



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

بزرگراه شیخ فضل ا. نوری - فاز ۲ شهرک
فرهنگیان - خیابان نارگل - خیابان مروی
خیابان حکمت - مرکز تحقیقات راه، مسکن و
شهرسازی - بخش سازه
انجمن سازه‌های فولادی ایران

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir
www.journaliss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر علی اکبر آقا کوچک
دانشگاه صنعتی اصفهان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجتبی ازهری
دانشگاه ماینز آلمان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حسین باقرنژاد
دانشگاه علم و صنعت ایران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر ابراهیم ثنایی
دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرهاد دانشجو
دانشگاه فنی شیراز	(استاد مهندسی عمران)	دکتر رضا رازانی
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجید صادق آذر
دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر سعید صبوری
دانشگاه اوهایو آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حجت عادل
انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مهدی فرشاد
دانشگاه علم و صنعت	(استاد مهندسی مواد)	دکتر شمس‌الدین میردامادی
دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرزاد نعیم
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی مکانیک)	دکتر سید احمد نور بخش
دانشگاه ساری انگلیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر هشیار نوشین

سازه و فولاد

اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۹۱/۳۳۷۰۱ در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۱۶ صادر کرده است.

سال بیستم - شماره‌ی بیست و هفتم

بهار ۱۳۹۹

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>

۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>

۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (Magiran) <http://www.magiran.com>

فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ۲

ارزیابی رفتار غیرخطی استاتیکی دیوارهای برشی مرکب فولادی-بتنی همبند ۵
Assessment of nonlinear static behavior of steel-concrete coupled composite shear walls

مهدی سالمی، شمس‌الدین هاشمی

ارزیابی قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه سخت و تکیه‌گاه‌های کشسان دورانی در تحلیل خمیری ۲۵
Assessment of Reliability of Steel Frames with Semi-rigid Joints and Elastic Rotational Restraints on Plastic Analysis

محسن بمبائی چی، مصطفی سلیمی نیک

بررسی ایده قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی ۴۱
Evaluation of Linked Column with Simple Frame Idea as a New Structural Steel Frame System

اباذر اصغری، وحید جابری

بررسی تاثیر نوع طراحی المان زانویی مهاربند شورون در رفتار سازه و روند تشکیل مفاصل پلاستیکی ۵۱
Investigating the effect of design type of Chevron's bracing element on structural behavior and the process of forming plastic hinges

سید محمدرضا مرتضوی، ابوالحسن هروی

بررسی رفتار انواع دیوار برشی فولادی در قاب بتنی با اتصالات پیچی تحت شتابنگاشت زلزله ۶۱
Investigating the behavior of different kinds of steel plate shear wall in concrete frame with bolted connection, under earthquake acceleration

مجتبی فتحی، مهدی پرویزی، سهیل مجیدزمانی، فرهاد رضایی رشودی

بررسی عملکرد لرزه‌ای ستون‌های CFDST با هندسه منشوری ۷۷
Investigate the Seismic Performance of CFDST Columns with Prism Geometry

قاسم پاچیده، مجید قلهکی، امین مشتاق

شیوه نگارش ۸۶

فرم عضویت ۸۷

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفات که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به ترتیبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر رخدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود مارادر تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران

ارزیابی رفتار غیرخطی استاتیکی دیوارهای برشی مرکب فولادی-بتنی همبند

مهدی سالمی^۱، سید شمس‌الدین هاشمی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه یاسوج، یاسوج

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه یاسوج، یاسوج

* یاسوج، صندوق پستی ۷۴۹۳۴-۷۵۹۱۸، s.hashemi@yu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۹/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۱۱/۱۵)

چکیده

با وجود آنکه دیوارهای برشی بتن مسلح از سختی برون صفحه بالایی برخوردارند، دیوارهای برشی فولادی سختی برون صفحه کمی دارند. برای جلوگیری از کمانش این دیوارها، ورق‌های فولادی را توسط برشگیرهایی به پانل بتنی متصل می‌کنند (دیوارهای برشی مرکب). یک راه‌حل مناسب برای محدود کردن تغییر شکل جانبی ناشی از خمش دیوارهای برشی در سازه‌های مرتفع، همبند کردن آنها است. در این مقاله به بررسی رفتار دیوارهای برشی مرکب همبند پرداخته شده است. نتایج نشان می‌دهند، تنش‌های ایجاد شده در سیستم دیوارهای برشی همبند نسبت به سیستم دیوارهای برشی مجزا کاهش یافته و سختی جانبی افزایش می‌یابد. البته، افزایش سختی تیرهای همبند از حدی به بعد تاثیر قابل توجهی بر رفتار الاستیک این سیستم نمی‌گذارد. بنابراین رابطه‌ای پیشنهاد شده که می‌تواند به طور تقریبی ابعاد مقطع تیرهای همبند ایده‌آل را پیش‌بینی نماید. در شروع پژوهش یک سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزا ۵ طبقه طراحی شده و تحلیل غیرخطی استاتیکی گردیده است و سپس این سیستم بدون هیچ تغییری به صورت همبند فرض شده و ابعاد مقطع تیرهای همبند مورد نیاز این سازه توسط رابطه پیشنهادی محاسبه شده و مجدداً تحلیل غیرخطی استاتیکی گردیده است. مقایسه نتایج حاصل از این مدل‌ها بیانگر افزایش پارامترهای مقاومتی و شکل‌پذیری دیوارهای برشی همبند نسبت به مجزا می‌باشد. نتایج نشان می‌دهند افزایش سختی تیرهای همبند نسبت به تیرهای ایده‌آل، تاثیر چندانی در افزایش پارامترهای مقاومتی سیستم نداشته و حتی شکل‌پذیری سیستم کاهش پیدا می‌کند. بنابراین مقطع تیرهای همبند ایده‌آل تعیین شده از رابطه پیشنهادی، عملکرد غیرخطی بهینه‌ای نیز داشته است.

واژگان کلیدی

دیوارهای برشی مرکب همبند، تحلیل غیرخطی استاتیکی، سختی تیرهای همبند، تیرهای همبند ایده‌آل، پارامترهای مقاومتی و شکل‌پذیری

Assessment of nonlinear static behavior of steel-concrete coupled composite shear walls (CCSWs)

M. Salemi, Sh. Hashemi

Abstract

Reinforced concrete shear walls have a high out-of-plane stiffness, while the steel shear walls have a slight out-of-plane stiffness. To prevent the buckling, the steel plates are connected to the concrete panel by shear lugs (composite shear walls). In this paper, the behavior of coupled composite shear walls is investigated. The results show that the stresses created in the system of coupled shear walls are reduced in comparison to separate shear walls and that lateral stiffness is increased. However, increasing rigidity of coupled beams more than a specified amount does not significantly affect the elastic behavior of the system. Therefore, a relation that can approximate the ideal coupled beam is suggested. A dual system of steel moment-resisting frame and composite shear walls was designed, and static nonlinear analysis was performed. In the following, the composite shear walls are assumed to be unchanged, and the dimensions of the coupled beam are calculated by the proposed relationship and static nonlinear analysis has been performed. Comparison of the results shows that the resistance parameters and ductility of the coupled shear walls are more than separate shear walls. The studies show that increasing the rigidity of the coupled beams more than that of the ideal beams does not have a significant effect on the increase of the resistance parameters of the system and, moreover, the ductility of the system decreases. Therefore, the dimensions of the ideal coupled beam cross section are predicted well even in the nonlinear performance of the system.

Keywords

Coupled composite shear walls, Nonlinear static analysis, Coupled beams stiffness, Ideal coupled beams, Resistance parameters and ductility

زلزله‌های کوبه، نورث‌ریچ، طبس و شدیدترین زلزله و سونامی که اخیراً در کشور ژاپن به وقوع پیوست و خسارات وسیعی برجای گذاشت، همگی بیانگر نیاز سازه‌ها به سیستم‌های باربر جانبی مناسبی است که بتوانند در برابر خشم طبیعت پایداری نمایند. امروزه با پیشرفت دانش مهندسی، انواع مختلف سیستم‌های مقاوم جانبی توسعه پیدا کرده‌اند. یکی از سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی دیوارهای برشی می‌باشد. این دیوارها به دو صورت بتن مسلح و فولادی دسته‌بندی می‌شوند که بر اساس پژوهش‌های پیشین شرح مختصری از رفتار انواع این سیستم ارائه خواهد شد. دیوارهای برشی بتن مسلح در واقع المان‌های مسطحی هستند که از سختی خارج صفحه‌ی زیادی برخوردار می‌باشند و تغییر شکل‌های خارج از صفحه بسیار محدودی دارند. علت این امر زیاد بودن ضخامت دیوارها می‌باشد. این دیوارها مشابه یک تیر کنسولی قائم و عمیق عمل می‌کنند که برای ساختمان پایداری جانبی ایجاد نموده و در مقابل برش‌ها و لنگرهای خمشی ناشی از بارهای جانبی مقاومت می‌کنند [۱].

دیوارهای برشی ساخته شده از ورق‌های فولادی در سالیان اخیر به عنوان یک سیستم باربر جانبی مناسب مورد توجه طراحان سازه قرار گرفته است. این سیستم از نظر وزن و فضای اشغالی نسبت به همتای بتنی خود ارجحیت دارد. دیوارهای برشی فولادی در واقع المان مسطحی هستند که از سختی خارج صفحه‌ی کمی برخوردار می‌باشند و تغییر شکل‌های خارج از صفحه بسیار زیادی دارند. علت این امر نازک بودن ورق‌های فولادی می‌باشد. در این نوع دیوارها، کمانش خارج از صفحه ورق فولادی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است و باعث ایجاد خطوط ککش قطری در صفحه فولادی می‌شود. به دنبال افزایش و توزیع یکنواخت‌تر این خطوط، ظرفیت برشی سیستم بهبود می‌یابد. استفاده از این ظرفیت با بهبود عملکرد می‌تواند توسط سخت‌کننده‌هایی^۱ صورت گیرد. این سخت‌کننده‌ها به شکل‌های مختلف به ورق فولادی متصل می‌شوند. حضور سخت‌کننده‌ها تغییر شکل‌های خارج صفحه ورق فولادی را کاهش داده و باعث بهبود رفتار این سازه می‌شود. حضور سخت‌کننده‌ها در این سیستم پارامترهای لرزه‌ای از جمله شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه را افزایش می‌دهند [۲-۴]. تبدیل دیوار برشی فولادی به مرکب باعث کاهش تغییر مکان‌های جانبی یا به عبارت بهتر باعث افزایش سختی جانبی می‌گردد. علت این امر، گسترش میدان ککش قطری و تاخیر در کمانش صفحه فولادی می‌باشد. با حضور پانل بتنی در سیستم دیوار برشی فولادی و استفاده از

اتصالات مناسب بین ورق‌های فولادی و پانل بتنی، کمانش خارج از صفحه ورق‌های فولادی محدودتر شده و ورق‌های فولادی به ظرفیت برشی کامل خود می‌رسند. در واقع در هر دو سیستم دیوار برشی فولادی و مرکب پدیده‌ی کمانش وجود خواهد داشت با این تفاوت که در دیوار برشی فولادی، کمانش بصورت کلی است و از مقاومت ناحیه محدودی از سطح ورق فولادی استفاده می‌گردد در حالی که در دیوار برشی مرکب کمانش از حالت کلی به موضعی تبدیل می‌گردد و بدین ترتیب از حداکثر مقاومت برشی صفحه‌های فولادی استفاده می‌شود. با وجود اجزاء مرزی چسبیده به پانل بتنی و تغییر شکل‌های ایجاد شده، نیروهای بسیار بزرگی ناشی از تنش‌های فشاری به صورت قطری باعث ایجاد کمانش کلی پانل بتنی خواهد شد که این موضوع باعث ترک‌خوردگی بتن و جدا شدن برشگیرها و در نهایت کمانش ورق فولادی قبل از مقاومت تسلیم می‌شود، بنابراین وجود یک درز در حدود ۲/۵ الی ۵ سانتی‌متر در اطراف پانل بتنی می‌تواند این تنش‌ها را کاهش داده و بسیار کارآمد باشد. این اختلاف به ظاهر ساده نتایج مهمی در عملکرد سیستم، نظیر افزایش شکل‌پذیری و کاهش تخریب در پی خواهد داشت [۵-۷]. ضخامت پانل بتن مسلح تاثیر مستقیم بر ظرفیت برشی و مقاومت نهایی سیستم دیوار برشی مرکب می‌گذارد و در طراحی ضخامت ورق‌های فولادی بسیار موثر است. افزایش ضخامت پانل بتنی تا یک حدی می‌تواند ظرفیت برشی و مقاومت نهایی سیستم را افزایش دهد و با افزایش مجدد ضخامت پانل بتنی، این مقادیر ثابت باقی می‌مانند. همچنین پانل بتنی تاثیر بسیار خوبی بر عملکرد و خرابی اجزاء مرزی در سیستم دیوار برشی مرکب دارد [۸ و ۹]. سختی جانبی سیستم دیوار برشی مرکب در صورتی که ورق‌های فولادی در دو طرف پانل بتنی قرار گیرد بیشتر از حالتی است که ورق فولادی در یک طرف پانل بتنی قرار گیرد در حالی که انرژی مستهلک شده سیستم در این حالت بیشتر است [۱۰]. بر اساس مطالعات تجربی و تحلیلی انجام شده بر روی رفتار فشاری دیوارهای برشی فولادی-بتنی مرکب، کمانش موضعی ورق‌های فولادی و بتن محصور در بین ورق‌ها، رابطه‌ای برای فشار محوری دیوارهای برشی مرکب و کمانش الاستیک ورق‌های فولادی مطرح شده است. بر اساس نتایج حاصل، اشکال مختلف ورق‌های فولادی تأثیر مهمی روی کمانش آنها و اثر مهارتی بتن محصور دارد و همچنین می‌تواند بر ظرفیت باربری محوری دیوار برشی مرکب تأثیر داشته باشد [۱۱ و ۱۲].



بر اساس مطالعات آزمایشگاهی بر روی ده نمونه دیوار برشی مرکب نتایج حاصل شده است. هرچقدر فاصله‌ی بین پیچ‌ها (برشگیرها) کاهش یابد، مقدار اتلاف انرژی کل سیستم افزایش می‌یابد و تأثیر بسیار خوبی بر روی ظرفیت برشی و شکل‌پذیری سیستم می‌گذارد و مکانیزم مقاومتی سیستم بهبود می‌یابد [۱۳].

با توجه به پژوهش‌های محققان، این واقعیت پذیرفته شده که دیوارهای برشی مرکب پارامترهای سازه‌ای نظیر سختی جانبی، ظرفیت برشی و جذب انرژی قابل توجهی دارند. حال با توجه به آنکه دیوارهای برشی در سازه‌های بلند مرتبه تغییر شکل‌های خمشی قابل توجهی ناشی از بارهای جانبی تجربه می‌کنند، همبند کردن دیوارها با تیرهای بسیار مقاوم راه‌حل مناسبی برای محدود کردن این تغییر شکل‌ها می‌باشد. بنابراین بر اساس پژوهش‌های پیشین شرح مختصری از رفتار دیوارهای برشی همبند ارائه خواهد شد.

حضور تیرهای همبند در سیستم دیوار برشی فولادی باعث توسعه میدان کشش قطری در ورق‌های فولادی، ایجاد تسلیم برشی در وسط جان تیرهای همبند و مفصل پلاستیک خمشی در محل اتصالات تیرها به دیوارهای طرفین می‌شود. با توجه به این که در اغلب موارد سختی دیوارهای طرفین بسیار بیشتر از سختی تیرهای همبند می‌باشد، بیشترین آسیب‌پذیری در تیرهای همبند ایجاد می‌شود و زودتر از همه‌ی اعضاء سازه وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند [۱۴]. تیرهای همبند فولادی که بر اساس تسلیم برشی طراحی می‌شوند، توانایی جذب انرژی بیشتر و رفتار چرخه‌ای پایدارتری در مقایسه با تیرهای همبندی که بر اساس تسلیم خمشی طراحی می‌شوند دارند [۱۵]. بر اساس مطالعات آزمایشگاهی انجام شده در مورد دیوارهای برشی بتن مسلح همبند، نتایج حاصل شده است. کنترل تغییر مکان بسیار خوبی دارند. یک سیستم همبند قوی، امکان استفاده از دیوارهای لاغر را بدون به خطر انداختن اعضاء سازه ایجاد می‌نماید. حدود تغییر شکل‌ها در خلال یک پاسخ شکل‌پذیر، متأثر از مودهای دینامیکی بالاتر نمی‌باشد. با یک آرماتورگذاری مناسب، میرایی بزرگتری نسبت به ساختمان‌های با دیوار برشی مجزا از خود نشان می‌دهند [۱۶].

سیستم دیوارهای برشی فولادی همبند از دو دیوار برشی فولادی با ورق جان تخت با حضور تیر و ستون‌های مرزی تشکیل یافته است که در تراز هر طبقه با تیرهای همبند متصل شده‌اند. پیکربندی این سیستم علاوه بر حفظ مزایای دیوارهای برشی فولادی، انعطاف‌پذیری بیشتری در ارتباط با عملکرد

ساختمان ارائه می‌نماید. مهمترین هدف همبند کردن دیوارهای برشی، کنترل تغییر شکل‌های نسبی بین طبقه‌ای در سازه‌ها می‌باشد. به عبارت دیگر دیوارهای همبند، قابلیت توزیع تغییر شکل‌های پلاستیک را در پلان و ارتفاع ساختمان دارند. همچنین در صورت استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی همبند، وزن سازه ۱۵٪ الی ۴۰٪ نسبت به همتای مجزای خود کاهش پیدا می‌کند [۱۷-۱۹].

بر اساس آزمایش‌ها و پژوهش‌های انجام شده، تیرهای همبند مرکب (فولادی-بتنی) سختی، ظرفیت برشی و شکل‌پذیری بیشتری نسبت تیرهای همبند بتن مسلح دارند [۲۰ و ۲۱].

دیوارهای برشی بتن مسلح با تیرهای همبند بتنی با نسبت دهانه به عمق کمتر از ۲ نیاز به میلگردگذاری قطری ویژه‌ای دارد. به دلیل مشکلات ساخت و زمان بر بودن اجراء این تیرها می‌توان از تیرهای همبند فولادی با تکیه‌گاه‌های محاط شده استفاده نمود [۲۲].

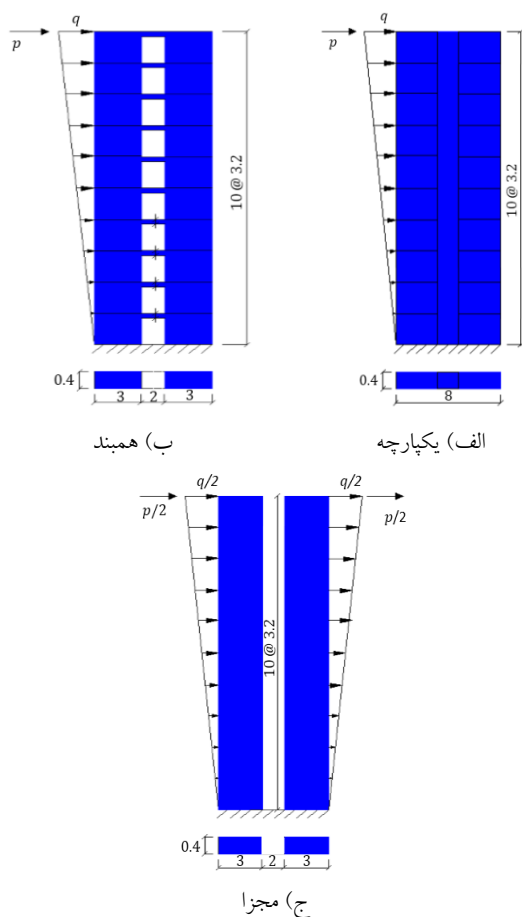
با افزایش صلبیت نسبی تیرهای همبند، رفتار تیرها از خمشی به سمت برشی میل می‌یابد و متناسب با این موضوع سختی جانبی، ظرفیت برشی و استهلاک انرژی سیستم دیوارهای برشی فولادی همبند افزایش می‌یابد. البته افزایش این پارامترها تا حدودی از صلبیت نسبی تیرهای همبند قابل توجه است [۲۳].

بر اساس مطالعات آزمایشگاهی بر روی دیوارهای برشی بتن مسلح همبند با تیر همبند تعویض‌پذیر فولادی نتایج حاصل شده است. بر اساس عملکرد لرزه‌ای و نمودار هیسترزیس کل سیستم و تیر تعویض‌پذیر، افت عملکرد سیستم کلی نسبت به تیر تعویض‌پذیر به علت وجود ترک‌های ریز و عدم عملکرد کاملاً گیردار تکیه‌گاه قابل مشاهده می‌باشد. همچنین با مقایسه سختی تحلیلی و آزمایشگاهی این سیستم، راهکاری برای تخمین سختی واقعی تیرهای همبند فولادی ارائه شده است [۲۴].

بر اساس مطالعات انجام شده، دیوارهای برشی مرکب از توانایی بسیار بالایی برخوردار هستند و پژوهش‌های خوبی در این زمینه انجام شده است. همچنین قابلیت و توانایی دیوارهای برشی همبند کاملاً مشخص است. در پژوهش‌های پیشین دیوارهای برشی بتن مسلح با تیرهای همبند بتنی و فولادی و همچنین دیوارهای برشی فولادی با تیرهای همبند فولادی مورد توجه قرار گرفته است. در پژوهش حاضر رفتار غیرخطی استاتیکی سیستم دیوارهای برشی مرکب فولادی-بتنی همبند با



شده است. هدف از بیان مطالب فوق، آشنایی با فرضیات اثبات معادلات مربوط به روش تحلیلی محیط پیوسته می باشد. حضور معادلات مربوط به این روش در حوصله مقاله حاضر نیست. بر اساس معادلات مربوط به روش تحلیلی محیط پیوسته، چندین نمونه از دیوارهای برشی همبند ۱۰ طبقه با تیرها همبند متفاوت تحلیل الاستیک شده و نتایج هر یک از این مدل ها با نتایج حاصل از نرم افزار ABAQUS مقایسه شده است. در تمامی مدل ها، مقطع تیرهای همبند مستطیلی می باشد و مطابق شکل (۱) عرض مقطع تیرهای همبند برابر با عرض دیوارهای برشی است و عمق تیرها با یکدیگر متفاوت است. همچنین با فرض اینکه عمق تیرهای همبند صفر باشد (دیوارهای برشی مجزا) یا عمق تیرهای همبند برابر با ارتفاع دیوارها در هر طبقه باشد (دیوارهای برشی یکپارچه)، سازه های مورد نظر بر اساس روابط مربوط به مقاومت مصالح تحلیل الاستیک شده است.



شکل ۱- سیستم دیوارهای برشی ۱۰ طبقه $p=1231/14 \text{ kN}$ و $q=459/92 \text{ kN/m}$

شکل (۲-الف) حداکثر تنش ایجاد شده در پای هر یک از

تیرهای همبند فولادی بررسی می شود.

بر اساس روند پژوهش ابتدا رفتار الاستیک دیوارهای برشی همبند بر اساس روش تحلیلی محیط پیوسته^۲ و نرم افزار ABAQUS بررسی شده است. از نتایج قابل توجه این بررسی ارائه رابطه ای جهت تخمین ابعاد مقطع تیرهای همبند ایده آل می باشد. وجه تمایز پژوهش حاضر با پژوهش های پیشین ارائه این رابطه است. در ادامه با بررسی رفتار غیرخطی استاتیکی دیوارهای برشی مرکب مجزا و همبند، عملکرد رابطه ای پیشنهادی کنترل شده است.

۲- ارزیابی رفتار الاستیک دیوارهای برشی همبند

بر اساس مطالب بخش یکم، رفتار دیوارهای برشی همبند تا حدودی روشن شد. در بخش حاضر ابتدا رفتار الاستیک دیوارهای برشی همبند بر اساس روش تحلیلی محیط پیوسته بررسی می شود. این روش تقریبی ضمن فراهم آوردن امکان نگرش جامع به رفتار سازه های دیوار برشی همبند، ابزاری برای بررسی کیفی و کمی اثرات دیوارها و تیرهای همبند، بر نیروهای مقاوم در برابر بارهای جانبی اعمالی بر سازه می باشد. معادلات مربوط به این روش با بهره گیری از روش کار مجازی و فرضیات زیر قابل محاسبه است [۲۵].

(۱) مشخصات دیوارها و تیرهای همبند در ارتفاع تغییر نکرده و ارتفاع طبقات یکسان است.

(۲) مقاطع صفحه ای تمام اعضاء سازه، قبل از خمش و پس از آن به صورت صفحه ای باقی می ماند.

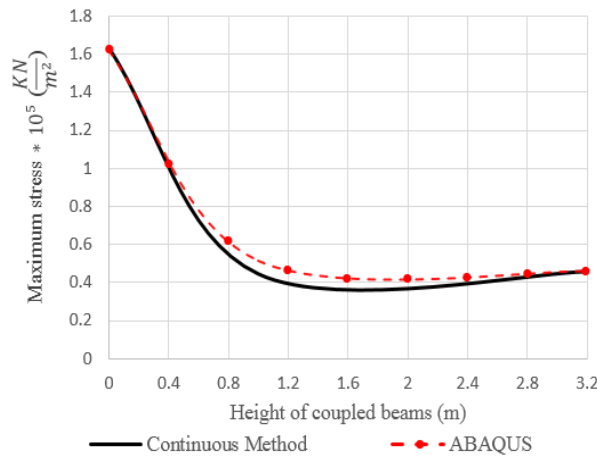
(۳) تغییر مکان افقی در دیوارها به دلیل تقارن یکسان است، لذا شیب های ایجاد شده در هر تراز از ارتفاع دیوارها برابر می باشند. بنابراین با توجه به این فرض و با به کارگیری مستقیم روابط شیب-تغییر مکان، می توان نشان داد که نقاط عطف خمشی در وسط تیرهای همبند به وجود می آیند. همچنین با استناد به این فرضیه، انحناء دیوارها در تمام ارتفاع یکسان است و در نتیجه لنگر خمشی ایجاد شده در هر یک از دیوارها متناسب با صلبیت خمشی آنها خواهد بود.

(۴) نیروی برشی ایجاد شده در هر یک از تیرهای همبند طبقات به صورت توزیع پیوسته معادل در نظر گرفته می شود.

در روند اثبات معادلات مربوط به این روش، تغییر شکل های خمشی و محوری دیوارهای برشی و همچنین تغییر شکل های خمشی و برشی تیرهای همبند در نظر گرفته

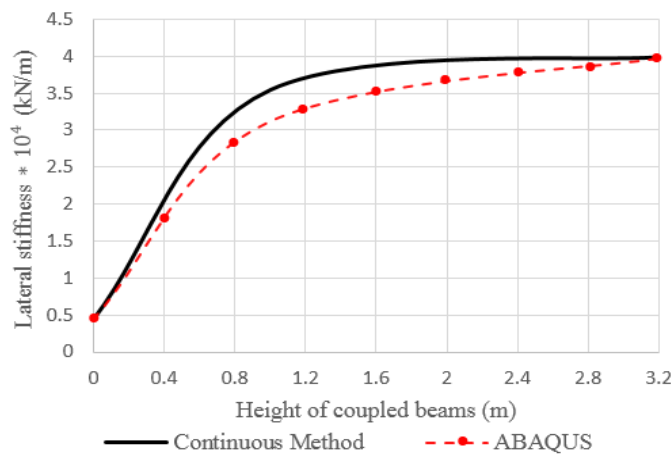
و حداکثر تنش ایجاد شده ناشی از بارگذاری خارجی تقریباً ۴ برابر کاهش می‌یابد و در صورت افزایش مجدد عمق تیرهای همبند تا $(l=2\text{ m})$ این تغییرات محسوس شده و قابل صرف نظر می‌باشد. با افزایش مجدد عمق تیرهای همبند تا $(l=3/2\text{ m})$ (دیوار برشی یکپارچه)، تقریباً هیچ تغییری در پارامترهای ذکر شده ایجاد نمی‌گردد. بنابراین رفتار ایده‌آل دیوارهای برشی همبند در $(l=1/2\text{ m})$ ایجاد می‌گردد زیرا با افزایش مجدد عمق تیرهای همبند تاثیرات قابل توجهی در رفتار سیستم ایجاد نمی‌شود و تنها بار مرده سازه افزایش می‌یابد.

مدل‌های ذکر شده در اثر بارگذاری خارجی و شکل (۲-ب) سختی الاستیک جانبی کل سیستم را نشان می‌دهد. بر اساس شکل (۲)، در صورتی که دیوارهای برشی بصورت مجزا $(l=0)$ (عمق تمامی تیرهای همبند طبقات است) در نظر گرفته شوند، کمترین سختی الاستیک جانبی و بیشترین تنش ناشی از بارگذاری خارجی در سیستم ایجاد می‌شود. حال در صورتی که دیوارهای برشی مجزا به صورت همبند در نظر گرفته شوند، تاثیرات همبندشدگی سیستم تا $(l=1/2\text{ m})$ به شدت زیاد است به طوری که سختی الاستیک جانبی سیستم تقریباً ۸ برابر افزایش



$$\sigma_{max}(l) = \left[-0.207 \frac{1}{u^3} - 17.993 \frac{1}{u^2} \sinh(86.36u) + 701.19 \frac{1}{u} \right] \times \tanh(86.36u) + 17.993 \frac{1}{u^2} \cosh(86.36u) + 41660.803, \quad u = \sqrt{\frac{l^3}{30 + 20.7l^2}}$$

الف) حداکثر تنش ایجاد شده در پای هر یک از دیوارها بر حسب عمق تیرهای همبند متفاوت



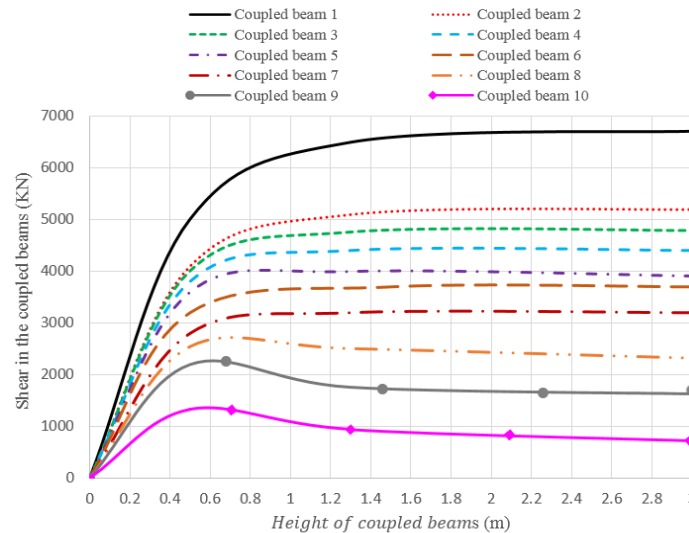
$$K(l) = \frac{4.368 \times 10^7}{-0.04157 \frac{1}{u^3} \tanh(86.36u) + 3.582 \frac{1}{u^2} + 1070}, \quad u = \sqrt{\frac{l^3}{30 + 20.7l^2}}$$

ب) سختی الاستیک جانبی کل سیستم بر حسب عمق تیرهای همبند متفاوت

شکل ۲- نتایج تحلیلی و عددی سیستم مورد نظر

نام در نظر گرفته می‌شود. بر اساس علم تحلیل سازه در صورتی که سازه‌ای نامعین باشد، نیروهای ایجاد شده در هر یک از اعضا سازه به شدت متأثر از سختی آنها است. بر اساس شکل (۳)، با افزایش عمق تیرهای همبند تا $(l = 1/2 \text{ m})$ نیروی برشی در هر یک از تیرهای همبند همواره در حال افزایش است و سپس با افزایش مجدد عمق تیرها، تغییرات نیروی برشی بسیار محسوس شده و تقریباً برابر با صفر می‌شود. بنابراین نتایج حاصل از شکل‌های (۲) و (۳) کاملاً با همدیگر هماهنگی دارد.

در ادامه پژوهش برای اطمینان از نتایج حاصل، نیروی برشی ایجاد شده در هر یک از تیرهای همبند طبقات مدل‌های بررسی شده بر اساس روش تحلیلی محیط پیوسته محاسبه شده است. شکل (۳) نتایج حاصل از این محاسبات را نشان می‌دهد. در رابطه‌های نشان داده شده در شکل‌های (۲) و (۳)، l عمق تیرهای همبند است و بر اساس روش تحلیلی محیط پیوسته برای $0 < l < 3/2$ صحیح می‌باشد (۳/۲) متر ارتفاع هر طبقه است). مقدار z_i از کف دیوارهای برشی تا مرکز تیر همبند طبقه



$$v_i(l, z_i) = \int_{z_i-1.6}^{z_i+1.6} \left\{ \frac{\cosh(86.36u - 2.7zu)}{\cosh(86.36u)} \left(30.43 \frac{1}{u} \sinh(86.36u) + \frac{0.35}{u^2} - 1533.8 \right) - 30.43 \frac{1}{u} \sinh(86.36u - 2.7zu) - \frac{0.35}{u^2} - 1.28z^2 + 1534 \right\} dz, \quad u = \sqrt{\frac{l^3}{30 + 20.7l^2}}$$

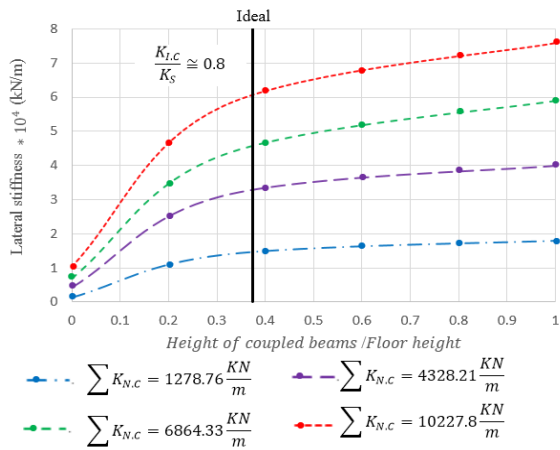
شکل ۳- نیروی برشی ایجاد شده در هر یک از تیرهای همبند طبقات بر حسب عمق تیرهای همبند متفاوت

ایجاد شده ناشی از بارگذاری خارجی کاهش می‌یابد. اکنون با بهره‌گیری از روش تحلیلی محیط پیوسته و نرم‌افزار ABAQUS، راه‌حلی ارائه خواهد شد تا ابعاد مقطع تیرهای همبند به صورت ایده‌آل تخمین زده شوند. منظور از رفتار ایده‌آل مطابق شکل (۲-ب)، ناحیه‌ای است که با افزایش سختی تیرهای همبند، تغییرات سختی الاستیک جانبی کل سیستم افزایش قابل توجهی نمی‌یابد (این ناحیه به صورت تقریبی در نظر گرفته می‌شود). بر اساس راه‌حل مورد نظر، چندین نمونه از دیوارهای برشی مجزای ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه با سختی‌های مختلف انتخاب شده و هر یک از این مدل‌ها توسط تیرهای همبند با عمق‌های متفاوت در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی و تحلیل الاستیک می‌شود. نتایج حاصل از این مدل‌ها در شکل (۴)

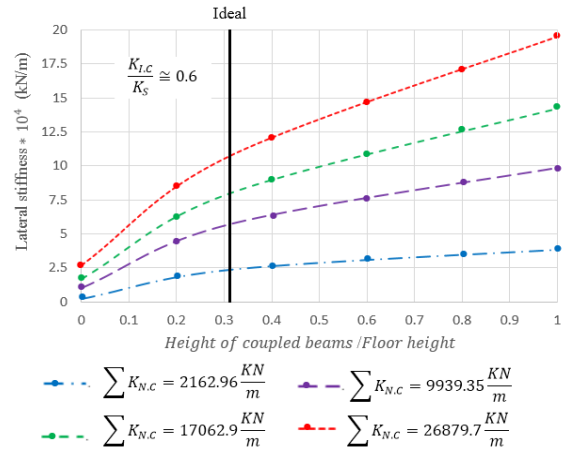
بر اساس نتایج حاصل از مدل‌های بررسی شده، تیرهای همبند تأثیرات قابل توجهی در سیستم دیوارهای برشی مجزا ایجاد می‌کنند به طوری که خصوصیات مقاومتی این سازه‌ها کاملاً وابسته به سختی تیرهای همبند است. سختی بیش از حد تیرهای همبند تقریباً تأثیری بر رفتار الاستیک این سیستم نمی‌گذارد. با همبند شدن دیوارهای برشی، رفتار آنها از خمشی به سمت برشی میل می‌یابد و متناسب با این موضوع لنگر خمشی در هر یک از دیوارها به شدت کاهش پیدا می‌کند. البته با همبند شدن دیوارها، نیروهای برشی بسیار بزرگی در تیرهای همبند ایجاد می‌شود که این نیروها به صورت محوری به دیوارهای برشی طرفین تیرها منتقل می‌شوند. به طور کلی بر اساس شکل (۲-الف) با همبند شدن دیوارهای برشی تنش‌های

برشی همبند ایده‌آل و سختی دیوار برشی یکپارچه می‌باشند.

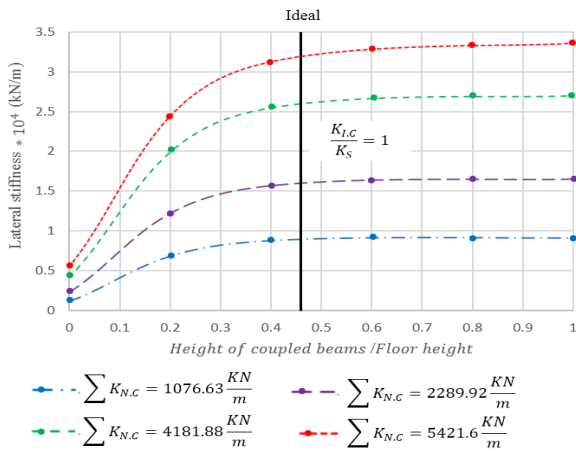
نشان داده شده است. پارامترهای $\sum K_{N,C}$ ، $K_{I,C}$ و K_S به ترتیب بیانگر مجموع سختی دیوارهای برشی مجزا، سختی دیوارهای



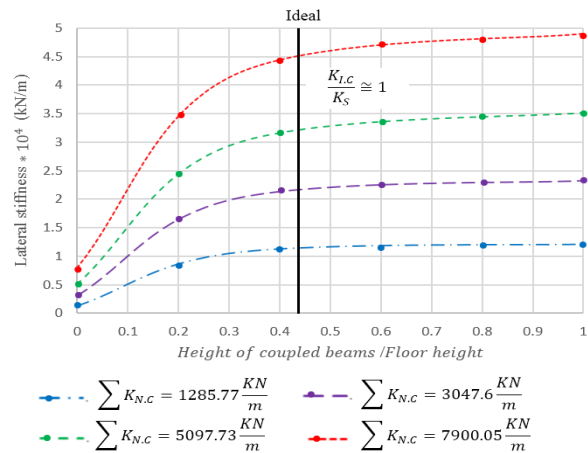
ب) ۱۰ طبقه



الف) ۵ طبقه



د) ۲۰ طبقه



ج) ۱۵ طبقه

شکل ۴- سختی الاستیک جانبی سیستم بر حسب ارتفاع تیرهای همبند در سازه‌های مورد بررسی

می‌باشد.

۴) عرض مقطع تیرهای همبند برابر با عرض دیوارهای برشی است و عمق تیرها با یکدیگر متفاوت می‌باشد. همچنین طول تیرها به طور معمول بین ۲ تا ۳ متر در نظر گرفته شده است.

۵) المان مورد استفاده در نرم‌افزار ABAQUS از نوع المان هشت گرهی حجم^۳ است و تحلیل مورد نظر از نوع استاتیک-جنرال^۴ می‌باشد [۲۶].

بر اساس شکل (۴)، تغییرات سختی دیوارهای برشی مجزا تاثیر قابل توجهی بر روی رفتار دیوارهای برشی همبند ایده‌آل نمی‌گذارد در حالی که رفتار این دیوارها با تعداد طبقات مختلف کاملاً با همدیگر متفاوت است.

مقادیر سختی‌های ارائه شده برای هر یک از دیوارهای برشی مجزا وابسته به ابعاد مقطع دیوارها، ارتفاع سیستم و خصوصیات مصالح به کار رفته است که بر اساس بندهای زیر به صورت تجربی تغییر داده شده است.

۱) طول و ضخامت دیوارها در سازه‌های ۵ تا ۱۰ طبقه در حدود ۲ الی ۵/۵ متر و ۰/۳۰ الی ۰/۶۰ متر متغیر می‌باشد. همچنین طول و ضخامت دیوارها در سازه‌های ۱۰ تا ۲۰ طبقه در حدود ۶ الی ۱۰ متر و ۰/۶۰ الی ۰/۹۰ در نظر گرفته شده است.

۲) ارتفاع دیوارهای برشی در هر طبقه به طور معمول بین ۳/۲ الی ۴ متر در نظر گرفته شده است.

۳) f_c به کار رفته برای بتن تمامی مدل‌ها ۳۰ مگاپاسکال

$$k^2 = 1 + \frac{AI}{A_1 A_2 L^2} \quad (2)$$

$$\alpha^2 = \frac{12I_e L^2}{b^3 h l} \quad (3)$$

در این روابط، A_1 و A_2 بیانگر مساحت مقطع هر یک از دیوارهای همبند می‌باشد و مقدار A برابر با مجموع این مقادیر است. I برابر با مجموع ممان اینرسی هر یک از دیوارهای برشی همبند حول محور خمش می‌باشد. همچنین پارامترهای L فاصله مرکز تا مرکز دیوارهای برشی همبند، h ارتفاع هر طبقه و b طول تیرهای همبند می‌باشد.

