرها و ستون‌ها و یا مهاربندهای کناری تعریف می‌شوند. المان‌های چهارگره‌ی پوسته قابلیت تحلیل غیرخطی را دارند. با توجه به اندازه‌ی المان‌های مش‌بندی شده و انتقال ممان از المان‌های پوسته به المان‌های کناری از قبیل ستون‌ها، که به ایجاد محیط

۴- تحلیل مدل‌ها و نتایج آن‌ها

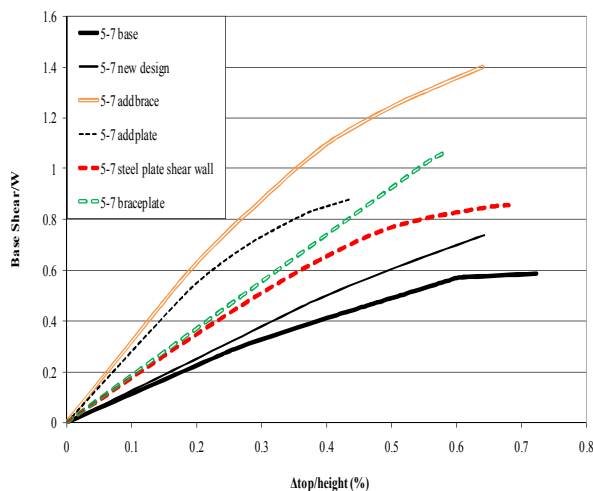
۴-۱- ویژگی‌های تحلیل مدل‌ها

تحلیل استاتیکی غیرخطی در این تحقیق با الگوی کنترل بار اعمالی صورت پذیرفته است. ابتدا بارهای مرده و زنده با نسبت‌های مشخص اعمال می‌شود و پس از آن سازه تحت تأثیر بار جانبی اعمالی تحلیل می‌شود. مفاصل پلاستیک در اعضا باید با توجه به نوع سازه و اتصالات در نقاط مستعد تشکیل مفصل پلاستیک، از انواع مختلف خمشی، فشاری و یا اندرکنشی تعریف شوند. در قاب‌های مهاربندی شده با توجه به مفصلی‌بودن اتصالات تیرها و مهاربندها به ستون‌ها، مفاصل پلاستیک تیرها از نوع خمشی و در محل‌های ۰٫۰۵، ۰٫۷۵، و ۰٫۹۵ طول عضو در نظر گرفته می‌شود.

همگرا به کمک این صفحات فولادی نازک در دهانه‌هایی که مهاربندی انجام پذیرفته به تیرها و ستون‌های کناری متصل شده است.

۴-۲- انجام تحلیل و مقایسه‌ی منحنی ظرفیت مدل‌ها

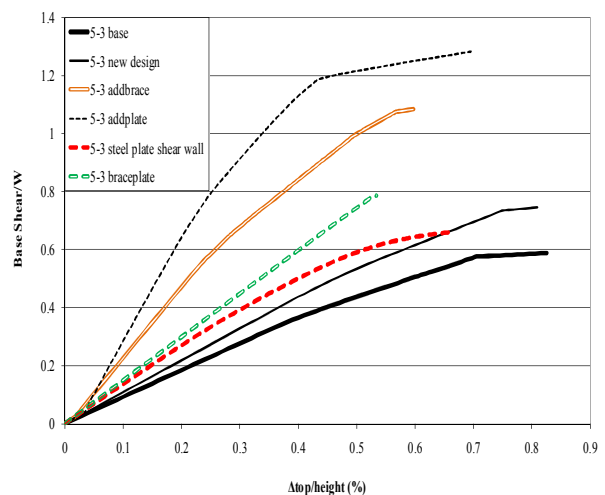
ابتدا بارهای ثقلی به صورت نیروهای گسترده بر مدل‌ها اعمال و سپس بار جانبی با الگوی مثلثی وارونه به سازه تحمیل شد. البته تحلیل دیگری روی نیمی از مدل‌های موجود با استفاده از الگوی بارگذاری مستطیلی صورت پذیرفت که باتوجه به عدم تفاوت محسوس در نتایج، از ذکر آن خودداری می‌شود. اعمال بار جانبی تا رسیدن به جابه‌جایی نسبی به میزان ۰.۰۴٪ ارتفاع سازه محدود شده است. افزایش تغییر مکان‌ها در ۸۰۰ مرحله‌ی متوالی صورت پذیرفته است. حد تغییرات قابل قبول برای هم‌گرایی در روش نیوتن-رافسون نیز به میزان ۰/۰۰۰۱ در نظر گرفته شده است. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل‌ها به تولید منحنی‌های ظرفیت مربوط به مدل‌های پایه و مدل‌های تقویت شده با روش‌های گوناگون منجر شده که برای قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه به صورت نمونه در شکل‌های ۳ الی ۸ قابل مشاهده است.



