

ارزیابی لرزه‌های ساختمان‌های نامنظم در ارتفاع دارای دیوار برشی فولادی

مسعود حسن‌زاده

دانشجوی کارشناسی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه اراک، اراک، ایران
masoudhasanzades@gmail.com

مهدی یزدانی

استادیار مهندسی سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه اراک، اراک، ایران.
m-yazdani@araku.ac.ir

واژگان کلیدی: ساختمان‌های میان‌مرتبه با نامنظمی در ارتفاع، دیوار برشی فولادی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، ارزیابی لرزه‌ای، مدل اجزای محدود

چکیده

امروزه یکی از سیستم‌های سازه‌ای مناسب در برابر نیروهای جانبی (باد و زلزله)، دیوار برشی فولادی است و همچنین یکی از پرکاربردترین قاب‌ها، قاب‌های دارای نامنظمی در ارتفاع هستند که عوامل متعددی در بکارگیری آنها موثراند. با توجه به پرکاربرد بودن قاب‌های دارای نامنظمی در ارتفاع و علاقه طراحان و سازندگان ساختمان به استفاده از دیوار برشی فولادی، ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های نامنظم در ارتفاع دارای دیوار برشی فولادی، ضروری به نظر می‌رسد. با توجه به اینکه اکثر ساختمان‌های مسکونی بر روی زمین‌های 20×10 مترمربع به صورت تیپ‌بندی شده‌ای ساخته می‌شوند، در این تحقیق تصمیم بر آن شد که اثر دیوار برشی فولادی در قاب‌هایی دارای ۳ دهانه و تعداد طبقات متغیر بین ۵ تا ۸ طبقه، بررسی شود. جهت بررسی رفتار قاب‌ها، ابتدا قاب خمشی موردنظر با بکارگیری روش اجزای محدود مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته شده‌است. در مرحله بعد، دیوار برشی فولادی به دهانه وسط قاب خمشی اضافه شده و این بار، قاب خمشی دارای دیوار برشی فولادی با بکارگیری روش اجزا محدود تحلیل و بررسی شده‌است. بر اساس این فرضیات، مجموعاً ۴۴ قاب مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته شده‌است. در ادامه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی و طیف‌های پیشنهاد شده در آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) ویرایش چهارم، منحنی‌های تقاضا و ظرفیت مدل‌ها با یکدیگر مقایسه شده‌است. بررسی و مقایسه نتایج ارزیابی لرزه‌ای برای هر قاب خمشی و قاب خمشی دارای دیوار برشی فولادی متناظر با آن، نشان می‌دهد که در اکثر موارد، استفاده از دیوار برشی فولادی باعث افزایش ظرفیت و بالا بردن سطح عملکرد سازه‌ها شده‌است.

مقدمه

در سه دهه اخیر استفاده از دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم باربر جانبی در ساختمان، مورد توجه پژوهشگران و طراحان قرار گرفته‌است. این پدیده که در جهان به سرعت رو به گسترش است، در ساخت ساختمان‌های جدید و بعضاً تقویت ساختمان‌های موجود، به خصوص در کشورهایی با لرزه‌خیزی بالا همچون آمریکا و ژاپن به کار گرفته شده‌است.

با توجه به امکان ساخت قطعات این سیستم در کارخانه و نصب آن در محل، سرعت اجرای این سیستم بالا بوده و از هزینه‌های اجرایی، تا حد زیادی کاسته می‌شود. این سیستم، جایگزینی تمیزتر و سریعتر به لحاظ اجرایی و ایمن‌تر به لحاظ مقاومت و رفتار، نسبت به دیوار برشی بتنی است و نه تنها در سازه‌های فولادی بلکه می‌تواند در سازه‌های بتنی نیز مورد استفاده قرار گیرد. نتایج تحقیقات نشان می‌دهد که رفتار سیستم در حالت پلاستیک و همچنین میزان جذب انرژی آن نسبت به سیستم‌های مهاربندی بهتر است. در این سیستم به علت گستردگی مصالح و اتصالات، تعدیل تنش‌ها به مراتب بهتر از سیستم‌های مقاوم دیگر، مثل قاب‌های خمشی و انواع مهاربندها که معمولاً در آن‌ها مصالح به صورت دسته شده و اتصالات به صورت متمرکز است، صورت گرفته و رفتار سیستم به خصوص در حالت پلاستیک مناسب‌تر است [۱].