در رابطه (۱)، مقدار $\kappa\alpha H$ همواره بزرگ‌تر از یک است ($\kappa\alpha H > 1$) و مقدار پارامتر $\tanh(\kappa\alpha H)$ حداقل برابر با صفر و حداکثر برابر با یک می‌باشد ($0 \leq \tanh(\kappa\alpha H) \leq 1$). حال در صورتی که در مقدار $\tanh(\kappa\alpha H)$ به حداکثر خود یعنی ۱ برسد، ضریب $\frac{1}{(\kappa\alpha H)^2} \ll \frac{1}{(\kappa\alpha H)^3}$ است. بنابراین برای ساده شدن رابطه (۱)، از مقدار $\frac{1}{(\kappa\alpha H)^3} \tanh(\kappa\alpha H)$ صرف نظر نموده و همچنین با فرض این که سختی دیوارهای برشی همبند در حالت ایده‌آل ضریبی از سختی دیوار برشی یکپارچه نظیر خود می‌باشند، رابطه (۱) را به شکل زیر اصلاح می‌کنیم.

$$nK_s = \frac{3EI}{H^3} \times \frac{1}{\left[\frac{k^2-1}{k^2}\right] + \frac{3}{k^2} \left[\frac{1}{(\kappa\alpha H)^2}\right]} \quad (4)$$

در نهایت رابطه (۴) را می‌توان به شکل زیر نوشت:

$$\alpha^2 = \frac{1}{\left[\frac{EI}{nK_s H^3} + \frac{1-k^2}{3k^2}\right] k^4 H^2} \quad (5)$$

در رابطه (۵)، مقدار n پارامتر مربوط به سختی ایده‌آل سیستم می‌باشد و بر اساس شکل (۴) به دست می‌آید.

بر اساس شکل (۲-ب)، سختی جانبی حاصل از روش تحلیلی محیط پیوسته بیشتر از نرم‌افزار ABAQUS می‌باشد و این موضوع تغییرات قابل توجهی در محاسبه هدف مورد نظر ایجاد می‌کند. روش تحلیلی محیط پیوسته دارای فرضیاتی می‌باشد که در ابتدای بخش حاضر به آن اشاره شد. این فرضیات خطاهایی را وارد مسئله می‌کند و تقریباً سختی جانبی حاصل از این روش ۱۵٪ بیشتر از نتایج حاصل از نرم‌افزار ABAQUS می‌باشد. در هر حال نتایج حاصل از نرم‌افزار توسط المان‌های واقعی سه بعدی (المان ۸ گرهی حجم) به دست آمده‌اند و دقیق‌تر می‌باشند. بنابراین رابطه (۵) را با یک تقریب قابل قبول به شکل زیر اصلاح می‌کنیم.

بر اساس شکل (۴-الف) با افزایش عمق تیرهای همبند، سختی جانبی سیستم دیوارهای برشی همبند به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد ولی بعد از ناحیه نشان داده شده در شکل، شیب تغییرات سختی جانبی کاهش یافته و این موضوع حاکی از کم شدن تأثیرات سختی تیرهای همبند در سیستم مورد نظر می‌باشد. البته این موضوع در سازه‌های کوتاه مرتبه (دیوارهای برشی همبند ۵ طبقه) کمتر به چشم می‌خورد زیرا ارتفاع کل سازه کم می‌باشد و با افزایش عمق تیرها تا یکپارچه شدن کامل سیستم، تغییر مکان‌های نسبی بین طبقه‌ای کمتر شده و بنابراین سختی جانبی سیستم همواره در حال افزایش است. در واقع در دیوارهای برشی همبند کمتر از ۵ طبقه، رفتار ایده‌آل سیستم مفهوم واقعی ندارد. به هر حال بر اساس شکل (۴-الف)، محل ایجاد تغییر در شیب نمودارها را به عنوان رفتار ایده‌آل سیستم در نظر می‌گیریم که در این ناحیه نسبت سختی دیوارهای برشی همبند ایده‌آل به سختی دیوار برشی یکپارچه در حدود ۰/۶ می‌باشد.

بر اساس شکل‌های (۴-ب، ج و د)، با افزایش تعداد طبقات دیوارهای برشی همبند، رفتار ایده‌آل دیوارها بیشتر به چشم می‌خورد و در صورتی که تعداد طبقات این سازه بیش از ۱۵ طبقه باشد، دیوارهای برشی همبند ایده‌آل رفتاری شبیه به دیوار برشی یکپارچه نظیر خود دارند. بنابراین مطابق شکل (۴)، نسبت سختی دیوارهای برشی همبند ایده‌آل به سختی دیوار برشی یکپارچه در سازه‌های ۱۰ طبقه حدود ۰/۸، سازه‌های ۱۵ طبقه حدود ۱ و سازه‌های ۲۰ طبقه ۱ در نظر گرفته شده است.

حال با ترکیب نتایج حاصل از نرم‌افزار ABAQUS و روابط مربوط به روش تحلیلی محیط پیوسته، ابعاد مقطع تیرهای همبند ایده‌آل به صورت زیر محاسبه می‌شوند. سختی الاستیک جانبی کل سیستم بر اساس روش تحلیلی محیط پیوسته برابر است با [۲۵]:

$$K = \frac{3EI}{H^3} \times \frac{1}{\left[\frac{k^2-1}{k^2}\right] + \frac{3}{k^2} \left[\frac{1}{(\kappa\alpha H)^2} - \frac{1}{(\kappa\alpha H)^3} \tanh(\kappa\alpha H)\right]} \quad (1)$$

در این رابطه، مقادیر E ، I و H هر یک به ترتیب بیانگر مدول الاستیسیته مصالح، مجموع ممان اینرسی هر یک از دیوارهای برشی همبند حول محور خمش و ارتفاع کل دیوارها می‌باشند و پارامترهای α و k برای ساده‌سازی این رابطه در نظر گرفته شده است که مقادیر آنها از روابط (۲) و (۳) محاسبه می‌شود.

پاسخ سیستم‌های سازه‌ای را داشته باشند. شرایط مرزی، بار محوری، تغییر شکل‌های غیرخطی برشی، محصور کننده‌ها و اندرکنش نیروهای محوری، برشی و لنگر خمشی از مهمترین عوامل موثر بر پاسخ سیستم‌های سازه‌ای می‌باشند. برای پیش‌بینی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی مرکب عمدتاً از نرم‌افزار ABAQUS استفاده می‌شود. این نرم‌افزار رفتارهای کلی و موضعی دیوارها مانند ترک‌خوردگی بتن، تسلیم آرماتورها، کماتش ورق‌های فولادی و غیره را با دقت بالایی پیش‌بینی می‌کند ولی به دلیل نیاز به حل دستگاه معادلات بزرگ و انتگرال‌گیری از تنش‌ها در فضای ۳ بعدی زمان بسیار زیادی صرف انجام عملیات تحلیل خواهد شد [۲۸].

در ابتدای بخش حاضر جهت اطمینان از نتایج عددی، مدل آزمایشگاهی دیوار برشی مرکب یک طبقه Arabzadeh (CS1-1) و همکارانش [۲۹] در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی و صحت‌سنجی شده است. خصوصیات هندسی، خصوصیات مقاومت مصالح، نحوه بارگذاری، شرایط مرزی و اتصالات اعضاء سازه به طور کامل در مقاله بیان شده است. شکل (۵) تطابق منحنی پوش‌آور حاصل از نرم‌افزار و منحنی هیستریزس حاصل از آزمایشگاه و همچنین تطابق منحنی هیستریزس حاصل از نرم‌افزار و آزمایشگاه این مدل را نشان می‌دهد.

بر اساس شکل (۵)، قدرت و دقت نرم‌افزار ABAQUS در تحلیل‌های غیرخطی کاملاً مشخص است.

در ادامه بخش حاضر، مدل اصلی مورد نظر که شامل یک قاب دو بعدی با سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزا ۵ طبقه می‌باشد، مطابق پارامترهای مورد نیاز تحلیل و طراحی الاستیک شده است. شکل (۶) سازه مورد نظر را نشان می‌دهد. توجه شود که طراحی این سازه به صورت محاسبات دستی بر اساس آیین‌نامه AISC-2010 [۳۰] در نظر گرفته شده است.

در طراحی سازه مورد نظر، نیروی‌های ثقلی ناشی از بارهای مرده و زنده مطابق شکل (۶) در نظر گرفته شده است. اثرات نیروی جانبی ناشی از زلزله بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۳۱] و ضریب رفتار ۸ [۷] اعمال شده است. شتاب مبناء طرح بر اساس منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد و نوع خاک II مد نظر می‌باشد. ارتفاع تمامی طبقات ۴ متر در نظر گرفته شده است. دیافراگم طبقات با فرض رفتار شکل‌پذیر به صورت یک‌طرفه با عرض بارگیر ۳ متر در نظر گرفته شده است. توجه شود که دیوارهای برشی مرکب مطابق شکل (۷) شامل هسته مرکزی بتن مسلح به همراه ورق‌های فولادی در دو طرف آن و

$$\alpha^2 = \frac{1}{\left| \frac{EI}{1.15nK_s H^3} + \frac{1-k^2}{3k^2} \right| k^4 H^2} \quad (6)$$

در رابطه فوق، سختی دیوار برشی یکپارچه می‌باشد و توسط رابطه (۷) محاسبه می‌شود [۲۷].

$$K_s = \left[\frac{1}{\frac{H^3}{3EI_s} + \frac{H}{5GA_s}} \right] \quad (7)$$

در رابطه فوق H ، I_s ، A_s ، E و G به ترتیب بیانگر ارتفاع کل دیوار یکپارچه، ممان اینرسی دیوار یکپارچه حول محور خمش، سطح قطع دیوار یکپارچه، مدول الاستیسیته و مدول برشی مصالح به کار رفته می‌باشد.

با ترکیب روابط (۳) و (۶)، ممان اینرسی موثر هر یک از تیرهای همبند ایده‌آل (I_e) بر اساس رابطه (۸) به دست می‌آید.

$$I_{eIdeal} = \frac{b^3 h I}{12L^2 H^2 k^4} \times \frac{1}{\left| \frac{EI}{1.15nK_s H^3} + \frac{1-k^2}{3k^2} \right|} \quad (8)$$

با محاسبه ممان اینرسی موثر تیرهای همبند از رابطه فوق، ابعاد مقطع مورد نیاز تیرها توسط رابطه (۹) به دست می‌آید.

$$I_e = \frac{I_b}{1 + \left(\frac{14.4EI_b}{b^2 GA_b} \right)} \quad (9)$$

در رابطه (۹)، A_b و I_b به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی حول محور خمش هر یک از تیرهای همبند طبقات است.

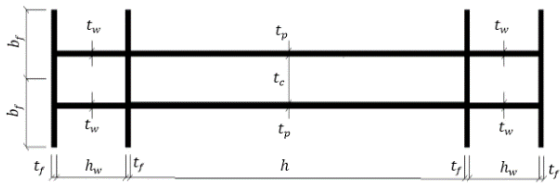
ضریب n در دیوارهای با تعداد طبقات مختلف توسط رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$n = \begin{cases} 0.04S + 0.4 & \text{for } 5 \leq S \leq 15 \\ 1 & \text{for } S > 15 \end{cases} \quad (10)$$

S در رابطه فوق تعداد طبقات سیستم دیوارهای برشی همبند می‌باشد و بر اساس نتایج حاصل از شکل (۴) درونیابی خطی شده است.

رابطه پیشنهادی برای دیوارهای برشی همبند متقارن با تیرهای همبند مربع مستطیل صحیح می‌باشد و با توجه به اینکه این رابطه وابسته به روش تحلیلی محیط پیوسته است، محدودیت‌های مربوط به آن از جمله یکسان بودن خصوصیات مصالح و ابعاد هندسی دیوارها و تیرهای همبند در طبقات باید رعایت شوند.

۳- ارزیابی رفتار غیرخطی استاتیکی سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزا ۵ طبقه
مدل‌سازی‌های غیرخطی سازه‌ها باید قابلیت تاثیر عوامل موثر بر



شکل ۷- مقطع دیوار برشی مرکب

حال با توجه به نتایج جدول (۱)، سازه مورد نظر را در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی و تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشده^۵ می‌نماییم. پارامترهای مورد نیاز در نرم‌افزار ABAQUS مطابق بندهای زیر می‌باشد.

- تمامی صفحات فولادی سیستم دیوارهای برشی مرکب و همچنین تمامی تیر و ستون‌های سیستم قاب خمشی از فولاد ASTM A37 با مقاومت تسلیم ۲۲۸ مگاپاسکال استفاده شده است. ستون‌های مرزی سیستم دیوارهای برشی و همچنین تمامی تیرهای همبند از فولاد ASTM A572 Gr.50 با مقاومت تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال استفاده شده است. آرماتور دیوارهای بتن مسلح میانی، از فولاد با مقاومت تسلیم ۴۵۴ مگاپاسکال و برای برشگیرها از فولاد ASTM A325 با مقاومت تسلیم ۶۰۰ مگاپاسکال استفاده شده است [۳۲].

- منحنی تنش-کرنش بتن (کرنش $f_c = 30$ Mpa) دیوارهای برشی بر اساس روابط کنت و پارک^۶ محاسبه شده است [۳۳].

- در نرم‌افزار ABAQUS از مدل خرابی پلاستیک بتن^۷ استفاده شده است [۳۴].

- اثرات محصورشدگی بتن در دیوارهای برشی مرکب در نظر گرفته شده است.

- المان‌های مورد استفاده در نرم‌افزار ABAQUS به شرح زیر می‌باشند:

الف) المان چهار گرهی پوسته^۸: برای صفحات فولادی، تیر و ستون‌های مرزی

ب) المان هشت گرهی حجم: برای پانل بتنی

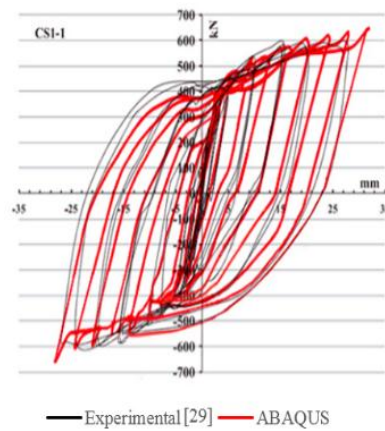
ج) المان میله-خریپا^۹ در فضای سه بعدی: برای آرماتورها

د) المان میله-تیر^{۱۰} در فضای سه بعدی: برای پیچ‌ها (برشگیرها)

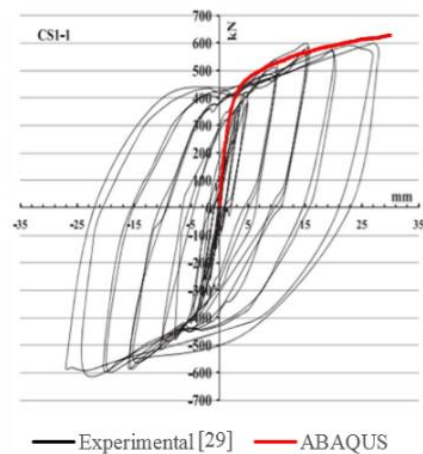
- حل گر مورد استفاده از نوع دینامیک-ایمپلیسیت^{۱۱} با اتخاذ تدابیر لازم انتخاب شده است [۳۵].

- الگوی تغییر مکان جانبی ناشی از اثرات زلزله در طبقات بر اساس مود اول فرکانس سیستم و اثرات نیروهای ثقلی ناشی از بارهای مرده و زنده بر اساس نشریه ۳۶۰ [۳۶] اعمال شده‌اند.

ستون‌های مرزی دویل I شکل می‌باشد. ابعاد حاصل از تحلیل و طراحی الاستیک قاب نشان داده شده در شکل (۶)، در جدول (۱) تنظیم شده است.

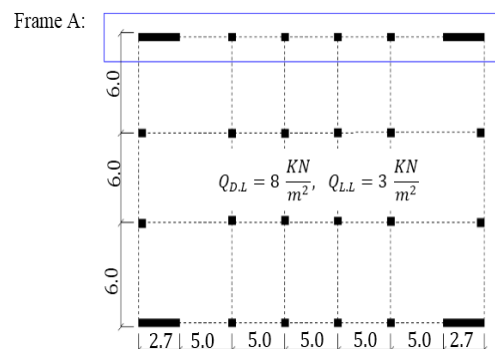


الف) هیستریزس حاصل از آزمایشگاه و حل عددی



ب) هیستریزس حاصل از آزمایشگاه و پوش حل عددی

شکل ۵- مقایسه منحنی‌های حاصل از نتایج حاضر و داده‌های آزمایشگاهی [۲۹]



شکل ۶- پلان سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزا پنج طبقه

- در بین دیوارهای برشی بتن مسلح، تیرها و ستون‌های مرزی هیچ فاصله‌ای وجود ندارد.
 - دیوارهای بتنی و آرماتورهای داخل آن به صورت یکپارچه از کف مدل‌سازی شده و تا انتها امتداد یافته است و هیچ ناپیوستگی در بین آنها وجود ندارد.

جدول ۱- ابعاد حاصل از تحلیل و طراحی الاستیک قاب نشان داده شده در شکل (۶)

پارامتر	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم
ابعاد مقطع ستون‌های قاب خمشی (cm)	BOX ۳۰×۳۰×۱/۲	BOX ۳۰×۳۰×۱/۲	BOX ۳۰×۳۰×۱/۰	BOX ۳۰×۳۰×۱/۰	BOX ۳۰×۳۰×۰/۸
ابعاد مقطع تیرهای قاب خمشی (cm)	BOX ۲۵×۲۵×۰/۹	BOX ۲۵×۲۵×۰/۹	BOX ۲۵×۲۵×۰/۹	BOX ۲۵×۲۵×۰/۷	BOX ۲۵×۲۵×۰/۷
ابعاد مقطع ورق‌های فولادی (cm)	$t_p = ۰/۵$ $h = ۲۰۰$	$t_p = ۰/۵$ $h = ۲۰۰$	$t_p = ۰/۵$ $h = ۲۰۰$	$t_p = ۰/۲۵$ $h = ۲۰۰$	$t_p = ۰/۲۵$ $h = ۲۰۰$
ابعاد مقطع دیوار بتنی (cm)	$t_c = ۲۰$ $h = ۲۰۰$	$t_c = ۲۰$ $h = ۲۰۰$	$t_c = ۲۰$ $h = ۲۰۰$	$t_c = ۲۰$ $h = ۲۰۰$	$t_c = ۲۰$ $h = ۲۰۰$
تعداد و قطر آرماتورها در دیوار بتنی	H:۳۶Φ۱۶ و V:۳۶Φ۱۶	H:۳۶Φ۱۶ و V:۳۶Φ۱۶	H:۳۶Φ۱۶ و V:۳۶Φ۱۶	H:۳۶Φ۱۶ و V:۳۶Φ۱۶	H:۳۶Φ۱۶ و V:۳۶Φ۱۶
تعداد و قطر پیچ‌ها (برشگیرها)	۳۲Φ۱۰	۳۲Φ۱۰	۳۲Φ۱۰	۳۲Φ۱۰	۳۲Φ۱۰
ابعاد مقطع ستون‌های مرزی (cm)	$h_w = ۳۰$ $t_w = ۱/۳$ $b_f = ۲۴$ $t_f = ۲/۵$	$h_w = ۳۰$ $t_w = ۱/۳$ $b_f = ۲۴$ $t_f = ۲/۵$	$h_w = ۳۰$ $t_w = ۱/۳$ $b_f = ۲۴$ $t_f = ۲/۵$	$h_w = ۳۰$ $t_w = ۱/۳$ $b_f = ۲۴$ $t_f = ۲/۵$	$h_w = ۳۰$ $t_w = ۱/۳$ $b_f = ۲۴$ $t_f = ۲/۵$
ابعاد مقطع تیرهای مرزی (cm)	۴۸×۳۰	۴۸×۳۰	۴۸×۳۰	۴۸×۳۰	۴۸×۳۰

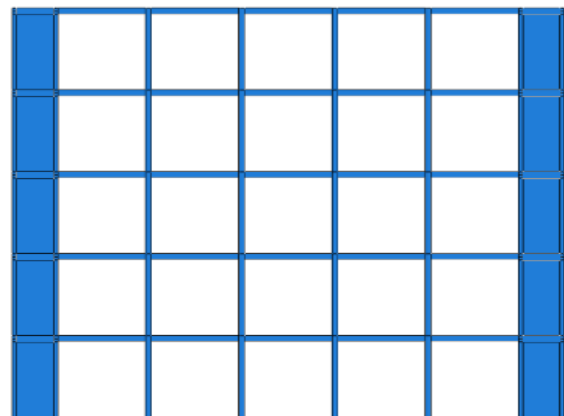
شکل (۱۰) منحنی پوش‌آور حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشی سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزا^{۱۲} پنج طبقه را نشان می‌دهد. در این شکل، منحنی پوش المان‌های مختلف سازه از جمله قاب خمشی فولادی، ستون‌های مرزی، ورق‌های فولادی و دیوارهای بتن مسلح به صورت مجزا ترسیم شده است.

در پژوهش حاضر فاصله بین پیچ‌ها (برشگیرها) بر اساس رابطه پیشنهادی Astaneh-Asl در نظر گرفته شده است [۷].

$$\frac{b}{t} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{1.1 F_y}}, \quad k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (11)$$

در رابطه (۱۱)، b فاصله بین پیچ‌ها، t ضخامت هر یک از ورق‌های فولادی، E و F_y به ترتیب مدول الاستیسیته و تنش تسلیم ورق‌های فولادی و k_v ضریب کماتش برشی ورق‌های فولادی می‌باشد که مقدار این پارامتر را آیین‌نامه AISC-2010 [۳۰] در جهت اطمینان برابر با ۵ پیشنهاد کرده است.

شکل‌های (۸) و (۹) مدل مورد نظر را در نرم‌افزار ABAQUS نشان می‌دهد.



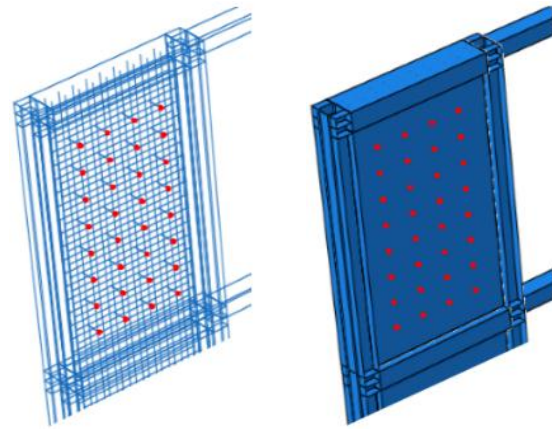
شکل ۸- سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزا ۵ طبقه در نرم‌افزار

حال در صورتی که دررفت بام از ۰/۷۵٪ بیشتر شود نیروی برشی جذب شده در ورق‌های فولادی همواره افت می‌کند. تنها دلیل این موضوع به وجود آمدن کماتش‌های کلی و موضعی در ورق‌های فولادی می‌باشد. این موضوع به شدت متأثر از تعداد، قطر و فاصله بین پیچ‌ها (برشگیرها) است. با وجود آنکه فواصل در نظر گرفته شده در بین پیچ‌ها بر اساس رابطه (۱۱) می‌باشد ولی کماتش‌های زیادی قبل از به تسلیم رسیدن ورق‌های فولادی در طبقات اول تا سوم مدل حاضر مشاهده می‌شود. رابطه (۱۱) بر اساس عدم حضور کماتش‌ها قبل از به تسلیم رسیدن ورق‌های فولادی تنظیم شده است. بنابراین در مدل حاضر استفاده بهینه از ورق‌های فولادی نشده است. به نظر می‌رسد رابطه (۱۱) نیاز به اصلاح داشته باشد. این موضوع با ساختن یک مدل ۵ طبقه و با محدودیت‌های نرم‌افزار ABAQUS قابل بررسی دقیق نیست. بنابراین پیشنهاد می‌شود در یک مطالعه جامع‌تر و دقیق‌تر بررسی شود.

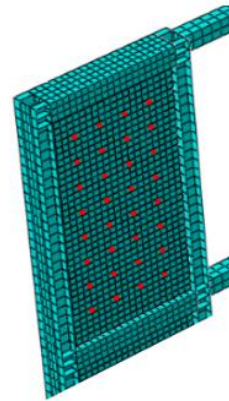
بر اساس شکل (۱۰)، همواره منحنی پوش ورق‌های فولادی بالاتر از دیوارهای برشی بتن مسلح می‌باشد. در دررفت‌های بزرگتر از ۰/۱٪، ضعف دیوارهای بتنی در اثر ترک‌خوردگی توسط ورق‌های فولادی پوشش داده می‌شود.

بر اساس شکل (۱۰)، منحنی پوش قاب خمشی فولادی از منحنی پوش سایر المان‌های سازه پایین‌تر می‌باشد. این واقعیت قابل پیش‌بینی است زیرا سختی جانبی دیوارهای برشی مرکب به شدت بیشتر از سختی جانبی قاب خمشی فولادی است. بنابراین بیشترین برش جذب شده توسط المان‌های دیوارها انجام گرفته است. بر اساس شکل (۱۰)، بیشترین سختی الاستیک کل سیستم توسط ستون‌های مرزی تامین شده است. این موضوع کاملاً منطقی می‌باشد زیرا نسبت طول دیوارهای برشی به ارتفاع آنها کمتر از ۲ است و این موضوع بیانگر رفتار کاملاً خمشی دیوارها می‌باشد. بنابراین حضور ستون‌های مرزی به شدت بر رفتار دیوارهای برشی تأثیر می‌گذارد.

در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی افزایش تغییر مکان‌های جانبی همواره با یک شیب ثابت اعمال می‌شوند. این نوع تحلیل‌ها رفتار کلی سازه را ارزیابی می‌کنند. منظور از رفتار کلی وارد شدن مصالح به ناحیه غیرخطی و افت نیروی برشی هر یک از المان‌های سازه مطابق شکل (۱۰) می‌باشد. حال در صورتی که تغییر مکان‌های جانبی به صورت رفت و برگشتی اعمال شوند علاوه بر افت نیروی برشی، رفتار چرخه‌ای سازه هم مشخص می‌شود. منظور از رفتار چرخه‌ای تغییر شکل‌های ماندگار پس از هر سیکل بارگذاری می‌باشد. بنابراین سازه مورد

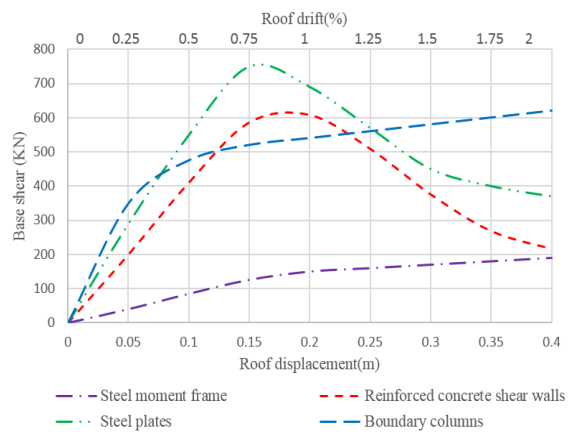


الف) نمای بیرونی (ب) نمای آرماتورها و برشگیرها



ج) المان‌بندی اجزاء محدود (مش‌بندی)

شکل ۹- مدل دیوارهای برشی مرکب در نرم‌افزار



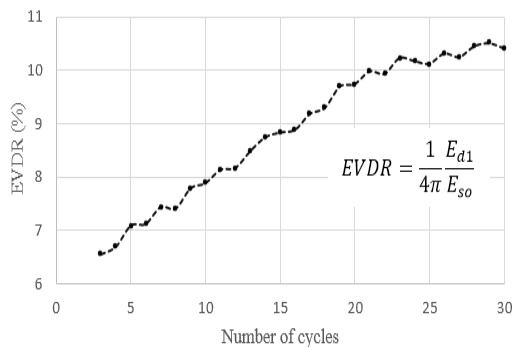
شکل ۱۰- منحنی پوش‌آور المان‌های مختلف سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزا ۵ طبقه

بر اساس شکل (۱۰)، نیروی برشی جذب شده توسط ورق‌های فولادی تا ۰/۷۵٪ دررفت بام همواره به صورت صعودی در حال افزایش است. این موضوع بیانگر عدم ایجاد کماتش در ورق‌های فولادی و تنش‌های کمتر از تسلیم می‌باشد.

بر اساس منحنی هیستریزس سازه، نسبت میرایی لزجی معادل^{۱۴} در سیکل‌های مختلف بارگذاری توسط رابطه (۱۲) محاسبه می‌گردد [۳۸].

$$\xi_{eq} = \frac{1 E_{d1}}{4\pi E_{so}} \quad (12)$$

در رابطه فوق E_{d1} انرژی مستهلک شده در هر سیکل و E_{so} انرژی کرنشی ذخیره شده سازه می‌باشد. دقت این رابطه تا نسبت میرایی کمتر از ۲۰٪ رضایت بخش است. شکل (۱۲) نسبت میرایی لزجی معادل سیستم مورد نظر را در سیکل‌های مختلف بارگذاری نشان می‌دهد. مقدار انرژی کرنشی ذخیره شده سازه توسط نرم‌افزار محاسبه می‌گردد. مقادیر انرژی مستهلک شده در هر سیکل که برابر با مساحت محصور در هر حلقه از منحنی هیستریزس می‌باشد توسط نرم‌افزار Excel محاسبه شده است.

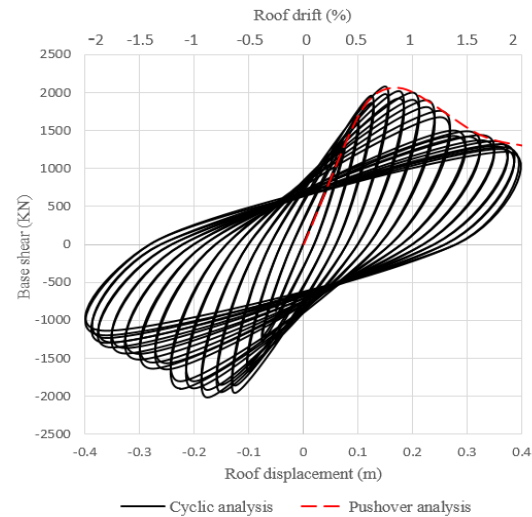


شکل ۱۲- نسبت میرایی لزجی معادل سیستم SMF&CSWs بر حسب سیکل‌های مختلف بارگذاری

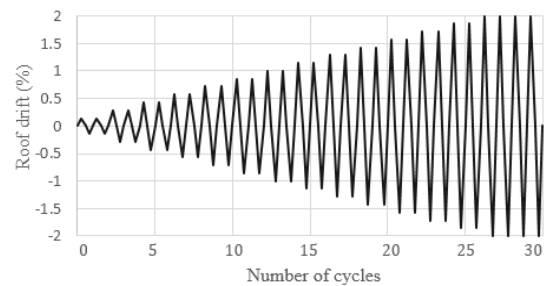
بر اساس شکل (۱۲) نسبت میرایی لزجی معادل این سیستم در سیکل‌های اولیه در حدود ۶/۵٪ درصد می‌باشد در حالی که آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ [۳۱] این مقدار را ۵٪ پیشنهاد کرده است.

بر اساس تحلیل‌های انجام شده ظرفیت برشی نهایی، سختی الاستیک جانبی و انرژی مستهلک شده سیستم به کمک نرم‌افزار ABAQUS محاسبه گردید. حال نوبت به بررسی شکل‌پذیری سیستم می‌رسد. علت محاسبه و بررسی چنین پارامتری حضور زلزله‌های شدید و پذیرش سطوحی از خسارت سازه‌ها می‌باشد. این موضوع کاملاً واضح است که کنترلی از نظر رفتار الاستیک سازه‌ها در محدوده‌ی زلزله‌های متوسط که احتمال وقوع سالیانه آنها زیاد می‌باشد وجود ندارد. تجربه نشان می‌دهد که سازه‌ها در هنگام وقوع زلزله رفتاری غیرخطی دارند و به این دلیل مقدار قابل توجهی از انرژی ورودی زلزله را به صورت انرژی میرایی

بررسی قرار گرفته در بخش حاضر را مطابق تاریخچه بارگذاری SAC [۳۷] تحلیل چرخه‌ای نموده و نتایج حاصل از این دو تحلیل را با هم صحت‌سنجی می‌کنیم. سخت‌شوندگی مصالح فولاد بر اساس کامباین‌هاردنینگ^{۱۳} و الگوی بارگذاری در طبقات بر اساس مود اول فرکانس سیستم در نظر گرفته شده است. شکل (۱۱-الف) تطابق منحنی هیستریزس حاصل از تحلیل چرخه‌ای و منحنی پوش حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایش یافته را نشان می‌دهد.



الف) تطابق منحنی هیستریزس حاصل از تحلیل چرخه‌ای و منحنی پوش حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایش یافته سیستم SMF&CSWs



ب) تاریخچه بارگذاری SAC

شکل ۱۱- نمودارهای مربوط به تحلیل چرخه ای سیستم مورد نظر

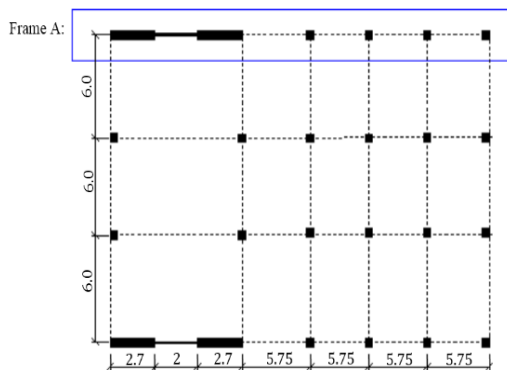
همان طور در شکل (۱۱-الف) ملاحظه می‌شود، نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایش یافته و چرخه‌ای سیستم مورد نظر کاملاً بر هم منطبق می‌باشند. بر اساس منحنی هیستریزس ارائه شده، سازه در طی سیکل‌های رفت و برگشتی رفتار پایداری از خود نشان داده و هیچگونه افت ناگهانی در آن ایجاد نشده است.

۲/۴۴۹ به دست می‌آید.

با توجه به پژوهش [V] Astaneh-Asl، شکل‌پذیری سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب ۲/۶ پیشنهاد شده است که تنها ۶٪ با نتیجه پژوهش حاضر اختلاف دارد. البته این مقایسه جامع نیست و فقط در جهت منطقی بودن نتایج حاصل از این پژوهش بیان شده است.

۴- ارزیابی رفتار غیرخطی استاتیکی سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب همبند ۵ طبقه

در بخش ۳ سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزا بررسی شد. حال مطابق روش مورد نظر، این سیستم را بدون هیچ تغییری مطابق شکل (۱۴) به صورت همبند فرض می‌کنیم و ابعاد مقطع تیرهای همبند ایده‌آل آن را بر اساس روابط ارائه شده در بخش دوم محاسبه می‌نماییم. در ادامه این سیستم را در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی کرده و تحلیل غیرخطی استاتیکی می‌کنیم و سپس پارامترهای مقاومتی و شکل‌پذیری این سازه‌ها را با یکدیگر مقایسه می‌کنیم. مطابق شکل (۱۴)، طول تیرهای همبند در سازه مورد نظر برابر با ۲ متر فرض شده است.



شکل ۱۴- پلان سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب همبند پنج طبقه

بر اساس بخش ۲، رابطه پیشنهادی وابسته به روش محیط پیوسته است و تمامی روابط مربوط به این روش برای دیوارهای برشی بتنی صحیح می‌باشند. برای مدل حاضر نمی‌توان از این روابط استفاده کرد. بنابراین برای پیش‌بینی ابعاد مقطع تیرهای همبند ایده‌آل در مدل حاضر، باید رفتار الاستیک دیوارهای برشی مرکب را به رفتار الاستیک دیوارهای برشی بتنی نظیر خود معادل کنیم و سپس از رابطه پیشنهادی استفاده نماییم.

و پسماند تلف می‌کنند. بنابراین شکل‌پذیری سازه‌ها پل ارتباطی بین تغییر شکل‌های خطی و غیرخطی می‌باشد که توسط رابطه (۱۳) محاسبه می‌شود [۳۹ و ۴۰]:

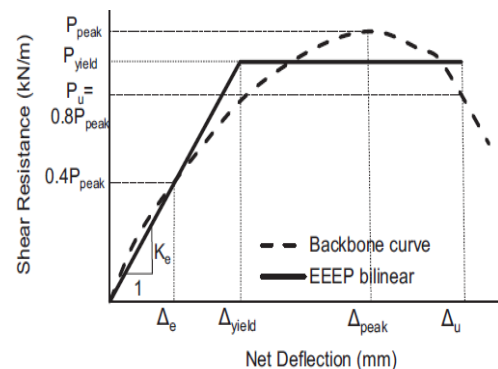
$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (13)$$

در رابطه فوق، δ_y تغییر مکان جانبی متناظر با تسلیم سیستم است که توسط رابطه (۱۴) محاسبه می‌شود و δ_u تغییر مکان جانبی نهایی سیستم است که متناظر با نقطه توقف تحلیل پوش‌آور می‌باشد.

$$\left(-\frac{1}{2}K_y\right)\delta_y^2 + (\delta_u K_y)\delta_y = E_{abs} \quad (14)$$

در رابطه فوق K_y و E_{abs} به ترتیب بیانگر سختی الاستیک جانبی و کل انرژی مستهلک شده سیستم است.

در پژوهش حاضر به علت اینکه تحلیل پوش انجام شده به صورت کنترل تغییر مکان می‌باشد و نقطه توقف تحلیل کنترل شده است (در طبقات سازه به جای نیرو تغییر مکان تا ۲٪ دریافت بام اعمال شده)، برای محاسبه شکل‌پذیری سیستم تغییر مکان نهایی و انرژی مستهلک شده سیستم را مطابق شکل (۱۳) تا تغییر مکان متناظر با ۸۰٪ ظرفیت برشی نهایی سازه در نظر می‌گیریم [۴۱].



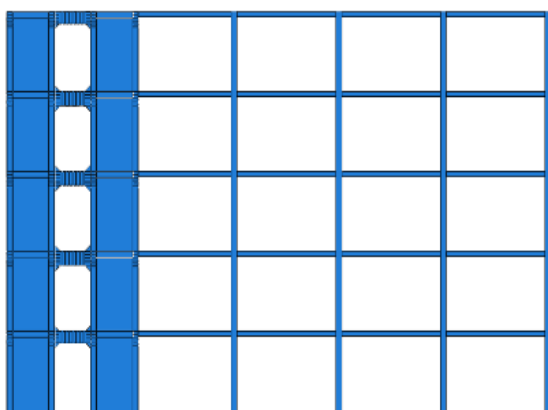
شکل ۱۳- روش مورد نظر برای محاسبه نقطه توقف تحلیل پوش‌آور و محاسبه شکل‌پذیری سازه [۴۱]

بنابراین سختی الاستیک جانبی سیستم بر اساس تحلیل پوش حاصل از نرم‌افزار ABAQUS برابر با ۱۷۶۰۰/۳۷ کیلو نیوتن بر متر است. تغییر مکان نهایی سیستم بر اساس روال ذکر شده در مرجع [۴۱] برابر با ۰/۲۸۱ متر و انرژی مستهلک شده متناظر با این تغییر مکان برابر با ۴۵۱/۷۸ کیلو نیوتن-متر می‌باشد. بر اساس رابطه (۱۴) تغییر مکان تسلیم سیستم برابر با ۰/۱۱۴۷ متر و شکل‌پذیری سیستم توسط رابطه (۱۳) برابر با

بیشترین نیروی برشی در تیرهای همبند طبقات ابتدایی ایجاد می‌شود و در صورتی که تحت بار متمرکز P در بالای دیوارها قرار گیرد، تیرهای همبند ابتدایی و انتهایی کمترین و سایر تیرهای طبقات بیشترین نیروی برشی را تجربه می‌کنند. با توجه به بارگذاری جانبی مدل‌های مورد بررسی قرار در بخش حاضر که به صورت کنترل تغییر مکان می‌باشند (الگوی بارگذاری جانبی در طبقات سازه بر اساس مود اول سیستم در نظر گرفته شده است)، نیروی برشی جذب شده در تیرهای همبند طبقات ابتدایی و انتهایی کمترین مقدار و طبقات میانی بیشترین مقدار می‌باشد. بنابراین ابعاد مقطع تیرهای همبند طبقات اول و پنجم سازه مورد نظر مطابق جدول (۳) حدوداً ۲۰٪ کمتر از سایر طبقات در نظر گرفته شده است.

همان‌طور که در بخش ۱ اشاره شد، تیرهای همبند در سیستم دیوارهای برشی همبند زودتر از سایر المان‌های سازه وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند زیرا سختی آنها قابل مقایسه با سختی دیوارهای طرفین نیست. بنابراین با توجه به اهمیت تیرهای همبند، آیین‌نامه‌ها استفاده از سخت‌کننده‌های عرضی در طول تیرهای همبند را الزامی می‌دانند و ضوابطی را برای در نظر گرفتن این سخت‌کننده‌ها پیشنهاد نموده‌اند. حضور چنین سخت‌کننده‌هایی تاثیری بر روی رفتار الاستیک تیرهای همبند نمی‌گذارد. در پژوهش حاضر ضوابط مربوط به سخت‌کننده‌های عرضی بر اساس آیین‌نامه AISC-2010 [۳۰] در نظر گرفته شده است.

شکل‌های (۱۵) و (۱۶) مدل مورد نظر را در نرم‌افزار ABAQUS نشان می‌دهد.



شکل ۱۵- سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب همبند ۵ طبقه در نرم‌افزار ABAQUS

به همین منظور به کمک روابط مقاومت مصالح، می‌توان صلبیت خمشی ($\sum E_i I_i$) و صلبیت برشی ($\sum \alpha_i G_i A_i$) دیوارهای برشی مرکب را به دیوارهای برشی بتنی نظیر خود تبدیل نمود. برای ساده شدن روند ذکر شده، از سختی آرماتورها در داخل دیوارهای بتنی صرف نظر می‌کنیم و با فرض اینکه ورق‌های فولادی به طور کامل به دیوارهای بتنی متصل هستند و عرض تیرهای مرزی برابر با عرض دیوارهای برشی می‌باشد، صلبیت برشی و خمشی هر یک از دیوارهای برشی مرکب را محاسبه نموده و سپس با صلبیت برشی و خمشی یک مقطع مستطیلی معادل از جنس بتن مساوی قرار می‌دهیم. بنابراین بر اساس جدول ۱، ابعاد مقطع هر یک از دیوارهای معادل در طبقات اول تا سوم برابر با $0/356 \times 3/139$ متر و برای طبقات چهارم و پنجم برابر با $0/282 \times 2/978$ متر به دست می‌آید. با توجه به بررسی‌های انجام شده بر اساس روابط مربوط به مقاومت مصالح و نرم‌افزار ABAQUS، این روش خطایی کمتر از ۱٪ دارد.