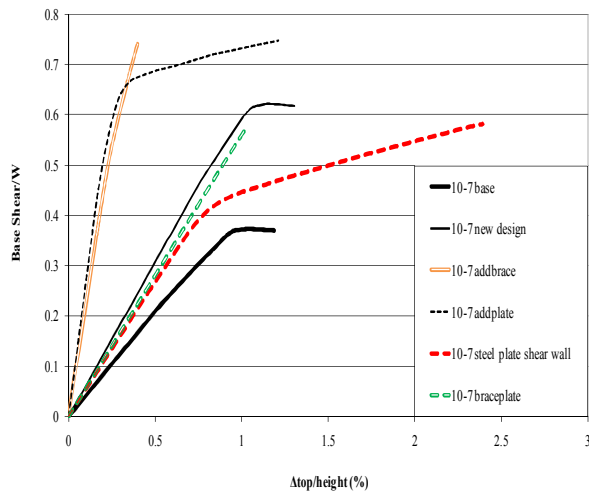
شکل (۴) منحنی ظرفیت سازه‌ی مقاوم‌سازی شده‌ی ۵ طبقه‌ی ۷ دهانه.

پیوسته میان اعضا می‌شود، مفاصل پلاستیک در وسط المان‌های سازه‌ای مشبندی شده، از انواع متناسب انتخاب می‌شوند. در تمامی قاب‌های پایه، دهانه‌های میانی مهاربندی شده است؛ به عبارتی در قاب‌های ۳، ۵ و ۷ دهانه به ترتیب ۱، ۲ و ۳ دهانه مهاربندی شده است. میان دهانه‌های مهاربندی شده، یک دهانه آزاد وجود دارد.

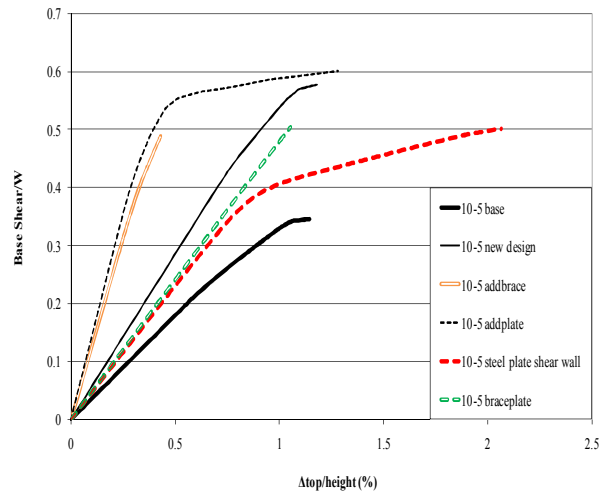
عبارات base و new design به ترتیب معرف قاب‌های پایه که براساس ویرایش اول آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان در برابر زلزله (ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰) و قاب‌های جدید از نو طراحی شده بر اساس ویرایش سوم آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان در برابر زلزله (ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰) هستند. عبارات‌های add brace و add plate به معنای اضافه کردن مهاربندها و صفحات دیوار برشی فولادی به سازه در دهانه‌هایی که مهاربندی صورت نگرفته (دهانه‌های میانی سازه)، به کار رفته است. عبارت steel plate shear wall معرف قاب‌هایی است که در آن‌ها بادبندهای همگرا با صفحات دیوار برشی فولادی نازک جایگزین شده است. عبارت brace plate معرف قاب‌هایی است که در آن‌ها صفحات فولادی نازک، مساحت میان تیرها و ستون‌ها و بادبندهای همگرا را پوشانده‌اند؛ به عبارت دیگر مهاربندهای



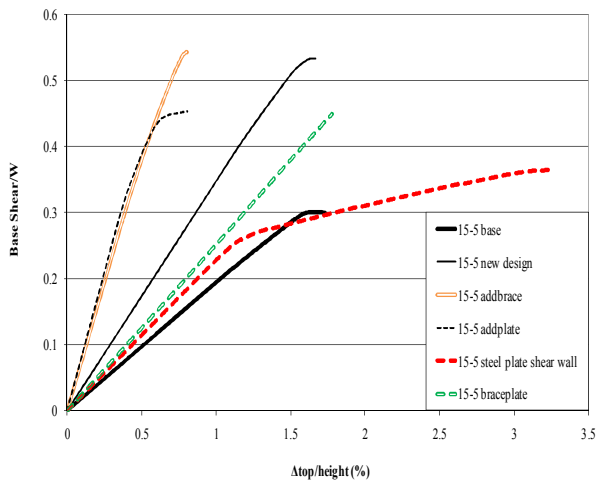
شکل (۳) منحنی ظرفیت سازه‌ی مقاوم‌سازی شده‌ی ۵ طبقه‌ی ۳ دهانه.