از جمله ساختمان‌هایی که در آن‌ها از سیستم دیوار برشی فولادی استفاده شده است، می‌توان به ساختمان‌های نیپون استیل و سیتی‌هال کوبه در ژاپن و همچنین هتل هایت ریجنسی و بیمارستان آلیووویو در آمریکا اشاره کرد. اولین استفاده از این سیستم در ایران به سال ۱۳۵۰ برمیگردد که بعد از سال‌ها وقفه،

مجدداً مورد توجه طراحان و سازندگان در کشور قرار گرفته است.

مطالعه رفتار دیوار برشی فولادی سابقه دیرینه‌ای در نقاط مختلف جهان دارد. از اولین محققین در این زمینه، می‌توان به تهاکاشی و همکاران اشاره کرد که تعدادی آزمایش و تحلیل اجزای محدود بر روی پانل‌های برشی با ورق نازک و دارای سخت‌کننده در خلال سال‌های ۱۹۷۰ تا ۱۹۷۳ انجام دادند. هدف مطالعات، ارزیابی رفتار این سیستم به عنوان جایگزینی برای دیوارهای برشی بتنی ضخیم بود و در نهایت مقاومت، منحنی هیستریزس و رفتار پس‌کمانش آن‌ها مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که در بعضی از نمونه‌ها، کمانش کلی اتفاق می‌افتد که دلیل آن، ضعف سخت‌کننده‌های عرضی بوده است و نتایج دیگر، حاکی از کمانش موضعی در زیر پانل‌ها بود که این به دلیل سختی قابل قبول سخت‌کننده‌ها با توجه به فاصله آنها بوده است [۲]. تیملر و کولاک از جمله محققینی هستند که آزمایش‌های فراوانی بر روی این سیستم انجام داده‌اند. در تحقیقی که در این زمینه انجام گرفت به منظور مطالعه بر روی مدل نواری، یک نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی یک طبقه با مقیاس کامل توسط تیملر و کولاک ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. نتایج آنها نشان داد که در بار تسلیم، توزیع تنش‌های اصلی در حول خط مرکزی صفحه، مطابقت خوبی با نتایج تحلیل‌های تئوری دارد [۳]. رابرتز و صوری نیز در دانشگاه کاردیف آزمایش‌هایی تحت بار دوره‌ای بر روی پانل‌های کوچک برشی با ورق بدون سخت‌کننده به منظور دستیابی به خصوصیات هیستریزسی آنها انجام دادند. منحنی‌های هیستریزس ارائه شده توسط رابرتز و صوری نشان دهنده شکل‌پذیری بالای نمونه‌ها بدون کاهش چشم‌گیر مقاومت در آنها بوده است [۴]. از دیگر محققین در این زمینه می‌توان به درایو اشاره کرد. درایو یک نمونه دیوار برشی فولادی را که دارای اتصالات تیر به ستون صلب بود تحت بار شبه استاتیکی (دوره‌ای) مورد آزمایش قرار داد. هدف اصلی این آزمایش، مطالعه عملکرد یک دیوار برشی فولادی چند طبقه تحت اثر بارگذاری دوره‌ای بود. سختی الاستیک، مقاومت تسلیم، رفتار پس از تسلیم، جذب انرژی، ناپایداری دوره‌ای و تأثیر قاب خمشی بر روی شکل حلقه‌های هیستریزس، از نکات برجسته تحقیق بود. حلقه‌های هیستریزس ثبت شده نشان داد که سازه رفتار شکل‌پذیری داشته و دارای حلقه‌های هیستریزس پایدار بوده است [۵]. قاسمیه و همکاران نیز در سال ۱۳۸۴ اقدام به مدل‌سازی دیوار برشی با مدل‌های پوسته و المان میله‌ای کردند و منحنی‌های هیستریزس برای آن مدل‌ها را مورد بررسی قرار دادند. همچنین تأثیر ضخامت، سختی تیر و ستون اتصال به دیوار، نسبت عرض دهانه به ارتفاع و وجود سخت‌کننده مورد تحلیل و بررسی واقع شد. نتایج به دست آمده نشان دهنده آن بود که ضخامت مهم‌ترین پارامتر موثر بر رفتار دیوار برشی فولادی است و همچنین بهتر است در دهانه‌های بزرگ‌تر از این دیوار استفاده شود تا اتلاف انرژی و سختی بیشتر گردد [۶].