همان‌طور که در ابتدای بخش دوم به آن اشاره شد، معادلات مربوط به روش تحلیلی محیط پیوسته دارای فرضیاتی می‌باشند. یکی از این فرضیات ثابت بودن مشخصات هندسی دیوارها در ارتفاع سازه می‌باشد. در مدل حاضر به علت متفاوت بودن ابعاد مقطع ورق‌های فولادی و ستون‌های مرزی در طبقات سازه تنها راه استفاده از این روابط، میانگین‌گیری از صلبیت دیوارهای برشی در طبقات سازه می‌باشد.

با توجه به روابط بخش ۲، ابعاد مقطع تیرهای همبند ایده‌آل سیستم مورد نظر برابر با $0/326 \times 0/973$ متر به دست می‌آید. صلبیت برشی ($\sum \alpha_i G_i A_i$) و صلبیت خمشی ($\sum E_i I_i$) حاصل از این ابعاد، 293760 کیلو نیوتن و 699040 کیلو نیوتن-متر مربع می‌باشد (توجه شود که روابط مربوط به روش تحلیلی محیط پیوسته برای تیرهای همبند با مقطع مستطیلی و هم جنس دیوارهای طرفین صحیح می‌باشد). حال کافی است مجدداً مطابق روال قبل صلبیت برشی و خمشی تیرهای همبند بتنی با مقطع مستطیلی را به صلبیت برشی و خمشی تیرهای همبند I شکل فولادی تبدیل نماییم و سپس ابعاد مورد نیاز تیرهای همبند را محاسبه کنیم. ابعاد حاصل از این محاسبات در جدول (۳) نشان داده شده است (مدل (SMF&CCSWS-SB1(Ideal)). توجه شود که تیرهای همبند از فولاد نوع ASTM A572 Gr.50 با تنش تسلیم 345 مگاپاسکال می‌باشد.

بر اساس مطالعات بخش ۲، در صورتی که دیوارهای برشی همبند تحت بار گسترده غیریکنواخت مثلثی وارونه قرار گیرد،

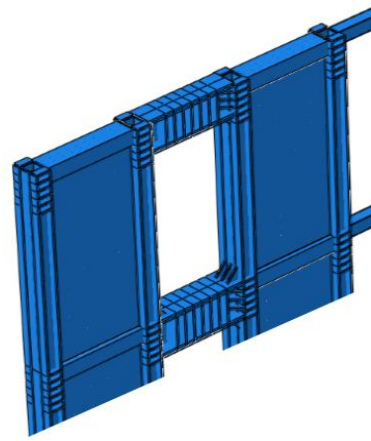
این موضوع مشاهده نمی‌شود. تنها علت این موضوع همبند شدن دیوارهای برشی می‌باشد به طوری که ورق‌های فولادی دیوار سمت چپ تحت کشش مستقیم و ورق‌های فولادی دیوار سمت راست تحت فشار مستقیم قرار می‌گیرند. بنابراین ضعف ورق‌های فولادی تحت فشار توسط ورق‌های فولادی تحت کشش پوشش داده می‌شود.

بر اساس شکل (۱۷)، سهم سختی الاستیک ستون‌های مرزی مدل حاضر نسبت به مدل قبل کاهش یافته است. این موضوع کاملاً منطقی به نظر می‌رسد زیرا با همبند شدن دیوارهای برشی، رفتار آنها از خمشی به سمت برشی میل می‌یابد و متناسب با این موضوع تأثیرات ستون‌های مرزی در این سیستم کاهش می‌یابد. همچنین همان‌طور که در شکل (۱۷) ملاحظه می‌شود، پس از ۱٪ دریافت بام جذب نیروی برشی در ستون‌های مرزی در حال کاهش است. این موضوع حاکی از به وجود آمدن کماتش کلی در یکی از ستون‌های مرزی طبقه اول ناشی از نیروی فشاری مضاعف در اثر همبندشدگی دیوارها می‌باشد. با همبند شدن دیوارها، در حالی که لنگر خمشی در ستون‌های مرزی به شدت کاهش می‌یابد ولی نیروی محوری فشاری قابل توجهی در آنها ایجاد می‌شود.

بر اساس شکل (۱۷)، نیروی برشی جذب شده قاب خمشی فولادی نسبت به مدل قبل کاهش یافته است. علت این موضوع همبند شدن دیوارهای برشی می‌باشد زیرا با همبند شدن دیوارها، سختی جانبی آنها افزایش یافته و متناسب با این موضوع، بیشترین نیروی برشی توسط دیوارهای همبند انجام می‌گیرد.

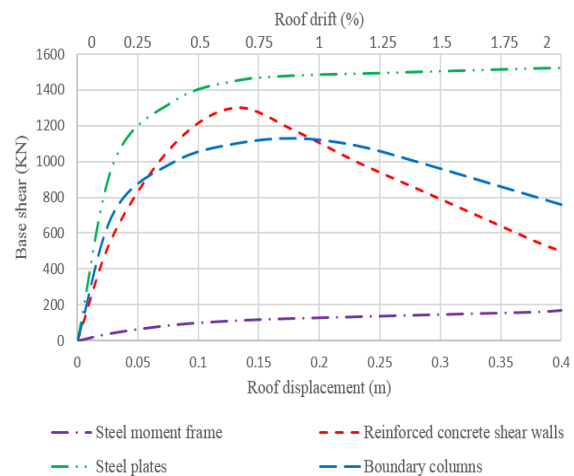
در جدول (۲) نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشنده و شکل‌پذیری سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزا و همبند به طور خلاصه تنظیم شده است. بر اساس نتایج ارائه شده در (۲)، با همبند شدن دیوارهای برشی مرکب، پارامترهای مقاومتی سازه به شدت افزایش یافته و شکل‌پذیری سیستم ۲/۰۶ برابر افزایش می‌یابد (شکل‌پذیری مدل SMF&CCSWs مطابق روال بخش ۳ محاسبه شده و از حضور جزئیات آن صرف نظر گردیده است).

بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۳۱]، ضریب رفتار قاب مهاربندی واگرا^{۱۶} در صورتی که از تیرهای پیوند با رفتار خمشی استفاده شود برابر با ۶ و در صورتی که از تیرهای پیوند با رفتار برشی استفاده شود برابر با ۷ پیشنهاد شده است. منظور از رفتار برشی تسلیم جان تیرهای پیوند ناشی از نیروی برشی



شکل ۱۶- مدل دیوار برشی مرکب همبند در نرم‌افزار ABAQUS

شکل (۱۷) منحنی پوش‌آور حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشنده سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب همبند^{۱۵} پنج طبقه را نشان می‌دهد. در این شکل، منحنی پوش‌المان‌های مختلف سازه از جمله قاب خمشی فولادی، ستون‌های مرزی، ورق‌های فولادی و دیوارهای بتن مسلح به صورت مجزا ترسیم شده است.



شکل ۱۷- منحنی پوش‌آور المان‌های مختلف سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب همبند ۵ طبقه

در بخش ۳ این موضوع عنوان شد که رابطه‌ی (۱۱) جهت جلوگیری از کماتش خارج از صفحه ورق‌های فولادی قبل از تسلیم نیاز به اصلاحاتی دارد. حال با توجه به این که ابعاد دیوارهای برشی همبند هیچ تغییری نسبت به دیوارهای برشی مجزا نداشته است و همانند مدل قبل انتظار ضعف منحنی پوش مربوط به ورق‌های فولادی را داریم، اما با توجه به شکل (۱۷)

رفتار دیوارهای برشی همبند را به حالت ایده‌آل می‌رسانند پیشنهاد شد. در بخش حاضر رابطه پیشنهادی برای سیستم مورد نظر، در نظر گرفته شد. حال ابعاد مقطع تیرهای همبند را مطابق جدول (۳) تغییر داده و مجدداً توسط نرم‌افزار ABAQUS هر یک از این مدل‌ها را تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشی می‌کنیم و در نهایت رفتار ایده‌آل تیرهای همبند را به طور دقیق ارزیابی می‌نماییم. توجه شود که ابعاد ارائه شده در جدول ۳، هیچ مبنای طراحی نداشته و تنها ضوابط مربوط به کمانش موضعی بال‌ها و جان تیرها بر اساس آیین‌نامه AISC-2010 [۳۰] رعایت شده است. هدف از این کار ارزیابی تأثیرات مستقیم سختی تیرهای همبند بر روی رفتار دیوارهای برشی همبند می‌باشد.

قبل از بال‌ها می‌باشد. همچنین رفتار خمشی بیانگر تسلیم بال‌ها ناشی از لنگر خمشی قبل از جان است. در واقع بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰، تیرهای پیوند با رفتار برشی بسیار کارآمدتر از رفتار خمشی می‌باشند. بر اساس پژوهش‌های انجام شده، رفتار تیرهای پیوند در سیستم قاب مهاربندی واگرا شبیه به تیرهای همبند در دیوارهای برشی همبند است. بنابراین بر اساس بررسی‌های انجام شده، رفتار تیرهای همبند ایده‌آل تعیین شده از رابطه پیشنهادی برشی می‌باشد. این موضوع در جهت تأیید نکته بیان شده توسط آیین‌نامه ۲۸۰۰ است. در بخش ۲ رفتار الاستیک دیوارهای برشی همبند بررسی گردید. بر اساس نتایج حاصل از این بخش رابطه‌ای برای محاسبه ابعاد مقطع تیرهای همبندی که

جدول ۲- نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشی سیستم SMF&CSWs و SMF&CCSWs

مدل مورد نظر	ظرفیت برشی نهایی (kN)	سختی جانبی الاستیک (kN/m)	کل انرژی مستهلک شده (kN.m)	شکل پذیری سیستم (μ)
SMF&CSWs	۲۰۵۰/۶۷	۱۷۶۰۰/۳۷	۵۹۸/۵۳	۲/۴۴۹
SMF&CCSWs	۳۹۹۷/۵۱	۷۳۰۰۰/۸۵	۱۴۷۳/۶۴	۵/۰۶۹
تغییرات	۱/۹۴ برابر	۴/۱۴ برابر	۲/۴۶۲ برابر	۲/۰۶ برابر

جدول ۳- ابعاد مقطع و رفتار تیرهای همبند در سیستم‌های مورد نظر

مدل‌های مورد نظر	ابعاد مقطع تیرهای همبند (cm)		M_p/V_p		رفتار تیرهای همبند	
	طبقه دوم تا چهارم	طبقه اول و پنجم	طبقه دوم تا چهارم	طبقه اول و پنجم	طبقه اول و پنجم	طبقه دوم تا چهارم
SMF&CCSWs-BB	$h_w = 35, t_w = 1/0$ $b_f = 25, t_f = 1/4$	$h_w = 26, t_w = 0/8$ $b_f = 22, t_f = 1/2$	۰/۷۵۲	۰/۶۸۳	خمشی	خمشی
SMF&CCSWs-IB	$h_w = 10, t_w = 1/2$ $b_f = 30, t_f = 1/8$	$h_w = 36, t_w = 1/0$ $b_f = 26, t_f = 1/4$	۰/۱۰۰	۰/۷۸۰	اندرکنشی	اندرکنشی
SMF&CCSWs-SB1(Ideal)	$h_w = 60, t_w = 1/8$ $b_f = 46, t_f = 3/0$	$h_w = 50, t_w = 1/4$ $b_f = 38, t_f = 2/4$	۱/۵۹۱	۱/۲۷۰	برشی	برشی
SMF&CCSWs-SB2	$h_w = 70, t_w = 2/0$ $b_f = 48, t_f = 3/0$	$h_w = 50, t_w = 1/6$ $b_f = 38, t_f = 2/6$	۱/۲۹۱	۱/۵۴۳	برشی	برشی
SMF&CCSWs-SB3	$h_w = 80, t_w = 2/0$ $b_f = 48, t_f = 3/2$	$h_w = 60, t_w = 1/8$ $b_f = 40, t_f = 2/8$	۱/۶۶۴	۱/۳۳۵	برشی	برشی
SMF&CCSWs-SB4	$h_w = 90, t_w = 2/0$ $b_f = 48, t_f = 3/2$	$h_w = 70, t_w = 1/8$ $b_f = 40, t_f = 2/8$	۱/۷۰۰	۱/۳۷۰	برشی	برشی

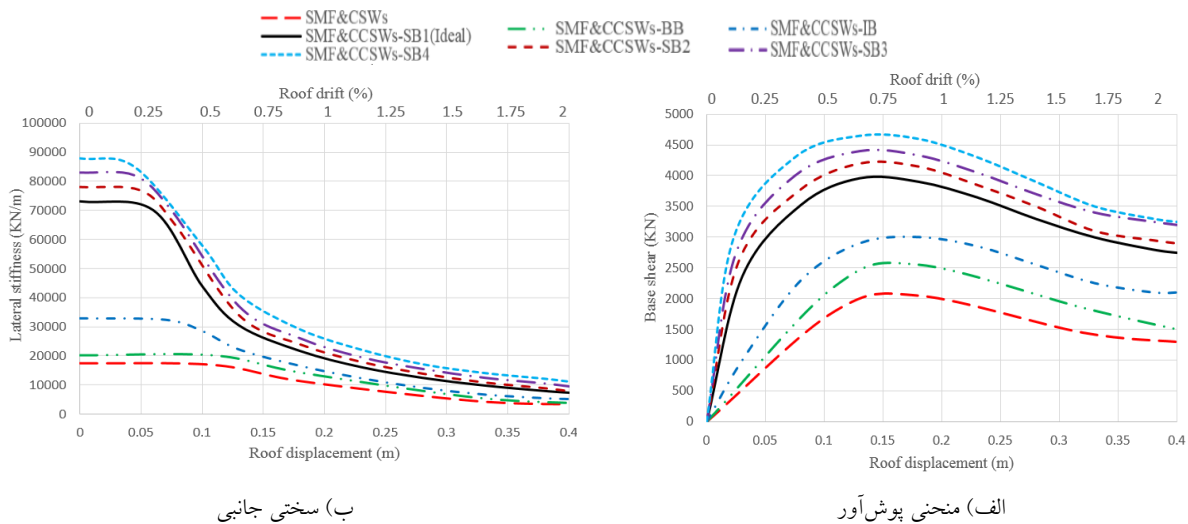
با افزایش سختی تیرهای همبند، پارامترهای مقاومتی سیستم‌های مورد نظر از جمله ظرفیت برشی نهایی، سختی جانبی و انرژی مستهلک شده همواره افزایش می‌یابد. البته شکل‌پذیری این سازه، بعد از مدل ایده‌آل کاهش یافته است.

شکل (۱۸) منحنی پوش و سختی جانبی حاصل از سیستم‌های نام برده در جدول (۳) را نشان می‌دهد. همچنین نتایج پارامترهای حاصل از این مدل‌ها به صورت خلاصه در جدول (۴) تنظیم شده است. بر اساس نتایج جدول (۴)



تیرهای همبند، ظرفیت برشی آنها افزایش یافته ولی نیروی برشی ایجاد شده مطابق آنچه در شکل (۳) بررسی گردید، تغییر قابل توجهی نمی‌کند. بنابراین تیرهای همبند کمتر تنش‌های پلاستیک را تجربه می‌کنند و در نهایت این موضوع باعث کاهش شکل-پذیری سیستم می‌شود.

با یک دیدگاه کلی این موضوع کاملاً منطقی به نظر می‌رسد. تیرهای همبند در سیستم دیوارهای برشی همبند خط اول دفاع در برابر نیروهای جانبی ناشی از زلزله می‌باشند و زودتر از همه-ی اعضاء سازه وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند. بنابراین تیرهای همبند نقش فیوز را در سیستم داشته و در اثر زلزله بیشترین آسیب‌پذیری را دارند [۴۲]. با بزرگ شدن بیش از حد سختی



شکل ۱۸- نتایج حاصل از سیستم‌های جدول (۳)

جدول ۴- پارامترهای مقاومتی و شکل‌پذیری حاصل از مدل‌های جدول (۳)

مدل مورد نظر	ظرفیت برشی نهایی (kN)	سختی جانبی الاستیک (kN/m)	کل انرژی مستهلک شده (kN.m)	شکل‌پذیری سیستم (μ)
SMF&CSWs	۲۰۵۰/۶۷	۱۷۶۰۰/۳۷	۵۹۸/۵۳	۲/۴۴۹
SMF&CCSWs-BB	۲۵۵۰/۶۷	۲۰۱۸۳/۴۷	۷۸۹/۴۱	۲/۵۵۷
SMF&CCSWs-IB	۳۰۴۱/۱۵	۳۳۰۷۸/۱۳	۸۹۶/۵۳	۳/۱۲۲
SMF&CCSWs-SB1 (Ideal)	۳۹۹۷/۵۱	۷۳۰۰۰/۸۵	۱۴۷۳/۶۴	۵/۰۶۹
SMF&CCSWs-SB2	۴۲۰۰/۱۶	۷۸۱۵۰/۷۸	۱۵۱۷/۶۸	۴/۹۸۸
SMF&CCSWs-SB3	۴۳۳۰/۴۵	۸۳۰۱۵/۴۷	۱۶۸۰/۳۳	۴/۶۸۷
SMF&CCSWs-SB4	۴۶۰۵/۱۷	۸۸۰۰۹/۳۱	۱۷۵۰/۰۴	۴/۵۵۸

قابل توجهی بر رفتار الاستیک آن ندارد. بنابراین به کمک روش تحلیلی محیط پیوسته و نرم‌افزار ABAQUS، رابطه‌ای جهت تخمین ابعاد مقطع تیرهای همبندی که رفتار الاستیک دیوارهای برشی همبند را به حالت ایده‌آل می‌رسانند پیشنهاد شد. وجه تمایز پژوهش حاضر با پژوهش‌های پیشین ارائه این رابطه است. در ادامه پژوهش رفتار غیرخطی استاتیکی سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزای پنج طبقه

۵- نتیجه‌گیری
در پژوهش حاضر ابتدا رفتار الاستیک دیوارهای برشی همبند بر اساس روش تحلیلی محیط پیوسته و نرم‌افزار ABAQUS بررسی شد. نتایج نشان دادند که تنش‌های ایجاد شده در سیستم دیوارهای برشی همبند نسبت به مجزا کاهش یافته و سختی جانبی افزایش می‌یابد. همچنین بررسی رفتار الاستیک این سازه نشان داد افزایش سختی تیرهای همبند از حلدی به بعد تاثیر

concrete panel thickness upon composite steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 117, pp. 81-90.

[9] Sandip, D. (2014), "Seismic performance of composite plate shear walls", Ph.D. Thesis, Concordia University Montreal, Canada.

[10] Rahnavard, R., Hassanipour, A. and Mounesi, A. (2016), "Numerical study on important parameters of composite steel-concrete shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 121, pp. 441-456.

[11] Hao, T., Cao, W., Qiao, Q., Liu, Y. and Zheng, W. (2017), "Structural performance of composite shear walls under compression", *Journal of Applied Sciences*, Vol. 7, pp. 1-21.

[12] Zhang, Y., Li, X. and He, Q. (2016), "Experimental study on local stability of composite walls with steel plates and filled concrete under concentric loads", *China Civil Engineering Journal*, Vol. 49, pp. 62-68.

[13] Cheng, Ch. and Zhou, D. (2015), "Experimental study on seismic behavior of composite concrete and double-steel-plate shear walls with binding bars", *The 6th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, University of Illinois, Urbana-Champaign, United States.

[14] Li, C.H., Tsai, K.C., Chang, J.T. and Lin, C.H. (2011), "Cyclic Test of a Coupled Steel Plate Shear Wall Substructure", *Procedia Engineering*, Vol. 14, pp. 582-589.

[15] Park, W.S. and Yun, H.D. (2006), "The bearing strength of steel coupling beam reinforced concrete shear wall connections", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 236, pp. 77-93.

[16] Paulay, T. (2002), "The displacement capacity of reinforced concrete coupled walls", *Journal of Structures Engineering*, Vol. 24, pp. 1165-1175.

[17] Borello, D.J. and Fahnstock, L.A. (2012), "Seismic design and analysis of steel plate shear walls with coupling", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 139, pp. 1263-1273.

[18] Borello, D.J. and Fahnstock, L.A. (2012), "Behavior and mechanisms of steel plate shear walls with coupling", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 74, pp. 8-16.

[19] Wang, M., Borello, D.J. and Fahnstock, L.A. (2017), "Boundary frame contribution in coupled and uncoupled steel plate shear walls", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 46, pp. 2355-2380.

[20] Lam, W.Y., Su, R.K.L. and Pam, H.J. (2005), "Experimental study on embedded steel plate composite coupling beams", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 131, pp. 1294-1302.

[21] Su, R.K.L., Pam, H.J. and Lam, W.Y. (2006), "Effects of shear connectors on plate reinforced composite coupling beams of short and medium-length spans", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, pp. 178-188.

[۲۲] مستوفی نژاد، د. (۱۳۹۷)، "سازه‌های بتن آرمه"، جلد دوم، فصل دیوارهای برشی، انتشارات ارکان دانش.

[23] Pavir, A. and Shekastehband, B. (2017), "Hysteretic behavior of coupled steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 133, pp 19-35.

[۲۴] زارعی، د. و تسنیمی، ع. (۱۳۹۷)، "رفتار لرزه‌ای تیر همبند فولادی تعویض‌پذیر در دیوار برشی بتنی مسلح"، *مجله علمی-پژوهشی مهندسی عمران مدرس*، دوره هجدهم، شماره ۶، ص ۱۴۱-۱۳۱.

بررسی شد. نتایج حاصل از این مدل بیانگر افت نیروی برشی ورق‌های فولادی دیوارهای برشی مرکب می‌باشد. دلیل این موضوع کماتش کلی و موضعی ورق‌ها است که وابسته به فاصله بین پیچ‌ها (برشگیرها) می‌باشد. با توجه به اینکه فاصله بین پیچ‌ها بر اساس رابطه پیشنهادی آستانه‌اصل در نظر گرفته شده است، به نظر می‌رسد این رابطه نیاز به اصلاح داشته باشد. این موضوع با ساختن یک مدل ۵ طبقه و با محدودیت‌های نرم‌افزار ABAQUS قابل بررسی دقیق نیست. بنابراین پیشنهاد می‌شود در یک مطالعه جامع‌تر و دقیق‌تر بررسی شود.

با همبند شدن دیوارهای برشی مرکب، افت نیروی برشی ورق‌های فولادی مربوط به دیوارها مشاهده نمی‌شود. این موضوع بیانگر عدم کماتش ورق‌های فولادی یکی از دیوارها می‌باشد. در واقع با همبند شدن دیوارها، یکی از آنها تحت کشش مستقیم و دیگری تحت فشار مستقیم قرار می‌گیرد و بر این اساس ضعف ورق‌های فولادی در فشار توسط ورق‌های فولادی در کشش جبران می‌شود. بنابراین به نظر می‌رسد رابطه پیشنهادی Astaneh-Asl [۷] برای دیوارهای برشی مرکب همبند عملکرد مناسبی دارد.

با بررسی‌های انجام شده، افزایش سختی تیرهای همبند نسبت به تیرهای ایده‌آل، تاثیر چندانی در افزایش پارامترهای مقاومتی سیستم نداشته و حتی شکل‌پذیری سازه کاهش پیدا می‌کند. بنابراین ابعاد مقطع تیرهای همبند ایده‌آل، عملکرد غیرخطی سیستم مورد نظر را به خوبی پیش‌بینی نموده است.

۶- مراجع

[1] Greifenhagen, C. and Lestuzzi, P. (2005), "Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls", *Engineering Structures*, Vol. 27, pp. 1703-1712.

[2] Alavi, E. and Nateghi, F. (2013), "Experimental study of diagonally stiffened steel plate shear walls", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 139, pp. 1795-1811.

[3] Alavi, E. and Nateghi, F. (2013), "Experimental study on diagonally stiffened steel plate shear walls with central perforation", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 89 PP. 9-20.

[4] Nateghi, F. and Alavi, E. (2008), "Theoretical Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, China.

[5] Rahai, A. and Hatami, F. (2009), "Evaluation of composite shear wall behavior under cyclic loadings", *Journal of Constructional steel Research*, Vol. 65, pp. 1528-1539.

[6] Astaneh-Asl, A. (2001), "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls", *Steel TIPS Report*, Structural Steel Educational Council. Moraga, CA.

[7] Astaneh-Asl, A. (2002), "Seismic behavior and design of composite steel plate shear walls", *Steel tips report*, Structural St educational council, Moraga California.

[8] Shafaei, S., Ayazi, A. and Farahbod, F. (2015), "The effect of



- [۳۶] دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، (۱۳۹۲)، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، مجله شماره ۳۶۰، ویرایش ۱.
- [37] Clark, P., Frank, K., Krawinkler, H. and Shaw, R. (1997), "Protocol for fabrication, inspection, testing, and documentation of beam-column connection tests and other experimental specimens", Report No. SAC/BD-97/02, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.
- [38] Chopra, A.K. (2012), "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake Engineering", 4th Edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- [39] FEMA 461, (2007), Interim protocols for determining seismic performance characteristics of structural and nonstructural components through laboratory testing", Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [40] Chopra, A.K. and Chintanapakdee, C. (2003), "Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures (single degree freedom bilinear systems)", Report No. EERC 2003-09 at Earthquake Engineering Research, University of Berkeley.
- [41] Mohebbi, S., Mirghaderi, R., Farahbod, F. and Sabbagh, A.B. (2015), "Experimental work on single and double-sided steel sheathed cold-formed steel shear walls for seismic actions", Thin-Walled Struct, Vol. 91, pp. 50-62.
- [42] Harries, K.A., Gong, B. and Shahrooz, B. (2001), "Behavior and design of reinforced concrete, steel and steel-concrete coupling beams", Journal of Earthquake Spectra, Vol. 16, pp. 775-799.
- [25] Smith, B.S. and Coull, A. (1991) "Tall building structures, analysis and design", Wiley-Interscience.
- [26] ABAQUS, ABAQUS/standard, Version 6.11, (2012), ABAQUS, Inc, Pawtucket, R.I.
- [27] Popov, E.P. (1913), "Mechanics of materials", Berkeley University.
- [28] Ngo, D. and Scordelis, A.C. (1967), "Finite element analysis of reinforced concrete beams", ACI Journal, Vol. 64, pp. 152-163.
- [29] Arabzadeh, A., Soltani, M. and Ayazi, A. (2011), "Experimental investigation of composite shear walls under shear loadings", Thin-Walled Structures, Vol. 49, pp. 842-854.
- [30] AISC, ANSI/AISC 341-10, (2010), Seismic provisions for structural steel buildings, Chicago (IL).
- [۳۱] طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم، موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران.
- [32] Vian, D. (2005), "Steel plate shear walls for seismic design and retrofit of building structures", Ph.D. Dissertation, University at Buffalo, New York.
- [33] Kent, D. and Park, R. (1971), "Flexural member with confined concrete", Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 97, pp. 1969-1990.
- [34] Sümer, Y. and Aktaş, M. (2015), "Defining parameters for concrete damage plasticity model", Challenge Journal of Structural Mechanics, Vol. 1, pp. 149-155.
- [35] ABAQUS/Implicit User's Manual: Version 6.11, (2012), Hibbit, Karlsson, Sorensen, Inc, HKS.

پی نوشت

- 1 Stiffener
- 2 Continuous method
- 3 Solid (C3D8R)
- 4 Static-general
- 5 Nonlinear static analysis
- 6 D. Kent & R. Park
- 7 Concrete damage plasticity model
- 8 Shell (S4R)
- 9 Wire-truss-3D (T3D2)
- 10 Wire-beam-3D (B31)
- 11 Dynamic implicit
- 12 Steel moment frame & composite shear walls
- 13 Combined hardening
- 14 Equivalent viscous damping ratio
- 15 Steel moment frame & coupled composite shear walls
- 16 Eccentrically braced frames



ارزیابی قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت و تکیه‌گاه‌های کشسان دورانی در تحلیل خمیری

محسن بمبائی چی^{۱*}، مصطفی سلیمی نیک^۲

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی قوچان، قوچان

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی قوچان، قوچان

* قوچان، صندوق پستی ۶۷۳۳۵-۹۴۷۷۱، m.bambaechee@qiet.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۱۱/۱۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۶/۲۷)

چکیده

در تحلیل و طرح قاب‌های فولادی، عامل‌های فراوانی وجود دارند که تصادفی پنداشتن هر یک از آنها می‌تواند اثر چشم‌گیری بر ایمنی سازه داشته باشد. در این میان، سختی دورانی پیوندها (اتصالات)، به سبب وجود عدم قطعیت‌هایی مانند چگونگی ساخت، اجرا و نصب قاب‌های فولادی، می‌تواند به عنوان یکی از این عامل‌ها پنداشته شود. باید افزود، اثر پیوندهای نیمه‌سخت (نیمه‌صلب)، به سبب تغییر توزیع لنگرها و مقدار تغییر مکان‌های گرهی در بیشتر آئین‌نامه‌های پیشرفته، وارد تحلیل می‌گردد. از این رو، در این پژوهش، نخست، اثرهای سختی دورانی پیوندهای تیر به ستون و ستون به تکیه‌گاه، در دو قاب فولادی یک طبقه- یک دهانه (F1) و یک طبقه- دو دهانه (F2)، به شیوه مفصل خمیری (پلاستیک)، مورد تحلیل خمیری یقین‌اندیشانه قرار گرفت. باید افزود، رفتار پیوندها با فنرهای دورانی سه‌خطی الگوسازی شدند. در ادامه، با تصادفی پنداشتن سختی دورانی و لنگر خمیری پیوندهای تکیه‌گاهی و عضوی و همچنین، در نظر گرفتن چند توزیع احتمال با ضریب‌های پراکندگی متفاوت، رفتار سازه در تحلیل خمیری احتمال‌اندیشانه بررسی گردید. در این راستا، از شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای برآورد احتمال شکست قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت و تکیه‌گاه‌های کشسان دورانی بهره‌جویی شد. بر این پایه، هر یک از قاب‌های F1 و F2، ۸۴۰۰۰۰ مرتبه شبیه‌سازی گردیدند و ظرفیت بار شکست وارد بر سازه در دسترس قرار گرفت. ظرفیت باربری سازه در دو حالت یقین‌اندیشانه و احتمال‌اندیشانه حساب و پاسخ‌ها در جدول‌ها و نمودارهایی بررسی شدند. باید افزود، از نرم‌افزار OpenSees برای انجام تحلیل‌های خمیری قطعی و احتمالاتی بهره‌جویی گردید. یافته‌ها نشان داد، سختی و لنگر خمیری پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی، اثر قابل توجهی بر پاسخ‌های تحلیل‌های خمیری یقین‌اندیشانه و احتمال‌اندیشانه دارند.

واژگان کلیدی

قابلیت اعتماد، پیوند نیمه‌سخت، شبیه‌سازی مونت‌کارلو، تکیه‌گاه کشسان دورانی، تحلیل خمیری

Assessment of reliability of steel frames with semi-rigid joints and elastic rotational restraints on plastic analysis

M. Bambaechee, M. Salimi Nik

Abstract

In the analysis and design of steel frames, there are various factors that the uncertainty of each of them can have a significant effect on structural safety. Hence, the investigation and recognition of these factors is important for understanding the true behavior of the structure. In the meantime, the stiffness beam-to-column connection can be considered as one of the factors due to uncertainties such as how to construct, execute, install and model the parts and joints steel structures. The effect of semi-rigid joint on structural analysis not only changes the moment distribution along the beams and columns, but also increases the frame's displacement due to second-order effects. Therefore, in most advanced specifications, it is allowed to consider semi-rigid joints behavior. Hence, in this paper, first, the effect of stiffness of the connections in the plastic analysis based on plastic hinge will be studied in two steel frames. In the following, by randomly assuming the stiffness of rotation of beam to column and stiffness of column joints to the support and plastic moment of members and joints, and considering several probability distributions with different coefficients of variant, the behavior of the structure in the probabilistic plastic analysis can be investigated. Accordingly, the Monte-Carlo simulation is used to estimate the probability of failure of semi-rigid steel frames. On this Basis, each frame is simulated 840000 times and the load failure capacity on the structure is available. It should be added, the OpenSees software was used to deterministic and probabilistic analysis. The results showed that the rotational stiffness of the joints and restraints and plastic moment of members had a significant effect on the responses of deterministic and probabilistic analysis.

Keywords

Reliability, Semi-rigid connection, Monte Carlo simulation, Elastic rotational support, Plastic analysis

در طول دو دهه گذشته، مطالعه‌ی سازه‌های فولادی در فضای عدم قطعیت ناشی از تصادفی بودن ویژگی مواد، بارگذاری، هندسه و مانند آن، مورد توجه بسیاری از پژوهشگران قرار گرفته است. اهمیت این‌گونه مطالعه‌ها، بیشتر از پژوهش‌هایی می‌باشد که از طبیعت آماری ویژگی‌های سازه چشم‌پوشی می‌کنند. اگر تعیین ویژگی‌های آماری کمیت‌های دارای عدم قطعیت، میسر باشد، تحلیل احتمال‌اندیشانه^۱، مناسب‌ترین انتخاب است. در این راستا، پژوهشگران از روش‌های احتمال‌اندیشانه مانند شیوه‌های مرتبه یکم، مرتبه دوم و شبیه‌سازی مونت‌کارلو (MCS) برای برآورد قابلیت اعتماد سازه‌های فولادی بهره گرفته‌اند. در ادامه، گزیده‌ای از کارهای انجام گرفته درباره قابلیت اطمینان قاب‌های فولادی می‌آید.

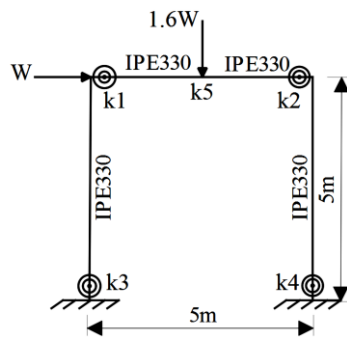
Hadianfard و **Razani**، با بهره‌جویی از تحلیل اجزای محدود به تحلیل قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت پرداختند. آن‌ها بار و مقاومت عضوها را تصادفی پنداشتند و از شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای برآورد احتمال شکست سازه بهره جستند [۱]. **Buonopane** و **Schafer**، به بررسی قابلیت اطمینان و رفتار قاب فولادی در تحلیل مومسان پرداختند. این پژوهشگران، با تصادفی پنداشتن بار و مقاومت عضوها، احتمال خرابی سازه را با بهره‌گیری از شبیه‌سازی مونت‌کارلو و تشکیل مفصل‌های خمیری در دسترس قرار دادند [۲]. **Cardoso** و همکارانش، با تحلیل قابلیت اطمینان و بهره‌جویی از ترکیب روش‌های شبکه‌های عصبی و شبیه‌سازی مونت‌کارلو رفتار قاب‌های فولادی و احتمال شکست آن‌ها را بررسی نمودند [۳]. **Duan** و همکارانش، به ارزیابی اثر نقص نخستین پیوندهای نیمه‌سخت در قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی شبیدار زیر اثر بار باد پرداختند [۴]. **Hu** و **Zhou**، به مطالعه تحلیل کشسان- مومسان مرتبه دوم قاب فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت پرداختند [۵]. **Tang** و همکارانش، برای ارزیابی قابلیت اطمینان قاب‌های فولادی ساده با پیوندهای نیمه‌سخت از نگره شواهد بهره جستند [۶]. **Zhang** و **Zhou**، به بررسی قابلیت اعتماد قاب‌های سه بعدی بر پایه شیوه LRFD پرداختند. آن‌ها تابع حدی را احتمال فروریزش سازه، تحت بارگذاری مرده + زنده پنداشتند و با شیوه مرتبه‌ی یکم (FORM) احتمال خرابی سازه را یافتند [۷]. **Zhang** و همکاران، به تحلیل و طراحی خمیری قاب‌های فولادی خمشی با پیوندهای سخت (صلب) پرداختند. در ادامه، با تحلیل قابلیت اطمینان، اعتبار شیوه ناکشسان و مقاومت سازه را ارزیابی نمودند [۸]. **Kim** و **Thai**،

به تحلیل قابلیت اعتماد و تحلیل خمیری قاب فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت پرداختند. این پژوهشگران، از شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای تعیین احتمال شکست و شاخص قابلیت اعتماد سازه بهره بردند [۹]. **Tang** و همکارانش، با بهره‌جویی از نظریه شواهد، راهکاری برای در نظر گرفتن کیفیت عدم قطعیت (UQ) در کمانش قاب‌های فولادی نیمه‌سخت در دسترس قرار دادند [۱۰]. **Thai** و همکارانش، به بررسی قابلیت اطمینان قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت پرداختند. آن‌ها مقاومت نهایی قاب با تشکیل مفصل‌های مومسان را ارزیابی نمودند [۱۱]. **Truong** و همکارانش، یک روش کارآمد برای بهینه‌سازی قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت و بهره‌جویی از تحلیل پیشرفته و الگوریتم میکرو- ژنتیک در دسترس قرار دادند [۱۲]. با به کارگیری فن مونت کارلو، قابلیت اعتماد پایداری قاب‌های فولادی با پیوندها و تکیه‌گاه‌های نرم به وسیله **Rezaiee-Pajand** و همکارانش مورد بررسی قرار گرفت [۱۳]. **Rezaei** و همکارانش، قابلیت اطمینان لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی بهسازی شده با مهاربندی‌های همگرا با مدل‌های احتمالاتی متفاوت را ارزیابی نمودند. سازه‌های مورد مطالعه، تحت منبع لرزه‌ای زیرپوسته‌ای با به کارگیری روش احتمالاتی نمونه‌گیری در نرم‌افزار آنالیز ریسک (Rt) تحلیل شدند [۱۴]. **Mehdizadeh** و **Karamodin**، تحلیل‌های دینامیکی افزایشده یک سازه ۵ طبقه با سیستم‌های قاب خمشی معمولی، متوسط را تحت ۵۰ زوج شتاب‌نگاشت پیشنهادی دستورالعمل FEMA P695 انجام دادند. در این میان، نقش شکل‌پذیری در ظرفیت فروریزش قاب‌های خمشی فولادی موردنظر به صورت احتمالاتی بررسی گردید. این پژوهشگران، از نرم‌افزار OpenSees برای تحلیل لرزه‌ای سازه بهره بردند [۱۵]. **Bambaechee** و **Ghaffari**، سختی نخستین پیوندهای سخت از پیش تأیید شده آیین‌نامه فولاد ایران و اثر عدم قطعیت آن بر قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی را در تحلیل مرتبه دوم بررسی نمودند [۱۶].

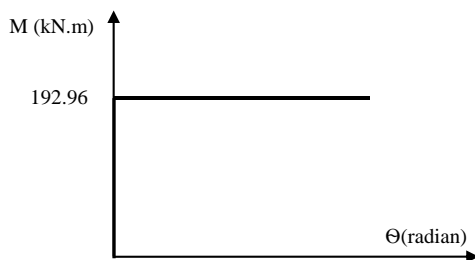
با توجه به گستره کارهای انجام شده درباره قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی، داشتن یک دید کلی از رفتار خمیری سازه‌ها با غیرقطعی پنداشتن سختی دورانی پیوندها و تکیه‌گاه‌ها لازم به نظر می‌رسد. از این رو، در این پژوهش به بررسی اثر عدم قطعیت سختی دورانی و لنگر خمیری پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی در پاسخ خمیری قاب‌های دارای پیوندهای متفاوت پرداخته می‌شود. باید افزود، رفتار کشسان- مومسان پیوندها با فنرهای دورانی سه‌خطی الگوسازی می‌شوند. بر این پایه،



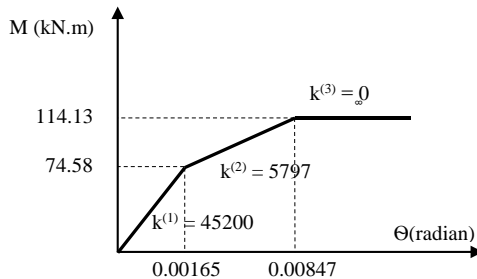
OpenSees تایید می‌گردد. افزون بر این، پاسخ‌ها نشان می‌دهند که سختی دورانی پیوندها بر مقدار بار فروریختگی، تغییر شکل‌ها و ترتیب شکل‌گیری مفصل‌های خمیری سازه اثر گذارند.



الف) قاب فولادی یک طبقه و یک دهانه



ب) نمودار لنگر- دوران اعضا



ج) نمودار لنگر- دوران پیوندها

شکل ۱- قاب فولادی یک طبقه و یک دهانه و رفتار کشسان- مومسان اعضا و پیوندها [۱۸]

۳- معرفی قاب‌های مورد مطالعه

در این پژوهش، قاب یک طبقه- یک دهانه (F1) با پیوندهای متفاوت عضوی و تکیه‌گاهی، همانند شکل (۲) و همچنین، قاب یک طبقه- دو دهانه (F2) با پیوندهای متفاوت عضوی و تکیه‌گاهی، همانند شکل (۳) مورد مطالعه قرار می‌گیرند. بر پایه شکل‌های (۲) و (۳)، هر یک از قاب‌های فولادی در چهار گونه بررسی می‌شوند. در گونه یکم، همه پیوندها نیمه‌سخت، در گونه دوم، پیوندهای تیر به ستون، نیمه‌سخت، در گونه سوم،

نخست، تحلیل یقین‌اندیشانه دو قاب فولادی یک طبقه- یک دهانه (F1) و یک طبقه- دو دهانه (F2)، برای چهار گونه (حالت) متفاوت از پیوند میان اعضا و تکیه‌گاه‌ها انجام می‌پذیرد. در ادامه، برای شبیه‌سازی سختی دورانی پیوندهای تکیه‌گاهی و عضوی و همچنین، لنگر مومسان آن‌ها به عنوان متغیرهای تصادفی و انجام تحلیل احتمال‌اندیشانه از شبیه‌سازی مونت‌کارلو بهره‌جویی خواهد شد. در این راستا، متغیرهای تصادفی با توزیع‌های یکنواخت، نرمال و لگ‌نرمال و ضریب‌های پراکندگی ۵ تا ۲۰ درصد شبیه‌سازی می‌شوند و با انجام تحلیل خمیری در نرم‌افزار OpenSees، بار شکست قاب‌ها تعیین می‌گردد. بر این پایه، هر یک از قاب‌های F1 و F2، ۳۶۰۰۰۰ مرتبه برای متغیر تصادفی سختی پیوند و ۴۸۰۰۰۰ مرتبه برای متغیر تصادفی لنگر خمیری، شبیه‌سازی و تحلیل می‌شوند و احتمال خرابی سازه با به کارگیری فن مونت‌کارلو به دست می‌آید. در پایان، به ارزیابی پاسخ‌ها در دو حالت قطعی و احتمالاتی پرداخته می‌شود. درصد احتمال شکست و به دنبال آن، قابلیت اعتماد و شاخص قابلیت اطمینان برای توزیع‌های متفاوت و ضریب پراکندگی‌های گوناگون در جدول‌ها و نمودارهایی نمایش داده می‌شود. یافته‌ها، اثر چشم‌گیر سختی و لنگر خمیری پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی را بر پاسخ‌های تحلیل‌های یقین‌اندیشانه و احتمال‌اندیشانه نشان می‌دهند.