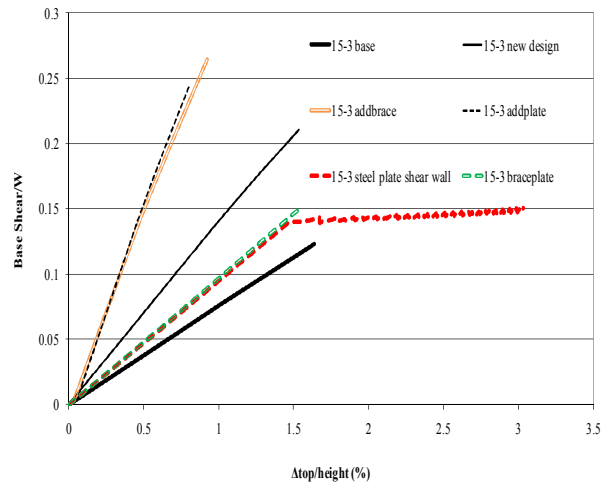
شکل (۶) منحنی ظرفیت سازه‌ی مقاوم‌سازی شده‌ی ۱۰ طبقه‌ی ۷ دهانه.



شکل (۵) منحنی ظرفیت سازه‌ی مقاوم‌سازی شده‌ی ۱۰ طبقه‌ی ۵ دهانه.



شکل (۸) منحنی ظرفیت سازه‌ی مقاوم‌سازی شده‌ی ۱۵ طبقه‌ی ۵ دهانه.



شکل (۷) منحنی ظرفیت سازه‌ی مقاوم‌سازی شده‌ی ۱۵ طبقه‌ی ۳ دهانه.

مهاربندها به قاب‌ها در دهانه‌هایی که مهاربندی نشده است، باعث افزایش سختی، سطح مقاومت و مقاومت افزون و کاهش شکل‌پذیری می‌شود.

در مدل‌هایی که مقاوم‌سازی به وسیله‌ی اضافه‌کردن پانل‌های فولادی به‌عنوان صفحات دیوار برشی در دهانه‌های فاقد مهاربندی صورت پذیرفته است مشابه روند مذکور، تحلیل در نهایت تا مرحله‌ی گسیختگی تعدادی از مهاربندها ادامه پیدا می‌کند و این درحالی است که در

۳-۴- ارزیابی روش‌های مختلف مقاوم‌سازی

برای تفسیر صحیح نتایج تحلیل‌ها، به آگاهی کامل از نحوه‌ی رفتار اجزای سازه در هنگام تحلیل، نیاز است. در مدل‌هایی که مقاوم‌سازی به وسیله‌ی اضافه‌کردن مهاربندهای تقویتی در دهانه‌هایی که فاقد مهاربندی بوده‌اند صورت پذیرفته است، تحلیل استاتیکی غیرخطی در نهایت تا مرحله‌ی گسیختگی تعدادی از مهاربندهای واقع در طبقات پایینی ادامه پیدا می‌کند. طبیعی است که اضافه‌نمودن

رسیدن به سطح آیین‌نامه‌ی جدید است، نتیجه‌گیری قاطع در خصوص کاربرد روش‌های مقاوم‌سازی اشاره شده به پارامترهای لازم و توجه به خصوصیات ذاتی این روش‌ها وابسته است.

۴-۴- دو خطی کردن منحنی‌های ظرفیت

منحنی‌های ظرفیت حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌هایی که در آن‌ها مقاوم‌سازی به وسیله‌ی تعویض سیستم لرزه‌بر جانبی، از مهاربندهای همگرای فولادی به دیوارهای برشی فولادی صورت پذیرفته، دوخطی شده است. شیوه‌ی کار به این صورت است که ابتدا مساحت زیر منحنی ظرفیت محاسبه می‌شود. مختصات نقطه‌ی تسلیم منحنی دو خطی از حل دستگاه دو معادله‌ی و دو مجهولی به دست می‌آید. معادله اول از تساوی مساحت زیر منحنی ظرفیت و منحنی دوخطی حاصل شده است. معادله‌ی دوم از شرط تقاطع منحنی ظرفیت و منحنی دو خطی در ۰٫۶ مختصات نقطه‌ی تسلیم حاصل شده است. ضرایب شکل‌پذیری و مقاومت افزون با منحنی‌های ایده‌آل‌سازی شده به دست آمده است. مقایسه‌ی میان مقادیر این ضرایب برای قاب‌های پایه و قاب‌های مقاوم‌شده به روش مذکور صورت پذیرفته است.