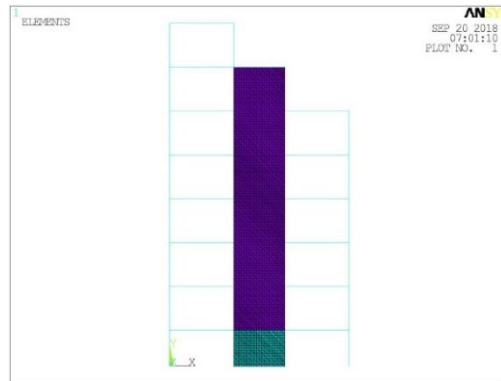
علی‌رغم تحقیقات گسترده در زمینه منحنی هیستریزس و عوامل موثر بر مقاومت و شکل‌پذیری در این سیستم، تحقیقات محدودی در زمینه رفتار لرزه‌ای و تعیین سطح عملکرد آنها صورت گرفته است. برای تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها روش‌های متنوعی وجود دارد که عبارتند از تحلیل استاتیکی خطی، تحلیل دینامیکی خطی، تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی. با توجه به اینکه اکثر سازه‌ها تحت بارهای زلزله وارد مرحله غیرخطی و پلاستیک می‌شوند، روش استاتیکی خطی نمی‌تواند نیازهای تحلیل را برآورده کند. البته در روش دینامیکی خطی با توجه به اینکه بارگذاری به صورت دینامیکی اعمال می‌شود، رفتار به صورت دقیق‌تری بررسی می‌شود. روش دینامیکی غیرخطی به عنوان کامل‌ترین و دقیق‌ترین روش تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها شناخته شده است اما به علت داشتن هزینه‌های محاسباتی بالا، استفاده از آن متعارف نمی‌باشد. با توجه به کاستی‌های موجود در روش استاتیکی خطی و توسعه نرم افزارهای غیرخطی در دهه گذشته از یک طرف و مطرح شدن بحث مهندسی بر پایه عملکرد از طرف دیگر، در سال‌های اخیر تلاش‌های زیادی در خصوص روش‌های طراحی و ارزیابی سازه‌ها بر پایه جابجایی و استفاده مستقیم از تحلیل غیرخطی جهت ارزیابی عملکرد سازه‌ها در برابر سطوح مختلف زلزله صورت گرفته است. همچنین جهت لحاظ نمودن مسائل اقتصادی و در راستای استفاده بهینه از خاصیت جذب و استهلاک انرژی در محدوده پلاستیک، به اعضا اجازه داده می‌شود در زلزله‌های شدید وارد مرحله غیرخطی شده و با تغییر شکل‌های پلاستیک در چرخه‌های رفت و برگشتی زلزله به جذب استهلاک و انرژی بپردازند. بنابراین رفتار سازه در برابر زلزله غیرالاستیک و غیرخطی می‌باشد و در پارامترهای طراحی علاوه بر مقاومت و سختی، پارامتر شکل‌پذیری نیز از اهمیت به‌سزایی برخوردار است. برای این منظور برای تحلیل سازه‌ها در برابر زلزله باید از روش‌های غیرخطی استفاده کرد که در آن روش‌های ساده‌تری برای تخمین پاسخ لرزه‌ای غیرالاستیک بوجود آمده‌اند که به روش‌های تحلیل پوش‌اور شهرت یافته‌اند. در این روش دقت پایین روش تحلیل خطی استاتیکی، تا حد زیادی برطرف شده است. همچنین در این روش مشکلات مربوط به تحلیل دینامیکی غیرخطی را دارا نبوده و با انجام آن می‌توان با استفاده از طیف پاسخ به عنوان منحنی تقاضا، تخمین مناسبی از پاسخ لرزه‌ای سازه را بدست آورد. به همین دلیل تحلیل پوش‌اور در دو دهه اخیر به یک روش مناسب برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها تبدیل گشته است [۷].

با توجه به ویژگی‌های منحصر به فرد دیوار برشی فولادی و رویکرد جدید طراحان و سازندگان ساختمان برای استفاده از این سیستم، ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های دارای این سیستم که دارای نامظمی هستند، ضروری به نظر می‌رسد. در مطالعه حاضر، در فصل مدل‌سازی ابتدا ۲۲ قاب خمشی فولادی با استفاده از روش اجزای محدود مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته شده است که در مرحله بعد، دیوار برشی فولادی به دهانه وسط قاب خمشی اضافه شده و این بار، قاب خمشی دارای دیوار برشی فولادی با بکارگیری روش اجزای محدود تحلیل و بررسی شده است. بر اساس این فرضیات، مجموعاً ۴۴ قاب مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته شده است.