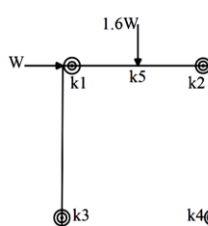
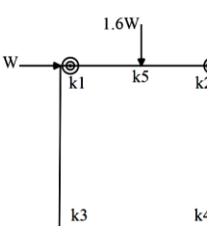
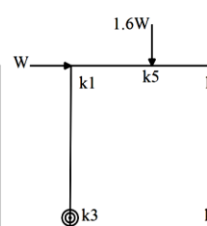
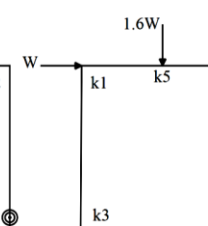
۲- صحت سنجی الگوسازی

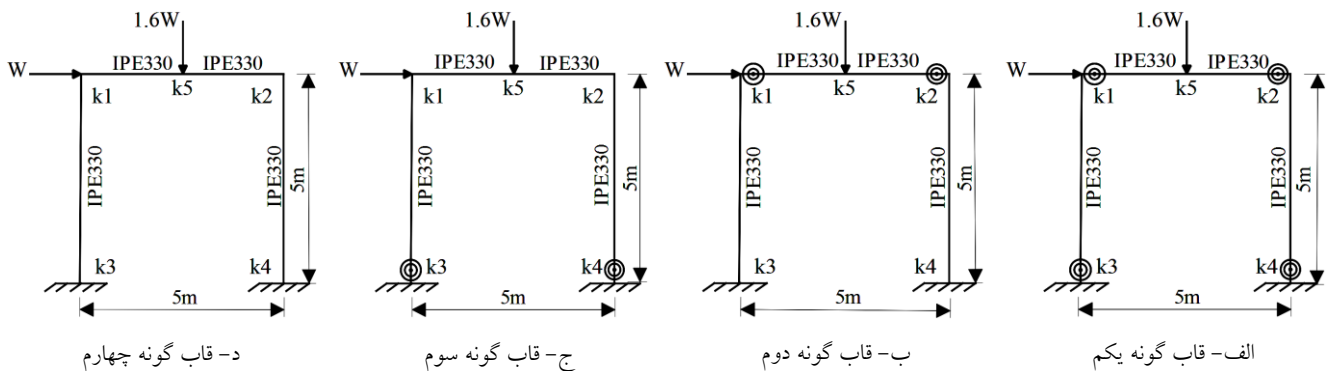
در این بخش، برای نشان دادن درستی الگوسازی پیشنهادی و پاسخ‌های نرم افزار OpenSees [۱۷]، تحلیل خمیری قاب فولادی یک طبقه و یک دهانه با کشسان- مومسان پنداشتن رفتار پیوندها و اعضا همانند شکل (۱) انجام می‌پذیرد. در این سازه، یک بار جانبی به مقدار W در تراز بام و یک بار قائم به مقدار $1/6W$ در وسط دهانه تیر قاب وارد می‌گردد. مقطع تیر و ستون‌ها IPE330 در نظر گرفته شده است. ارتفاع ستون‌ها و طول دهانه تیر، ۵ متر می‌باشند. همچنین، ضریب کشسانی اعضا برابر $2/05 \times 10^8$ کیلونیوتن بر متر مربع پنداشته می‌شود. باید افزود، پیش از این، Ihaddoudene و همکارانش [۱۸]، با ارائه یک الگوی مکانیکی و بهره‌جویی از روش گام به گام، به تحلیل خمیری این قاب و ارزیابی اثر سختی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی آن پرداختند. پاسخ‌های هر دو شیوه در جدول (۱) درج شده‌اند. بر پایه یافته‌های جدول (۱)، دقت و کارایی روش به کار گرفته شده با بهره‌جویی از نرم افزار

باید افزود، برای الگوسازی رفتار کشسان- مومسان پیوندها و عضوها از مرجع [۱۸] و نمودارهای لنگر- دوران شکل (۱) بهره‌جویی شده است. بر این پایه، ظرفیت نهایی لنگر خمیری پیوندها و عضوها به ترتیب، $114/13$ کیلونیوتن متر و $192/96$ کیلونیوتن متر می‌باشد. در ادامه، به واکاوی اثر سختی و لنگر مومسان پیوندهای عضو و تکیه‌گاهی در تحلیل‌های خمیری قطعی و احتمالاتی پرداخته می‌شود.

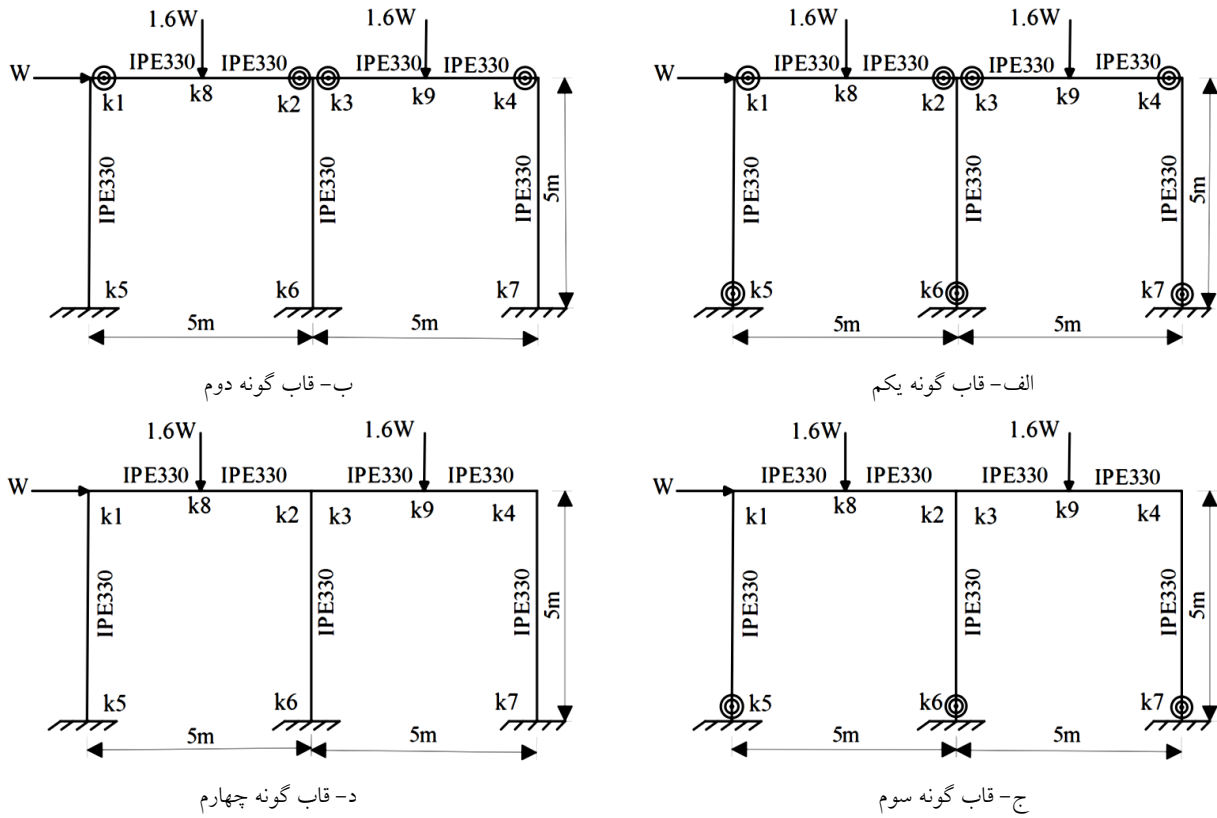
پیوندهای ستون به تکیه‌گاه، نیمه‌سخت و در گونه چهارم، همه پیوندها سخت هستند. در تمامی نمونه‌ها، یک بار جانبی به مقدار W در تراز بام و یک بار قائم به مقدار $1/6W$ در وسط دهانه تیرها وارد می‌گردد. مقطع تیرها و ستون‌های قاب‌ها IPE330 در نظر گرفته شده است. ارتفاع ستون‌ها و طول دهانه تیرهای سازه‌ها ۵ متر می‌باشند. همچنین، ضریب کشسانی عضوها برابر $2/05 \times 10^8$ کیلونیوتن بر متر مربع پنداشته می‌شود.

جدول ۱- مقایسه پاسخ‌های روش تحلیل گام به گام Ihaddoudene و همکارانش [۱۸] و روش تحلیل مفصل خمیری (OpenSees)

قاب با پیوندهای متفاوت عضوی و تکیه‌گاهی				روش تحلیل	پاسخ‌ها
					
۹۱/۲۹۳	۱۱۱/۱۲۲	-	۱۲۸/۶۴	Ihaddoudene و همکارانش [۱۸]	بار شکست (kN)
۹۱/۳۲	۱۱۱/۱۵	۱۱۱/۱۵	۱۲۸/۷۰	مفصل خمیری (OpenSees)	
۰/۰۹۵۷	۰/۰۵۵۶	-	۰/۰۵۴۲	Ihaddoudene و همکارانش [۱۸]	تغییر مکان افقی گره ۱ (m)
۰/۱۲۹۴	۰/۰۵۶۹۹	۰/۰۹۷۸۸	۰/۰۵۵۵	مفصل خمیری (OpenSees)	
۱-۳-۴-۲	۳-۵-۴-۲	-	۳-۵-۲-۴	Ihaddoudene و همکارانش [۱۸]	ترتیب شکل‌گیری مفصل‌های خمیری (از راست به چپ)
۱-۳-۴-۲	۳-۵-۴-۲	۵-۳-۲-۴	۳-۵-۲-۴	مفصل خمیری (OpenSees)	



شکل ۲- قاب یک طبقه- یک دهانه (F1) با پیوندهای متفاوت عضوی و تکیه‌گاهی



شکل ۳- قاب یک طبقه- دو دهانه (F2) با پیوندهای متفاوت عضوی و تکیه‌گاهی

فروریختگی و تغییرمکان جانبی قاب‌های F1 و F2، به ترتیب، در جداول (۲) و (۳) در دسترس قرار گرفته‌اند. افزون بر این، ترتیب شکل‌گیری مفصل‌های مومسان گونه‌های یکم تا چهارم قاب‌های یک طبقه- یک دهانه (F1) و یک طبقه- دو دهانه (F2)، به ترتیب، در شکل‌های (۴) و (۵) می‌آیند.

۴- تحلیل یقین‌اندیشانه

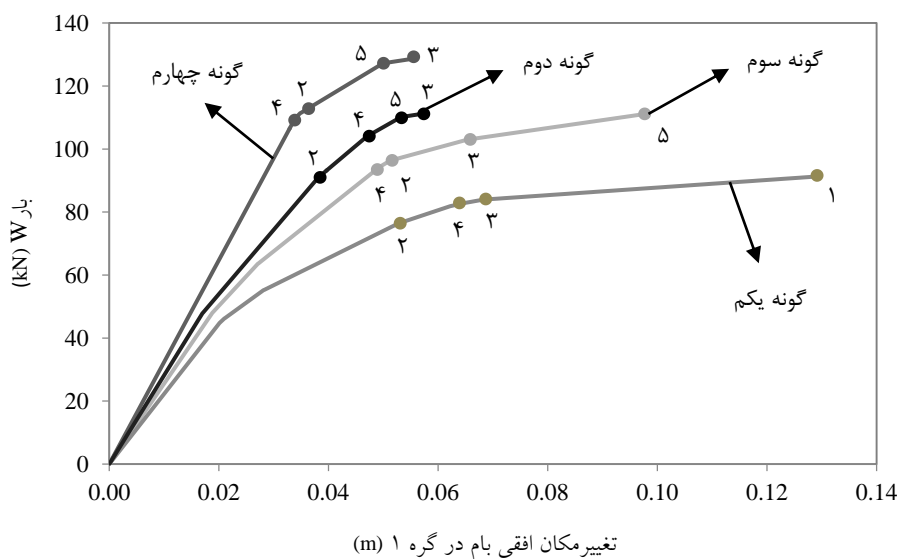
در این بخش، به منظور ارزیابی اثر سختی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی در تحلیل قطعی، تحلیل خمیری یقین‌اندیشانه گونه‌های یکم تا چهارم قاب‌های F1 و F2 با بهره‌جویی از نرم‌افزار OpenSees انجام می‌پذیرد. بر این پایه، پاسخ‌های بار

جدول ۲- بار شکست و تغییرمکان افقی بام در قاب یک طبقه- یک دهانه (F1) با پیوندهای متفاوت عضوی و تکیه‌گاهی

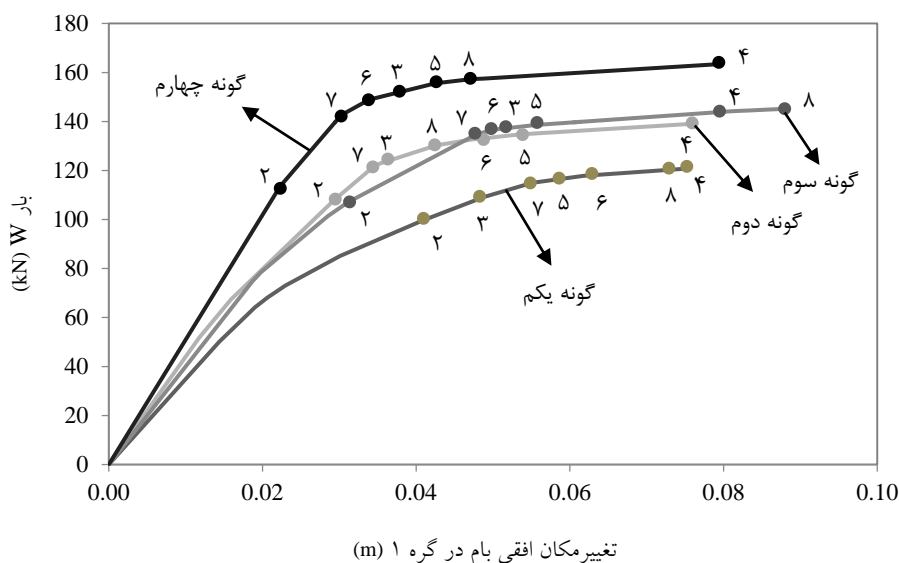
پاسخ‌ها	گونه یکم (پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی نیمه‌سخت)	گونه دوم (پیوندهای عضوی نیمه‌سخت و پیوندهای تکیه‌گاهی سخت)	گونه سوم (پیوندهای عضوی سخت و پیوندهای تکیه‌گاهی نیمه‌سخت)	گونه چهارم (پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی سخت)
بار شکست (kN)	۹۱/۳۲	۱۱۱/۱۵	۱۱۱/۱۵	۱۲۸/۷۰
تغییرمکان افقی بام در گره ۱ (m)	۰/۱۲۹۴	۰/۰۵۶۹۹	۰/۰۹۷۸۸	۰/۰۵۵۵
نسبت بار شکست هنجارشده	۰/۷۱	۰/۸۶	۰/۸۶	۱/۰۰
نسبت تغییرمکان افقی هنجارشده	۲/۳۳	۱/۰۳	۱/۷۶	۱/۰۰

جدول ۳- بار شکست و تغییر مکان افقی در قاب یک طبقه- دو دهانه (F2) با پیوندهای متفاوت عضوی و تکیه‌گاهی

پاسخ‌ها	گونه یکم (پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی نیمه‌سخت)	گونه دوم (پیوندهای عضوی نیمه‌سخت و پیوندهای تکیه‌گاهی سخت)	گونه سوم (پیوندهای عضوی سخت و پیوندهای تکیه‌گاهی نیمه‌سخت)	گونه چهارم (پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی سخت)
بار شکست (kN)	۱۲۰/۷۶	۱۳۹/۰۴	۱۴۵/۱۵	۱۶۳/۳۱
تغییر مکان افقی بام در گره ۱ (m)	۰/۰۷۶۲۶	۰/۰۷۵۷۳	۰/۰۸۷۶۰	۰/۰۷۸۷۳
نسبت بار شکست هنجار شده	۰/۷۴	۰/۸۵	۰/۸۹	۱/۰۰
نسبت تغییر مکان افقی هنجار شده	۰/۹۷	۰/۹۶	۱/۱۱	۱/۰۰



شکل ۴- نمودار بار- تغییر مکان و ترتیب شکل‌گیری مفصل‌های خمیری در گونه‌های متفاوت قاب یک طبقه- یک دهانه (F1)



شکل ۵- نمودار بار- تغییر مکان و ترتیب شکل‌گیری مفصل‌های خمیری در گونه‌های متفاوت قاب یک طبقه- دو دهانه (F2)



در این بخش، به منظور ارزیابی اثر سختی و لنگر مومسان پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی در تحلیل احتمالاتی، تحلیل خمیری احتمال‌اندیشانه گونه‌های متفاوت قاب‌های F1 و F2 با بهره‌جویی از نرم‌افزار OpenSees انجام می‌پذیرد. در این راستا، سختی دورانی و لنگر مومسان پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی به عنوان متغیرهای تصادفی اختیار می‌شوند. خاطر نشان می‌کند، بر پایه شکل (۱-ج)، هر سه مولفه سختی نمودار لنگر- دوران پیوندها تصادفی پنداشته می‌شوند. در تحلیل احتمال‌اندیشانه، ویژگی‌های آماری پاسخ‌ها از فرآیندهای شبیه‌سازی به دست می‌آیند. متداول‌ترین این نوع روش‌ها، فرآیند شبیه‌سازی مونت‌کارلو می‌باشد که در این پژوهش مورد استفاده قرار می‌گیرد.

روش مونت‌کارلو در یک سامانه، مشتمل بر تولید بردارهای تصادفی u بر اساس توزیع چگالی احتمالی بردار تصادفی x ، یعنی $f_x(u)$ می‌باشد. بدین‌صورت که در این x ایجاد شده، مقدار تابع حالت حدی g بررسی می‌شود. به طوری‌که برای $g(x) \leq 0$ ، شکست رخ خواهد داد و برای $g(x) > 0$ ، حالت ایمن در این سیستم برقرار می‌گردد. احتمال شکست P_f در فن مونت‌کارلو از تقسیم تعداد نقطه‌هایی که سبب شکست می‌شوند به شمار کل نقاط به دست می‌آید. به سخن دیگر، به جای یافتن تابع اولیه رابطه (۱)، از رابطه تقریبی (۲)، برای برآورد احتمال شکست (P_f)، بهره می‌برند.

$$P_f = \int_{g(x) \leq 0} f_x(u) du \quad (1)$$

$$P_f = \frac{1}{N} \int_{i=1}^N I_g(x_i) = \frac{n_f}{N} \quad (2)$$

در این رابطه، N ، تعداد کل متغیرهای تصادفی ایجاد شده x می‌باشد و n_f ، شمار حالت‌هایی است که در آن‌ها $g(x) \leq 0$ به دست می‌آید. همچنین، $I_g(x_i)$ شاخص شکست می‌باشد و به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$I_g(x_i) = \begin{cases} 0 & g(x_i) > 0 \\ 1 & g(x_i) \leq 0 \end{cases} \quad (3)$$

پس از آن که احتمال شکست حساب گردید، با بهره‌جویی از رابطه (۴)، می‌توان قابلیت اعتماد سازه R_e را یافت:

$$R_e = 1 - P_f \quad (4)$$

از سوی دیگر، با در اختیار داشتن P_f ، شاخص قابلیت اعتماد β ، از رابطه زیر در دسترس قرار می‌گیرد:

$$\beta = \phi^{-1}(1 - P_f) \quad (5)$$

پاسخ‌های جدول (۲) نشان می‌دهند، کاهش سختی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی، سبب کاهش بار فروریختگی قاب یک طبقه- یک دهانه می‌گردند؛ به طوری‌که، بار شکست در گونه‌های یکم، دوم و سوم قاب F1، نسبت به گونه چهارم آن، به ترتیب، ۲۹ درصد، ۱۴ درصد و ۱۴ درصد، کاهش خواهد داشت. افزون بر این‌ها، نرمی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی، سبب افزایش تغییرمکان افقی بام قاب یک طبقه- یک دهانه می‌گردد؛ به طوری‌که، تغییرمکان جانبی گره ۱ در گونه‌های یکم، دوم و سوم قاب F1، نسبت به گونه چهارم آن، به ترتیب، ۱۳۳ درصد، ۳ درصد و ۷۶ درصد، افزایش دارد. از سوی دیگر، بر پایه نمودار شکل (۴)، تغییر سختی دورانی پیوندهای تیر به ستون و ستون‌ها به تکیه‌گاه، سبب جابجایی ترتیب شکل‌گیری مفصل‌های خمیری سازه خواهد شد.

بر پایه جدول (۳)، با کاهش سختی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی، بار فروریختگی قاب یک طبقه- دو دهانه کاهش می‌یابد؛ به طوری‌که، بار شکست در گونه‌های یکم، دوم و سوم قاب F2، نسبت به گونه چهارم آن، به ترتیب، ۲۶ درصد، ۱۵ درصد و ۱۱ درصد، کاهش دارد. با وجود این، نرمی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی، افزایش یا کاهش تغییرمکان افقی بام قاب یک طبقه- دو دهانه را در پی دارد؛ به طوری‌که، تغییرمکان جانبی گره ۱ در گونه‌های یکم و دوم قاب F2، نسبت به گونه چهارم آن، به ترتیب، ۳ درصد و ۴ درصد، کاهش و در گونه سوم، ۱۱ درصد، افزایش خواهد داشت. از سوی دیگر، نمودار شکل (۵) نشان می‌دهد، با تغییر سختی دورانی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی، ترتیب شکل‌گیری مفصل‌های خمیری سازه تغییر می‌کند.

آن‌گونه که آمد، کاهش سختی دورانی پیوندهای تیرها به ستون‌ها و ستون‌ها به تکیه‌گاه، همواره سبب کاهش بار فروریختگی و جابجایی ترتیب شکل‌گیری مفصل‌های خمیری قاب‌های فولادی می‌شود. با وجود این، نرمی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی می‌تواند سبب کاهش و یا افزایش تغییرمکان جانبی سازه گردد. به سخن دیگر، به سبب جابجایی مفصل‌های خمیری در پی کاهش سختی پیوندها، تغییر شکل جانبی قاب در پاره‌ای از حالت‌ها افزایش و در برخی گونه‌ها کاهش خواهد یافت. از این رو، اثر سختی دورانی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی بایستی به درستی در تحلیل خمیری قاب‌های فولادی وارد شود.

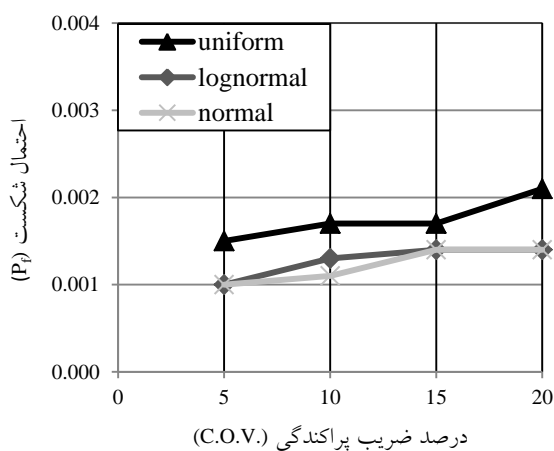
۵- تحلیل احتمال‌اندیشانه



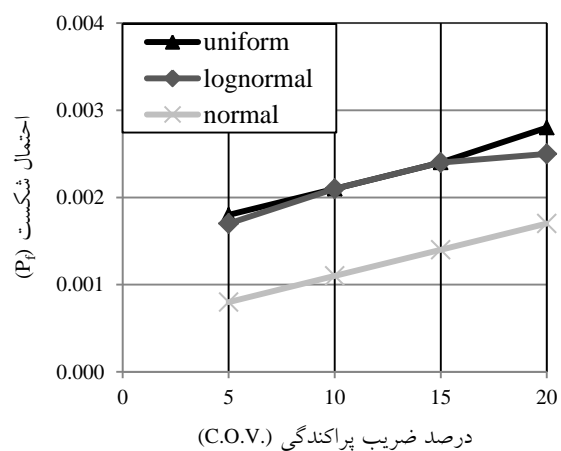
در این رابطه، $\Phi^{-1}(\bullet)$ ، وارون تابع چگالی تجمعی توزیع نرمال می‌باشد. در ادامه، تحلیل خمیری احتمال‌اندیشانه بر پایه فن شبیه‌سازی مونت‌کارلو، برای هر یک از پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی و برای سه توزیع احتمالاتی نرمال^۱، لگ‌نرمال^۲ و یکنواخت^۳، با ضریب‌های پراکندگی ۵ تا ۲۰ درصد بر روی گونه‌های یکم تا سوم با متغیر تصادفی سختی پیوند و بر روی گونه‌های یکم تا چهارم با متغیر تصادفی لنگر خمیری قاب‌های شکل‌های (۲) و (۳) انجام می‌پذیرد. در این راستا، هر یک از قاب‌های یک طبقه- یک دهانه (F1) و یک طبقه- دو دهانه (F2)، مرتبه برای متغیر تصادفی سختی پیوند و

در این رابطه، $\Phi^{-1}(\bullet)$ ، وارون تابع چگالی تجمعی توزیع نرمال می‌باشد.

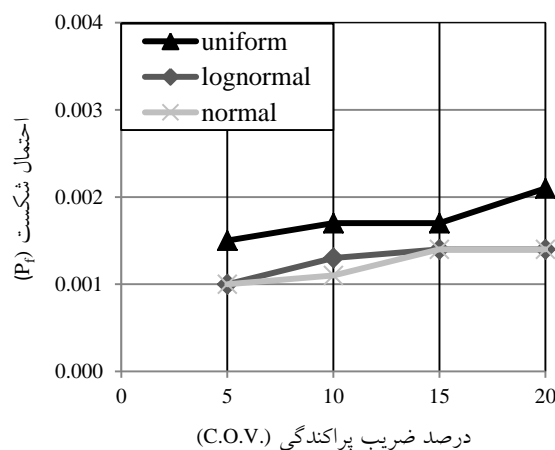
در ادامه، تحلیل خمیری احتمال‌اندیشانه بر پایه فن شبیه‌سازی مونت‌کارلو، برای هر یک از پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی و برای سه توزیع احتمالاتی نرمال^۱، لگ‌نرمال^۲ و یکنواخت^۳، با ضریب‌های پراکندگی ۵ تا ۲۰ درصد بر روی گونه‌های یکم تا سوم با متغیر تصادفی سختی پیوند و بر روی گونه‌های یکم تا چهارم با متغیر تصادفی لنگر خمیری قاب‌های شکل‌های (۲) و (۳) انجام می‌پذیرد. در این راستا، هر یک از قاب‌های یک طبقه- یک دهانه (F1) و یک طبقه- دو دهانه (F2)، مرتبه برای متغیر تصادفی سختی پیوند و



الف- قاب گونه یکم

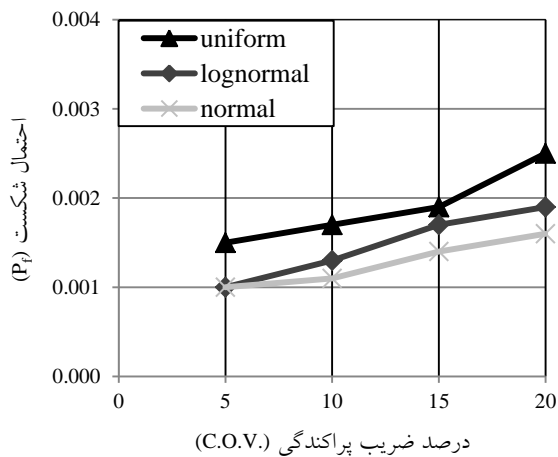


ب- قاب گونه دوم

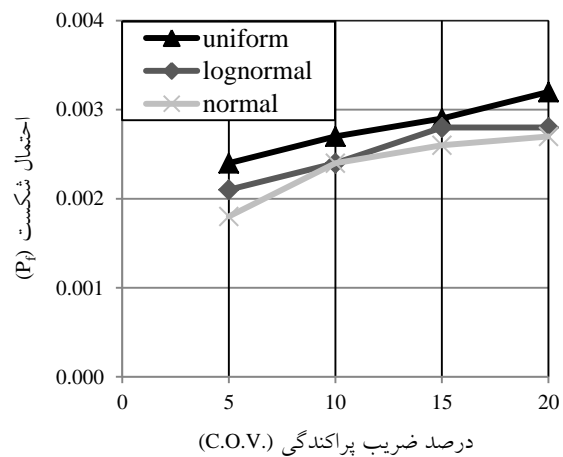


ج- قاب گونه سوم

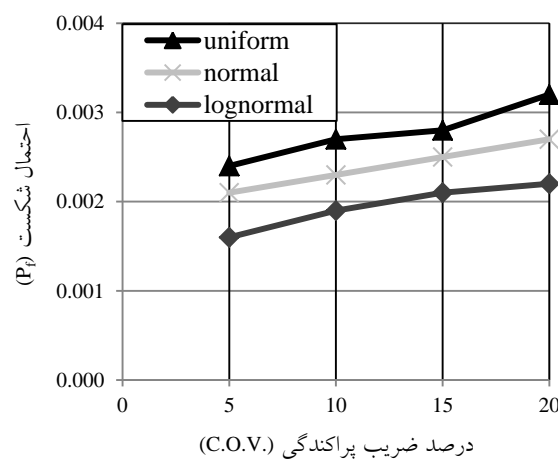
شکل ۶- نمودار احتمال شکست قاب یک طبقه- یک دهانه (F1) در برابر ضریب پراکندگی برای توزیع‌های متفاوت با متغیر سختی پیوند



ب- قاب گونه دوم



الف- قاب گونه یکم



ج- قاب گونه سوم

شکل ۷- نمودار احتمال شکست قاب یک طبقه- دو دهانه (F2) در برابر ضریب پراکندگی برای توزیع‌های متفاوت با متغیر سختی پیوند

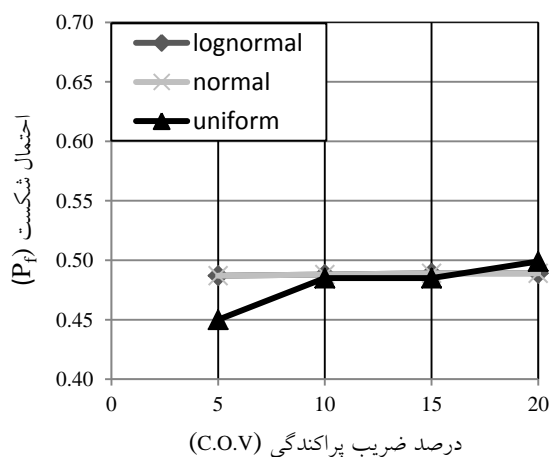
همواره کمتر از دیگر توزیع‌ها است. آشکار است که در هر سه نمونه از قاب F1، صرف نظر از توزیع احتمالاتی سختی پیوندها، افزایش ضریب پراکندگی، سبب افزایش احتمال شکست سازه می‌گردد.

نمودارهای شکل (۷) نشان می‌دهند، با پنداشتن سختی پیوندها به عنوان متغیر تصادفی با توزیع‌های احتمالاتی نرمال، لگ نرمال و یکنواخت، احتمال شکست قاب‌های گونه یکم، دوم و سوم قاب F2، بین ۰/۰۰۱ تا ۰/۰۰۳۲ می‌باشد. به سخن دیگر، احتمال شکست بیشینه در گونه یکم قاب یک طبقه- دو دهانه، برابر با ۰/۰۰۳۲ و در توزیع یکنواخت با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد و احتمال شکست کمینه در گونه دوم قاب یک طبقه- دو دهانه، برابر با ۰/۰۰۱ که برای توزیع نرمال و ضریب پراکندگی

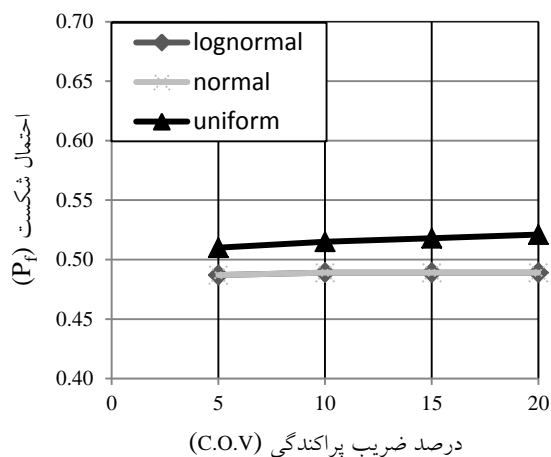
بر پایه نمودارهای شکل (۶)، با تصادفی پنداشتن سختی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی و پیروی آن‌ها از توزیع‌های احتمالاتی نرمال، لگ نرمال و یکنواخت، احتمال شکست گونه‌های یکم، دوم و سوم قاب F1، بین ۰/۰۰۰۸ تا ۰/۰۰۲۸ متغیر می‌باشد. به سخن دیگر، احتمال شکست بیشینه در گونه یکم قاب یک طبقه- یک دهانه، برابر با ۰/۰۰۲۸ و برای توزیع یکنواخت با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد و احتمال شکست کمینه در گونه‌های دوم و سوم قاب یک طبقه- یک دهانه، برابر با ۰/۰۰۰۸ که در توزیع نرمال با ضریب پراکندگی ۵ درصد رخ می‌دهند. همچنین، احتمال شکست برای توزیع یکنواخت، همواره بیشتر از دیگر توزیع‌ها می‌باشد. افزون بر این، احتمال شکست برای توزیع نرمال، در قاب‌های گونه یکم، دوم و سوم

در توزیع‌های نرمال و لگ‌نرمال برای قاب گونه‌های یکم تا چهارم با پنداشتن لنگر مومسان به عنوان متغیر تصادفی، مقدار احتمال شکست قاب، به طور تقریبی ثابت و نزدیک به ۴۹ درصد می‌باشد. با وجود این، با افزایش ضریب پراکندگی در توزیع یکنواخت، احتمال شکست قاب گونه یکم با شیب اندکی افزایش می‌یابد. همچنین، در قاب گونه دوم و سوم، احتمال شکست قاب در توزیع یکنواخت تا ضریب پراکندگی ۱۰ درصد با شیب ملایم افزایش می‌یابد. در ادامه، احتمال شکست به‌طور تقریبی ثابت می‌ماند. از سوی دیگر، در قاب گونه چهارم، با افزایش ضریب پراکندگی احتمال شکست قاب در توزیع یکنواخت با شیب بیشتری نسبت به گونه‌های دیگر افزایش می‌یابد.

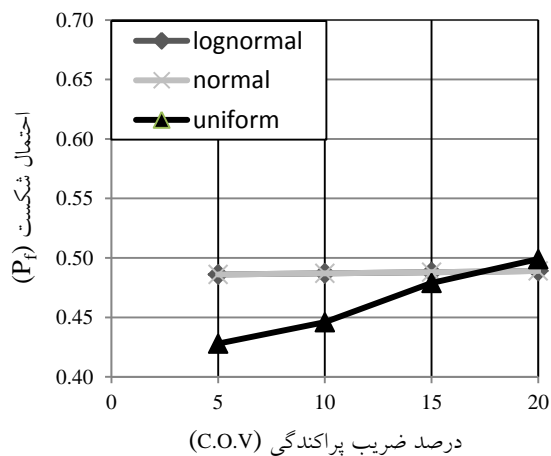
۵ درصد خواهند بود. افزون بر این، احتمال شکست برای توزیع یکنواخت، همواره بیشتر از دیگر توزیع‌ها است. همچنین، احتمال شکست برای توزیع نرمال، در قاب‌های گونه یکم و دوم، همواره کمتر از دیگر توزیع‌ها می‌باشد. در حالی که برای قاب گونه سوم، توزیع لگ‌نرمال، دارای کمترین احتمال شکست نسبت به دیگر توزیع‌ها است. روشن است که در هر سه نمونه از قاب F2، صرف نظر از توزیع احتمالاتی سختی پیوندها، با افزایش ضریب پراکندگی، احتمال شکست سازه، افزایش می‌یابد. در نمودارهای شکل (۸) دیده می‌شود که احتمال شکست بر پایه متغیر تصادفی لنگر خمیری برای توزیع یکنواخت به ترتیب در قاب گونه یکم، دوم، سوم و چهارم از حساسیت بالاتری برخوردار است. با افزایش ضریب پراکندگی



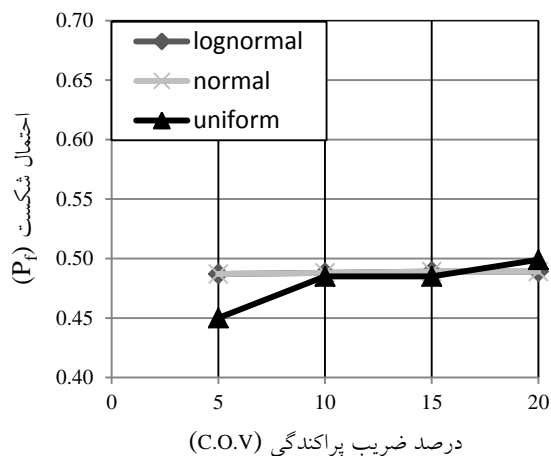
ب- قاب گونه دوم



الف- قاب گونه یکم



د- قاب گونه چهارم

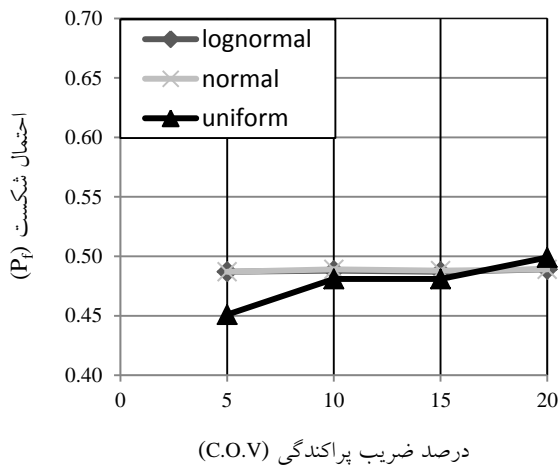


ج- قاب گونه سوم

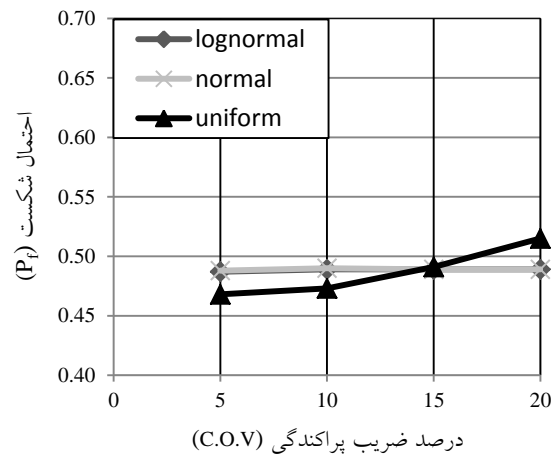
شکل ۸- نمودار احتمال شکست قاب یک طبقه- یک دهانه (F1) در برابر ضریب پراکندگی برای توزیع‌های متفاوت با متغیر لنگر خمیری

این، در توزیع یکنواخت، احتمال شکست قاب بین ۴۵ تا ۵۳ درصد متغیر می‌باشد

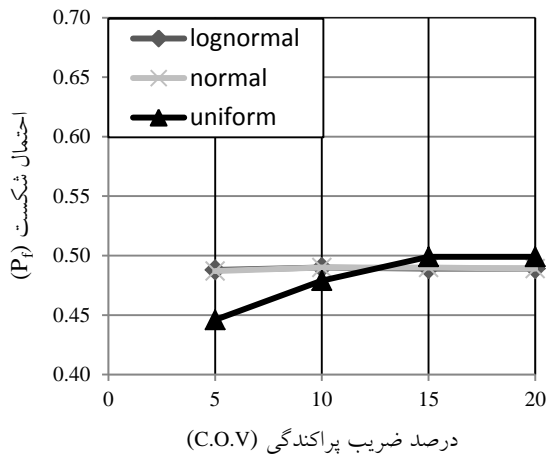
در نمودارهای شکل (۹) می‌توان دید که احتمال شکست بر پایه متغیر تصادفی لنگر خمیری برای توزیع‌های نرمال و لگ‌نرمال در قاب‌های مختلف، حدود ۵۰ درصد است. با وجود



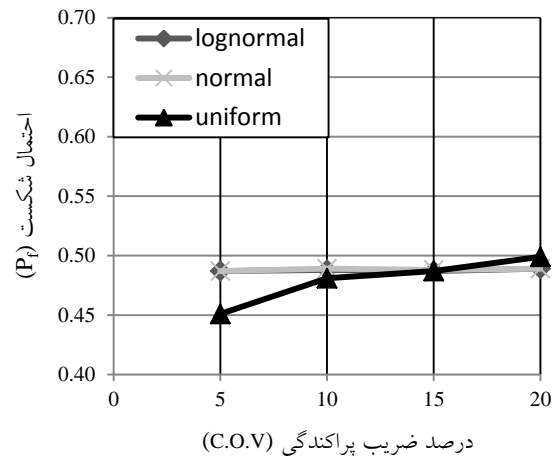
ب- قاب گونه دوم



الف- قاب گونه یکم



د- قاب گونه چهارم



ج- قاب گونه سوم

شکل ۹- نمودار احتمال شکست قاب یک طبقه- یک دهانه (F2) در برابر ضریب پراکندگی برای توزیع‌های متفاوت با متغیر لنگر خمیری

گونه‌های متفاوت قاب‌های یک طبقه- یک دهانه (F1) و یک طبقه- دو دهانه (F2) در برابر ضریب پراکندگی با نرمال پنداشتن توزیع سختی پیوندها در شکل (۱۰) برای متغیر تصادفی سختی پیوند و شکل (۱۱) برای متغیر تصادفی لنگر مومسان به نمایش در آمده است.