۴-۵- تفسیر رفتار سازه‌های مقاوم‌سازی شده

صفحات نازک فولادی به‌عنوان سیستم لرزه‌بر برای تأمین مقاومت در برابر نیروهای جانبی که از آن‌ها به‌عنوان دیوار برشی فولادی تقویت نشده یاد می‌شود، در صورت استفاده صحیح ویژگی‌های جالب و منحصربه‌فردی را از خود بروز می‌دهند. این پانل‌ها به‌طور کلی دو نوع رفتار ترد و شکل‌پذیر دارند. رفتار ترد یا همان کمانش ترد به حالتی اطلاق می‌شود که در آن ستون‌های کناری قبل از تشکیل

صورت حذف مهاربندهای اشاره شده نیز پایداری سازه حفظ می‌شود. با انجام تحلیل‌ها مشاهده شد که مود تغییر شکل سازه‌ی قاب مهاربندی شده- دیوار برشی فولادی، برشی است. این امر به این معنی است که اندرکنش میان قاب مهاربندی شده و دیوار برشی فولادی تأثیر چندانی بر تغییر رفتار مجموعه از رفتار برشی به رفتار خمشی نداشته است. به عبارت دیگر رفتار سازه‌ی قاب مهاربندی شده- دیوار برشی فولادی، برشی است و در این حالت دیوارهای برشی بیش‌تر نقش سخت‌کننده‌های جانبی دارند. البته افزایش سطح مقاومت در قاب‌های مقاوم‌سازی شده به این روش، مقدار قابل توجهی است که نمی‌توان از آن چشم‌پوشی نمود.

در خصوص مدل‌هایی که مقاوم‌سازی به وسیله‌ی اضافه‌کردن پانل‌های فولادی در دهانه‌های مهاربندی شده، به نحوی که فضای خالی میان تیرها و ستون‌ها و مهاربندها را پر کنند، صورت می‌پذیرد، به دلیل انتقال ممان از المان‌های کناری به مهاربندها توسط پانل‌های فولادی، مهاربندها که قبلاً هیچ‌گونه ممانی را تحمل نمی‌کردند، تحت تأثیر همزمان نیروی محوری و ممان خمشی قرار می‌گیرند. در اینجا نیز تحلیل نهایتاً تا گسیختگی مهاربند در ناحیه اتصال به ستون ادامه می‌یابد. از آن جا که مهاربندها به صورت سخت‌کننده‌های قطری عمل کرده و تغییرشکل‌های برون صفحه‌ای پانل‌های فولادی را به شدت محدود می‌کنند، رفتار این سیستم بسیار پیچیده است و تفسیر این گونه از سیستم‌های ترکیبی تنها به کمک مطالعات گسترده‌ی آزمایشگاهی امکان‌پذیر خواهد بود.

هر کدام از روش‌هایی که به آن‌ها اشاره شد دارای مزایا و محدودیت‌های خاص خود هستند و از آنجا که تحلیل سازه‌های مقاوم‌شده با روش‌های مذکور، حاکی از افزایش ظرفیت سازه به میزانی بسیار بیش‌تر از ظرفیت لازم برای

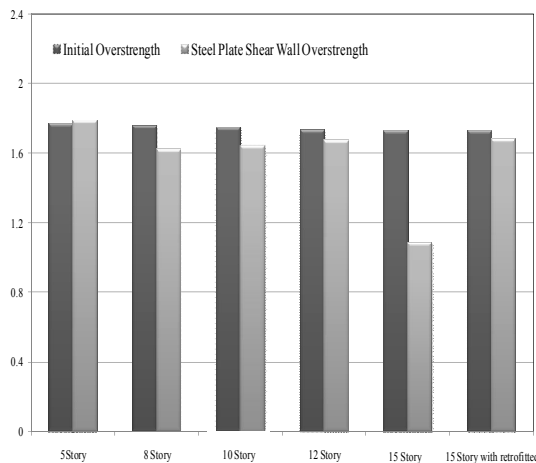
نمایان‌گر آن است که در حالی که هنوز تنش در قسمت عمده‌ای از ورق مقدار اندکی دارد، در ستون‌های مجاور مفصل پلاستیک تشکیل شده و نمونه خراب می‌شود. این نوع از خرابی را شکست ترد می‌نامند. واضح است که در این نوع از شکست با توجه به استفاده نامناسب از ظرفیت برشی پانل فولادی، سازه‌های بهسازی شده شکل‌پذیری قابل ملاحظه‌ای نداشته و استفاده از این روش بهسازی مقرون به صرفه نیست.

در خصوص سایر سازه‌ها خرابی سیستم از نوع نرم است. در این نوع از خرابی، به‌ازای مقادیر اندک بار جانبی پانل فولادی کمانش کرده و عمده‌ی ظرفیت برشی سیستم با عمل میدان کشش قطری روی پانل فولادی تأمین می‌شود. در این حالت از ظرفیت برشی پانل فولادی حداکثر استفاده‌ی ممکن به‌عمل می‌آید. این امر به‌دلیل آن است که خرابی با جاری‌شدن پانل فولادی شروع می‌شود و با افزایش بار جانبی و پس از جاری‌شدن قسمت قابل ملاحظه‌ای از پانل، مفاصل پلاستیک در ستون‌های مجاور تشکیل شده و ستون‌ها کمانش می‌کنند.