در ادامه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی و طیف‌های پیشنهاد شده در آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، منحنی‌های تقاضا و ظرفیت مدل‌ها با یکدیگر مقایسه شده‌است.

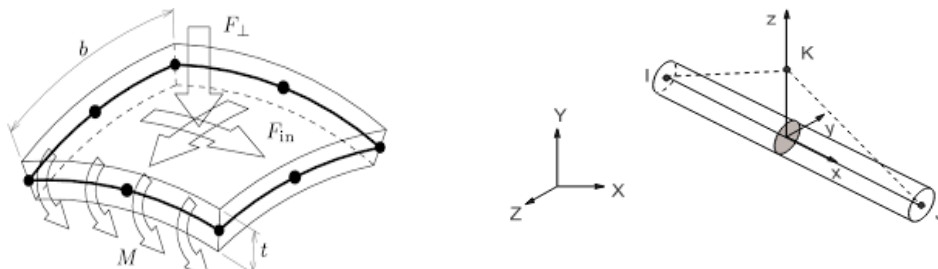
مدل‌سازی

در مطالعه حاضر از نرم‌افزار اجزای محدود انسیس برای تحلیل و مدل‌سازی استفاده شده است. به گواه می‌توان گفت که نرم‌افزار انسیس در بین نرم‌افزارهای هم‌رده خود یک پیش‌تاز در تحلیل و شبیه‌سازی مسائل مهندسی است [۸]. در این مطالعه قاب‌ها دارای سه دهانه هستند به این صورت که دو دهانه کناری هر کدام به طول ۵ متر و دهانه وسط دارای طول ۴ متر است. تعداد طبقات قاب‌های مدل شده از ۵ طبقه تا ۸ طبقه متغیر است، بدین صورت که ارتفاع سقف طبقه اول از سطح زمین برابر ۲/۸ متر و ارتفاع سایر سقف‌ها نسبت به سقف قبلی برابر ۳/۴ متر است. بنابراین ارتفاع کل ساختمان از ۱۶/۴ متر برای قاب ۵ طبقه تا ۲۶/۶ متر برای قاب ۸ طبقه متغیر خواهد بود. تعداد ۲۲ قاب بدون دیوار برشی مدل شده است که برای همه‌ی آنها از دیوار برشی فولادی فقط در دهانه وسط استفاده شده است و مجموعاً ۴۴ عدد قاب مد نظر قرار گرفته است که به عنوان نمونه، مدل اجزای محدود یکی از این قاب‌ها در شکل ۱ نمایش داده شده است.



شکل ۱: هندسه یکی از قاب‌های نامنظم در ارتفاع دارای دیوار برشی فولادی

در مدل‌سازی قاب‌های خمشی، از مقاطع قوطی (باکس) برای تیرها و ستون‌ها و از صفحه‌های فولادی به ضخامت ۷ میلی‌متر برای دیوار برشی فولادی استفاده شده است که جنس کلیه مصالح از فولاد نرمه st 37 انتخاب شده است و همچنین از حرکت درون صفحه‌ای قاب‌ها جلوگیری به عمل آمده است. برای اعمال اثر غیرخطی مصالح، از نمودار تنش-کرنش دوخطی با شیب‌های E و $0.1E$ برای فولاد استفاده شده است و همچنین برای تحلیل تنش‌های به وجود آمده از معیار ون-میسز استفاده شده است. اندازه‌ی همه‌ی المان‌های اعضای قاب ۰/۲ متر و برای سطح دیوار از ابعاد ۰/۲ در ۰/۲ مترمربع استفاده شده است. در مدل‌سازی انجام شده المان‌های دو گره‌ای برای قاب خمشی استفاده شده است که هر گره دارای ۳ درجه آزادی است و از المان پوسته (هشت گره‌ای) برای المان‌های دیوار برشی فولادی استفاده شده است که جزئیات آن در شکل ۲ نمایش داده شده است. همچنین مشخصات مکانیکی قاب‌ها مطابق جدول ۱ در نظر گرفته شده است.