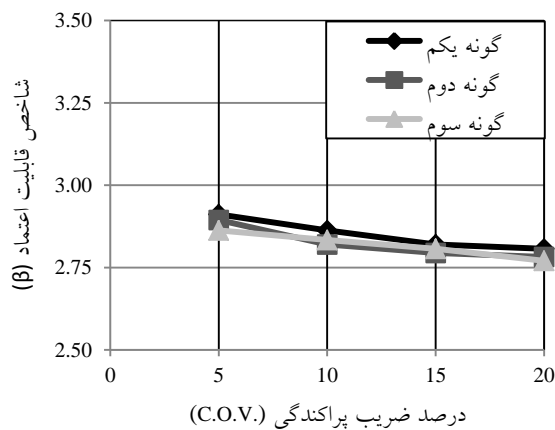
بر پایه جدول (۴) و برای متغیر تصادفی سختی پیوند، احتمال‌های شکست بیشینه و کمینه قاب F1 برای توزیع نرمال، به ترتیب، برابر با ۰/۰۰۱۷ و ۰/۰۰۰۸ می‌باشند که در گونه یکم

باید دانست، با در اختیار داشتن احتمال خرابی قاب (P_f)، و بهره‌جویی از رابطه‌های (۴) و (۵)، می‌توان قابلیت اطمینان (R_e) و شاخص قابلیت اعتماد سازه (β) را یافت. این کار برای توزیع نرمال با ضریب پراکندگی‌های ۵ تا ۲۰ درصد و گونه‌های یکم تا سوم قاب‌های F1 و F2 انجام پذیرفته است و پاسخ‌های هر یک از قاب‌ها، به ترتیب، در جداول (۴) و (۵) برای متغیر تصادفی سختی پیوند و متغیر تصادفی لنگر مومسان آمده‌اند. همچنین، برای آگاهی بیشتر، نمودار شاخص قابلیت اعتماد برای

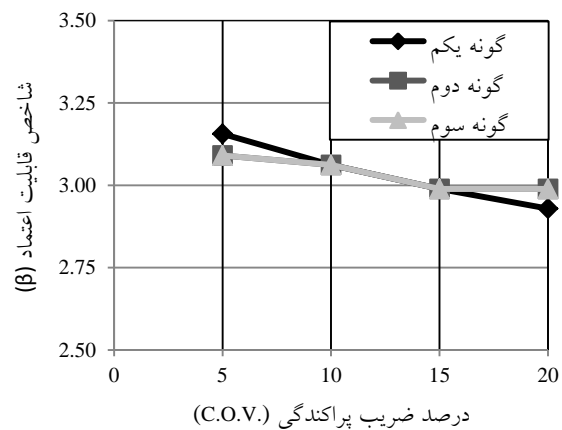


بر پایه جدول (۴) و برای متغیر تصادفی لنگر خمیری، احتمال شکست بیشینه و کمینه قاب F1 برای توزیع نرمال، به ترتیب، برابر با $0/489$ و $0/486$ می‌باشند که در گونه چهارم رخ می‌دهند. افزون بر این، شاخص قابلیت اطمینان بیشینه قاب F1 برای توزیع نرمال، در گونه چهارم با ضریب پراکندگی ۵ درصد اتفاق می‌افتد که برابر با $0/351$ است. همچنین شاخص قابلیت اعتماد کمینه برای گونه چهارم در ضریب پراکندگی ۲۰ درصد می‌باشد که برابر با $0/25069$ خواهد بود. افزون بر این‌ها، قابلیت اطمینان بیشینه و کمینه در گونه چهارم روی می‌دهد که به ترتیب، برابر با $0/40$ درصد و $0/51$ درصد می‌باشد.

رخ می‌دهند. افزون بر این، شاخص قابلیت اطمینان بیشینه قاب F1 برای توزیع نرمال، در گونه یکم با ضریب پراکندگی ۵ درصد اتفاق می‌افتد که برابر با $3/1559$ است. همچنین، شاخص قابلیت اعتماد کمینه برای گونه یکم در ضریب پراکندگی ۲۰ درصد می‌باشد که برابر با $2/9291$ خواهد بود. افزون بر این‌ها، قابلیت اطمینان بیشینه و کمینه در گونه یکم روی می‌دهد که به ترتیب، برابر با $99/92$ درصد و $99/83$ درصد می‌باشد. آشکار است که در هر سه گونه یکم، دوم و سوم از قاب F1، افزایش ضریب پراکندگی، سبب کاهش قابلیت اعتماد و شاخص قابلیت اطمینان سازه می‌گردد.

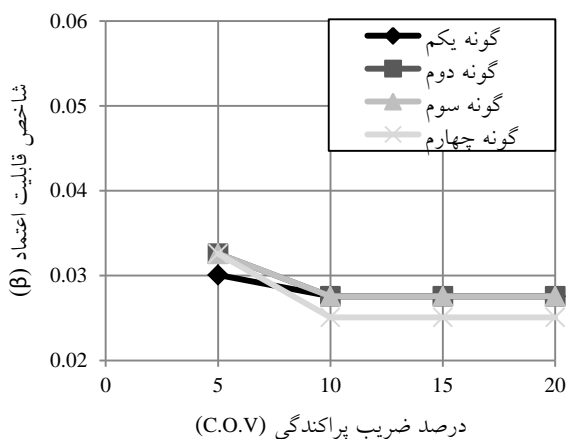


ب- قاب (F2)

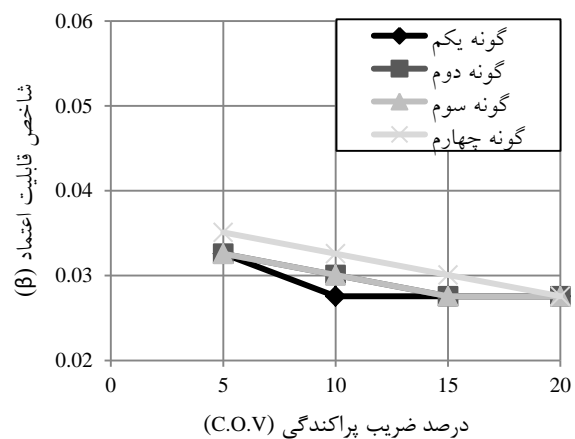


الف- قاب (F1)

شکل ۱۰- نمودار شاخص قابلیت اعتماد برای گونه‌های متفاوت قاب‌های یک طبقه- یک دهانه (F1) و یک طبقه- دو دهانه (F2) در برابر ضریب پراکندگی با متغیر سختی پیوند



ب- قاب (F2)



الف- قاب (F1)

شکل ۱۱- نمودار شاخص قابلیت اعتماد برای گونه‌های متفاوت قاب‌های یک طبقه- یک دهانه (F1) و یک طبقه- دو دهانه (F2) در برابر ضریب پراکندگی با متغیر لنگر خمیری

جدول ۴- احتمال خرابی، قابلیت اعتماد و شاخص قابلیت اطمینان در توزیع نرمال برای نمونه‌های متفاوت قاب یک طبقه - یک دهانه

شاخص قابلیت اطمینان (β)	قابلیت اعتماد (R_e)	احتمال خرابی (P_f)	ضریب پراکندگی (C.O.V.)	متغیر تصادفی	گونه قاب F2
۳/۱۵۵۹۰۷	۹۹/۹۲٪	۰/۰۰۰۸	٪۵	سختی پیوند	گونه یکم (پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی نیمه‌سخت)
۳/۰۶۱۸۱۴۳	۹۹/۸۹٪	۰/۰۰۱۱	٪۱۰		
۲/۹۸۸۸۸۲	۹۹/۸۶٪	۰/۰۰۱۴	٪۱۵		
۲/۹۲۹۰۵۱۲	۹۹/۸۳٪	۰/۰۰۱۷	٪۲۰		
۰/۰۳۲۵۹۱۹	۵۱/۳۰٪	۰/۴۸۷	٪۵	لنگر خمیری	
۰/۰۲۷۵۷۶۴	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۱۰		
۰/۰۲۷۵۷۶۴	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۱۵		
۰/۰۲۷۵۷۶۴	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۲۰		
۳/۰۹۰۲۳۲	۹۹/۹۰٪	۰/۰۰۱۰	٪۵	سختی پیوند	گونه دوم (پیوندهای عضوی نیمه‌سخت و پیوندهای تکیه‌گاهی سخت)
۳/۰۶۱۸۱۴۳	۹۹/۸۹٪	۰/۰۰۱۱	٪۱۰		
۲/۹۸۸۸۸۲	۹۹/۸۶٪	۰/۰۰۱۴	٪۱۵		
۲/۹۸۸۸۸۲	۹۹/۸۶٪	۰/۰۰۱۴	٪۲۰		
۰/۰۳۲۵۹۲	۵۱/۳۰٪	۰/۴۸۷	٪۵	لنگر خمیری	
۰/۰۳۰۰۸۴	۵۱/۲۰٪	۰/۴۸۸	٪۱۰		
۰/۰۲۷۵۷۶	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۱۵		
۰/۰۲۷۵۷۶	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۲۰		
۳/۰۹۰۲۳۲	۹۹/۹۰٪	۰/۰۰۱۰	٪۵	سختی پیوند	گونه سوم (پیوندهای عضوی سخت و پیوندهای تکیه‌گاهی نیمه‌سخت)
۳/۰۶۱۸۱۴	۹۹/۸۹٪	۰/۰۰۱۱	٪۱۰		
۲/۹۸۸۸۸۲	۹۹/۸۶٪	۰/۰۰۱۴	٪۱۵		
۲/۹۸۸۸۸۲	۹۹/۸۶٪	۰/۰۰۱۴	٪۲۰		
۰/۰۳۲۵۹۲	۵۱/۳۰٪	۰/۴۸۷	٪۵	لنگر خمیری	
۰/۰۳۰۰۸۴	۵۱/۲۰٪	۰/۴۸۸	٪۱۰		
۰/۰۲۷۵۷۶	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۱۵		
۰/۰۲۷۵۷۶	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۲۰		
۰/۰۳۵۱۰۰	۵۱/۴۰٪	۰/۴۸۶	٪۵	لنگر خمیری	گونه چهارم (پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی سخت)
۰/۰۳۲۵۹۲	۵۱/۳۰٪	۰/۴۸۷	٪۱۰		
۰/۰۳۰۰۸۴	۵۱/۲۰٪	۰/۴۸۸	٪۱۵		
۰/۰۲۵۰۶۹	۵۱/۰۰٪	۰/۴۹۰	٪۲۰		

قابلیت اطمینان بیشینه در ضریب پراکندگی ۵ درصد و برای گونه یکم، برابر با ۲/۹۱۱۲ و شاخص قابلیت اعتماد کمینه در ضریب پراکندگی ۲۰ درصد و برای گونه سوم، برابر با ۲/۷۷۰۳ می‌باشد. افزون بر این‌ها، قابلیت اطمینان بیشینه در گونه یکم، برابر با ۹۹/۸۲ درصد و قابلیت اعتماد کمینه برای گونه سوم،

جدول (۵) و برای متغیر تصادفی سختی پیوند، نشان می‌دهد که احتمال خرابی بیشینه قاب F2 برای توزیع نرمال، برابر با ۰/۰۰۲۸ می‌باشد که در گونه سوم رخ می‌دهد. با وجود این، احتمال شکست کمینه قاب F2 برای توزیع نرمال، برابر با ۰/۰۰۱۸ است که در گونه یکم روی می‌دهد. همچنین، شاخص

برابر با ۹۹/۷۲ درصد خواهد بود. روشن است که در هر چهار گونه از قاب F2، افزایش ضریب پراکندگی، سبب کاهش قابلیت

جدول ۵- احتمال خرابی، قابلیت اعتماد و شاخص قابلیت اطمینان در توزیع نرمال برای نمونه‌های متفاوت قاب یک طبقه- دو دهانه

شاخص قابلیت اطمینان (β)	قابلیت اعتماد (R_e)	احتمال خرابی (P_f)	ضریب پراکندگی (C.O.V.)	متغیر تصادفی	گونه قاب F2
۲/۹۱۱۲۳۸	۹۹/۸۲٪	۰/۰۰۱۸	٪۵	سختی پیوند	گونه یکم (پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی نیمه‌سخت)
۲/۸۶۲۷۳۶	۹۹/۷۹٪	۰/۰۰۲۱	٪۱۰		
۲/۸۲۰۱۵۸	۹۹/۷۶٪	۰/۰۰۲۴	٪۱۵		
۲/۸۰۷۰۳۴	۹۹/۷۵٪	۰/۰۰۲۵	٪۲۰		
۰/۰۳۰۰۸۴۱	۵۱/۲۰٪	۰/۴۸۸	٪۵	لنگر خمیری	
۰/۰۲۷۵۷۶۴	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۱۰		
۰/۰۲۷۵۷۶۴	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۱۵		
۰/۰۲۷۵۷۶۴	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۲۰		
۲/۸۹۴۳۰۴	۹۹/۸۱٪	۰/۰۰۱۹	٪۵	سختی پیوند	گونه دوم (پیوندهای عضوی نیمه‌سخت و پیوندهای تکیه‌گاهی سخت)
۲/۸۲۰۱۵۸	۹۹/۷۶٪	۰/۰۰۲۴	٪۱۰		
۲/۷۹۴۳۷۶	۹۹/۷۴٪	۰/۰۰۲۶	٪۱۵		
۲/۷۸۲۱۵۰	۹۹/۷۳٪	۰/۰۰۲۷	٪۲۰		
۰/۰۳۲۵۹۱۹	۵۱/۳۰٪	۰/۴۸۷	٪۵	لنگر خمیری	
۰/۰۲۷۵۷۶۴	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۱۰		
۰/۰۲۷۵۷۶۴	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۱۵		
۰/۰۲۷۵۷۶۴	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۲۰		
۲/۸۶۲۷۳۶	۹۹/۷۹٪	۰/۰۰۲۱	٪۵	سختی پیوند	گونه سوم (پیوندهای عضوی سخت و پیوندهای تکیه‌گاهی نیمه‌سخت)
۲/۸۳۳۷۸۷	۹۹/۷۷٪	۰/۰۰۲۳	٪۱۰		
۲/۸۰۷۰۳۴	۹۹/۷۵٪	۰/۰۰۲۵	٪۱۵		
۲/۷۷۰۳۲۷	۹۹/۷۲٪	۰/۰۰۲۸	٪۲۰		
۰/۰۳۲۵۹۱۹	۵۱/۳۰٪	۰/۴۸۷	٪۵	لنگر خمیری	
۰/۰۲۷۵۷۶۴	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۱۰		
۰/۰۲۷۵۷۶۴	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۱۵		
۰/۰۲۷۵۷۶۴	۵۱/۱۰٪	۰/۴۸۹	٪۲۰		
۰/۰۳۵۱۰۰	۵۱/۴۰٪	۰/۴۸۶	٪۵	لنگر خمیری	گونه چهارم (پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی سخت)
۰/۰۲۵۰۶۸۹	۵۱/۰۰٪	۰/۴۹۰	٪۱۰		
۰/۰۲۵۰۶۸۹	۵۱/۰۰٪	۰/۴۹۰	٪۱۵		
۰/۰۲۲۵۶۲	۵۰/۹۰٪	۰/۴۹۱	٪۲۰		

این، احتمال شکست کمینه قاب F2 برای توزیع نرمال، برابر با ۰/۴۸۶ است که در گونه چهارم روی می‌دهد. همچنین، شاخص قابلیت اطمینان بیشینه در ضریب پراکندگی ۵ درصد و برای

در جدول (۵) و برای متغیر تصادفی لنگر خمیری، دیده می‌شود که احتمال خرابی بیشینه قاب F2 برای توزیع نرمال، برابر با ۰/۴۹۱ می‌باشد که در گونه چهارم رخ می‌دهد. با وجود



گونه چهارم، برابر با 0.0351 و شاخص قابلیت اعتماد کمینه در ضریب پراکندگی 20% درصد و برای گونه چهارم، برابر با 0.022562 خواهد بود. افزون بر این‌ها، قابلیت اطمینان بیشینه در گونه چهارم، برابر با $0.51/40$ درصد و قابلیت اعتماد کمینه برای گونه چهارم، برابر با $0.50/90$ درصد می‌باشد.

آن گونه که در شکل (۱۰) دیده می‌شود، در تمامی نمونه‌ها، با افزایش ضریب پراکندگی، شاخص قابلیت اطمینان سازه کاهش می‌یابد. افزون بر این‌ها، شاخص قابلیت اعتماد قاب یک طبقه - یک دهانه (F1)، همواره بیشتر از شاخص قابلیت اطمینان قاب یک طبقه - دو دهانه (F2) است. بر این پایه، می‌توان گفت که افزایش شمار دهانه‌ها، سبب کاهش قابلیت اطمینان و شاخص قابلیت اعتماد سازه و به دنبال آن، سبب افزایش احتمال خرابی قاب خواهد شد. همچنین، شکل (۱۰) نشان می‌دهد، قاب‌های فولادی نسبت به تغییر سختی پیوندها حساس می‌باشند و شاخص قابلیت اطمینان آن‌ها با تغییر سختی، می‌تواند افزایش یا کاهش یابد.

در شکل (۱۱) می‌توان دید که با افزایش ضریب پراکندگی، شاخص قابلیت اطمینان بین 0.0351 تا 0.022562 کاهش می‌یابد. بر پایه آنچه که آمد، کاهش سختی دورانی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی، سبب تغییر احتمال شکست سازه (P_f) و در نتیجه، تغییر قابلیت اطمینان (R_e) و شاخص قابلیت اعتماد قاب (β) می‌گردد. در میان نمونه‌های بررسی شده و با متغیر پنداشتن ضریب پراکندگی و سختی پیوندها، شاخص قابلیت اطمینان سازه بین $3/1559$ و $2/7703$ تغییر خواهد کرد. همچنین، قابلیت اعتماد قاب می‌تواند تا 0.28 درصد کاهش یابد. از این رو، سختی دورانی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی را بایستی در تحلیل احتمالاتی وارد نمود.

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش به ارزیابی تحلیل خمیری قطعی و احتمالاتی قاب‌های فولادی یک طبقه - یک دهانه و یک طبقه - دو دهانه، در چهار گونه (گونه یکم: پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی نیمه‌سخت؛ گونه دوم: پیوندهای عضوی نیمه‌سخت و پیوندهای تکیه‌گاهی سخت؛ گونه سوم: پیوندهای عضوی سخت و پیوندهای تکیه‌گاهی نیمه‌سخت و گونه چهارم: پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی سخت) پرداخته شد. با بررسی پاسخ‌های یقین‌اندیشانه و احتمال‌اندیشانه نمونه‌های بررسی شده، نتیجه‌های زیر به دست آمد:

■ وارد نمودن اثر سختی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی،

سبب جابجایی ترتیب شکل‌گیری مفصل‌های خمیری می‌شود. از این رو، سختی پیوندهای عضوی و تکیه‌گاهی را بایستی وارد تحلیل کرد.

■ در گونه‌های یکم، دوم و سوم قاب (F1)، با تصادفی پنداشتن سختی پیوندها در تحلیل خمیری، احتمال شکست قاب در توزیع‌های نرمال، یکنواخت و لگ‌نرمال، از 0.0008 تا 0.0028 تغییر می‌کند. احتمال شکست بیشینه در گونه یکم قاب (F1)، برابر با 0.0028 در توزیع یکنواخت و احتمال شکست کمینه در گونه‌های دوم و سوم قاب (F1)، برابر با 0.0008 و برای توزیع نرمال رخ می‌دهد.

■ بر پایه متغیر تصادفی لنگر خمیری در گونه‌های متفاوت قاب (F1)، احتمال شکست بیشینه در گونه یکم، برابر با 0.0521 در توزیع یکنواخت و همچنین، احتمال شکست کمینه در گونه چهارم، برابر با 0.0428 و برای توزیع یکنواخت اتفاق می‌افتد.

■ در قاب (F2) با گونه‌های مختلف، احتمال شکست، بر پایه متغیر تصادفی لنگر خمیری برای توزیع‌های نرمال و لگ‌نرمال، حدود 50% درصد است. احتمال شکست، در توزیع یکنواخت، از 45% درصد تا 52% درصد متغیر می‌باشد. احتمال شکست بیشینه و کمینه، به ترتیب، در گونه‌های یکم و سوم برابر با 0.0515 و 0.0446 و در توزیع یکنواخت خواهد بود.

■ با پنداشتن متغیر تصادفی سختی پیوند در گونه‌های یکم، دوم و سوم قاب (F1) برای توزیع نرمال، کمترین مقدار قابلیت اعتماد، به ترتیب، برابر $0.99/83\%$ ، $0.99/86\%$ و $0.99/86\%$ می‌باشد.

■ با تصادفی پنداشتن لنگر خمیری، کمترین مقدار قابلیت اعتماد در گونه‌های یکم، دوم، سوم و چهارم قاب (F1) برای توزیع نرمال، به ترتیب، $0.51/10\%$ ، $0.51/10\%$ ، $0.51/10\%$ و $0.51/10\%$ خواهد بود.

■ با پنداشتن متغیر تصادفی سختی پیوند در گونه‌های یکم، دوم و سوم قاب (F2) برای توزیع نرمال، کمترین مقدار قابلیت اعتماد، به ترتیب، برابر $0.99/75\%$ ، $0.99/73\%$ و $0.99/72\%$ خواهد بود.

■ در صورتی که لنگر خمیری متغیر تصادفی باشد، قابلیت اعتماد در گونه‌های یکم، دوم و سوم قاب (F2) برای توزیع نرمال، به ترتیب، $0.51/10\%$ ، $0.51/10\%$ و $0.51/10\%$

connections", Journal of Thin-walled Structures, Vol. 94, pp. 120-128.

- [10] Tang, H., Su, Y. and Wang, J. (2015), "Evidence theory and differential evolution based uncertainty quantification for buckling load of semi-rigid jointed frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 40, pp. 1611-1627.
- [11] Thai, H.T., Uy, B., Kang, W.H. and Hicks, S. (2016), "System reliability evaluation of steel frames with semi-rigid connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 121, pp. 29-39.
- [12] Truong, V.H., Nguyen, P.C. and Kim, S.E. (2017), "An efficient method for optimizing space steel frames with semi-rigid joints using practical advanced analysis and the micro-genetic algorithm", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 128, pp. 416-427.

[۱۳] رضایی پزند، م.، شهبان، ف. و بمبائی چی، م. (۱۳۹۳)، "تحلیل احتمالاتی پایداری قاب‌های فولادی ساده و دروازه‌ای با پیوندها و تکیه‌گاه‌های نرم"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۰، شماره ۱۶، ص. ۵۱-۷۹.

[۱۴] رضایی، ف.، گرامی، م. و نادرپور، ح. (۱۳۹۶)، "ارزیابی قابلیت اطمینان لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی بهسازی شده با مهاربندی‌های همگرا با مدل‌های احتمالاتی"، مجله علمی - پژوهشی مهندسی سازه و ساخت، دوره ۴، شماره ۲، ص. ۵-۱۸.

[۱۵] مهدی‌زاده، ک. و کرم‌الدین، ع. (۱۳۹۶)، "ارزیابی احتمالاتی فروریزش تدریجی قاب‌های خمشی فولادی (معمولی، متوسط و ویژه) تحت زلزله"، مجله علمی - پژوهشی مهندسی سازه و ساخت، دوره ۴، شماره ۳، ص. ۱۲۹-۱۴۷.

[۱۶] بمبائی چی، م. و غفاری، م. (۱۳۹۶)، "ارزیابی سختی نخستین پیوندهای سخت از پیش تائید شده آئین‌نامه فولاد ایران و اثر عدم قطعیت آن بر قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی"، مجله علمی - پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۴، شماره ۲۱، ص. ۱۵-۲۸.

[17] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G. L., (2006), OpenSEES command language manual.

[18] Ihaddoudene, A.N.T., Saidani, M. and Chemrouk, M. (2009), "Mechanical model for the analysis of steel frames with semi rigid joints", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, pp. 631-640.

۹۰/۵۰٪ می‌باشد.

■ با توجه به گونه تحلیل اختیار شده (تحلیل خمیری)، با تصادفی پنداشتن سختی پیوند، احتمال شکست قاب‌ها ناچیز خواهد بود؛ در حالی که، تصادفی در نظر گرفتن لنگر خمیری، سبب کاهش ۵۰ درصدی قابلیت اعتماد قاب‌ها می‌گردد.

۷- مراجع

- [1] Hadianfard, M.A. and Razani, R. (2003), "Effects of semi-rigid behavior of connections in the reliability of steel frames", Journal of Structural Safety, Vol. 25, pp. 123-138.
- [2] Buonopane, S. and Schafer, B. (2006), "Reliability of steel frames designed with advanced analysis", Journal of Structural Engineering, Vol. 132, pp. 267-276.
- [3] Cardoso, J., Almeida, J., Dias, J. and Coelho, P. (2008), "Structural reliability analysis using Monte Carlo simulation and neural networks", Journal Advances in Engineering Software, Vol. 39, pp. 505-513.
- [4] Duan, H.J., Zhao, J.C. and Song, Z.S. (2011), "Effects of initial imperfection of bolted end-plate connections in the reliability of steel portal frames", Journal of Procedia Engineering, Vol. 14, pp. 2164-2171.
- [5] Hu, X. and Zhou, P. (2012), "The second order elastic-plastic analysis of plane steel frame structures with semi-rigid connections", Journal of Applied Mechanics and Materials, Vol. 166-169, pp. 454-458.
- [6] Tang, H., Wang, J., Su, Y. and Xue, S.T. (2013), "Evidence theory for uncertainty quantification of portal frames with semi-rigid connections", Journal of Advanced Materials, Vol. 663, pp. 130-136.
- [7] Zhang, S. and Zhou, W. (2013), "System reliability assessment of 3D steel frames designed per AISC LRFD Specifications", Journal of Advanced Steel Construction, Vol. 9, pp. 77-89.
- [8] Zhang, H., Ellingwood, B. and Rasmussen, K. (2014), "System reliabilities in steel structural frame design by inelastic analysis", Journal of Engineering Structures, Vol. 81, pp. 341-348.
- [9] Thai, H.T. and Kim, S.E. (2015), "Second-order distributed plasticity analysis of steel frames with semi-rigid

پی نوشت

- 1 Probabilistic analysis
- 2 Monte Carlo simulation
- 3 Probability of failure
- 4 Reliability
- 5 Reliability index
- 6 Normal
- 7 Lognormal
- 8 Uniform



بررسی ایده قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی

اباذر اصغری^{۱*}، وحید جابری^۲

۱- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، دانشگاه شهید بهشتی

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه

* ارومیه، صندوق پستی ۵۷۱۵۵/۴۱۹، a.asghari@uut.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۶/۰۶، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۱۱/۱۱)

چکیده

قابلیت تعمیر سازه‌ها بعد از زلزله با جایگزین کردن چندین عضو می‌تواند بسیار اقتصادی و کاربردی باشد. طراحی سازه‌ها به صورتی که بعد از زلزله امکان تعمیر و بازسازی و امکان مقاومت در برابر زلزله بعدی در آن‌ها وجود داشته باشد، کمک بزرگی در شرایط بحرانی بعد از زلزله‌های بزرگ است. ستون‌های پیوندیافته ایده‌ای از یک سیستم باربرجانبی فولادی است که قابلیت تعمیر سازه‌ها بعد از زلزله با جایگزین کردن چندین عضو را فراهم می‌کند. در تحقیقات گذشته عملکرد ستون‌های پیوندیافته به‌صورت یک سیستم دوگانه به همراه سیستم قاب خمشی، مورد ارزیابی قرار گرفته است و نشان داده شد که این سیستم توانایی تحقق اهداف طراحی خود را دارد. با توجه به ظرفیت بالا سیستم ستون‌های پیوندیافته در باربری جانبی، در این تحقیق سعی شده است که عملکرد ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان یک سیستم منفرد در برابر بارهای لرزه‌ای ارزیابی شود. بدین منظور ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان سیستم باربرجانبی در یک قاب ساده در مدل‌هایی ۳، ۶ و ۹ طراحی شده است. این مدل‌ها با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل از این بررسی نشان می‌دهند که مقدار میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، تحت ۱۴ رکورد زلزله مقیاس شده به زلزله طرح، همواره کمتر و نزدیک به ۲٪ است و این سیستم از ظرفیت غیرارتجاعی کافی برخوردار است. در نتیجه سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی جدید که قابلیت تعمیر سریع سازه‌ها بعد از زلزله را فراهم می‌کند، معرفی می‌گردد.

واژگان کلیدی

سیستم ستون‌های پیوندیافته، تعمیر سریع سازه‌ها بعد از زلزله، سیستم‌های سازه‌ای فولادی جدید

Evaluation of linked column with simple frame idea as a new structural steel frame system

A. Asghari, V. Jaberi

Abstract

The capability to repair structures after an earthquake by replacing several members can be very economical and practical. In critical situations after the huge earthquakes is so helpful that structures can be repaired and rebuilt while being resistant to the next earthquake. The linked column is an idea of lateral resisting system which creates the ability to repair structures after an earthquake with replacing several members. In previous research, the linked column frame system (LCF) has been evaluated, the results have been shown that this system provides its design purposes. In this research, behavior of linked column with simple frame (LCS) will be evaluated, for this purpose 3, 6 and 9 story models of linked column with simple frame are designed and their behavior has been evaluated using nonlinear static pushover and nonlinear dynamic time history analysis. Based on the results, mean value of maximum interstory drift of models under the 14 ground motion records that scaled to the base design earthquake, is below 2 percent and this system has the capability of structural stability against the earthquake records. The plastic hinges spreading and beginning in nonlinear analysis shows that LCS system has the capability of creation design purposes. Thus, in preliminary evaluation of linked column with simple frame is introduced as a new structural steel frame system that provide fast repair structures after an earthquake.

Keywords

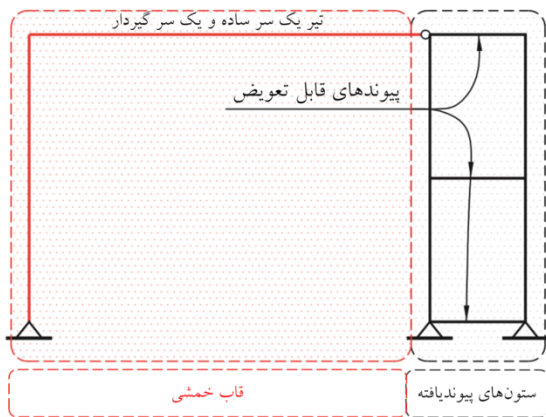
Linked column system, Fast repairing of buildings after earthquake, New structural steel frame systems

قابلیت تعمیر سازه‌ها بعد از زلزله با جایگزین کردن چندین عضو می‌تواند بسیار اقتصادی و کاربردی باشد. طراحی سازه‌ها به صورتی که بعد از زلزله امکان تعمیر و بازسازی و امکان مقاومت در برابر زلزله بعدی در آن‌ها وجود داشته باشد، کمک بزرگی در شرایط بحرانی بعد از زلزله‌های بزرگ است. اما سیستم‌های سازه‌ای که امروزه مورد استفاده قرار می‌گیرند به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که تحت اثر زلزله طرح از فروریزش آن‌ها جلوگیری شود. در صورتی که این سازه‌ها تحت اثر زلزله‌ای کوچک‌تر از زلزله طرح، وارد ناحیه غیرخطی شده و تغییرشکل‌های بزرگ و ماندگار در آن به وجود می‌آید که این موضوع باعث کاهش ظرفیت باربری جانبی سازه خواهد شد و در نهایت به دلیل عدم توان مقاومت سازه در برابر زلزله بعدی، بهره‌برداری مجدد از ساختمان امکان‌پذیر نخواهد بود که منجر به از بین رفتن سرمایه عظیمی می‌شود.

امروزه طراحی سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه‌ها باعث کاهش تعداد تلفات جانی ناشی از زلزله در شهرهای توسعه‌یافته شده است، اما همچنان منجر به خسارت‌های مالی فراوانی می‌شود. به‌عنوان مثال خسارت مالی ناشی از زلزله لوماپریتا در سال ۱۹۸۹ با بزرگای ۶/۹ در مقیاس بزرگای گشتاوری (M_w)، به مقدار ۶ میلیارد دلار برآورد شده است و تعداد تلفات جانی آن ۶۳ نفر بوده است. زلزله نورت‌ریچ در سال ۱۹۹۴ با بزرگای ۶/۷ (M_w) خسارتی برابر با ۱۳ تا ۴۴ میلیارد دلار داشته است و تعداد تلفات آن ۵۷ نفر بوده است. زمین‌لرزه چواتسو ژاپن در سال ۲۰۰۴ با بزرگای ۶/۸، ۶/۸ کشته و خسارتی نزدیک به ۲۸ میلیارد دلار، زمین‌لرزه امیلیا در شمال ایتالیا در سال ۲۰۱۲ با بزرگای ۶/۱، ۲۷ کشته با ۱۵/۸ میلیارد دلار و زمین‌لرزه کرایست‌چرچ نیوزلند در سال ۲۰۱۱ با بزرگای ۶/۲، ۱۵۸ کشته و ۱۵ تا ۴۰ میلیارد دلار زیان مالی در پی داشته‌اند [۱]. بنابراین در شهرهای توسعه‌یافته (شهرهایی که قوانین و مقررات آیین‌نامه‌ها به‌خوبی رعایت می‌شود)، زمین‌لرزه‌های بزرگ علی‌رغم تعداد تلفات جانی کم، منجر به خسارت‌های مالی گسترده‌ای می‌شوند؛ زیرا تاکنون ضوابط و مقررات طراحی سازه‌ها بیشتر روی دو عامل حفظ ایمنی جانی و طراحی اقتصادی متمرکز بوده است و ایده حفظ ثروت ملی بعد از حوادث طبیعی همچون زلزله، با استفاده از ایجاد قابلیت تعمیر سریع سازه‌ها، رویکردی جدید در طراحی سازه‌ها است که اولین بار توسط **Marwan Nader** و همکارانش در سال ۱۹۹۸ در طراحی پل جدید اوکلند^۱ واقع در خلیج سانفرانسیسکو ارائه شد [۲]. در طراحی برج اصلی این پل از

ستون‌هایی که توسط پیوندها^۲ به هم متصل شده‌اند، استفاده شده است. وظیفه پیوندها در این پل جذب و مستهلک نمودن نیروی ناشی از زلزله است. این پیوندها قابلیت تعویض سریع بلافاصله بعد از زلزله را دارند، در نتیجه بعد از زلزله تعویض یا تعمیر می‌شوند تا پل توانایی مقاومت در برابر زلزله‌ای دیگر را داشته باشد [۲].

در سال ۲۰۰۷ **Peter Dusicka** از ایده ستون‌های پیوندیافته^۳ در طراحی ساختمان‌ها استفاده کرد تا قابلیت تعمیر سریع ساختمان‌ها بعد از زلزله، با جایگزین کردن چندین عضو را به وجود آورد. در نتیجه سیستمی جدید از یک قاب فولادی با عنوان قاب با ستون‌های پیوندیافته^۴ (LCF) ارائه نمود [۳]. این طرح متشکل از دو سیستم باربرجانبی اولیه ستون‌های پیوندیافته (LC) و سیستم باربرجانبی ثانویه قاب خمشی (MF) است که در یک همکاری مشترک در برابر بارهای جانبی مقاومت می‌کنند. شکل (۱) سیستم قاب با ستون‌های پیوندیافته و سیستم‌های باربرجانبی آن را نشان می‌دهد.

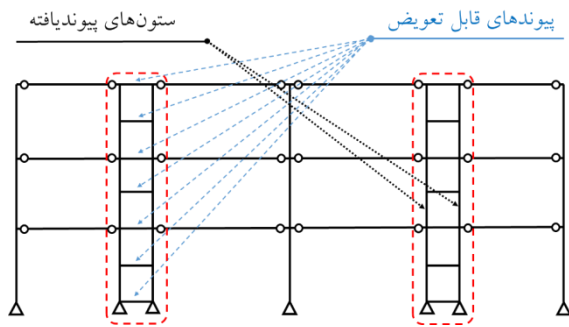


شکل ۱- سیستم قاب با ستون‌های پیوندیافته (LCF)

در این خصوص در سال ۲۰۱۳ **Malakoutian** و همکارانش [۴] به تعیین پارامترهای لرزه‌ای این سیستم اعم از ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان پرداختند و در سال ۲۰۱۴ **Lopes** و همکارانش [۵] یک مدل آزمایشگاهی از این سیستم در دانشگاه برکلی کالیفرنیا مورد آزمایش قرار دادند. همچنین در سال ۲۰۱۶ **Shoebibi** و همکارانش [۶ و ۷] موفق به ارائه روشی مناسب برای طراحی این سیستم شدند. به‌طورکلی مطالعاتی که تاکنون در خصوص این سیستم صورت گرفته نشان می‌دهند که این سیستم قادر به تحقق اهداف طراحی خود است و عملکرد لرزه‌ای مناسبی در برابر زلزله دارد [۹-۳]. اما در این سیستم نیز عیب‌های خاصی



نوع مفصلی (دو سر ساده) است.



شکل ۲- سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته (LCF)

تلاش‌ها و نیروهای ناشی از زلزله در پیوندها به صورت نیروی برشی و لنگر خمشی و در ستون‌های پیوندیافته به صورت نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی ظاهر می‌شوند. در این سیستم اغلب رفتار برشی پیوندها حائز اهمیت است؛ زیرا طی تحقیقاتی که در چند دهه اخیر بر روی رفتار خمشی و برشی تیرهای کوتاه صورت گرفته است مشخص گردید که این اعضا در یک رفتار برشی توانایی بسیار بالایی در جذب و استهلاک انرژی دارند. با توجه به اینکه در این سیستم استفاده از تیرهای کوتاه (پیوندها) بخشی از ماهیت آن است، در نتیجه رفتار برشی این اعضا تأثیر بسزایی در بهبود عملکرد کلی سیستم دارد. شکل (۳) منحنی رفتار هیستریزس یک تیر پیوند و مقدار جذب و استهلاک انرژی آن در عملکردی برشی را نشان می‌دهد. این مدل آزمایشگاهی مربوط به تحقیقات Dusicka و Lewis [۱۰] در سال ۲۰۱۰ است که به بررسی عملکرد انواع پیوندها در بین یک جفت ستون نزدیک به هم (ستون پیوندیافته) پرداخته است. در این تحقیق مدل آزمایشگاهی (Shear Link - S2) با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 با در نظر گرفتن شرایط هندسی و بارگذاری یکسان مدل‌سازی شده و رفتار پیوندها در این سیستم بر این اساس صحت سنجی شده است.

۳- معرفی مدل‌های مورد مطالعه در این تحقیق

مدل‌های مورد مطالعه در این تحقیق شامل سه قاب ۳، ۶ و ۹ طبقه از سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته است که به صورت دوبعدی مدل‌سازی شده‌اند و دارای شرایط هندسی و بارگذاری یکسانی هستند. این مدل‌ها دارای ۴ دهانه ۷ متری و ارتفاع طبقه‌ای برابر ۳/۴ متر هستند. تحلیل و طراحی مدل‌ها با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 بر اساس AISC360-10 [۱۱] و ASCE7-10 [۱۲] صورت گرفته است. تحلیل مدل‌ها بر مبنای

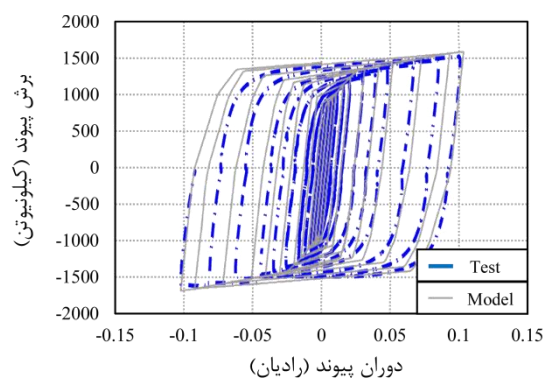
از جمله وزن اسکلت بالا، گسترش خرابی در اعضای غیرقابل تعویض (تیرها در بخش ثانویه قاب خمشی) و مواردی دیگر مطرح است.