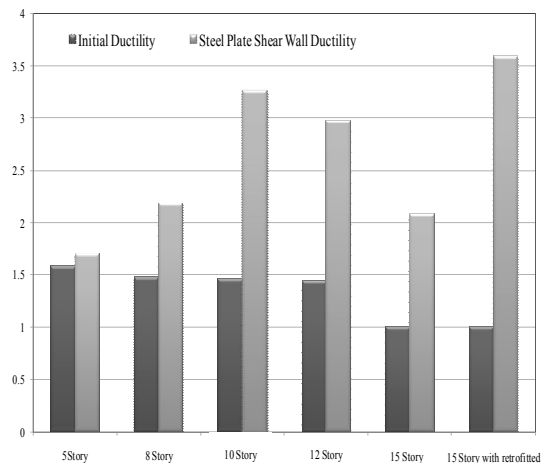
میدان کشش قطری روی پانل کمانش کرده و ناپایداری موضعی سبب از دست‌رفتن ظرفیت باربری جانبی به‌میزان قابل‌توجهی می‌شود. در این حالت در منحنی‌های هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی، افت شدید مقاومت و کاهش سختی به‌صورت هم‌زمان و ناگهانی اتفاق می‌افتد.

رفتار شکل‌پذیر یا همان کمانش شکل‌پذیر به حالتی اطلاق می‌شود که در آن ستون‌های کناری پس از تشکیل میدان کشش قطری روی پانل‌های فولادی کمانش کرده که این امر باعث ایجاد منحنی‌های هیستریزس پایدار و بدون کاهش سختی و افت مقاومت در نمونه‌های آزمایشگاهی می‌شود. این روند تا پاره شدن ورق و یا ایجاد ناپایداری موضعی در ستون‌های مجاور ادامه پیدا می‌کند.

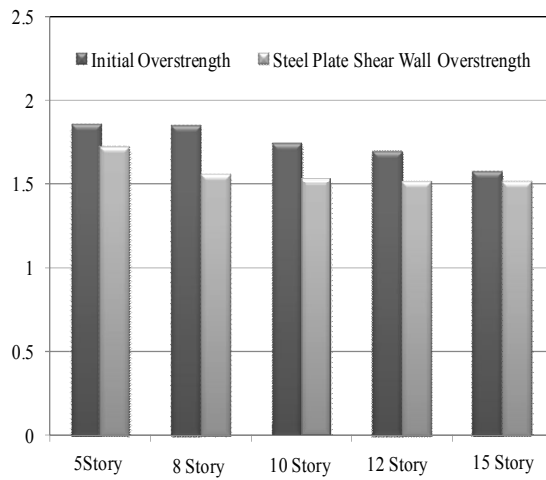
سازه‌های ۵ طبقه برخلاف سایر سازه‌ها شکل‌پذیری مناسبی ندارند. دلیل این امر نحوه خرابی سیستم دیوار برشی فولادی است. در سازه‌های ۵ طبقه خرابی سیستم دیوار برشی فولادی با تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌های مجاور آغاز می‌شود و قبل از تشکیل میدان کشش قطری روی پانل‌های فولادی، کمانش در ستون‌های مجاور رخ می‌دهد. کانتورهای مؤلفه‌های تنش روی پانل‌ها



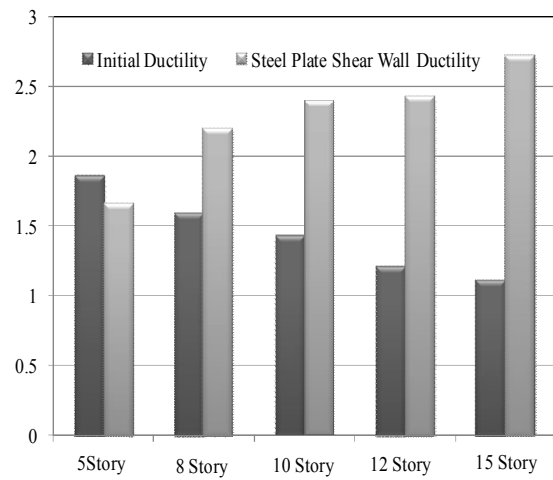
شکل (۱۰) مقایسه‌ی مقاومت افزون در سازه‌های ۳ دهانه.



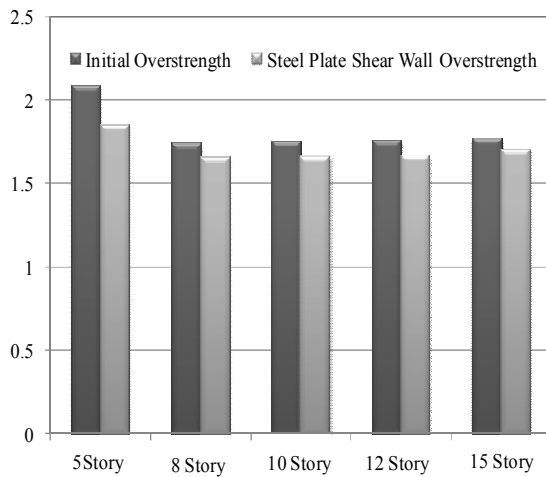
شکل (۹) مقایسه‌ی شکل‌پذیری در سازه‌های ۳ دهانه.