(ب) المان پوسته برای دیوار برشی (هشت گره‌ای)

(الف) المان تیر و ستون (دو گره‌ای)

شکل ۲: المان‌های مورد استفاده در مدل‌سازی

جدول ۱: مشخصات مکانیکی قاب‌ها

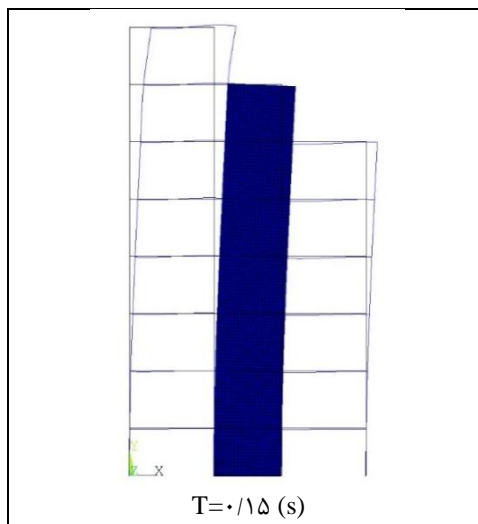
ϵ_u	δ_u (Mpa)	ϵ_y	δ_y (Mpa)	ν	ρ (Kg)	E(Gpa)	
۰/۰۲	۳۷۶	۰/۰۰۱۲	۲۴۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	تیر و ستون
۰/۰۲	۳۶۰	۰/۰۰۱۲	۲۴۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	دیواربرشی

مدل‌سازی عددی

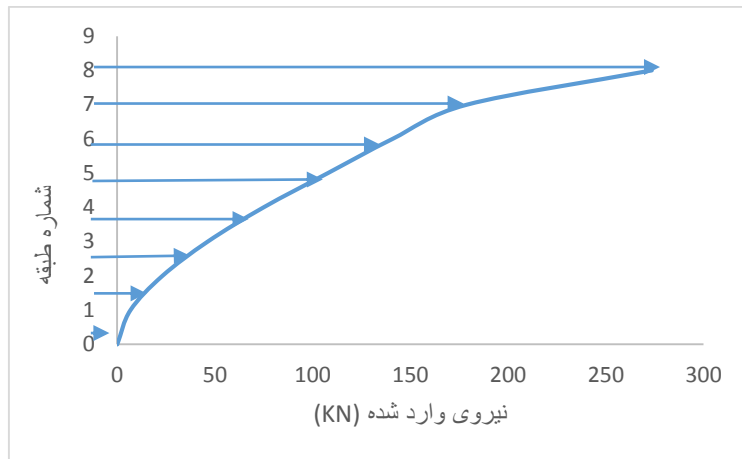
هدف از ارزیابی لرزه‌ای یک سازه تعیین سطح عملکرد آن، متناظر با از دست رفتن خدمت‌رسانی آن، آسیب شدید لرزه‌ای یا انهدام است. با تعیین میزان عملکرد، می‌توان تصمیم گرفت که سازه باید بهسازی شود، از رده خارج شود و یا اینکه بدون تغییر باقی بماند. به منظور بررسی عملکرد سازه‌ها در هنگام زلزله باید تحلیل‌های غیرخطی صورت گیرد و تغییرمکان‌ها، محل تشکیل مفاصل پلاستیک و نحوه توزیع آنها مشخص شود. در روش طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد، سازه برای سطوح مختلف عملکرد مورد انتظار، مرتبط با سطوح مختلف خطر زلزله طراحی می‌گردد. یک گام مهم در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد، تخمین پاسخ لرزه-ای غیرخطی سازه‌ها می‌باشد. برای این منظور دو روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و تحلیل استاتیکی غیرخطی موجود می‌باشد. تحلیل پوش‌اور مشکلات مربوط به تحلیل دینامیکی غیرخطی را دارا نبوده و با انجام آن می‌توان با استفاده از طیف پاسخ به عنوان منحنی تقاضا، تخمین مناسبی از پاسخ لرزه‌ای سازه بدست آورد. به همین دلیل تحلیل پوش‌اور در دو دهه اخیر به یک روش مناسب برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها تبدیل گشته است و برای ارزیابی قاب‌های مدنظر در این پروژه از روش استاتیکی غیرخطی استفاده شده است.

در ابتدا به منظور تعیین مشخصات دینامیکی مدل‌ها، از تحلیل مودال استفاده شده است. در انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی، عملکرد سازه‌ها در جهت افقی بررسی شده است و همچنین بار لرزه‌ای با بارهای معادل استاتیکی جانبی جایگزین می‌شود که این بار بر اساس اثر توام تغییرشکل و جرم شرکت‌کننده بر اساس مود اول سازه به آن وارد شده است. برای انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی بار افزون برای همه مدل‌ها از ۱۰۰ گام استفاده شده است. به عبارت دیگر ظرفیت و بار خرابی قاب‌ها در ۱۰۰ مرحله تحلیل و محاسبه شده است.