با توجه به ظرفیت بالای سیستم ستون‌های پیوندیافته در برابر بارهای جانبی و ثانویه بودن ظرفیت بخش قاب خمشی، در این تحقیق سعی شده است تا از سیستم ستون‌های پیوندیافته به عنوان یک سیستم منفرد در برابر بارهای جانبی استفاده شود. همچنین با توجه به اینکه بخش ثانویه قاب خمشی در سیستم LCF وزن قابل ملاحظه‌ای را به خود اختصاص داده است. این تغییر ممکن است منجر به بهبود مقدار فولاد مصرفی در سیستم جدید شود. همچنین می‌تواند منجر به سهولت در اجرا، بهبود عملکرد و رفع عیب‌هایی از جمله تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای غیرقابل تعویض گردد. از طرفی این تغییر، رفتار کلی سیستم را نیز تغییر خواهد داد؛ بنابراین در این تحقیق به ارزیابی اولیه عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته^۹ (LCF) پرداخته شده و پاسخ سیستم ستون‌های پیوندیافته در کنار قاب ساده با استفاده از انواع روش‌های تحلیل سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- معرفی سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته

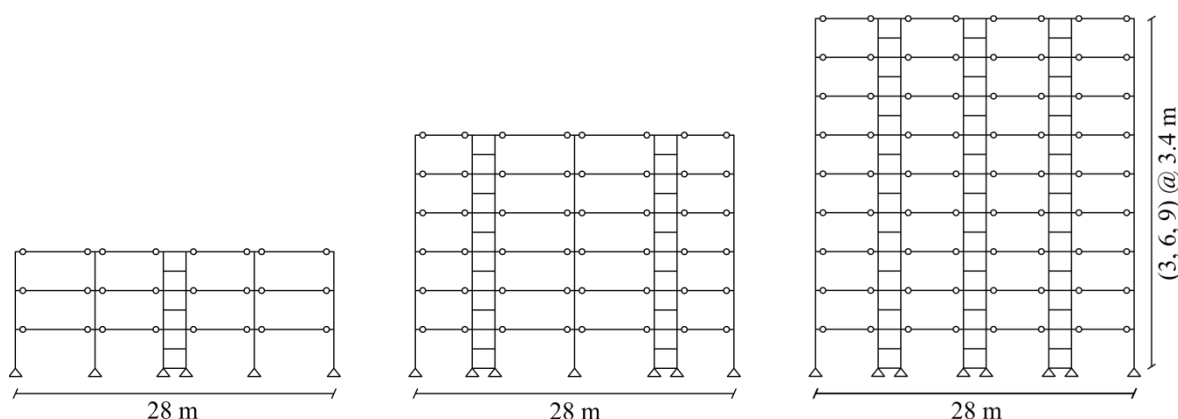
سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته (LCF)، ایده‌ای جدید از یک سیستم سازه‌ای فولادی است که عملکرد لرزه‌ای مناسبی در برابر زلزله دارد. هدف از طراحی این قاب ایجاد قابلیت تعمیر و بازسازی سریع ساختمان‌ها بعد از زلزله، با جایگزین کردن چندین عضو است. به‌طور کلی همانند شکل (۲) سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته از سه بخش ستون‌ها، تیرها و پیوندها تشکیل شده است. در این قاب پیوندها و ستون‌های پیوندیافته اعضای باربر جانبی و تمام ستون‌ها و تیرها اعضای باربر ثقلی هستند. قابلیت تعمیر و بازسازی این قاب برگرفته از امکان تعویض پیوندهای آن است. این قاب به‌گونه‌ای طراحی شده است که در زمان زلزله نیروی جانبی روی پیوندهای آن متمرکز می‌شوند و پیوندها نیرو را جذب و مستهلک می‌نمایند. این اعضا رفتاری همانند یک فیوز دارند زیرا به‌منظور جذب انرژی و تعویض سریع بعد از زلزله بکار گرفته شده‌اند. در نتیجه بعد از زلزله با تعویض پیوندهای آسیب‌دیده، ساختمان سختی لازم جهت مقاومت در برابر زلزله‌ای دیگر را خواهد داشت و مجدداً مورد بهره‌برداری قرار می‌گیرد. پیوندها در این سیستم به صورت تیرهایی کوتاه با اتصالات انتهایی صلب (از نوع قابل تعویض) طراحی می‌شوند و اتصالات انتهایی سایر تیرها نیز از

ضریب اهمیت سازه نیز برابر واحد در نظر گرفته شده، بارگذاری ثقلی مدل‌ها متشکل از بارهای مرده و زنده است که به صورت یکنواخت در سطح طبقات بر تیرها و پیوندها اعمال شده‌اند و مقدار آن‌ها به ترتیب برابر ۲۸ و ۷ کیلونیوتن بر متر است. بارگذاری لرزه‌ای نیز با توجه به فرضیات بر مبنای اصول بارگذاری لرزه‌ای ASCE7-10 تعیین شده است. مقادیر پارامترهای لرزه‌ای ضریب رفتار (R_u)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان C_d سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته به ترتیب برابر ۸، ۲/۷ و ۵/۵ است که در این تحقیق و سایر تحقیقات مورد ارزیابی قرار گرفته است [۱۳ و ۱۴]. در این قاب پیوندها و ستون‌های پیوند یافته اعضای باربر جانبی هستند و به سبب مشابه بودن رفتار این اعضا به رفتار اعضای سیستم قاب خمشی، تمام الزامات لرزه‌ای قاب خمشی ویژه برای طراحی مدل‌ها در نظر گرفته شده است، با فرض اینکه این سیستم نیاز به الزامات تکمیلی دیگری ندارد. سایر ستون‌ها و تیرها نیز به‌عنوان یک قاب ساده طراحی شده‌اند. شکل (۴) هندسه مدل‌های مورد مطالعه را نشان می‌دهد.



شکل ۳- منحنی رفتار هیستریزس پیوند برشی تحت بار چرخه‌ای [۱۰]

روش تحلیل دینامیکی طیفی و طراحی آن بر اساس روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) است. مقاطع مورد استفاده در مدل‌ها، مقاطع سری W (مقاطع آمریکایی) و مصالح آن از نوع ASTM A992 ($F_y = 345 \text{ MPa}$) است. فرضیات مربوط به لرزه‌خیزی محل احداث و نوع خاک بر مبنای منطقه‌ای با نسبت شتاب مبنای طرح با خطر نسبی بسیار زیاد بر روی خاک نوع D (خاکی با سرعت موج برشی بین ۱۸۰ تا ۳۶۰ متر بر ثانیه) است.



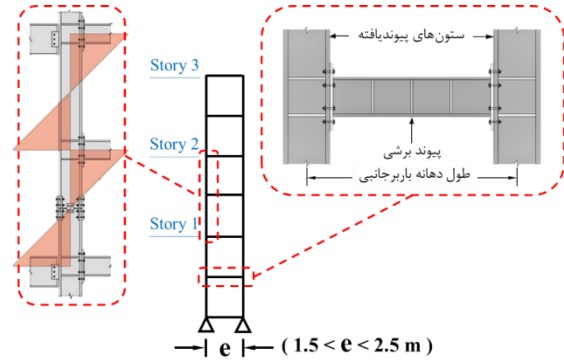
شکل ۴- مدل‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه از سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته

پارامتر در انتخاب طول دهانه‌های باربر جانبی، ارتفاع ساختمان است [۱۳]. در این مدل‌سازی برای مدل ۳ و ۶ طبقه از دهانه باربر جانبی ۲ متری و در مدل ۹ طبقه از دهانه‌های باربر جانبی ۲/۳ متری استفاده شده است، شکل (۵).

لیست مقاطع اعضا سیستم ستون‌های پیوند یافته در جدول (۱) ارائه شده است. در این مدل‌سازی برای مدل ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب از ۱، ۲ و ۳ دهانه باربر جانبی استفاده شده است. شایان ذکر است، مقاطع اعضا در دو دهانه باربر جانبی مدل ۶ طبقه و در ۳ دهانه باربر جانبی مدل ۹ طبقه مشابه است.

تعداد دهانه‌های ستون‌های پیوند یافته (دهانه‌های باربر جانبی) در سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته می‌تواند متفاوت باشد و همانند دهانه مهاربدها در یک قاب مهاربندی شده برحسب نیاز و بر مبنای قضاوت مهندسی تعیین می‌شود. از مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار در رفتار لرزه‌ای قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته طول پیوندهای آن است. این سیستم حساسیت بالایی به مقدار طول پیوندها دارد، به‌گونه‌ای که با تغییرات اندک آن، رفتار سیستم به میزان قابل توجهی تغییر خواهد کرد. به‌طور کلی در این سیستم می‌توان از دهانه‌های باربر جانبی به طول ۱/۵ تا ۲/۵ متر استفاده کرد و مؤثرترین

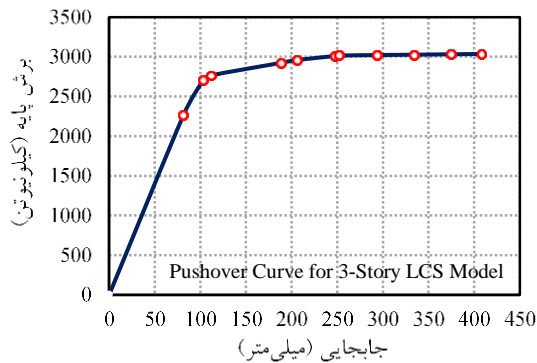
سازه تحت اثر آن فروریزد یا به حداکثر تغییرمکان جانبی خود برسد. در این حالت رفتار خطی و غیرخطی سازه تحت اثر نیروی افزایشنده در تغییرمکان‌های مختلف به صورت منحنی رسم می‌شود که این منحنی بیانگر ظرفیت مقاومت سازه در برابر بارهای جانبی است. رفتار غیرخطی اعضا در این تحقیق به واسطه در نظر گرفتن تمرکز تغییرشکل‌های غیرالاستیک در مفاصل پلاستیک صورت گرفته است و با توجه به نوع نیروها و تلاش‌های تشکیل شده در اعضا، انواع مختلف مفاصل پلاستیک لازم در نقاط بحرانی به اعضا اختصاص یافته است. شکل‌های (۶) تا (۸) منحنی برش پایه - تغییرمکان مدل‌ها را نشان می‌دهد.



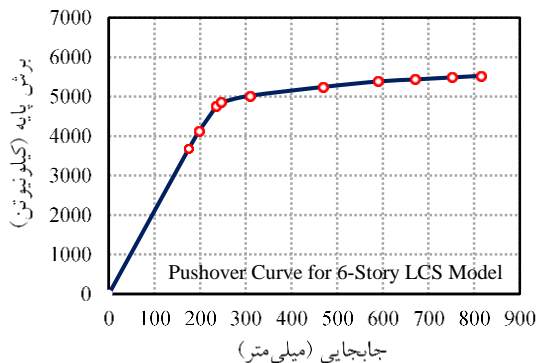
شکل ۵- دهانه باربرجانبی ستون‌های پیوندیافته

جدول ۱- لیست مقاطع اعضاء سیستم ستون‌های پیوندیافته

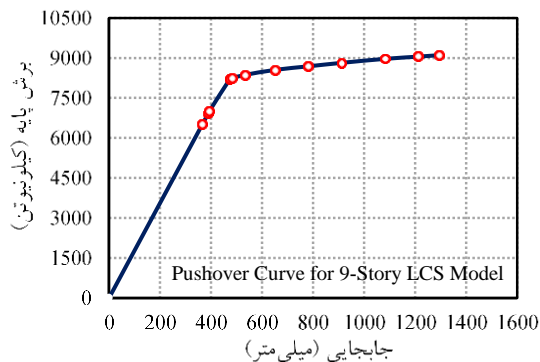
Linked column system			Story	Frame
Mid-Story Link	Story Link	Story Column		
$W18 \times 119$	$W18 \times 86$	$W14 \times 159$	۳	3-Story (1 LC)
$W18 \times 130$	$W18 \times 130$	$W14 \times 233$	۲	
$W18 \times 143$	$W18 \times 143$	$W14 \times 342$	۱	
$W18 \times 86$	$W18 \times 71$	$W14 \times 159$	۶	6-Story (2 LC)
$W18 \times 119$	$W18 \times 119$	$W14 \times 311$	۵	
$W18 \times 119$	$W18 \times 119$	$W14 \times 398$	۴	
$W18 \times 130$	$W18 \times 130$	$W14 \times 426$	۳	
$W18 \times 130$	$W18 \times 130$	$W14 \times 426$	۲	
$W18 \times 143$	$W18 \times 143$	$W14 \times 500$	۱	
$W18 \times 86$	$W18 \times 50$	$W14 \times 132$	۹	9-Story (3 LC)
$W18 \times 106$	$W18 \times 106$	$W14 \times 283$	۸	
$W18 \times 119$	$W18 \times 119$	$W14 \times 398$	۷	
$W18 \times 119$	$W18 \times 119$	$W14 \times 455$	۶	
$W18 \times 130$	$W18 \times 130$	$W14 \times 500$	۵	
$W18 \times 130$	$W18 \times 130$	$W14 \times 500$	۴	
$W18 \times 143$	$W18 \times 143$	$W14 \times 500$	۳	
$W18 \times 143$	$W18 \times 143$	$W14 \times 500$	۲	
$W18 \times 143$	$W18 \times 143$	$W14 \times 655$	۱	



شکل ۶- منحنی برش پایه - تغییرمکان مدل ۳ طبقه



شکل ۷- منحنی برش پایه - تغییرمکان مدل ۶ طبقه



شکل ۸- منحنی برش پایه - تغییرمکان مدل ۹ طبقه

۴- ارزیابی ظرفیت غیرارتجاعی مدل‌های مورد مطالعه

در این بخش به بررسی ظرفیت غیرارتجاعی سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوندیافته با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی پرداخته شده است. تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) یکی از بهترین و مناسب‌ترین روش‌ها برای بررسی ظرفیت مقاومت سازه‌ها در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله است. در این روش سازه تحت یک نیروی افزایشنده قرار می‌گیرد. با شروع اعمال نیرو، مقدار نیرو و تغییرمکان جانبی سازه به صورت هم‌زمان ثبت می‌شود. این نیروی جانبی افزایشنده تا جایی ادامه پیدا می‌کند که

روابط مختلفی برای محاسبه پارامترهای لرزه‌ای ارائه کرده‌اند. در این تحقیق با استفاده از روش ارائه شده در FEMA 356 [۱۵] و روابط پرتکرار موجود برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری (μ) [۱۶]، ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_u) [۱۷ و ۱۸]، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) [۱۹]، ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) [۱۹] و ضریب رفتار (R_u) [۱۹] به محاسبه پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته پرداخته شده و مقادیر حاصل در جدول (۲) ارائه شده است. لازم به ذکر است تخمین ضریب اضافه مقاومت حقیقی مدل‌ها با استفاده از مقدار ضریب اضافه مقاومت مدل کامپیوتری و اعمال ضریب نسبت مقاومت جاری شدن اسمی به حقیقی [۱۹]، ضریب افزایش تنش جاری شدن ناشی از اثر نرخ کرنش [۱۹] و ضریب اصلاح مدل عددی به مدل حقیقی [۲۰] انجام شده است.

از مهم‌ترین خصوصیات یک سیستم سازه‌ای مقدار پارامترهای لرزه‌ای آن است. روند تحلیل و طراحی سازه‌ها با استفاده از این پارامترها بسیار ساده شده و امکان در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه‌ها در یک تحلیل و طراحی خطی فراهم شده است. این موضوع اهمیت بالا پارامترهای لرزه‌ای در طراحی سازه‌ها را نشان می‌دهد. کاربردی‌ترین پارامترهای لرزه‌ای در تحلیل‌های خطی، ضریب رفتار (R_u)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) هستند که هر کدام به گونه‌ای ویژگی‌های یک عملکرد غیرخطی مناسب را در تحلیل و طراحی خطی در نظر می‌گیرند. در نتیجه در این تحقیق به محاسبه پارامترهای لرزه‌ای مدل‌ها نیز پرداخته شده است. بر اساس آیین‌نامه FEMA 356 برای محاسبه پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای می‌توان از منحنی برش پایه - تغییرمکان مدل‌ها استفاده کرد. بر اساس این روش پژوهشگران

جدول ۲- مقادیر پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته

تعداد طبقات Story	تعداد دهانه باربرجانبی LC Bay	طول دهانه باربرجانبی LC Length	زمان تناوب T (s)	ضریب شکل‌پذیری μ	ضریب کاهش شکل‌پذیری R_u	ضریب اضافه مقاومت مدل Ω_0 Model	ضریب اضافه مقاومت حقیقی Ω_0	ضریب بزرگنمایی C_d	ضریب رفتار R_u
۳	۱	۲ متر	۰/۹۸	۳/۶۸	۳/۵۲	۱/۴۴	۲/۷۸	۵/۵۱	۹/۷۸
۶	۲	۲ متر	۱/۵۰	۳/۴۱	۳/۳۲	۱/۴۰	۲/۷۰	۵/۲۱	۸/۹۶
۹	۳	۲/۳ متر	۱/۹۶	۲/۷۵	۲/۷۱	۱/۴۹	۲/۹۶	۴/۵۴	۸/۰۲

بر اساس ضوابط ASCE7-10 در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی باید اثر شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده متناسب با سطح خطر لرزه‌خیزی منطقه باشد. بدین منظور تمام شتاب‌نگاشت‌ها در ضریبی هم‌پایه‌ساز به نام ضریب مقیاس ضرب می‌شوند تا زلزله اعمال شده به سازه متناسب با سطح خطر لرزه‌خیزی منطقه بر مبنای سطح ریسک قابل قبول، تنظیم شود. در این تحقیق ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس طیف پاسخ شتاب آن‌ها تعیین شده است. به این منظور ابتدا طیف پاسخ شتاب هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها با میرایی ۵ درصد رسم شده، سپس میانگین طیف پاسخ شتاب، شتاب‌نگاشت‌ها با طیف استاندارد مقایسه می‌شود. جهت هم‌پایه نمودن این دو طیف با یکدیگر، میانگین طیف پاسخ شتاب در ضریبی ضرب می‌گردد که این مقدار به عنوان ضریب مقیاس در نظر گرفته می‌شود.

در این بخش ۱۴ رکورد زلزله متناسب با فرضیات در نظر گرفته شده، انتخاب شده است. در تحلیل تاریخچه زمانی دویعدی از بین مؤلفه‌های افقی یک رکورد زلزله، مؤلفه افقی که

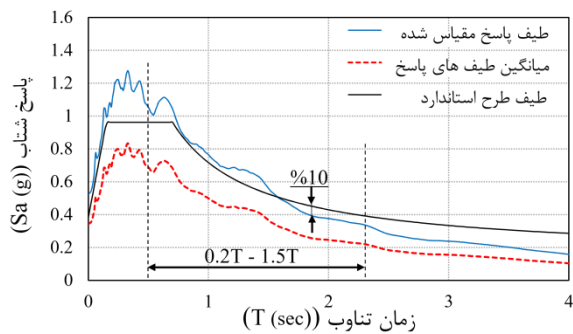
۵- ارزیابی رفتار لرزه‌ای سیستم قاب ساده با ستون‌های

پیوند یافته با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

طبیعی‌ترین روش تحلیل سازگار با رفتار فیزیکی سازه‌ها تحت زلزله، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی است. در این بخش پاسخ غیرالاستیک سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته تحت رکوردهای زلزله مورد بررسی قرار می‌گیرد. روند کلی انجام این تحقیق بدین صورت است که ابتدا شتاب‌نگاشت‌هایی متناسب با فرضیات در نظر گرفته شده، انتخاب می‌شوند. سپس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بر مبنای ضوابط FEMA356 و ASCE7-10 بر روی مدل‌ها صورت می‌گیرد. شرایط در نظر گرفته شده برای انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها در این تحقیق شامل زلزله‌هایی با بزرگای ۶ تا ۸ در مقیاس بزرگای گشتاوری (M_w) که در فاصله‌ای کمتر از ۱۰ کیلومتر تا کانون زلزله بر روی خاکی با سرعت موج برشی بین ۱۸۰ تا ۳۶۰ متر بر ثانیه (خاک نوع D) ثبت شده‌اند، است. در انتخاب این شتاب‌نگاشت‌ها سازوکار و مکانیزم خاصی برای گسل در نظر گرفته نشده است.



۱/۵ برابر آن حداکثر ۱۰٪ پایین تر از طیف طرح سازگار با سطح خطر انتخابی (طیف استاندارد) باشد. در صورتی که این مقدار بیشتر شود، طیف میانگین در ضریبی بزرگتر ضرب می‌شود تا در سطح بالاتری قرار گیرد. بعد از مقیاس کردن میانگین طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها با طیف طرح استاندارد و محاسبه ضریب مقیاس، این ضریب در شتاب‌نگاشت‌ها ضرب شده و به تراز پایه سازه اعمال می‌شود.



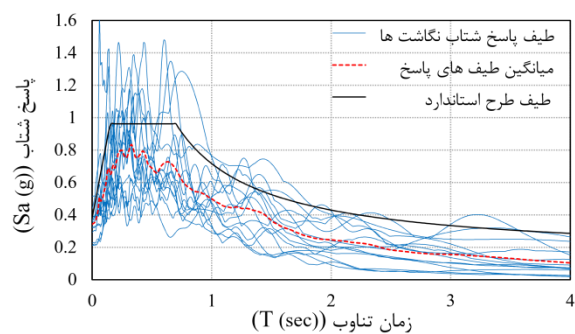
شکل ۱۰- مقیاس طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها با طیف طرح استاندارد

با توجه به اینکه در این تحقیق هر یک از مدل‌ها دارای زمان تناوب خاص خود است و اینکه طیف میانگین باید در $0.2T$ تا $1.5T$ برابر زمان تناوب آن‌ها، بالاتر از طیف طرح استاندارد باشد. در نتیجه ضریب مقیاس هر یک از مدل‌ها متفاوت خواهد بود که این ضریب برای مدل‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه مورد مطالعه به ترتیب برابر با $1/4$ ، $1/6$ و 2 است. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق نیز در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۳- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق

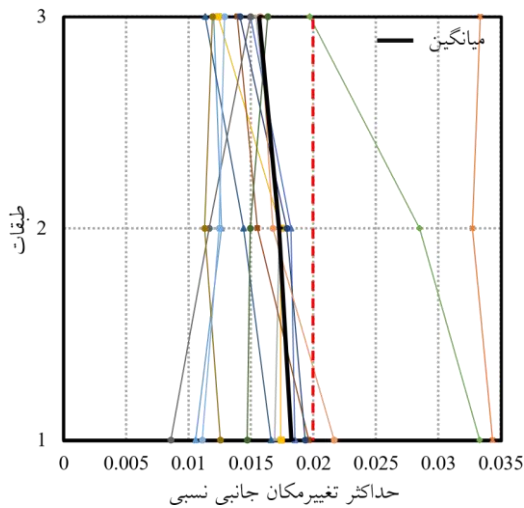
Scale factor			PGA (g)	مقدار	سال	Records information	
9-Story	6-Story	3-Story				Station name	Record name
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۲۱۳۱	۷/۶۲	۱۹۹۹	TCU055 Taiwan	Chi Chi
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۶۳۷	۶/۲۰	۲۰۱۱	Christchurch New Zealand	Christchurch
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۵۶۷	۶/۸۰	۲۰۰۷	Kawanishi Izumozaki Japan	Chuetsu oki
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۸۷۶	۷/۰۰	۲۰۱۰	LINC New Zealand	Darfield
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۲۶۳	۶/۴۰	۱۹۹۵	Dinar Turkey	Dinar
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۵۱۵۱	۷/۱۴	۱۹۹۹	Duzce Turkey	Duzce
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۲۱۲۱	۶/۵۳	۱۹۷۹	EC County Center FF	Imperial Valley
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۲۱۸	۷/۲۱	۱۹۹۹	Yarimca Turkey	Kocaeli
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۴۳۸۶	۶/۹۳	۱۹۸۹	Capitola	Loma Prieta
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۷۱۸	۶/۲۴	۱۹۷۲	Managua ESSO	Managua
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۲۹۲۷	۷/۱۰	۱۹۷۹	Ulcinj - Hotel Olimpi	Montenegro
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۹۱۸	۶/۶۹	۱۹۹۴	Canoga Park Topanga Can	Northridge
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۲۲۷۵	۶/۰۰	۲۰۰۴	Fault Zone 15	Parkfield
۲	۱/۶	۱/۴	۰/۳۸۴۳	۶/۵۴	۱۹۸۷	Parachute Test Site	Superstition Hills

دارای بیشینه (PGA) بیشتری است، انتخاب می‌شود. بنابراین در مدل‌های دوبعدی نیازی به ترکیب طیف پاسخ دو مؤلفه افقی با روش جذر مجموع مربعات (SRSS) نیست و به موازات آن نیازی هم به افزایش ۳۰ درصدی طیف استاندارد نیست. در نتیجه همان‌طور که در شکل (۹) نشان داده شده است بعد از رسم طیف پاسخ شتاب این شتاب‌نگاشت‌ها، میانگین طیف‌های پاسخ به صورت مستقیم با طیف استاندارد مقایسه می‌شوند. در این تحقیق طیف استاندارد مدنظر طیفی بر مبنای زلزله‌ای با احتمال فراگذشت ۱۰٪ در ۵۰ سال، با دوره بازگشت ۴۷۵ سال بر روی خاک نوع D است که با نام طیف طرح استاندارد معرفی شده است.

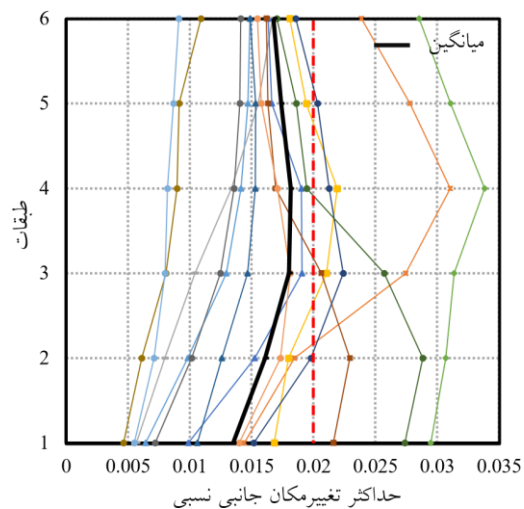


شکل ۹- طیف پاسخ شتاب، شتاب‌نگاشت‌ها

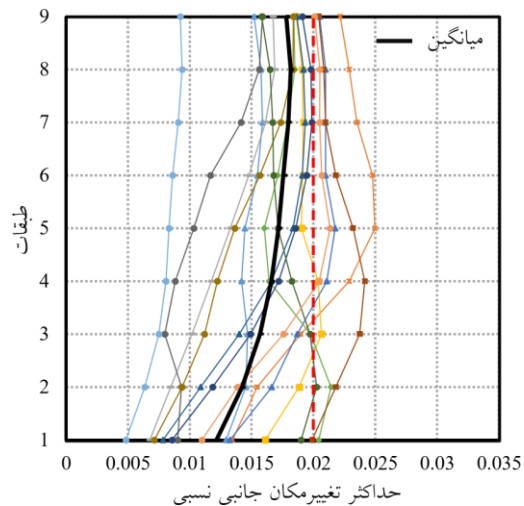
همان‌طور که در شکل (۱۰) نشان داده شده است، طیف میانگین حاصل از شتاب‌نگاشت‌ها باید به گونه‌ای با طیف طرح استاندارد مقیاس شود که همواره در فاصله $0.2T$ تا زمان تناوب



الف) حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل ۳ طبقه



ب) حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل ۶ طبقه



ج) حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل ۹ طبقه

شکل ۱۱- حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل‌های مختلف

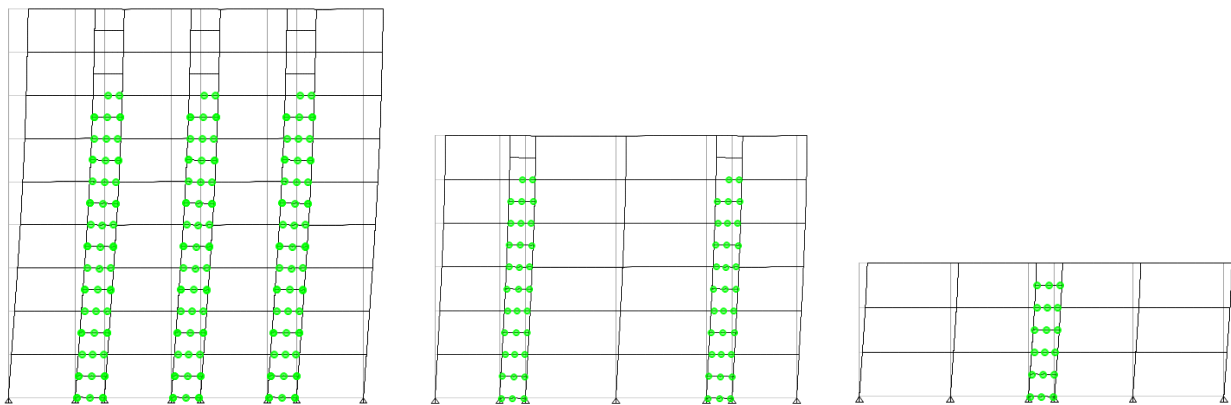
نتایج حاصل از پاسخ غیرالاستیک سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته تحت رکوردهای زلزله بر مبنای حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات برای مدل‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به صورت نمودارهایی در شکل (۱۱) ارائه شده است. بر اساس نتایج به دست آمده این قاب توانایی حفظ پایداری در زمان زلزله را دارد و بررسی‌های صورت گرفته از تلاش‌ها و نیروهای تشکیل شده در اعضا و روند رشد و گسترش مفاصل پلاستیک و خرابی‌های قاب، نشان می‌دهند که در زلزله‌هایی با شدت‌های مختلف تعداد متفاوتی از پیوندها آسیب خواهند دید که بعد از زلزله قابل تعویض هستند.

طبق نمودارهای ارائه شده مقدار میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل‌های سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته همواره کمتر و نزدیک به ۲٪ است. در نتیجه اصول، ضوابط و پارامترهای در نظر گرفته شده برای طراحی این سیستم، بسیار مناسب بوده و این سیستم با استفاده از ضوابط و پارامترهای لرزه‌ای فوق علاوه بر داشتن رفتار لرزه‌ای مناسب به خوبی طراحی می‌شود و توانایی مقاومت در برابر زلزله‌های شدید را دارد. طی بررسی‌های صورت گرفته از مقدار شتاب وارده به طبقات و تغییر شکل‌های پسماند مدل‌ها مشخص گردید که میانگین این مقادیر نیز همواره در محدود مجاز هستند و با توجه به روند تشکیل مفاصل پلاستیک و گسترش خرابی‌ها در قاب می‌توان گفت که این سیستم اهداف طراحی خود را به خوبی محقق می‌نماید.

۶- ارزیابی مکانیزم خرابی سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته

همان‌طور که پیش از این گفته شد، قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته، یک سیستم سازه‌ای از یک قاب فولادی است که قابلیت تعمیر سریع و ساده سازه‌ها بعد از زلزله، با تعویض چندین عضو را فراهم می‌کند. اعضای قابل تعویض در این قاب پیوندها هستند که در بین یک جفت ستون نزدیک به هم (ستون‌های پیوند یافته) قرار می‌گیرند. قابلیت تعمیر و بازسازی این قاب برگرفته از امکان تعویض و تعمیر پیوندها است. این قاب به گونه‌ای طراحی شده است که در زمان زلزله نیروی جانبی روی پیوندهای آن متمرکز می‌شوند و پیوندها این نیرو جذب و مستهلک می‌نمایند. این اعضا رفتاری همانند یک فیوز دارند زیرا به منظور جذب انرژی و تعویض سریع بعد از زلزله بکار گرفته شده‌اند. بنابراین بعد از زلزله در صورت خرابی

اگر اعمال نیروی جانبی ادامه یابد، تشکیل مفاصل در سایر پیوندها نیز ادامه پیدا می‌کند تا در نهایت تمام پیوندها تشکیل مفصل پلاستیک دهند. رعایت اصول و ضوابط طراحی سازه‌ها باعث می‌شود، لحظه تشکیل آخرین مفصل پلاستیک در آخرین پیوند در تغییر مکان جانبی حداکثر سازه (حداکثر توان حفظ پایداری سازه در تغییر مکان جانبی) رخ دهد. بنابراین در زمان تشکیل آخرین مفصل پلاستیک در آخرین پیوند، ساختمان به حداکثر تغییر مکان جانبی خود می‌رسد. سپس به علت تغییر مکان بیش از حد سازه و ناپایداری ناشی از مفصل شدن تمام پیوندها (انهدام سیستم باربر جانبی یا مکانیزم شدن کل سازه) ساختمان فرومی‌ریزد که عملاً این اتفاق در زلزله‌ای بزرگ‌تر از سطح خطر در نظر گرفته شده برای طراحی سازه رخ می‌دهد.



شکل ۱۲- گسترش مفاصل پلاستیک در سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته قبل از فروریزش قاب

تغییر مکان جانبی نسبی طبقات مدل‌ها همواره کمتر و نزدیک به ۲ درصد است. روند رشد و گسترش مفاصل پلاستیک (مکانیزم خرابی) در هر دو تحلیل غیرخطی (استاتیکی و دینامیکی) نشان داده است که تحت اثر بار جانبی به میزان متفاوت، تعداد مختلفی از پیوندها آسیب دیده‌اند که بعد از زلزله قابل تعویض هستند. در نتیجه نتایج حاصل از مطالعات صورت گرفته در این تحقیق نشان می‌دهند که سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته اهداف طراحی خود را به خوبی محقق می‌سازد و عملکرد آن به عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی مورد تأیید است، اما با توجه به جدید بودن این سیستم همواره نیاز به مطالعات بیشتری در این خصوص است. به ویژه در مدل‌سازی‌هایی به روش اجزاء محدود، مطالعات آزمایشگاهی و بررسی رفتار فونداسیون تحت اثر عملکرد ستون‌های پیوند یافته در این سیستم از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است.

تعمیر یا تعویض می‌گردند تا سختی لازم جهت مقاومت در برابر زلزله بعدی تأمین شود و در نهایت بهره‌برداری از ساختمان مجدداً امکان‌پذیر باشد. در این قاب، ستون‌های متصل به پیوندها (ستون‌های پیوند یافته) نیز تحت اثر بارهای جانبی قرار دارند، اما تا قبل از خرابی تمام پیوندها، خرابی در این اعضا به وجود نمی‌آید. همچنین سایر ستون‌ها و تیرها، قاب ساده را تشکیل می‌دهند. در نتیجه با شروع اعمال بار جانبی، پیوندها تحت نیروی برشی و لنگر خمشی شدید قرار می‌گیرند و یکی پس از دیگری تشکیل مفصل پلاستیک می‌دهند. به مقداری که نیروی جانبی بیشتری به ساختمان اعمال شود، تعداد پیوندهای بیشتری تشکیل مفصل پلاستیک می‌دهند و در زلزله‌هایی با شدت‌های مختلف، تعداد متفاوتی از پیوندها دچار آسیب می‌شوند.

۷- نتیجه‌گیری

بعد از ارزیابی اولیه عملکرد لرزه‌ای سیستم ستون‌های پیوند یافته به عنوان سیستم باربر جانبی یک قاب ساده مشخص گردید، طراحی سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته به عنوان یک سیستم سازه‌ای فولادی به خوبی امکان‌پذیر است و ستون‌های پیوند یافته به صورت منفرد نیز توانایی مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای را دارد. نتایج حاصل از بررسی‌های صورت گرفته نشان داده‌اند که این سیستم دارای ظرفیت غیرارتجاعی کافی است و در یک ارزیابی مقدماتی، مقادیر ضریب رفتار ۸، ضریب اضافه مقاومت ۲/۷ و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ۵/۵ برای این سیستم مناسب است. همچنین نتایج حاصل از بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم، تحت ۱۴ رکورد زلزله مقیاس شده به زلزله طرح نشان داده است که این سیستم توانایی حفظ پایداری در برابر زلزله‌ای شدید را دارد. در حالی که مقدار میانگین حداکثر

US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering.

- [11] AISC 360 - 10, (2010), Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10), Chicago, Illinois.
- [12] ASCE7-10, (2010), Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI7-10, Reston.
- [13] Jaberi, V. (2019), "Evaluation of seismic response of linked column with simple frame system (LCS)", M.Sc. Dissertation, Urmia University of Technology, Urmia, Iran. (In Persian)
- [14] Asghari, A. and Jaberi V. (2019), "Evaluation of linked column with simple frame system idea as a new structural steel frame", Proceedings of the 3rd International and 9th National Conference of Steel and Structure, Tehran, Iran.
- [15] FEMA 356, (2000), Commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- [16] Asghari, A. (2013), "Dynamics of structures, basic and applications to earthquake engineering", Amirkabir University of Technology 3rd Edition. (In Persian)
- [17] Miranda, E. (1993), "Site dependent strength reduction factors", Journal of Structural Engineering, Vol. 119, pp. 3503-3519.
- [18] Miranda, E., Bertero, V. (1994), "Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design", Earthquake spectra, Vol. 10, pp. 357-379.
- [19] Mirzaeefard, H., Mirtaheri, M. and Rahmani, H. (2017), "Response modification factor of steel structures equipped with cylindrical frictional dampers", Amirkabir Journal Civil Engineering, Vol. 49, pp. 453-462. (In Persian)
- [20] Tasnimi, A. and Massumi, A. (2006), "Estimation of response modification factors for RC-MRF structures", Building and Housing research center, Tehran, Pub. No G-436.
- [21] Asghari A. (2016), "Fundamentals steel structures design", Amirkabir University of Technology 1st Edition. (In Persian)
- [1] Lists of Earthquakes. www.Wikipedia.Org, (2019), in: https://en.wikipedia.org/wiki/Lists_of_earthquakes
- [2] Nader, M., Manzanarez, R. and Maroneym B. (2000), "Seismic design strategy of the new east bay bridge suspension span", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- [3] Dusicka, P. and Iwai, R. (2007), "Development of linked column frame system for seismic lateral loads", Proceedings of the SEI Structures Congress, American Society of Civil Engineers, Vancouver, B.C.
- [4] Malakoutian, M., Berman, J.W., Dusicka, P. and Lopes, A. (2013), "Seismic design parameters for the linked Column frame system", Structures Congress, pp. 1713-1721.
- [5] Lopes, A., Dusicka, P. and Berman, J. (2014), "Linked column frame steel system performance validation using hybrid simulation", Proceedings of 10th US National Conference on Earthquake Engineering, Anc. Alaska.
- [6] Shoeibi, S., Kafi, M.A. and Gholhaki, M. (2017), "New performance based seismic design method for structures with structural fuse system", Engineering Structures, Vol. 132, pp. 745-760.
- [7] Shoeibi, S., Kafi, M.A. and Gholhaki, M. (2018), "Performance based seismic design and parametric assessment of linked column frame system", Periodical Polytechnic Civil Engineering, Vol. 62, pp. 555-569.
- [8] Malakoutian, M., Berman, J.W. and Dusicka, P. (2013), "Seismic response evaluation of the linked column frame system", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 42, pp. 795-814.
- [9] Malakoutian, M., Berman, J.W. and Dusicka, P. (2016), "Quantification of linked column frame seismic performance factors for use in seismic design", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 20, pp. 535-558.
- [10] Dusicka, P. and Lewis, G. (2010), "Investigation of replaceable sacrificial steel links", Proceedings of the 9th

پی نوشت

¹ New Oakland Bay bridge

² Links

³ Linked Column (LC)

⁴ Linked Column Frame (LCF)

⁵ Linked Column with Simple Frame (LCS)



بررسی تاثیر نوع طراحی المان زانویی مهاربند شورون در رفتار سازه و روند تشکیل مفاصل پلاستیکی

سید محمدرضا مرتضوی^۱، ابوالحسن هروی^{۲*}

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی زلزله، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۳۶-۱۶۷۸۵، a.heravi66@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۷/۰۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۱۰/۰۸)

چکیده

تحقیق حاضر با هدف بررسی تاثیر نوع طراحی المان زانویی مهاربند Chevron در رفتار سازه و روند تشکیل مفاصل پلاستیکی در نظر گرفته شده است. ایده کلی آن است که طراحی به گونه ای انجام پذیرد تا در زلزله های شدید فقط عضو زانویی تسلیم شود و بقیه اعضا در حالت ارتجاعی باقی بمانند و یا تعداد مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون ها و همچنین کماتش بادبندها کاهش قابل توجهی یابد. در این تحقیق دو مدل المان زانویی با حالت خمشی و برشی و با تعداد طبقات ۲، ۶ و ۱۰ طبقه و دو حالت ۲ دهانه و ۴ دهانه در نظر گرفته شده است. در حالت خمشی از مقطع BOX و حالت برشی از مقطع IPE استفاده شده است. در این تحقیق نوع رفتار سازه و روند تشکیل مفاصل پلاستیک را در قاب هایی با حالت طراحی که نسبت نیاز به ظرفیت در المان های زانویی کوچک تر از یک و حالتی که نسبت نیاز به ظرفیت در المان های زانویی بزرگ تر از یک است مورد بررسی قرار دادیم. توالی تسلیم المان ها در تجزیه و تحلیل غیرخطی استاتیکی مطابق با آنچه انتظار می رفت است. المان های زانویی قبل از کماتش مهاربندها در هر طبقه در تمام مدل های مورد بررسی تسلیم شد. از این رو، می توان حدس زد که طراحی المان های زانویی با توجه به ۱۲۰ تا ۱۴۰ درصد از ظرفیت الاستیک آن ها یک استراتژی مناسب برای اطمینان از این که المان های زانویی اولین المان هایی هستند که به سازه به اتلاف انرژی جذب شده از طریق تشکیل مفاصل پلاستیکی کمک می کند است.

واژگان کلیدی

مهاربند زانویی شورون، المان زانویی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، نسبت نیاز به ظرفیت

Investigating the effect of design type of Chevron's bracing knee element on structural behavior and the process of forming plastic hinges

S.M.R. Mortazavi, A. Heravi

Abstract

The purpose of this study is to determine the ratio of the demand to capacity in knee element in the bracing system called Chevron's knee bracing. The overall idea is that the design is to be carried out so that only the knee element is yielding in the severe earthquakes, and the other members remain resilient, or the number of plastic hinges in the beams and columns, and the buckling of the braces, is significantly reduced. In this study, two models of bending and shear elements with 2, 6 and 10 floors and two types of 2 and 4 bays are considered. In the bending mode, the BOX section and in shear mode the IPE sections are used. In this study, the behavior of the structure and the process of forming plastic hinges in frames with design state that the ratio of the demand to capacity smaller than one and state that the ratio of the demand to capacity larger than one has been investigated. The yielding of elements in the nonlinear static analysis is in accordance with what was expected. Knee Elements Before the buckling braces in each story were yielded in all models examined. Hence, it can be guessed that the design of knee element, according to 120 - 140 percent of their elastic capacity, is an appropriate strategy to ensure that the knee elements are the first elements that help to the structure to energy dissipated by forming Plastic hinges.