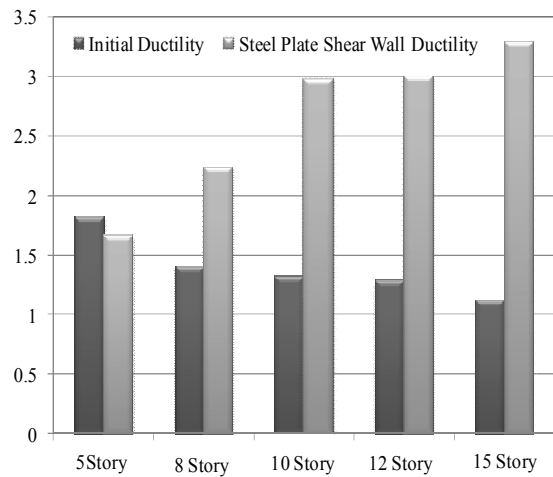
شکل (۱۲) مقایسه‌ی مقاومت افزون در سازه‌های ۵ دهانه.



شکل (۱۱) مقایسه‌ی شکل‌پذیری در سازه‌های ۵ دهانه.



شکل ۱۴: مقایسه‌ی مقاومت افزون در سازه‌های ۷ دهانه.



شکل ۱۳: مقایسه‌ی شکل‌پذیری در سازه‌های ۷ دهانه.

چندانی را نشان نمی‌دهد. این تفاوت در مود شکست نرم نشانگر افزایش قابل ملاحظه‌ی ظرفیت جذب و استهلاک انرژی در سازه‌ی بهسازی شده است.

۵- بحث و تفسیر نتایج

در مدل‌های ۵ طبقه، ستون‌های مجاور قابلیت تحمل کافی برای تشکیل میدان کشش قطری روی پانل‌ها را ندارند و دچار کماتش می‌شوند؛ از این رو همان‌گونه که در نمودارهای مربوط مشاهده می‌شود، سازه رفتار شکل‌پذیر و مطلوبی را نشان نمی‌دهد.

حال به بررسی دو پارامتر شکل‌پذیری و مقاومت افزون پرداخته می‌شود. مقادیر لازم برای محاسبه‌ی این پارامترها از روی نمودارها استخراج شده و در جدول‌های ۱ و ۲ قابل مشاهده است. مقادیر پارامترهای شکل‌پذیری و مقاومت افزون در شکل‌های ۹ الی ۱۴ به صورت نمودارهای میله‌ای ارائه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود تغییرات شکل‌پذیری، الگو و روند یکسانی در همه‌ی موارد ندارد و دچار نوسان است. چنان‌که ذکر شد، در مود شکست ترد شکل‌پذیری سازه‌ی بهسازی شده نسبت به سازه‌ی غیرمقاوم تفاوت

جدول (۱) مقادیر مستخرج از منحنی‌های ظرفیت برای محاسبه‌ی شکل‌پذیری

Steel plate shear wall				base				نوع ساختمان
μ_s	Δ_s	Δ_y	Δ_{max}	μ_s	Δ_s	Δ_y	Δ_{max}	
1.707	0.280	0.385	0.657	1.58	0.360	0.522	0.825	5-3
2.187	0.510	0.670	1.465	1.479	0.460	0.798	1.181	8-3
3.257	0.640	0.768	2.500	1.463	0.480	0.857	1.254	10-3
2.969	0.891	0.962	2.856	1.445	0.590	1.031	1.490	12-3
2.083	1.463	1.457	3.053	1.00	0.935	1.640	1.640	15-3
3.592	0.750	0.868	3.118	1.00	0.935	1.640	1.640	15-3 retrofitting
1.658	0.290	0.403	0.668	1.662	0.290	0.402	0.668	5-5
2.204	0.540	0.675	1.488	1.586	0.460	0.824	1.306	8-5
2.395	0.719	0.862	2.065	1.425	0.552	0.804	1.146	10-5
2.428	0.830	1.008	2.450	1.207	0.800	1.234	1.489	12-5
2.722	1.070	1.200	3.266	1.113	0.980	1.556	1.732	15-5
1.667	0.270	0.408	0.681	1.824	0.251	0.396	0.723	5-7
2.238	0.488	0.652	1.458	1.404	0.450	0.796	1.117	8-7
2.979	0.660	0.803	2.392	1.312	0.510	0.905	1.188	10-7
3.007	0.775	0.930	2.795	1.286	0.618	1.052	1.352	12-7
3.290	0.980	1.165	3.833	1.125	0.650	1.152	1.296	15-7