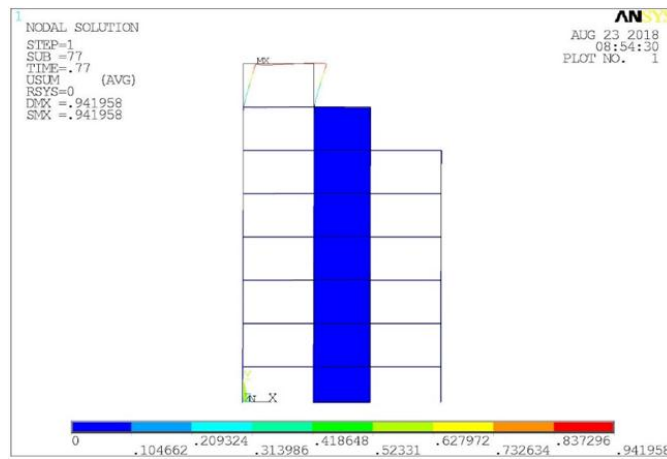
همچنین به عنوان نمونه، نتایج حاصل از تحلیل مودال، نحوه توزیع نیرو در ارتفاع، تغییر شکل نهایی سازه و نمودار برش پایه-تغییرمکان برای یکی از قاب‌های نامنظم در ارتفاع دارای دیوار برشی فولادی (متناظر با شکل ۱)، به ترتیب در شکل‌های ۳، ۴، ۵ و ۶ نمایش داده شده است. لازم به ذکر است برای بدست آوردن نمودار برش پایه - تغییرمکان، یک نقطه بعنوان نقطه کنترل که عبارتست از جابجایی حداکثر قاب (جابجایی بام) انتخاب گردیده است که محل آن و همچنین نمودار جابجایی آن بر حسب نیرو در در شکل‌های ۵ و ۶ مشخص شده است.



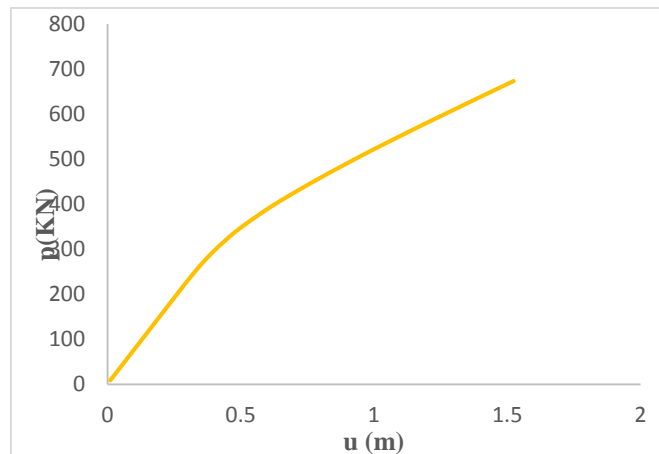
شکل ۳: مود اول یکی از قاب‌های نامنظم در ارتفاع دارای دیوار برشی فولادی



شکل ۴: نحوه توزیع نیرو در ارتفاع برای یکی از قاب‌های نامنظم در ارتفاع دارای دیوار برشی فولادی



شکل ۵: تغییر شکل نهایی برای یکی از قاب‌های نامنظم در ارتفاع دارای دیوار برشی فولادی



شکل ۶: منحنی برش پایه-تغییر مکان برای یکی از قاب‌های نامنظم در ارتفاع دارای دیوار برشی فولادی

ارزیابی لرزه‌ای

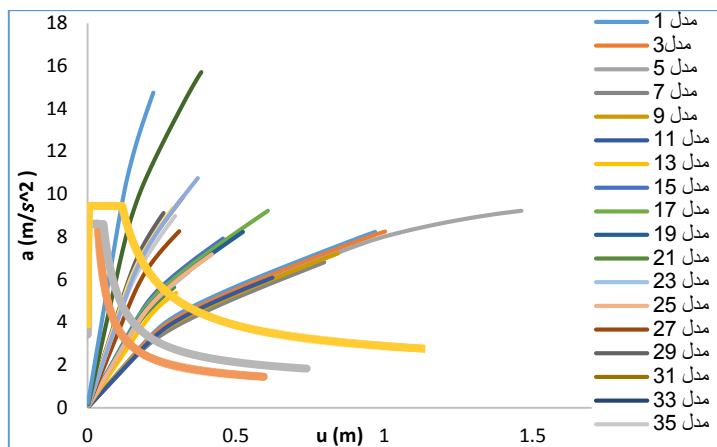
به منظور منظور ارزیابی قاب‌ها، تقاضا بر اساس یک سطح زلزله در نظر گرفته شده است، این سطح خطر مربوط به زلزله‌هایی با احتمال وقوع ۱۰٪ با دوره بازگشت ۴۷۵ سال است که به عنوان سطح تقاضای زلزله طرح در استاندارد ۲۸۰۰ ارائه شده است [۹]. همچنین با فرض بیش‌ترین شتاب آیین‌نامه (۰/۳۵g) و