Keywords

Chevron knee braces, Knee element, Nonlinear static analysis, Ratio of demand to capacity

سازه‌های طراحی شده برای مقاومت در برابر زلزله‌های متوسط و مکرر باید سختی و قدرت کافی برای کنترل جابجایی و جلوگیری از هرگونه صدمه احتمالی را داشته باشند. باین حال، طراحی سازه برای ماندن در منطقه ارتجاعی، تحت زلزله‌های شدید، به دلیل محدودیت‌های اقتصادی نامناسب است. میرایی ذاتی تسلیم شدن المان‌های سازه‌ای می‌تواند به‌طور سودمندانه برای کاهش نیاز مقاومت، که منجر به طراحی مقرون به‌صرفه‌تر می‌شود استفاده شود. این تسلیم شدن معمولاً شکل‌پذیری و سختی مناسب سازه را در برابر شکست نوع ترد ناگهانی فراهم می‌کند. از آنجاکه سختی و شکل‌پذیری به‌طور کلی دو خاصیت مخالف هم هستند، طراحی یک سیستم سازه‌ای که این خواص را به مؤثرترین شیوه بدون افزایش بیش‌ازحد هزینه ترکیب کند مطلوب است. در سیستم‌های سازه‌ای فولادی، قاب مقاوم خمشی و قاب با مهاربند هم‌محور به‌طور گسترده‌ای برای مقاومت در برابر بارهای زلزله استفاده می‌شود. قاب خمشی دارای شکل‌پذیری خوبی از طریق المان‌های تیر تسلیم شونده خمشی است، اما سختی آن را محدود کرده است. از سوی دیگر قاب با مهاربند هم‌محور سخت است، اما به دلیل کماتش مهاربند قطری شکل‌پذیری آن محدود است [۱].

برای رفع مشکلات موجود در سیستم مهاربندی واگرا در سال ۱۹۸۶ سیستم مهاربند زانویی کماتش پذیر توسط **Ochoa** مطرح گردید [۲]. **Ochoa** پیشنهاد کرد عضو قطری طوری طراحی شود که فقط کشش را تحمل کند و سختی و شکل‌پذیری هر دو توسط عضو زانویی تأمین گردد. در سال ۱۹۹۰ **Balendra** و همکارانش سیستم قاب مهاربند زانویی اصلاح‌شده را پیشنهاد کردند [۳ و ۴]. در این سیستم پیشنهادی از یک عضو قطری جهت جلوگیری از کماتش عضو زانویی استفاده شده است. در سیستم مهاربند زانویی، شکل‌پذیری و به‌تبع آن استهلاک انرژی توسط المان زانویی تأمین شده است. از طرف دیگر به علت اینکه در این نوع سیستم، ناحیه غیر ارتجاعی محدود به یک المان کوتاه می‌شود، می‌توان رفتار لرزه‌ای کنترل‌شده‌تری را فراهم کرد [۵].

در سال ۲۰۰۵ **Mofid** و **Lotfollahi** به بررسی رفتار الاستیک سیستم مهاربند زانویی شورون با آرایش و زوایای مختلف پرداخته و بر روی رفتار غیرخطی مهاربندهای زانویی شورون تحقیقات گسترده‌ای را انجام دادند. یک سیستم قاب با مهاربند زانویی متشکل از تیر، ستون‌ها، بادبندهای زانویی و بادبندهای قطری است. تحقیقات **Mofid** نشان داده است چنانچه

المان زانویی و مهاربند مایل، موازی با قطر قاب مقابل باشد، سازه می‌تواند حداکثر مقاومت لرزه‌ای را داشته باشد [۱]. آن‌ها همچنین در سال ۲۰۰۵ یک روش جدید برای المان زانویی مهاربند شورون طراحی کردند [۶]. همچنین **Mofid** و **Farahi** در سال ۲۰۱۳ به بررسی عوامل عملکرد لرزه‌ای مهاربند زانویی شورون پرداخته‌اند که منتج به نتایج زیر شده است.

فرض ضریب اصلاح پاسخ (R) برابر ۷ برای سیستم مهاربندی زانویی شورون مناسب است.

علاوه بر این، عامل مقاومت افزون (Ω_0) برابر ۳ برای چنین سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای مقرر شد [۷].

در این مقاله برای مدل‌سازی قاب‌ها در طول فرآیند طراحی به المانهای زانویی اجازه دادیم تا نسبت تقاضا به ظرفیت در آن‌ها به بیش از یک افزایش یابد و تاثیر آن را در شکل‌پذیری و روند تشکیل مفصل در قاب‌ها بررسی کردیم.

۲- مقایسه عملکرد سیستم‌های متداول قاب‌های فولادی

قاب‌های فولادی به چهار گروه قاب خمشی، قاب مهاربندی هم‌محور، قاب مهاربندی برون‌محور و قاب مهاربند زانویی تقسیم می‌شوند. شکل (۱) تفاوت‌های عملکرد جانبی قاب‌های ذکرشده را نشان می‌دهد [۸].

با توجه به شکل (۱) و با مقایسه نمودارهای نیرو-جابجایی برای انواع قاب‌ها مشخص می‌شود که قاب‌های خمشی دارای کمترین سختی و مقاومت هستند زیرا هم دارای کمترین شیب اولیه در منحنی هستند و هم منحنی مربوط به آن‌ها کمترین ارتفاع را دارد. اگرچه سیستم قاب خمشی یک سیستم با استهلاک انرژی بسیار خوب و فوق‌العاده است، اما اعضای آن باید با مقاطع بزرگ غیراقتصادی طراحی شوند. علاوه بر این، تأمین ملاحظات مربوط به شکل‌پذیری ویژه در اتصالات این سیستم مخصوصاً در اتصالات جوشی با مشکلاتی همراه است [۲]. سیستم قاب با مهاربند هم‌محور، مقاوم‌تر و سخت‌تر از بقیه سیستم‌ها است اما به خاطر کماتش اعضای مهاربندی، نمی‌تواند شکل‌پذیری مناسبی ارائه نماید.

سیستم مهاربندی واگرا علاوه برداشتن سختی بالا در ناحیه خطی، شکل‌پذیری مناسبی نیز دارد. در این قاب‌ها، تیرهای پیوند به‌عنوان المان‌های شکل‌پذیر (کنترل شونده توسط تغییر مکان) بخشی از اعضای اصلی سازه (تیرها) هستند. بنابراین امکان تعویض سریع و کم‌هزینه این اعضا بعد از وقوع یک زلزله شدید وجود ندارد [۸].

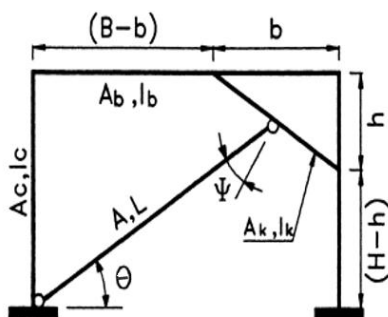


آماده درحالی که به عضو زانویی جهت فرم دادن اتصال مهاربند زانویی جوش شده است، به مهار قطری توسط پیچ‌های اصطکاکی پیش‌تنیده متصل می‌گردد. این موضوع جهت به حداقل رساندن احتمال لغزش اتصال در طی بارگذاری سیکلی است. ورق T شکل در سطح مشترک با زانویی پخ زده می‌شود تا جوش قوی به دست آید. پهنای ورق انتخابی با پهنای مقطع توخالی مربعی معمولاً برابر در نظر گرفته می‌شود. این امر به جهت امکان توزیع بار مهاربند به جان مقاطع توخالی و جلوگیری از ایجاد پانچ در بال مقطع است [۳].

۴- شکل مطلوب مهاربند زانویی

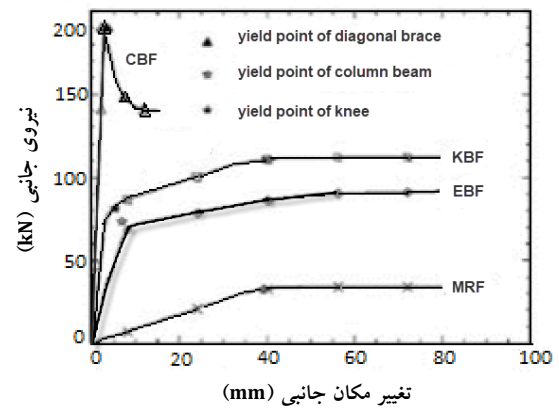
شکل (۳) شکل کلی از قاب مهاربندی قطری زانویی را نشان می‌دهد که پارامترهای H ارتفاع قاب، B طول دهانه قاب، b و h به ترتیب نقاط اتصال المان زانویی با تیر و ستون، A_b و I_b به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی تیر، A_c و I_c به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون، A_k و I_k به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی المان زانویی، A و L به ترتیب سطح مقطع و طول مهاربند، θ و φ به ترتیب زاویه مهاربند با افق و زاویه مهاربند با المان زانویی و k سختی قاب است.

مطالعات مفید و خسروی نشان می‌دهد که بهتر است $\frac{(b/h)}{(B/H)} = 1$ باشد. یعنی المان زانویی به موازات قطر قاب باشد و المان مورب از تقاطع تیر به ستون عبور کند. مهم‌ترین مزیت این انتخاب کاهش پارامترهای فعال مسئله است. همچنین در این شرایط، مهاربند زانویی به یک تیر با دو تکیه‌گاه ثابت با یک‌بار مرکزی نزدیک می‌شود. لنگرهای پایانی و میانی برابر هستند، به این معنی که سه نقطه بر روی المان مهاربند زانویی تقریباً به‌طور هم‌زمان در خمش تسلیم خواهد شد. این باعث نتایج بسیار خوبی از روش ارائه شده می‌شود [۹].



شکل ۳- جزئیات یک مهاربند زانویی [۹]

مطالعات Mofid و Lotfollahi [۱] نشان می‌دهد که بهتر

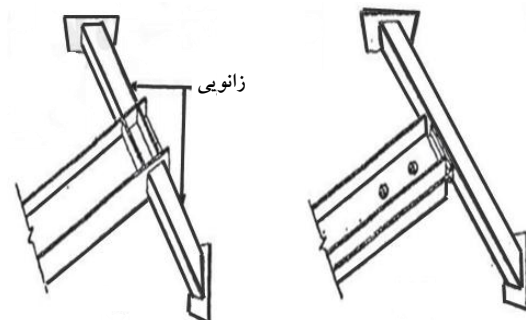


شکل ۱- مقایسه عملکرد سیستم‌های متداول قاب‌های فولادی [۸]

همان‌طور که از شکل پیداست سیستم مهاربند زانویی سختی و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به دو سیستم دیگر از خود نشان داده است. مزیت دیگر این سیستم این است که با هزینه کم و تعویض المان زانویی سازه به حالت قبل خود بازمی‌گردد.

۳- اتصالات مهاربند زانویی

مقاطعی که معمولاً جهت مهاربند قطری استفاده می‌شود از مقطع I شکل یا دو مقطع ناودانی است. چون عرض مهاربند به‌طور معمول بزرگ‌تر از عرض زانویی است در این حالت دو روش اتصال جهت اتصال مهاربند به زانویی ممکن می‌شود که در شکل (۲) نشان داده شده‌اند.



شکل I الف) اتصال برای یک مقطع ب) اتصال جهت مهاربند ساخته شده از دو نیم‌رخ ناودانی

شکل ۲- دو نمونه از اتصال بادبند به زانو [۳]

در اتصال (الف) عضو زانویی از دو جز تشکیل شده است که به بال مهار قطری جوش شده‌اند و از جان مقطع I شکل مهاربند توسط چهار سخت‌کننده همانند اتصال (الف) محافظت می‌گردد. در اتصال (ب) عضو زانویی به‌صورت یکپارچه مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این نوع اتصال یک ورق T شکل

$$V_p = t_w \cdot (d - 2t_f) F_y / \sqrt{3} \quad \text{شکل I برای مقاطع I} \quad (3)$$

$$V_p = t_w \cdot (d - 2t_f) F_y / \sqrt{3} \quad \text{Box برای مقاطع Box} \quad (4)$$

که در آن Z مدول پلاستیک مقطع زانویی و t_f ، t_w و d ضخامت بال، ضخامت جان، عرض و ارتفاع مقطع در معادله بالا هستند [۱۱].

۶- مشخصات غیرخطی سازه

در این بخش با استفاده از نشریه ۳۶۰ [۱۲] مشخصات غیرخطی سازه‌ها و مفاصل را تعریف خواهیم کرد. سختی اجزای سازه‌ای باید با کمک روش‌های متداول معتبر (تحلیلی یا آزمایشگاهی) با در نظر گرفتن تغییر شکل‌های ناشی از رفتار محوری، خمشی، برشی تعیین شود. در مواردی که نتوان سختی اجزاء را با روش‌های تحلیل یا آزمایشگاهی به‌طور دقیق‌تر تعیین نمود، می‌توان از ضوابط زیر برای تحلیل در روش‌های خطی یا غیرخطی استفاده نمود.

۶-۱- روش‌های خطی

در روش تحلیل خطی می‌توان سختی قطعات را با استفاده از نشریه ۳۶۰ [۱۲] و با توجه به نوع سیستم سازه‌ای تعیین نمود.

۶-۲- روش‌های غیرخطی

در روش‌های غیرخطی باید پاسخ بار- تغییر شکل قطعه را به‌صورت روابط غیرخطی لحاظ نمود. برای روش‌های استاتیکی غیرخطی می‌توان از رابطه کلی نیرو- تغییر شکل در شکل (۵) نشان داده شده است استفاده نمود. در صورت استفاده از نرم‌افزارهایی که رفتار غیرخطی المان را فقط در یک ناحیه کوچک (مفصل پلاستیک) در نظر می‌گیرند، سختی مؤثر اعضا را باید مطابق روش‌های خطی در نظر گرفت.

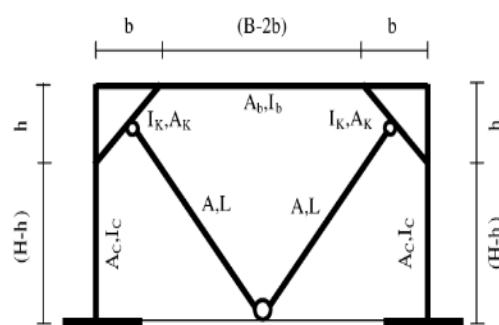
در این شکل‌ها (شکل (۵) و (۶)) ضرایب a ، b و c به ترتیب مقدار دوران خمیری نظیر نقطه C و مقدار دوران خمیری نقطه D و نسبت مقاومت پسماند، در نمودار نیرو- تغییر شکل المان‌ها است.

۷- رفتار غیرخطی مهاربند زانویی

رفتار غیرخطی مهاربند زانویی شورون تحت بارگذاری جانبی در حالت خمشی و برشی، در شکل (۶) دیده می‌شود.

در حالت تسلیم خمشی، زمانی که اعمال بار جانبی به‌تدریج افزایش می‌یابد، ممان انتها و وسط المان زانویی مربوطه به M_y خواهد رسید. این باعث تغییر در سختی کل سازه از K به

است این نسبت برای قاب با مهاربند زانویی شورون شکل (۴) $(\frac{b}{h}) / (\frac{B}{H}) = 0.5$ باشد. یعنی المان زانویی در هر طرف از قاب به‌موازات مهاربند در سمت دیگر قاب باشد و المان مورب از تقاطع تیر به ستون عبور کند. مهم‌ترین مزیت این انتخاب کاهش پارامترهای فعال مسئله است. همچنین در این شرایط، مهاربند زانویی به یک تیر با دو تکیه‌گاه ثابت با یک بار مرکزی نزدیک می‌شود. لنگرهای پایان و میانی برابر هستند و نیروهای برشی در هر نمونه از المان زانویی برابر هستند به این معنی که سه نقطه بر روی المان مهاربند زانویی تقریباً به‌طور هم‌زمان به ترتیب تسلیم خمشی و برشی خواهد داشت و نیروی محوری در المان زانویی در محدوده قابل قبول است. این باعث نتایج بسیار خوبی از روش ارائه شده می‌شود.



شکل ۴- شکل عمومی از قاب مهاربند زانویی شورون [۱]

۵- حالت‌های تسلیم المان زانویی مهاربند

حالت تسلیم بستگی به طول المان زانویی دارد. با افزایش طول المان زانویی، حالت تسلیم تمایل تبدیل از حالت برشی به حالت خمشی دارد [۱۰]. نسبت بین ارتفاع طبقه و فاصله عمودی بین دو انتهای المان زانویی برای قاب با حالت تسلیم خمشی برابر ۰/۲۵ در نظر گرفته شده است. علاوه بر این، این نسبت ۰/۲ برای قاب با حالت تسلیم برشی انتخاب شد [۶]. به‌منظور جلوگیری از تسلیم المان زانویی در حالت پیش‌بینی‌نشده طول المان زانویی باید بیشتر از $\xi M_p / V_p$ برای حالت تسلیم خمشی و باید کمتر از $\xi M_p^* / V_p$ برای حالت تسلیم برشی باشد. M_p ، M_p^* و V_p به‌ترتیب لنگر پلاستیک المان زانویی، لنگر پلاستیک کاهش‌یافته مقطع به کمک یک بال از مقطع زانو و نیروی برشی پلاستیکی المان زانویی که به کمک معادله ۱ تا ۳ تعریف شده‌اند [۶].

$$M_p = Z \cdot F_y \quad (1)$$

$$M_p^* = t_f \cdot b \cdot (d - t_f) F_y \quad (2)$$

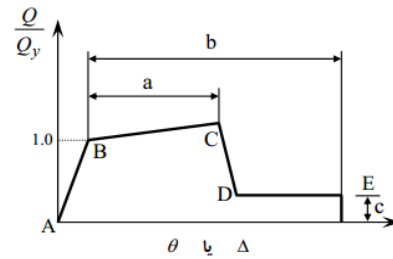
زانویی افزایش مقداری برابر با α_{M_y} و β_{M_y} با توجه به مدل المان زانویی خواهند داشت. سختی کلی قاب به تقریب از K_1 (β_{1K}) به K_2 (β_{2K}) و K_3 (β_{3K}) تغییر می‌کند. در نهایت، یک مفصل پلاستیک در قاب اصلی در نقطه D رخ می‌دهد.

همچنین، در حالت تسلیم برشی، با افزایش تدریجی بار جانبی، نیروی برشی در هر نمونه از المان زانویی مربوطه به V_y خواهد رسید که باعث تغییر در سختی کل سازه از K به K_1 (β_{1K}) می‌شود. با ادامه افزایش بار جانبی، ممان انتها و وسط المان زانویی افزایش مقداری برابر با α_{M_y} و β_{M_y} با توجه به مدل المان زانویی خواهند داشت. همچنین سختی جانبی قاب به K_2 (β_{2K}) و K_3 (β_{3K}) کاهش پیدا می‌کند تا اینکه یک مفصل پلاستیک در قاب اصلی در نقطه D رخ دهد.

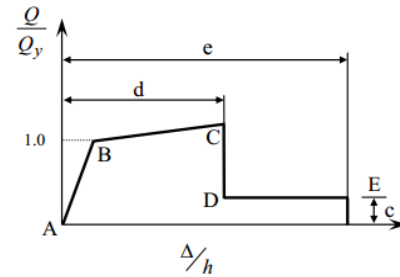
اگر شکل و فرم مهاربند زانویی شورون بهینه انتخاب شده باشد، ممان‌های انتها و وسط المان زانویی مربوطه در حالت تسلیم خمشی به‌طور هم‌زمان به نخستین، دومین و سومین مقدار تسلیم خواهند رسید. همچنین، نیروی برشی در هر نمونه از این المان‌های زانویی مربوطه به‌طور هم‌زمان به نخستین، دومین و سومین مقدار تسلیم در حالت تسلیم برشی خواهد رسید [۱].

۸- فرضیات مدل سازی

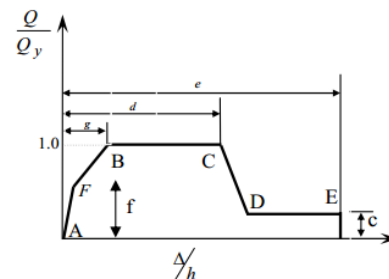
مدل‌های استفاده شده در این مقاله شامل قاب‌های ۲ و ۴ دهانه با تعداد طبقات ۲، ۶ و ۱۰ طبقه با المان‌های زانویی خمشی و برشی که در قاب‌های ۲ دهانه دارای یک دهانه مهاربندی با مهاربند شورون زانویی و در قاب‌های ۴ دهانه دارای ۲ دهانه مهاربندی با مهاربند شورون زانویی است. این قاب‌ها توسط نرم افزار SAP و با آیین نامه AISC-360-10 [۱۳] طراحی شده‌اند. برنامه SAP2000 از سری برنامه‌های SAP می‌باشد که یک برنامه عمومی جهت تحلیل و طراحی سازه‌ها است. اولین تحلیل کامپیوتری SAP به روش المان محدود حدود ۲۵ سال پیش در دانشگاه یرکلی کالیفرنیا پایه‌ریزی شده است که با توجه به نیاز بخش صنعت ساختمان و غیر ساختمانی به دانش روز، SAP نیز پیشرفت نمود. SAP2000 یک برنامه قدرتمند برای مدل‌سازی، تحلیل و طراحی انواع مختلف سازه‌ها است که حاصل تلاش گروه مهندسی سازه و کامپیوتر (CSI) وابسته به دانشگاه یرکلی در ایالت کالیفرنیا آمریکا می‌باشد. در این تحقیق از ورژن ۲۰۱۶ این نرم افزار استفاده شده است. بار مرده برابر ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. خاک منطقه از نوع ۳ و منطقه با



الف) تغییر شکل

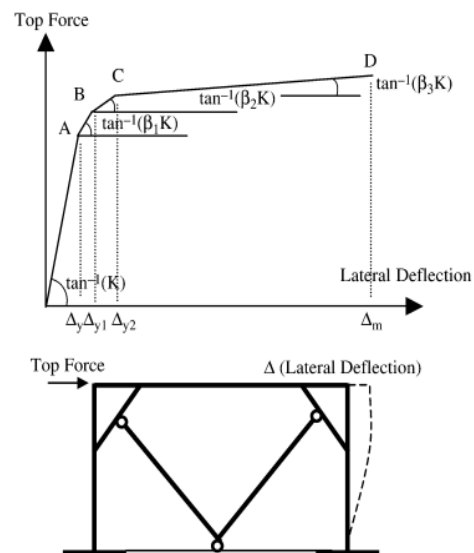


ب) نسبت تغییر شکل



ب) نسبت تغییر شکل

شکل ۵- منحنی رفتار غیرخطی المان‌های سازه‌ای تغییر شکل کنترل [۱۲]



شکل ۶- رفتار غیرخطی عمومی قاب مهاربند زانویی شورون در برابر بار جانبی [۶]

لرزه‌خیزی خیلی زیاد در نظر گرفته شده است. همچنین فولاد به کار رفته در این از نوع فولاد نرمه ساختمانی یا ST37 است، که مشخصات مکانیکی آن در جدول (۱) آمده است.

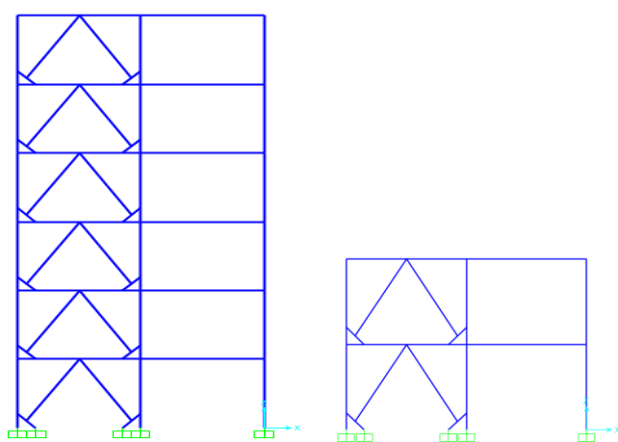
جدول ۱- مشخصات مکانیکی مصالح فولادی St37

مشخصات	جرم واحد حجم، M (kg/m ³)	وزن واحد حجم، W (kg/m ³)	مدول الاستیسیته، E_s (kg/cm ²)	تنش تسلیم، F_y (kg/cm ²)	تنش نهایی، F_u (kg/cm ²)	ضریب پواسون
فولاد St37	۸۰۰	۷۸۴۵	$۲/۱ \times ۱۰^۶$	۲۴۰۰	۳۷۰۰	۰/۳

۹- نمونه‌های انتخابی

دهانه‌ها ۴ متر در نظر گرفته شده است. شکل (۷) دو نمونه از قاب‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. جدول (۲) و (۳) مقاطع نتایج طراحی اولیه دو نمونه از قاب‌های اولیه را نشان می‌دهد.

در این مقاله پلان کلی قاب‌ها، شرایط بارگذاری و سایر شرایط طراحی ثابت فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳ متر و طول



شکل ۷- دو نمونه از قاب‌های مورد بررسی

جدول ۲- مشخصات اعضای قاب دو طبقه اولیه

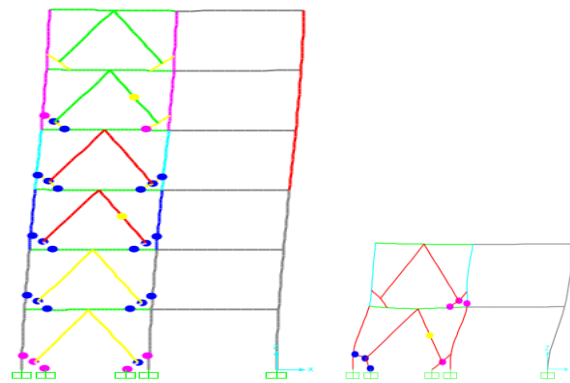
ستون	ستون دهانه مهاربندی	تیر	تیر دهانه مهاربندی	مهاربند	زانویی	طبقه
BOX ۱۰۰*۱۰۰*۸	BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۴/۲	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۶	BOX ۸۰*۸۰*۷/۱	۱
BOX ۱۰۰*۱۰۰*۸	BOX ۱۴۰*۱۴۰*۸/۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۶	BOX ۸۰*۸۰*۷/۱	۲

جدول ۳- مشخصات اعضای قاب شش طبقه اولیه

ستون	ستون دهانه مهاربندی	تیر	تیر دهانه مهاربندی	مهاربند	زانویی	طبقه
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۲/۵	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۲۵	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۸۰*۸۰*۷/۹	۱
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۲/۵	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۲۵	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۰۰*۱۰۰*۱۲/۵	۲
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۲/۵	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۲۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۰۰*۱۰۰*۱۰	۳
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۷/۱	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۱۵	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۰۰*۱۰۰*۸	۴
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۷/۱	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۱۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۱۰	BOX ۹۰*۹۰*۸	۵
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۷/۱	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۱۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۱۰	BOX ۸۰*۸۰*۸	۶

۱۰- مفاصل پلاستیک اولیه

قاب‌های مورد بررسی را پس از تحلیل استاتیکی خطی و طراحی اولیه توسط آیین‌نامه AISC-360-10 [۱۳] تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش‌اور) قرار دادیم و مفاصل تشکیل شده در قاب‌ها مورد بررسی قرار گرفت. شکل (۸) مفاصل پلاستیک تشکیل شده در قاب‌های عنوان شده در جدول (۲) و (۳) را نشان می‌دهد. در ضمن یادآور می‌شویم که رنگ مفاصل پلاستیک نشان دهنده سطح عملکردی سازه است که در جدول (۴) نشان داده شده است.



شکل ۸- مفاصل پلاستیک دو نمونه از قاب‌های مورد بررسی (طراحی اولیه قاب)

جدول ۴- بررسی سطوح عملکردی با توجه به رنگ مفاصل پلاستیک

سطح عملکرد سازه	بهره برداری بی‌وقفه	ایمنی جانی	آستانه فروریزش
رنگ مفاصل پلاستیک (آبی-صورتی-زرد)	صورتی	آبی	زرد

۱۱- نتایج

نتایج حاصل از این تحقیق در سه بخش مفاصل پلاستیک، تغییر مکان و شکل‌پذیری به شرح زیر ارائه می‌شود.

۱۱-۱- مفاصل پلاستیک

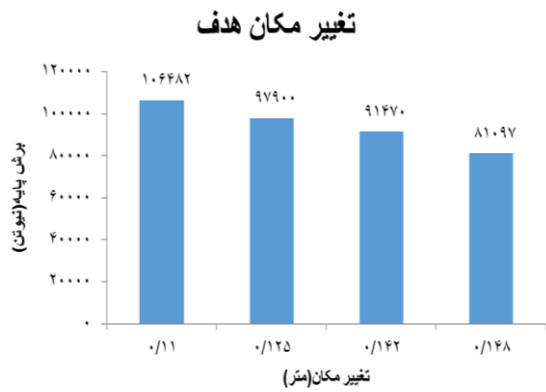
در قاب‌های مورد بررسی در این تحقیق حالت ایده‌آل این است که مفاصل پلاستیک در عضو زانویی ایجاد شود و یا تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در سایر اعضا کاهش قابل توجهی یابد یا به عبارتی نسبت نیاز به ظرفیت در این اعضا بیشتر از یک باشد و مفاصل پلاستیک تشکیل شده در این حالت با حالتی که این نسبت کوچک‌تر از یک است مقایسه شده است. در جدول (۵) و (۶) نتایج طراحی دو قاب قبلی را مشاهده می‌کنیم. همچنین در شکل (۹) مفاصل پلاستیک تشکیل شده در این قاب‌ها را مشاهده می‌کنیم.

جدول ۵- مشخصات اعضای قاب دو طبقه

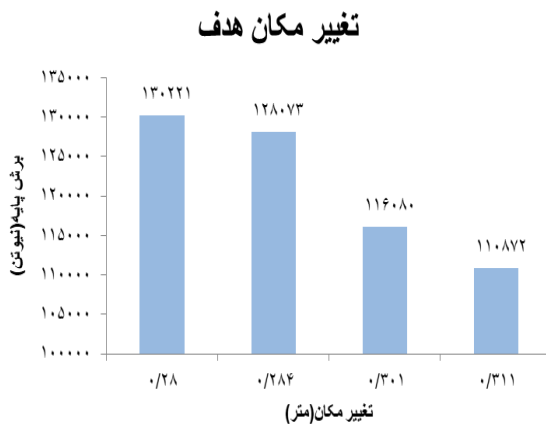
ستون	ستون دهانه مهاربندی	تیر	تیر دهانه مهاربندی	مهاربند	زانویی	طبقه
BOX ۱۰۰*۱۰۰*۸	BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۴/۲	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۶	BOX ۱۰۰*۱۰۰*۱۰	۱
BOX ۱۰۰*۱۰۰*۸	BOX ۱۴۰*۱۴۰*۸	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۶	BOX ۱۰۰*۱۰۰*۱۰	۲

جدول ۶- مشخصات اعضای قاب شش طبقه

ستون	ستون دهانه مهاربندی	تیر	تیر دهانه مهاربندی	مهاربند	زانویی	طبقه
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۲/۵	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۲۵	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۶	۱
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۲/۵	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۲۵	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۶	۲
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۲/۵	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۲۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۶	۳
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۷/۱	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۱۵	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	۴
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۷/۱	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۱۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۱۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	۵
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۷/۱	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۱۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۱۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	۶



شکل ۱۱- مقایسه تغییر مکان در قاب دو دهانه شش طبقه

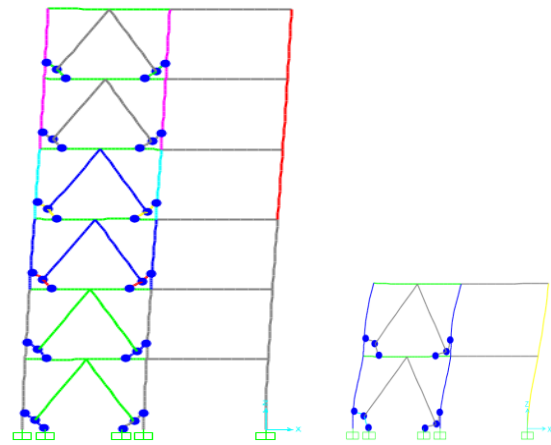


شکل ۱۲- مقایسه تغییر مکان در قاب دو دهانه ده طبقه

با مقایسه نمودارهای بالا متوجه می‌شویم که با افزایش نسبت نیاز به ظرفیت در المان‌های زانویی در طول فرآیند طراحی شاهد افزایش تغییر مکان هدف در کنار کاهش برش پایه هستیم. در قاب دو دهانه برش پایه ۴۰ درصد کاهش یافته و در مقابل تغییر مکان ۷۰ درصد افزایش یافته است. در قاب شش طبقه تغییر مکان ۳۰ درصد افزایش یافته است و در مقابل برش پایه ۲۴ درصد کاهش پیدا کرده است. در کل با افزایش تعداد طبقات شیب میزان افزایش تغییر مکان و کاهش برش پایه کمتر می‌شود.

۱۱-۳- شکل پذیری

در این قسمت شکل‌پذیری قاب‌ها به کمک اطلاعات استخراج شده از جداول (۷) تا (۹) و شکل‌های (۱۳) تا (۱۵) بررسی شده و چهار حالت مختلف با یکدیگر مقایسه شده‌اند. لازم به ذکر است که شکل‌پذیری طبق تعریف از نسبت



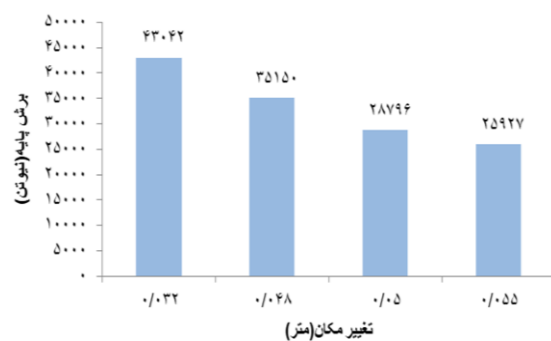
شکل ۹- مفاصل پلاستیک دو نمونه از قاب‌های مورد بررسی (نسبت نیاز به ظرفیت بزرگتر از یک)

همان‌طور که در شکل (۹) مشخص است افزایش نسبت نیاز به ظرفیت در المان‌های زانویی به بیش از یکدر طول فرآیند طراحی باعث شده است که مفاصل پلاستیک در المان‌های زانویی تشکیل شود و مفاصل تشکیل شده در مهاربند ها که در شکل (۸) وجود داشت حذف شوند که نتیجه بسیار خوبی است.

۱۱-۲- تغییر مکان هدف

در شکل‌های (۱۰) تا (۱۲) تغییر مکان هدف در مقابل بار جانبی مربوط به قاب‌ها نشان داده شده است که به ترتیب از چپ به راست مربوط به ۱- طراحی اولیه ۲- نسبت نیاز به ظرفیت المان زانویی بین (۱-۰/۸) ۳- نسبت نیاز به ظرفیت المان زانویی بین (۱/۲-۱/۴) ۴- نسبت نیاز به ظرفیت المان زانویی بین (۱/۲-۱/۴) است.

تغییر مکان هدف



شکل ۱۰- مقایسه تغییر مکان در قاب دو دهانه دو طبقه

جدول ۹- قاب ۲ دهانه ۱۰ طبقه با المان خمشی

نسبت نیاز به ظرفیت	اولیه	۰/۸-۱	۱-۱/۲	۱/۲-۱/۴
S_a (g)	۰/۴۳	۰/۴۳	۰/۴۱	۰/۳۶
W (kN)	۴۵۴۱	۴۵۷۰	۴۵۳۵	۴۵۳۳
$V_{elastic}$ (kN)	۱۹۵۳	۱۹۶۵	۱۸۶۸	۱۶۳۲
V_s	۷۱۰	۷۱۰	۷۰۲	۶۴۰
V_y	۱۱۸۸	۱۲۳۳	۱۰۱۶	۷۹۲
Δ_{max}	۴۸۲	۵۸۰	۶۱۳	۶۴۰
Δ_y	۲۲۱	۲۵۱	۲۲۲	۱۴۹
Δ_s	۹۸	۹۸	۱۰۶	۹۹
$R_\mu = V_{elastic}/V_y$	۱/۶۴	۱/۵۹	۱/۸۴	۲/۰۶
$R_s = V_y/V_s$	۱/۶۷	۱/۷۴	۱/۴۵	۱/۲۴
$R_u = R_\mu \cdot R_s$	۲/۷۵	۲/۷۷	۲/۶۶	۲/۵۵
$\mu = \Delta_{max}/\Delta_y$	۲/۱۸	۲/۳۱	۲/۶۶	۴/۳۰
$C_d = \Delta_{max}/\Delta_s$	۴/۹۰	۵/۹۰	۵/۸۰	۶/۵

درامتهای طراحی

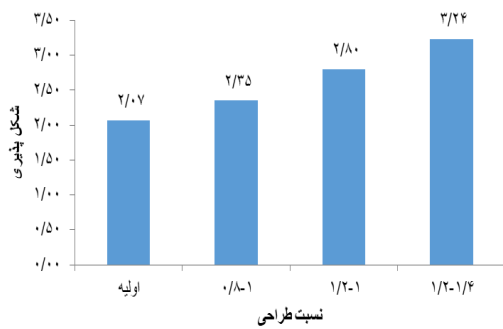
تغییر مکان حداکثر به تغییر مکان تسلیم به دست می‌آید. تغییر مکان حداکثر برابر با تغییر مکان هدف در تحلیل پوش‌اور و تغییر مکان تسلیم هم‌زمان با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در نظر گرفته شده است. در قسمت شکل پذیری قاب‌ها مشاهده شد که در حالتی که المان حالت خمشی دارد در تمامی نسبت‌های نیاز به ظرفیت در فرآیند طراحی شکل‌پذیری قاب‌ها افزایش پیدا کرده است. در قاب‌های با المان برشی بر عکس حالت خمشی میزان شکل‌پذیری کاهش یافته است. فقط در قاب‌های ۲ طبقه شکل‌پذیری افزایش یافته است.

جدول ۷- قاب ۲ دهانه ۲ طبقه با المان خمشی

نسبت نیاز به ظرفیت	اولیه	۰/۸-۱	۱-۱/۲	۱/۲-۱/۴
S_a (g)	۰/۹۶	۰/۹۶	۰/۹۶	۰/۹۶
W (kN)	۸۴۵	۸۴۳	۸۴۴	۸۴۴
$V_{elastic}$ (kN)	۸۱۲/۷۲	۸۱۰/۸۰	۸۱۰/۲۴	۸۱۰/۲۴
V_s	۳۱۰	۲۰۰	۱۲۸	۱۰۰
V_y	۳۳۵	۲۶۵	۲۰۲	۱۷۲
Δ_{max}	۳۱	۴۸	۴۹	۵۵
Δ_y	۱۵	۴/۲۰	۵/۱۷	۱۷
Δ_s	۱۳	۱۳	۹	۵/۷۰
$R_\mu = V_{elastic}/V_y$	۲/۴۳	۳/۰۶	۴/۰۱	۴/۷۱
$R_s = V_y/V_s$	۱/۰۸	۱/۳۳	۱/۵۸	۱/۷۲
$R_u = R_\mu \cdot R_s$	۲/۶۲	۴/۰۵	۶/۳۳	۸/۱۰
$\mu = \Delta_{max}/\Delta_y$	۲/۰۷	۲/۳۵	۲/۸۰	۳/۲۴
$C_d = \Delta_{max}/\Delta_s$	۲/۴۰	۳/۷۰	۵/۴۰	۷/۳۰

درامتهای طراحی

شکل پذیری



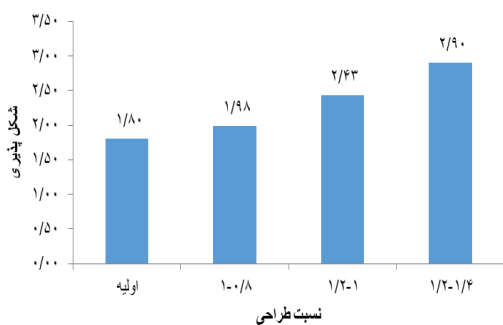
شکل ۱۳- مقایسه شکل‌پذیری در حالت‌های مختلف طراحی برای قاب ۲ دهانه ۲ طبقه با المان خمشی

جدول ۸- قاب ۲ دهانه ۶ طبقه با المان خمشی

نسبت نیاز به ظرفیت	اولیه	۰/۸-۱	۱-۱/۲	۱/۲-۱/۴
S_a (g)	۰/۹۶	۰/۹۶	۰/۹۶	۰/۹۶
W (kN)	۲۵۶۱	۲۶۴۸	۲۶۴۷	۲۶۴۵
$V_{elastic}$ (kN)	۲۵۵۰	۲۵۴۷	۲۵۴۱	۲۵۳۹
V_s	۷۰۵	۵۱۰	۴۱۰	۳۶۵
V_y	۷۹۲	۶۸۷	۵۸۵	۴۷۱
Δ_{max}	۱۱۰	۱۲۵	۱۴۱	۱۴۸
Δ_y	۶۱	۶۳	۵۸	۵۱
Δ_s	۹۹	۴۲	۳۸	۳۷
$R_\mu = V_{elastic}/V_y$	۳/۲۲	۳/۷۱	۴/۳۴	۵/۳۹
$R_s = V_y/V_s$	۱/۱۲	۱/۳۵	۱/۴۳	۱/۲۹
$R_u = R_\mu \cdot R_s$	۳/۶۲	۴/۹۹	۶/۲۰	۶/۹۶
$\mu = \Delta_{max}/\Delta_y$	۱/۸۰	۱/۹۸	۱/۴۳	۲/۹۰
$C_d = \Delta_{max}/\Delta_s$	۱/۱۰	۳	۳/۷۰	۴

درامتهای طراحی

شکل پذیری



شکل ۱۴- مقایسه شکل‌پذیری در حالت‌های مختلف طراحی برای قاب ۲ دهانه ۶ طبقه با المان خمشی

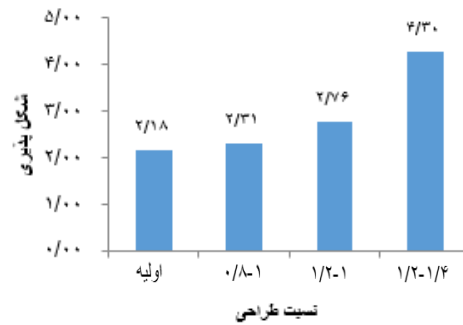


۱۴۰ درصد از ظرفیت الاستیک آنها یک استراتژی مناسب برای اطمینان از این که المان‌های زانویی اولین المان‌هایی هستند که به سازه به اتلاف انرژی جذب شده از طریق تشکیل مفاصل پلاستیکی کمک می‌کند است. علاوه بر این، تسلیم زودتر المان‌های زانویی، کماتش دیرتر مهاربند در یک طبقه را به همراه دارد.