جدول (۲) مقادیر مستخرج از منحنی‌های ظرفیت برای محاسبه‌ی مقاومت افزون

Steel plate shear wall				base				نوع ساختمان
Ω	C_d	C_s	C_y	Ω	C_d	C_s	C_y	
1.789	0.100	0.369	0.660	1.768	0.100	0.332	0.587	5-3
1.621	0.083	0.302	0.490	1.757	0.083	0.206	0.363	8-3
1.638	0.072	0.282	0.461	1.747	0.072	0.165	0.288	10-3
1.506	0.066	0.253	0.382	1.733	0.066	0.137	0.237	12-3
1.083	0.059	0.139	0.150	1.737	0.059	0.071	0.123	15-3
1.683	0.059	0.200	0.337	1.737	0.059	0.071	0.123	15-3 retrofitting
1.726	0.100	0.462	0.797	1.860	0.100	0.344	0.640	5-5
1.556	0.098	0.379	0.590	1.745	0.098	0.245	0.428	8-5
1.529	0.084	0.328	0.501	1.743	0.084	0.198	0.345	10-5
1.512	0.074	0.281	0.425	1.693	0.074	0.225	0.380	12-5
1.510	0.064	0.243	0.366	1.570	0.064	0.190	0.299	15-5
1.852	0.100	0.461	0.854	2.084	0.100	0.282	0.587	5-7
1.657	0.100	0.384	0.635	1.742	0.100	0.268	0.466	8-7
1.664	0.094	0.349	0.581	1.754	0.094	0.212	0.372	10-7
1.669	0.083	0.298	0.497	1.759	0.083	0.193	0.340	12-7
1.705	0.072	0.250	0.426	1.769	0.072	0.137	0.243	15-7

اما این مقدار کافی نیست، زیرا در لحظه‌ی مکانیزم خرابی هنوز قسمتی از پانل فولادی به مرحله‌ی تسلیم نرسیده است. از آنجایی که ظرفیت سازه‌ی بهسازی شده تا ظرفیت قابل پذیرش آیین‌نامه‌ی جدید مقداری فاصله دارد و هم‌چنین شکل‌پذیری به مقدار قابل توجهی افزایش نیافته است، از این رو تقویت ستون‌های مجاور برای رسیدن به ظرفیت و شکل‌پذیری مطلوب می‌بایست باید در نظر گرفته شود.

در خصوص مدل‌های ۱۰، ۱۲ و ۱۵ طبقه تشکیل میدان کشش قطری روی پانل به صورت کامل است (تاحدودی

این بدین معنی است که پانل‌های فولادی تنها نقش سخت‌کننده دارند و از ظرفیت آن‌ها استفاده نشده است. گرچه همین منحنی ظرفیت نیز الزامات آیین‌نامه‌ی کنونی را برآورده می‌سازد، اما به سبب نحوه‌ی شکست ترد که باعث عدم استفاده از ظرفیت برشی پانل فولادی می‌شود، استفاده از این طرح بهسازی برای سازه‌های مذکور مقرون‌به‌صرفه و منطقی نخواهد بود.

در مدل‌های ۸ طبقه، ستون‌های مجاور قابلیت تحمل لازم برای تشکیل میدان کشش قطری روی پانل‌ها را دارند؛

- استفاده از این روش مقاوم سازی در خصوص قاب‌های کوتاه مرتبه‌ی در حال مطالعه با توجه به مود خرابی حاصل که شکست ترد نامیده می‌شود، غیر منطقی و غیر اقتصادی است.

- نحوه‌ی شکست و خرابی در اکثر قاب‌های میان مرتبه که به وسیله‌ی این روش مقاوم سازی شده‌اند، از نوع نرم و شکل پذیر است.

- در سازه‌هایی که مهاربندهای فولادی همگرا با پانل‌های دیوار برشی فولادی جایگزین شده است و مود شکست ترد دارند، تقویت و افزایش ممان اینرسی ستون‌های مجاور پانل‌های دیوار برشی فولادی به صورت اساسی باعث تغییر مود خرابی از شکست ترد به شکست نرم و شکل پذیر خواهد بود.

- تأثیر ممان‌های خمشی ناشی از لنگر واژگونی با افزایش ارتفاع سازه بر نحوه رفتار سازه و مود شکست و خرابی حاصل بسیار چشمگیر بوده و نمی‌توان از آن چشم پوشی نمود.