ضریب اهمیت ساختمان برای مناطق مسکونی ($I=1$) و با استفاده از رابط دینامیکی، نمودار شتاب-جابجایی منحنی‌های تقاضا برای سه نوع خاک I، II و III ترسیم شده است.

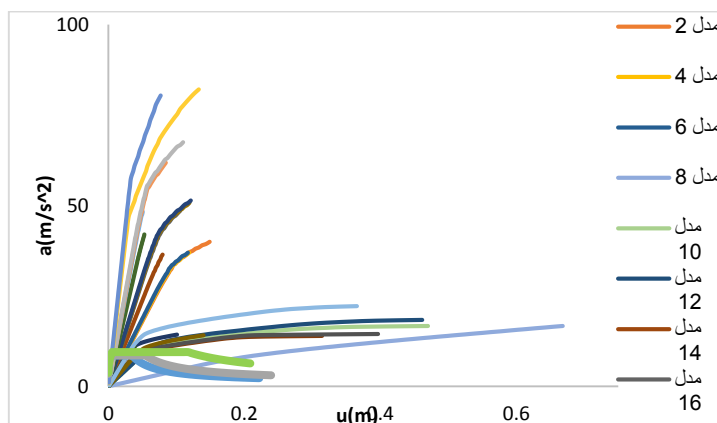
برای ارزیابی لرزه‌ای باید منحنی‌های تقاضا و ظرفیت در کنار هم ترسیم شوند. باتوجه به اینکه منحنی‌های آیین‌نامه‌ای تقاضا برای مدل‌های یک درجه آزادی استخراج شده‌اند، بایستی منحنی ظرفیت چند درجه آزادی سازه، بصورت مناسبی به منحنی ظرفیت یک درجه آزادی تبدیل شود. برای این منظور کافی است به ازای هر مدل، مقادیر برش پایه و جابه‌جایی در منحنی ظرفیت چند درجه آزادی، به حاصل رابطه (۱) تقسیم گردد [۷].

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n m_{mi} \varphi_{mi}}{\sum_{i=1}^n m_{mi} \varphi_{mi}^2} \quad (1)$$

در این رابطه m_{mi} و φ_{mi} به ترتیب جرم و جابه‌جایی i -ام در مد m -ام هستند. با رسم هم‌زمان منحنی ظرفیت مدل‌ها و طیف زلزله به عنوان منحنی تقاضا، محل تقاطع آنها به عنوان نقطه عملکرد مدل‌ها به دست خواهد آمد که در شکل‌های ۷ و ۸ نمایش داده شده است. لازم به ذکر است که برای رسم هم‌زمان منحنی ظرفیت و طیف زلزله، منحنی ظرفیت از نیرو باید به شتاب تبدیل شود که برای این منظور کافی است مقادیر برش پایه (۷) بر جرم موثر مودی (m) تقسیم شود. برای تفسیر و مقایسه نتایج این نمودارها، ضریب امنیت تعریف می‌شود که عبارتست از تقسیم حداکثر تغییرمکان بر تغییرمکان معادل نقطه عملکرد. اگر ضریب امنیت کوچکتر از یک باشد سازه دچار خرابی شده و هرچه این ضریب بزرگتر باشد نشانه سطح امنیت بالای سازه است.



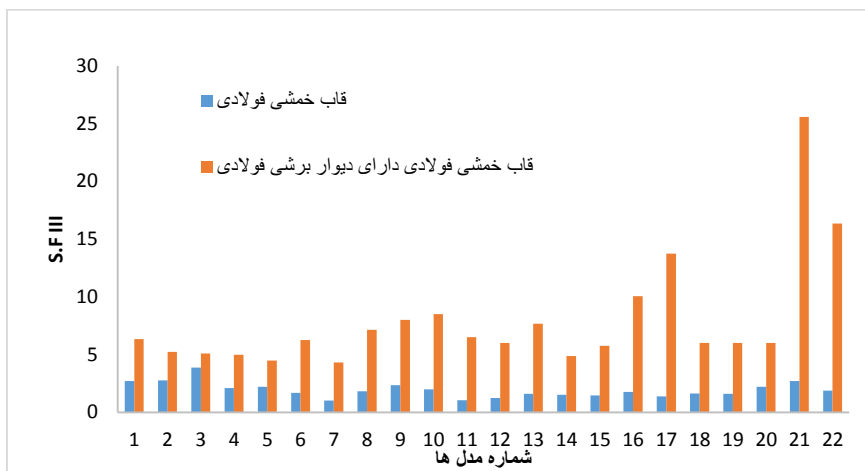
شکل ۷: منحنی‌های ظرفیت برای قاب‌های بدون دیوار برشی فولادی



شکل ۸: منحنی‌های ظرفیت برای قاب‌های دارای دیوار برشی فولادی

با توجه به بکار بردن دیوار برشی فولادی فقط در دهانه وسط و در نتیجه تشکیل طبقه ضعیف در برخی از مدل‌ها، با ادامه دادن دیوار برشی فولادی به همراه ستون‌های متصل به آن تا تراز آخرین طبقه موجود، از ایجاد طبقه ضعیف جلوگیری شده است. بنابراین نتایج مدل‌های اصلاح شده جایگزین نتایج مدل‌های دارای

طبقات ضعیف شده است و برای مقایسه بهتر نتایج، ضرایب امنیت قاب‌های خمشی در کنار ضرایب امنیت قاب‌های با دیواربرشی فولادی مختص خود در شکل ۹ ترسیم شده است. لازم به ذکر است از آنجایی که نتایج حاصل از ضریب امنیت برای خاک‌های نوع I، II و III یکسان هستند، فقط ضرایب امنیت مربوط به خاک‌های نوع III در شکل ۹ گزارش شده است.



شکل ۹: ضرایب امنیت قاب‌ها برای ضرایب خاک نوع III

نتیجه گیری

با توجه به تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی انجام شده بر روی مدل‌های مختلف و همچنین مقایسه ضرایب امنیت قاب‌های خمشی با قاب‌های خمشی دارای دیوار برشی فولادی متناظر با خود، می‌توان نتایج زیر را استنتاج نمود:

- نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که استفاده از دیواربرشی فولادی (به علت افزایش سختی) باعث افزایش فرکانس سازه و در نتیجه کاهش دوره تناوبی می‌شود.
- نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که در صورتی که در قاب‌های نامنظم، دیوار برشی تا انتها ادامه نداشته باشد، در طبقات آخر طبقه ضعیف تشکیل می‌شود.
- نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که دیوار برشی فولادی باعث افزایش ضریب امنیت سازه می‌شود و می‌توان در بهسازی سازه‌ها از آنها استفاده نمود.
- باتوجه به تغییرشکل مودهای بالاتر قاب‌های دارای دیوار برشی فولادی می‌توان نتیجه گرفت که این سیستم باربر جانبی برای ساختمان‌های زیر هشت طبقه مناسب نیست.

مراجع

مهدی پروینی، اصول و مبانی طراحی دیوارهای برشی فولادی، ۱۳۹۳.

Takahashi, Y., Takemoto, Y., Takeda, T., Takagi, M. (1973). Experimental study on thin steel shear walls and particular bracings under alternative horizontal load. In Preliminary Report, IABSE, Symp. On Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads, Lisbon, Portugal.

Timler, P.A., Kulak, G.L. Experimental study of steel plate shear walls.

Roberts, T.M., Sabouri-Ghomi, S. (1992). Hysteretic characteristics of unstiffened perforated steel plate shear panels. Thin-Walled Structures. 1;14(2):139-51.

Driver, R.G. University of Alberta. Dept. of Civil and Environmental Engineering. Seismic behaviour of steel plate shear walls (Doctoral dissertation, University of Alberta).

قاسمیه م، قبادی مس، محمد سهیل. بررسی رفتار دیوار برشی فولادی به روش اجزا محدود. نشریه دانشکده فنی. ۱۳۸۴، ۳۹(۳).

محمودی، حسنی و یزدانی. ارزیابی لرزه‌ای پل‌های قوسی بتنی غیر مسلح راه‌آهن براساس مشخصات هندسی و مکانیکی آنها. نشریه مهندسی سازه و ساخت، ۱۳۹۷

مهدی یزدانی، مرجع کاربردی نرم‌افزار انسیس، ۱۳۹۴.

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، ۱۳۹۲.