۷- مراجع

- [1] Astaneh-Asl, A., "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls", *Steel TIPS Report, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA, 2001.*
- [2] Wagner, H., "Ebene Blechwandträger mit sehr dünnen Stegblechen", *Z. Flugtech, Motorluftsch,* Vol. 20, p. 200, 1929.
- [3] Kuhn, P., "Investigations on the incompletely developed plane diagonal-tension field", N.A.C.A. Report 697, 1940.
- [4] Basler, K., "Strength of Plate Girders in Shear", *Transactions, ASCE 128, Part II, pp. 683-719, 1963. (Also as Paper No. 2967, Journal of the Structural Division, ASCE, October 1961.)*
- [5] Porter, D.M., Rockey, K.C., Evans, H.R., "Collapse Behavior of Plate Girders Loaded in Shear", *Struct Eng, Vol. 53, Issue 8, pp. 313-325, 1975.*

تمامی سطوح پانل در طبقات پایین تسلیم شده‌اند)، اما با توجه به مقدار قابل ملاحظه‌ای تفاوت ظرفیت قابل پذیرش آیین‌نامه‌های قدیمی و جدید، و تأثیر مستقیم افزایش مقاومت خمشی ستون‌های مجاور در افزایش ظرفیت سازه، تقویت به میزان متناسب ستون‌های مجاور، برای رسیدن به سطح آیین‌نامه‌ی جدید، ضروری است. این تقویت می‌تواند به صورت توأم با اضافه نمودن پانل‌های فولادی به ستون‌های مجاور صورت پذیرد.

تنها استثنا مدل ۱۵ طبقه‌ی ۳ دهانه است که به دلیل طراحی برای بارهای جانبی به نسبت کم، دارای طرح قابل قبولی نیست. این مدل به دلیل داشتن مقاطع نه چندان مناسب ذاتاً شکل پذیر نبوده به نحوی که حتی با تعویض سیستم لرزه‌بر جانبی از مهاربندهای همگرا به دیوارهای برشی فولادی، تشکیل لولاهای خمیری در ستون‌های مجاور عمدتاً تحت تأثیر ممان‌های خمشی و لنگر واژگونی، بسیار زودتر از آن‌که پانل فولادی به مرحله تسلیم برسد، باعث ایجاد مکانیزم ناپایداری می‌شود. با توجه به این‌که سازه‌ی بهسازی شده مذکور سطح مقاومت لازم در ویرایش سوم آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله را راضی نمی‌کند؛ تقویت اساسی و یا تعویض ستون‌های مجاور تا قبل از نصب پانل‌های فولادی، ضروری است.

۶- نتیجه گیری

با توجه به تفسیر مدل‌ها و مباحث ذکر شده می‌توان نتیجه گرفت:

- مقاوم سازی قاب‌های فولادی مهاربندی شده با روش تعویض سیستم باربر جانبی از مهاربندهای فولادی همگرا به پانل‌های دیوار برشی فولادی نازک، علاوه بر امکان پذیری، مزایای زیادی از قبیل افزایش ظرفیت باربری جانبی، افزایش شکل پذیری و افزایش ظرفیت جذب و استهلاک انرژی دارد.

- [۱۲] آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله‌ی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، شماره‌ی نشریه ض-۲۵۳، شهریور ۱۳۸۴.
- [13] Driver, R.G., Kulak, Elwi, A. E. and G. L., Kennedy, D.J.L., "Cyclic Tests of Four-Story Steel Plate Shear Wall", *Journal of Structural Engineering.*, ASCE, Vol. 124, No. 2, pp. 112-120, 1998.
- [14] Driver, R.G., Kulak, Elwi, A. E. and G. L., Kennedy, D.J.L., "FE and Simplified Models of Steel Plate Shear Wall", *Journal of Structural Engineering.*, ASCE, Vol. 124, No. 2, pp. 121-130, 1998.
- [۱۵] بهنام‌فر، فرهاد. محمدی‌فارسانی، آرش. «بررسی رفتار استاتیکی غیرخطی دیوار برشی فولادی و اثر بازشو»، چهارمین کنگره‌ی ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، اردیبهشت ۱۳۸۷.
- [16] Astaneh-Asl, A., and Zhao, Q., "Cyclic Tests of Steel Plate Shear Walls", *Research Report to Sponsor, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley*, 2000.
- [6] Herzog, M., "Ultimate Strength of Plate Girders from Tests", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 100, No. ST5, pp. 849-864, 1974.
- [۷] فاروقی، علیرضا. راهنمای کاربردی بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها، انتشارات سیمای دانش، ۱۳۸۷.
- [۸] معصومی، علی، تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با تأکید بر اثر مقاومت افزون و درجه‌ی نامعینی، رساله‌ی دوره دکترای مهندسی عمران، سازه، دانشکده‌ی فنی و مهندسی دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ۱۳۸۲.
- [9] Massumi, A., Tasnimi, A.A. and Saatcioglu, M., "Prediction of Seismic Overstrength in Concrete Moment Resisting Frames Using Incremental Static and Dynamic Analyses", *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, Canada, 2004.
- [۱۰] استاندارد ملی ایران شماره‌ی ۵۱۹، حداقل بار وارده بر ساختمان‌ها و ابنیه‌ی فنی، مؤسسه‌ی استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، ۱۳۷۵.
- [۱۱] آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله‌ی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، بهمن ۱۳۶۶.