۱۳- مراجع

- [1] Mofid, M. and Lotfollahi, M. (2006), "On the characteristics of new ductile knee bracing systems", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, pp. 271-281.
- [2] Aristizabal-Ochoa, J.D. (1986), "Disposable knee bracing: Improvement in seismic design of steel frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 112, pp. 1544-1552.
- [3] Balendra, T., Sam, M.T. and Liaw, C.Y. (1990), "Diagonal brace with ductile anchor for a seismic steel frame", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, pp. 847-58.
- [4] Sam, M.T., Balendra, T. and Liaw, C.Y. (1995), "Earthquake resistant steel frame with energy dissipating knee elements", Engineering Structures, Vol. 17, pp. 334-343.
- [5] Balendra, T., Sam, M.T., Liaw, C.Y. and Lee, S.L. (1991), "Preliminary studies into the behavior of knee braced frames subject to seismic loading", Engineering Structure, Vol. 13, pp. 67-74.
- [6] Mofid, M. and Lotfollahi, M. (2006), "On the design of new ductile knee bracing", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62m pp. 282-294.
- [7] Farahi, M. and Mofid, M. (2013), "On the quantification of seismic performance factors of Chevron Knee Bracings in steel structures", Engineering Structures, Vol. 46, pp. 155-164.
- [8] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "A study of seismically resistant eccentrically braced steel frame systems", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC- 86/01. Berkeley (CA): University of California.
- [9] Balendra, T., Sam, M.T. and Liaw, C.Y. (1991), "Design of earthquake-resistant steel frames with knee bracing", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 18, pp. 193-208.
- [10] Kasai, K. and Popov, E.P. (1956), "General behavior of WF steel shear link beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 112, pp. 362-382.
- [11] Balendra, T., Lim, E.L. and Lee, S.L. (1994), "Ductile knee braced frames with shearyielding knee for seismic resistant structures", Engineering Structure, Vol. 16, pp. 263-269.
- [12] سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، (۱۳۸۵)، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰)، معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله.
- [13] American Institute of Steel Construction, (2010), Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10.

شکل پذیری



شکل ۱۵- مقایسه شکل‌پذیری در حالت‌های مختلف طراحی

برای قاب ۲ دهانه ۱۰ طبقه با المان خمشی

۱۲- نتیجه‌گیری

هدف از این مقاله بررسی اثر نسبت نیاز به ظرفیت در المان‌های زانویی مهاربندهای شورون در شکل‌گیری مفاصل پلاستیک و شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده است. برای این منظور سه قاب دو، شش و ده طبقه با تعداد دهانه‌های دو و چهار با مهاربند زانویی شورون مورد بررسی قرار گرفت.

المان‌های زانویی با دو حالت نسبت نیاز به ظرفیت کوچکتر از یک و بزرگتر از یک طراحی شد و سپس به کمک تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار گرفت. مطالعه حاضر نشان داد:

- افزایش نسبت نیاز به ظرفیت در المان‌های زانویی در طول فرآیند طراحی باعث افزایش تغییر مکان جانبی قاب‌ها می‌شود.
- افزایش نسبت نیاز به ظرفیت در المان‌های زانویی در طول فرآیند طراحی باعث کاهش برش پایه قاب می‌شود.
- افزایش نسبت نیاز به ظرفیت در المان‌های زانویی در طول فرآیند طراحی باعث کاهش یا حذف مفاصل پلاستیک از سایر اعضای قاب می‌شود و مفاصل پلاستیک بیشتر در المان‌های زانویی تشکیل می‌شود. در حالتی که المان حالت خمشی دارد در تمامی نسبت‌های نیاز به ظرفیت در فرآیند طراحی شکل‌پذیری قاب‌ها افزایش پیدا کرده است.
- در قاب‌های با المان برشی بر عکس حالت خمشی میزان شکل‌پذیری کاهش یافته است. فقط در قاب‌های ۲ طبقه شکل‌پذیری افزایش یافته است.
- المان‌های زانویی قبل از کماتش مهاربندها در هر طبقه در تمام مدل‌های مورد بررسی تسلیم شد. از این رو، می‌توان حدس زد که طراحی المان‌های زانویی با توجه به ۱۲۰ تا

بررسی رفتار انواع دیوار برشی فولادی در قاب بتنی با اتصالات پیچی تحت شتابنگاشت زلزله

مهدی پرویزی^۱، مجتبی فتحی^{۲*}، سهیل مجید زمانی^۳، فرهاد رضایی^۴

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه

۳- استادیار، مهندسی عمران، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران

۴- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه

* کرمانشاه، صندوق پستی ۶۷۱۴۴۱۴۹۷۱، fathim@razi.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۱۰/۰۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۴/۳۱

چکیده

در این مقاله تاثیر قرارگیری انواع سخت کننده‌ها و بازشوهای مختلف در رفتار لرزه‌ای اندرکنشی دیوار برشی فولادی در قاب بتنی مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. دیوارهای برشی فولادی به کمک اتصالات پیچ و مهره به تسمه‌هایی که درون قاب بتنی پیش ساخته تعبیه شده‌اند، متصل شده‌اند. تحلیل‌های بار افزون و دینامیکی تحت هفت شتابنگاشت زلزله در نرم افزار ABAQUS انجام شده‌اند. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که اتصالات پیچ و مهره‌ای تسمه‌ها با حفظ پایداری و مقاومت خود، عملکرد مناسبی در راستای باربری دیوار برشی فولادی از خود نشان دادند. اضافه کردن دیوار برشی فولادی به قاب بتنی، سختی اولیه، برش پایه را به ترتیب ۴ و ۴/۳ برابر افزایش داد. نمونه دارای بازشوهای در راستای قطر و سخت کننده‌های افقی و قائم بیشترین جذب انرژی (۲۲ درصد افزایش نسبت به نمونه ساده) را داشت. این مدل دارای بیشترین جابجایی نسبی (۲ برابر) و کمترین برش پایه (۱۰ درصد کاهش) بود. افزودن سخت کننده‌های افقی و قائم جذب انرژی را ۱۶ درصد افزایش داد. در حالی که اضافه کردن سخت کننده‌های قطری جذب انرژی صفحه دیوار برشی فولادی را ۲۵ درصد کاهش داد. همین مدل کمترین جابجایی نسبی (۱۵ درصد کاهش) و بیشترین برش پایه (۷ درصد افزایش) را از خود نشان داد. قرار دادن بازشوهای کناری در این مدل توانست جذب انرژی دیوار برشی را به مقدار ۳۵ درصد افزایش دهد.

واژگان کلیدی

سازه‌های بتنی، دیوار برشی فولادی، سخت کننده، بازشو، اندرکنش

Investigating the behavior of different kinds of steel plate shear wall in concrete frame with bolted connection, under earthquake acceleration

M. Parvizi, M. Fathi, S. Majid Zamani and F. Rezaei

Abstract

In this paper the effects of the placement of various kinds of stiffened and opened-steel plates shear walls on the interactional behavior of them in concrete frame, has been investigated. Steel plate shear walls have been bolted to concrete frame, by use of embedded plate in the concrete boundary elements. Push over and dynamic analysis under seven earthquake accelerations was done in ABAQUS software. The results showed that the proposed connection, by keeping up its stability and strength, showed appropriate function in the route of load bearing of shear wall. Also, it was observed that adding steel plate shear wall to concrete frame, has increased initial stiffness and base shear by 4 and 4.3 times, respectively. The sample with opening in diagonal line and horizontal and vertical stiffeners had maximum dissipated energy (22% increased). This sample showed the maximum relative displacement (increased 2 times) and minimum base shear force (decreased by 10%). Adding horizontal and vertical stiffeners to simple sample, increased dissipated energy by 16%. While, the sample with diagonal stiffeners decreased dissipated energy by 25%. This model showed the minimum relative displacement (decreased by 15%) and maximum base shear force (increased by 7%). Placing the opening at the middle of sides in this model, increased dissipated energy of steel plate by 35%.

Keywords

Concrete structures, Steel plate shear wall, Interaction, Stiffener, Opening

امروزه سازه‌های بتنی پیش‌ساخته با گسترش جوامع و با قابلیت تولید انبوه، در حال جایگزین شدن بجای سازه‌های بتنی درجا می‌باشند. خسارات زیاد این نوع سازه‌ها در طول زلزله‌های قوی ناشی از خرابی اتصالات و عدم شکل پذیری کافی است. چالشی که در قاب‌های پیش‌ساخته وجود دارد، مربوط به پیدا کردن روشی اجرایی و اقتصادی برای سیستم مهار جانبی با عملکرد لرزه‌ای و سازه‌ای بالا است. دیوار برشی فولادی یکی از سیستم‌های مهار جانبی به شمار می‌رود که از مزایایی همچون، سختی الاستیک بالا، قابلیت اتلاف انرژی، شکل‌پذیری زیاد، وزن بسیار کم در مقایسه با دیوار برشی بتنی و سرعت اجرای بالا برخوردار است. همچنین با توجه به قابلیت نصب صفحات دیوار برشی فولادی در قاب‌های بتنی، می‌توان آنها را در ترکیب با قاب‌های بتنی نیز بکار گرفت و انتظارات لرزه‌ای را برآورده ساخت. از این رو در این تحقیق، اندرکنش دیوار برشی فولادی در قاب بتنی مطالعه شده است و رفتار این سیستم پیشنهادی از جهات مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. در ادامه ابتدا به چند نمونه از مطالعات اخیر در زمینه اتصالات سازه‌های بتنی پیش‌ساخته و جزئیات اتصال اشاره شده است.

Choi و همکارانش [۱] ۵ اتصال تیر و ستون بتنی با مقیاس یک دوم را تحت بار لرزه‌ای شبیه‌سازی شده مورد مطالعه و بررسی قرار دادند. در طرح کلی اتصال پیشنهادی تیر به ستون، از متصل کننده‌های فولادی و ECC استفاده شد. تمام اتصالات پیش‌ساخته تا لحظه شکست رفتاری یکپارچه از خود نشان دادند و مقاومت اتصال پیش‌ساخته ۱/۱۵ برابر اتصال یکپارچه اندازه‌گیری شد. **Negro** و همکارانش [۲] پاسخ کلی یک ساختمان پیش‌ساخته بتنی سه طبقه با مقیاس واقعی را تحت بار شبه دینامیکی بررسی کردند. در ساخت این سازه چهار پیکربندی مختلف بکار گرفته شد. در آزمایش اول بر مبنای بررسی عملکرد سیستم دوگانه قاب-دیوار، دو دیوار برشی بتنی پیش‌ساخته را به سازه متصل کردند. این سیستم توانست زمین‌لرزه‌ای شدیدی که برای آن طراحی شده بود را، با پذیرش تغییر شکل‌های کوچک جانبی تحمل کند. در پیکربندی دوم اتصال دیوار به سازه قطع شد و طراحی تیر و ستون‌ها به صورت مفصل انجام شد. این پیکربندی عملکردی انعطاف پذیر از خود نشان داد و تغییر شکل‌های بزرگی را تحت زمین‌لرزه‌های طراحی شده، از خود نشان داد. در دو پیکربندی دیگر یک سیستم اتصال ابداعی با تعریف اتصال در قطعات پیش‌ساخته، مورد مطالعه قرار گرفت. در حالت سوم این اتصال

فقط در طبقه آخر اجرا شد. بکار بردن این اتصال در طبقه آخر نه تنها از تاثیر مدهای بالاتر جلوگیری نکرد بلکه در کنترل جابجایی نسبی نیز ضعیف عمل کرد. در حالت چهارم با بکارگیری طرح اتصال در کلیه اتصالات سازه نقص‌های طرح سوم رفع شد. در مطالعه دیگر توسط **Negro** و همکارانش [۳] رفتار دو نوع اتصال مفصل با استفاده از میلگرد دوگانه و اتصال ابداعی خشک تیر به ستون، مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفت. نتایج نشان داد که عملکرد اتصال پیشنهادی رفتار قاب‌های بتنی را تحت بارهای لرزه‌ای بهبود می‌بخشد. **Parasteh** و همکارانش [۴] رفتار یک اتصال پیشنهادی برای تیر و ستون‌های پیش‌ساخته در مناطق با لرزه خیزی بالا را به صورت آزمایشگاهی مطالعه کردند. متغیرهای آزمایش شامل نوع خاموت (باز و بسته) و فاصله بین آنها در ناحیه اتصال تیر بود. اتصالات پیش‌ساخته مقاومت خمشی، کاهش سختی و ظرفیت دررفت کافی فراهم کردند. همچنین شکل پذیری و اتلاف انرژی به مراتب بالاتری نسبت به اتصالات یکپارچه داشتند. **Fathi** و همکارانش [۵] از یک المان رابط فولادی برای ایجاد اتصال صلب بین تیر و ستون پیش‌ساخته استفاده کردند. این المان، به دو صورت نمونه پیچی و جوشی پیشنهاد شد. این نمونه‌ها در مقیاس واقعی تحت آزمایش بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته و نتایج آنها از لحاظ میزان مقاومت، سختی، ظرفیت جذب انرژی و شکل پذیری و همچنین نحوه پیدایش و گسترش ترک با نتایج حاصل از آزمایش نمونه یکپارچه معمولی مورد مقایسه قرار گرفت. نمونه‌ها تمامی ضوابط آیین نامه ACI T1.1-01 را برآورده کردند. **Yuksel** و همکارانش [۶] دو نوع اتصال خارجی مجزا برای سازه‌های بتنی پیش‌ساخته معرفی کردند. در اتصال صنعتی ستون پیوسته بود و فقط دارای یک فضای خالی کوچک در تراز دال بود. با کمک صفحات فولادی، تیر روی کربل ستون، جوش شد و آرماتورهای اضافی برای تحمل لنگر منفی از تیر وارد ناحیه اتصال شدند. در نهایت اتصال با اجرای بتن معمولی شکل گرفت. در اتصال نوع مسکونی ستون پیوسته نبود و چهار آرماتور بزرگ مقطع، از ستون پایین وارد حفره‌های استوانه‌ای ستون بالایی شدند و در نهایت با گروت پر شدند. بعد از قرار گرفتن تیر نیمه پیش‌ساخته در محل اتصال، آرماتورهای فوقانی و تحتانی تیر در اتصال جای گرفته و اتصال با بتن معمولی بتن ریزی شد. هر دو نوع اتصال تحت بارگذاری رفت و برگشتی، منحنی بار تغییر- مکان پایداری از خود نشان دادند. **Bahrami** و همکارانش [۷] دو نوع اتصال خمشی را برای سازه‌های بتنی پیش‌ساخته به صورت عددی بررسی کردند.



در اتصال اول با قرارگیری تیر روی کربل فولادی مدفون در ستون، اتصال به کمک بستن آرماتورهای رزوه شده تحتانی تیر، به کربل فولادی برقرار شد. در اتصال نوع دوم از یک قوطی فولادی مدفون در ستون برای انتقال بار به ستون استفاده شد. بدین ترتیب که دو آرماتور تحتانی تیر به یک ناودانی جوش شده و در نهایت با قرارگیری این ناودانی روی قوطی و جوش این دو مقطع به هم اتصال شکل گرفت. نمونه‌ها تحت بار جانبی قرار گرفتند و مقاومت جانبی، سختی جانبی و شکل پذیری به ترتیب ۹۸، ۸۰ و ۸۰ درصد نمونه یکپارچه اندازه‌گیری شد. Yan و همکارانش [۸] یک اتصال جدید برای سازه‌های پیش‌ساخته معرفی کردند. در این اتصال ستون، اتصال و قسمتی از تیر که دور از اتصال قرار داشت به صورت پیش ساخته بودند. در حالی که قسمتی از تیر که نزدیک اتصال بود به صورت درجا بتن ریزی شد. آرماتورها در این ناحیه با استفاده از غلاف گروت^۲ متصل شدند. نمونه‌ها تحت بارگذاری رفت و برگشتی آزمایش شدند. رفتار اتصالات مشابه اتصالات درجا بود. با این تفاوت که توزیع ترک، کرنش آرماتورها و تغییر شکل اتصال فرق داشت و همچنین لغزش آرماتورها نیز مشاهده شد.

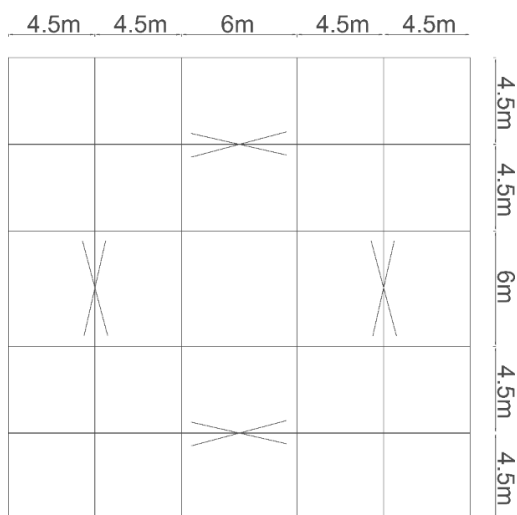
با مرور مطالعات پیشین در زمینه سازه‌های بتنی پیش‌ساخته مشاهده می‌شود که اجرای این اتصالات از پیچیدگی خاصی برخوردار هستند.

در مورد دیوار برشی فولادی مطالعات گسترده‌ای انجام شده است که به تعداد محدودی از آنها در زمینه اندرکنش با اجزای مرزی و دیوار برشی‌های دارای بازشو و سخت کننده اشاره شده است.

Valizadeh و همکارانش [۹] رفتار دیوار برشی سوراخ‌دار را در مقایسه با دیوار برشی ساده انجام دادند. بازشوها در مرکز دیوار برشی قرار داشتند. نتایج حاصله حاکی از رفتار پایدار و عملکرد مطلوب سیستم تا جابجایی نسبی ۶ درصد بود. وجود بازشو باعث کاهش سختی اولیه و مقاومت شد و افزایش قطر بازشو این اثر را تشدید کرد. با وجود بازشو، پارگی در اطراف بازشو به علت تمرکز تنش رخ داد. در حالی که برای نمونه‌های ساده، پارگی در ناحیه اتصال رخ داد. Alavi و همکارانش [۱۰] یک ترکیب خاص از سخت کننده‌های قطری با بازشوی دایره‌ای در مرکز دیوار را، مورد بررسی قرار دادند. مقاومت برشی دیوار برشی سوراخ‌دار نزدیک به دیوار برشی سخت نشده با پانل یکپارچه بدست آمد. همچنین رفتار لرزه‌ای سیستم بطور قابل ملاحظه‌ای بهبود یافت. Munisi و Shariatmadar [۱۱] دیوار

برشی فولادی سخت شده دارای ستون‌های مرزی قوطی شکل، پر شده با بتن را مورد مطالعه قرار دادند. این دیوار برشی نسبت به نمونه بدون بتن و تقویت نشده از ظرفیت پساکمانشی بیشتری استفاده کرد. بطوری که انرژی جذب شده ۱۱ درصد افزایش یافت در حالی که این نسبت برای انرژی جذب شده تجمعی حدود ۴۱۵ درصد (۴/۱۵ برابر) بود. Wang و همکارانش [۱۲] رفتارهای لرزه‌ای سازه و دیوار برشی فولادی نازک سخت نشده، برای چهار نمونه دیوار برشی فولادی سخت نشده سه طبقه، تحت بارهای رفت و برگشتی بررسی کردند. این نوع سازه دارای مقاومت بالا، ظرفیت اتلاف انرژی و شکل پذیری خوبی بود. نسبت دهانه به ارتفاع تاثیر کمی بر ظرفیت باربری، سختی اولیه و شکل پذیری داشت. از طرفی نسبت ارتفاع به ضخامت بیشترین تاثیر بر ظرفیت باربری داشت. Akin و همکارانش [۱۳] یک قاب بتنی دارای میان قاب تایل بتنویت را با صفحه فولادی بهسازی، و مورد آزمایش قرار دادند. ضخامت صفحه فولادی ۰/۳ میلیمتر و با استفاده از پیچ‌های به فاصله ۱۰ سانتی‌متر به دو طرف تایل متصل شد. مقاومت جانبی و جذب انرژی به مقدار زیادی افزایش یافت. Golhaki و همکارانش [۱۴] رفتار قاب بتنی دارای دیوار برشی فولادی را بررسی کردند. در این پژوهش به مقایسه ضریب رفتار سیستم، برای دو حالت قاب بتنی دارای دیوار برشی فولادی و بدون دیوار برشی فولادی پرداخته شد. Nie و همکارانش [۱۵] آزمایشاتی جهت بررسی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی سخت شده با و بدون بازشو را انجام دادند. مقاومت و سختی در دیوارهای دارای بازشو کاهش یافت ولی با وجود سخت کننده، اثر بازشو کاهش یافت. Bhowmick [۱۶] رفتار دیوار برشی‌های دارای بازشو در مرکز و بدون سخت کننده را به صورت عددی مطالعه کرد و یک معادله برای مقاومت برشی چنین دیوار برشی‌هایی بسط داد. Wei و همکارانش [۱۷] به منظور کاهش خسارت وارده به اجزای مرزی دیوار برشی فولادی در اثر میدان کششی ایجاد شده، اتصال صفحه فولادی به اجزای مرزی را در گوشه‌ها برقرار کردند. نمونه‌ها تحت بارگذاری رفت و برگشتی، رفتار سازه‌ای قابل قبولی از خود نشان دادند. Barkhordari و Sadat kholerdi [۱۸] تاثیر فولاد نرم و ضخامت صفحه دیوار برشی را بر سیستم دیوار برشی فولادی نیمه مقید بررسی کردند. Sabouri و Ahuri [۱۹] چشمه بین دو بازشو در دیوار برشی فولادی را، مطالعه کردند و عرض مورد نیاز برای سخت کننده‌های اطراف آن را محاسبه کردند. Sabouri و Gheshlaghi [۲۰] دیوار برشی فولادی با





شکل ۱- پلان ساختمان مورد مطالعه

با در نظر گرفتن مقیاس یک دوم، با جایگذاری در رابطه (۱) و انتخاب مصالح ST-37 برای صفحه دیوار برشی فولادی، ضخامت صفحه ۱/۵۵ میلیمتر بدست می‌آید که ۲ میلیمتر در نظر گرفته شده است.

برای طراحی اتصالات صفحه دیوار برشی فولادی به اجزای مرزی، از نیروهای بین صفحه فولادی و اجزای مرزی مطابق شکل (۲) استفاده شده است.

برای طراحی اجزای مرزی و اتصالات، نیروی خطی R_y, F_y, t_w روی اجزای مختلف اعمال شد؛ که در آن R_y, F_y, t_w تنش تسلیم مورد انتظار می‌باشد. با توجه به ضخامت ۲ میلیمتر دیوار برشی فولادی و مقدار $R_y = 1/15$ (مطابق مبحث دهم مقررات ملی ایران)، نیروی خطی 552 N/mm (شکل ۲-ب) حاصل می‌شود. این نیرو به همراه نیروی ثقلی ناشی از بار مرده و زنده، در طراحی اجزای مرزی و اتصالات بکار رفته است.

اتصال صفحه فولادی به اجزای مرزی، بوسیله تسمه‌های فولادی مدفون در بتن، تعریف شده است (شکل ۳). برای متصل کردن صفحه دیوار برشی فولادی به این تسمه‌ها، اتصال پیچی به فواصل ۲۰ سانتیمتر بکار رفته است. از چهار نبشی نیز به عنوان المان مرزی در چهار ضلع دیوار برشی استفاده شده است.

مطابق با مبحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان و مشخصات مصالح ذکر شده در جدول (۱)، اجزای مرزی در مقابل نیروی خطی و نیروهای وارده ناشی از بارگذاری ثقلی ساختمان، طراحی شدند.

ستون‌های مرزی غیریکسان را مورد مطالعه قرار دادند و روابط تحلیلی برای چنین سیستم‌های پیشنهاد دادند.

با مروری بر تحقیقات پیشین در سازه‌های پیش‌ساخته بتنی قابل مشاهده است که اجرای این اتصالات مشکل بنظر می‌رسد و همچنین در این ناحیه به دلیل تقدم و تاخر بتن ریزی، اتصال سرد بوجود می‌آید. تا کنون مطالعه خاصی بر روی استفاده از دیوار برشی فولادی در قاب‌های بتنی صورت نگرفته است و انجام مطالعات لازم برای ترکیب این دو سیستم می‌تواند نتایج ارزشمندی را در اختیار محققین این زمینه قرار دهد. در این مطالعه عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی فولادی در قاب بتنی، تحت شتاب نگاشت زلزله و تحلیل بار افزون به صورت عددی بررسی شده است. همچنین برای مشخص شدن اندرکنش دیوار برشی فولادی در قاب بتنی، همین تحلیل‌ها نیز بر روی قاب بتنی تنها انجام شده است و نتایج در دو حالت مقایسه شده‌اند.

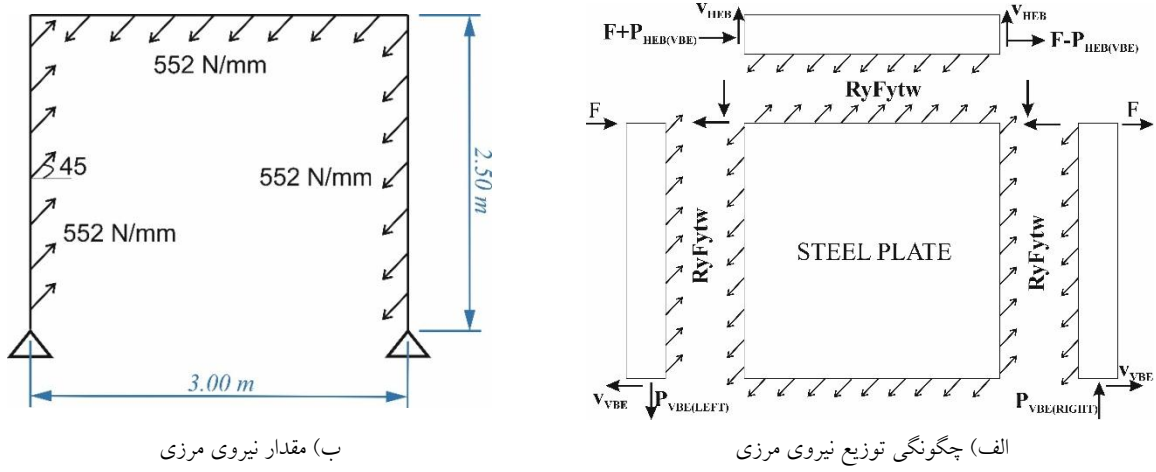
۲- مواد و روش

ابعاد نمونه‌ها از پلان ۵ طبقه مسکونی نشان داده شده در شکل (۱) انتخاب شده است. ارتفاع طبقه اول ۵ متر و سایر طبقات ۳/۵ متر می‌باشد. قاب مورد نظر از طبقه اول این ساختمان انتخاب شده است. با احتساب مقیاس یک دوم، دهنه قاب ۳ متر و ارتفاع آن ۲/۵ متر حاصل می‌شود. با این ابعاد، نسبت عرض به ارتفاع بزرگ‌تر از یک (برای عملکرد مطلوب دیوار برشی)، رعایت شده است. بار زنده طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار مرده طبقات بطور متوسط ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، در نظر گرفته شده است. مطابق با راهنمای بیستم آیین نامه آمریکا [۲۱]، برای این سیستم ضریب رفتار ۵ در نظر گرفته شده است. ساختمان در منطقه لرزه‌خیزی زیاد و خاک نوع ۲ قرار گرفته است. با بارگذاری ساختمان و محاسبه برش پایه طبق تحلیل استاتیکی معادل، برش وارده به این قاب ۱۴۰ تن بدست می‌آید.

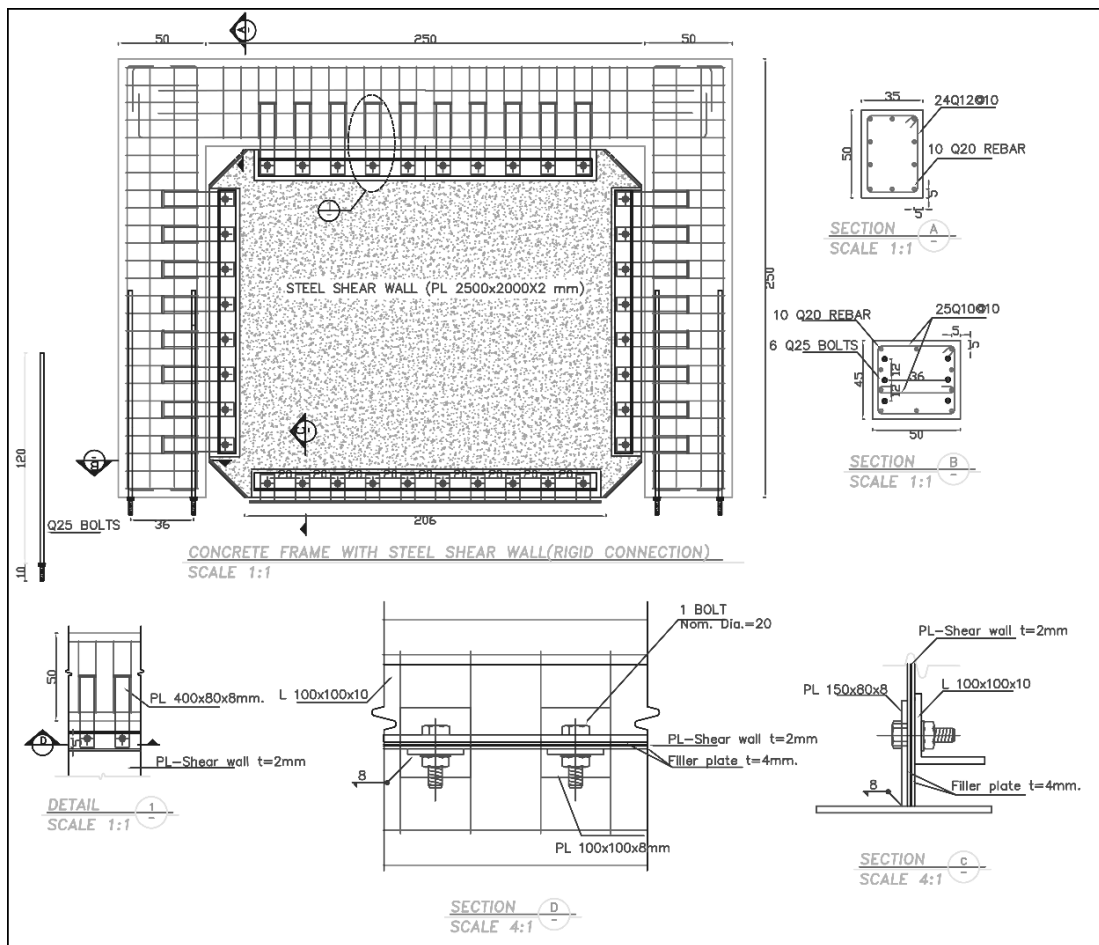
از رابطه (۱) برای طراحی ضخامت صفحه فولادی استفاده شده است.

$$t_w = \frac{V_u}{\phi 0.42 F_y L_{cf} \sin 2\alpha} \quad (1)$$

که در آن t_w ضخامت صفحه فولادی، V_u نیروی برشی، F_y تنش تسلیم مصالح صفحه، L_{cf} طول صفحه، برابر ۲۵۰۰ میلیمتر، ϕ ضریب کاهش مقاومت و برابر ۰/۹ و α زاویه میدان کشش نسبت به افق می‌باشد. این زاویه بین ۳۵ تا ۵۵ درجه متغیر است که در این پژوهش ۴۵ فرض شده است.



شکل ۲- نیروهای بین اجزای مرزی و صفحه فولادی



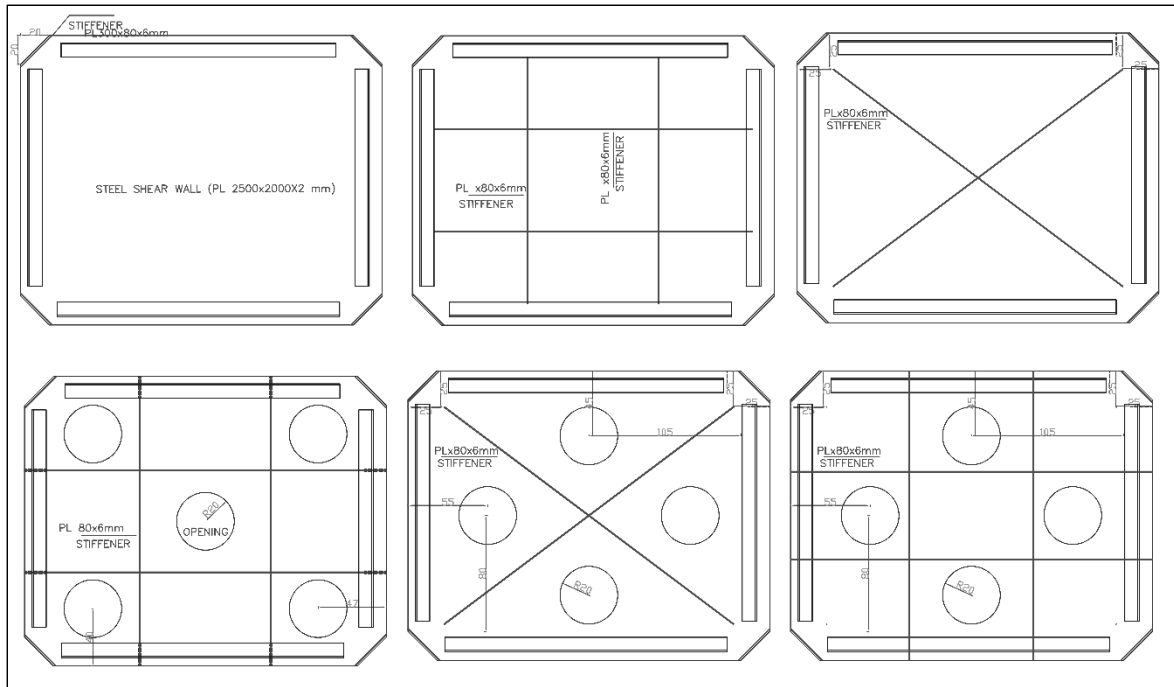
شکل ۳- جزئیات قاب بتنی و اتصالات بتنی

جدول ۱- مشخصات مکانیکی مصالح

آرماتور	بتن	مصالح فولادی	بتن	اجزا
۴۰۰	۴۵	۲۴۰	۴۵	تنش تسلیم (مگا پاسکال)
				۱۰۰۰

اثر بازشو در ظرفیت و سختی اولیه، سخت‌کننده‌های قائم و افقی در اطراف سخت‌کننده‌ها و در دو طرف دیوار برشی فولادی، قرار گرفتند.

مشخصات هندسی اجزای نمونه قاب، جزئیات مقاطع و اتصالات در شکل (۳) و هندسه صفحات فولادی، آرایش سخت‌کننده‌ها و بازشوها در شکل (۴) نشان داده شده است. قطر بازشوها ۴۰ سانتیمتر انتخاب شده است. همچنین برای کاهش



شکل ۴- صفحات دیوار برشی‌های مختلف

مقررات ملی ساختمان، از فرمول $E_c = 5000\sqrt{f_c}$ و نسبت پواسن برای بتن برابر $\nu = 0.2$ لحاظ شده است.

$$f_c = f'_c \left(2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right) ; \varepsilon \leq \varepsilon_0$$

$$f_c = f'_c \left(1 - 0.15 \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_0} \right) \right) ; \varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_1 \quad (3)$$

$$f_c = 0.2f'_c ; \varepsilon_1 \leq \varepsilon$$

برای منحنی کشش-کرنش کششی از رابطه (۴) استفاده شده است.

$$f_t = E_c \varepsilon ; \varepsilon \leq \varepsilon_t$$

$$f_t = \lambda f'_c \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_t}{\varepsilon_m - \varepsilon_t} \right) ; \varepsilon_t \leq \varepsilon \quad (4)$$

که در آن $\varepsilon_0 = 0.002$ ، $\varepsilon_{cu} = 0.0038$ ، $\varepsilon_m = 1.0\varepsilon_t$ ، $\varepsilon_t = f_t/E_c$ و $0.1 \leq \lambda \leq 0.25$.

برای تعریف پارامترهای خسارت بتن نیز از رابطه (۵) استفاده شده است [۲۵].

برای جلوگیری از پارگی دیوار برشی در گوشه‌ها، از هر طرف در گوشه به اندازه ۲۰ سانتیمتر بریده شده است و یک سخت‌کننده در جداره آن نصب شده است [۲۲]. برای تعیین عرض و ضخامت سخت‌کننده‌ها نیز از معیار رابطه (۲) استفاده شده است [۲۳].

$$\frac{h_s}{t_s} \leq 0.48 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} ; t_w \leq t_s \leq 5t_w \quad (2)$$

که در آن t_w ضخامت صفحه فولادی، t_s ضخامت سخت‌کننده و h_s عرض سخت‌کننده می‌باشد.

۳- شبیه‌سازی عددی

برای شبیه‌سازی رفتار دیوار برشی در قاب بتنی از مدل سازی سه بعدی در نرم افزار آباکوس بهره گرفته شده است. برای شبیه‌سازی مصالح بتنی از مدل Concrete Damage Plasticity با در نظر گرفتن خسارت وارد بر بتن استفاده شده است. برای منحنی تنش-کرنش فشاری بتن از رابطه هاگنستاد^۴ مطابق روابط (۳) [۲۴] استفاده شده است. مدول الاستیسته بتن، مطابق مبحث نهم

رفت و برگشتی باید از مدلی استفاده کرد که سخت شدگی رفت و برگشتی، کماتش، خسارت تجمعی و پدیده تنزل سازه را بتواند بخوبی شبیه سازی کند [۱۲]. در این پژوهش از مدل رفتاری **Chaboche** [۲۶ و ۲۷] استفاده شده است. در این مدل پارامترهای مربوط به سخت شدگی ترکیبی^۵ اعمال می شود. مقادیر این پارامترها با استفاده از مطالعه **Wang** و همکارانش بدست آمده است [۱۲]. این مدل فقط برای صفحه فولادی استفاده شده است. در جدول (۲) این پارامترها و مقادیر آنها ذکر شده است. همچنین برای پیچ ها و ارماتورها از رفتار سخت شدگی دو خطی کنماتیک^۶ استفاده شده است.

$$d_t = 1 - \frac{(f_t + n_t f_{t0})}{E_c \left(\frac{n_t f_{t0}}{E_c} + \varepsilon_t \right)} \quad (5)$$

$$d_c = 1 - \frac{(f_c + n_c f_{cu})}{E_c \left(\frac{n_c f_{cu}}{E_c} + \varepsilon_c \right)}$$

که در آن $n_t = 1$ و $n_c = 2$ پیشنهاد شده است.

مدول الاستیسیته فولاد ۲۰۰ گیگا پاسکال و نسبت پواسن آن ۰/۳ در نظر گرفته شده است. اما منحنی تنش - کرنش فولاد تحت بارگذاری رفت و برگشتی در مقایسه با بارگذاری یکنواخت کاملاً متفاوت است و استفاده از مدل رفتاری سنتی دقت مورد نظر را نخواهد داشت. بنابراین در شرایط بارگذاری

جدول ۲- پارامترهای مربوط به مدل سخت شدگی

اجزا	σ_0 (MPa)	σ_{∞} (MPa)	b_{iso}	$C_{kin,1}$ (MPa)	γ_1	$C_{kin,2}$ (MPa)	γ_2	$C_{kin,3}$ (MPa)	γ_3	$C_{kin,4}$ (MPa)	γ_4
صفحه	۲۴۰	۲۱	۱/۲	۴۹۲۴	۱۵۴	۳۱۰۱	۱۲۰	۲۷۳۰	۳۱	۱۴۵۰	۲۶

۲۰ تن روی هر ستون ناشی از چشمه برابر ستون به هرستون، و بار خطی ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر، به صورت استاتیکی، و پس از آن شتاب زلزله به تکیه گاه ها، به صورت دینامیکی اعمال شده است. از کلمات اختصاری NSM برای مدل سخت نشده بدون بازشو، SM برای مدل سخت شده با سخت کننده های افقی و قائم و بدون بازشو، DSM برای مدل دارای بازشوهایی در راستای قطر و سخت کننده های افقی و قائم، XM برای مدل سخت شده با سخت کننده های ضربدری، MXM برای مدل دارای بازشوهایی در وسط اضلاع صفحه فولادی و سخت کننده ضربدری، MSM برای نمونه با بازشوهایی در وسط اضلاع صفحه و سخت کننده های افقی و قائم و FM برای مدل قاب تنها انتخاب شده است. شکل (۵) نمونه های شبیه سازی شده و نحوه اتصال صفحه به اجزای مرزی را نشان می دهد.

۴- اعتبار سنجی رفتار دیوار برشی

برای اعتبار سنجی رفتار دیوار برشی فولادی از مطالعه آزمایشگاهی صوری و سجادی [۲۲] (مدل بدون سخت کننده) استفاده شده است. در این مطالعه یک دیوار برشی فولادی با اجزای مرزی فولادی مطابق شکل (۶) به صورت آزمایشگاهی تحت بارهای رفت و برگشتی بررسی شده است.

برای شبیه سازی اتصال صلب تیر به ستون و برای اتصال صفحه فولادی به اجزای مرزی از قید بستن استفاده شده است. مدول الاستیسیته و نسبت پواسن فولاد به ترتیب ۲۰۰ گیگا پاسکال و ۰/۳ است. برای شبیه سازی ناحیه غیر خطی

برای اجزای مرزی، تسمه های اتصال و پیچ از المان های سه بعدی، برای صفحه فولادی از المان های دو بعدی و برای ارماتورها از المان های خطی استفاده شده است. نوع المان ها در جدول (۳) شرح داده شده است.

جدول ۳- مشخصات المان های اجزا مختلف

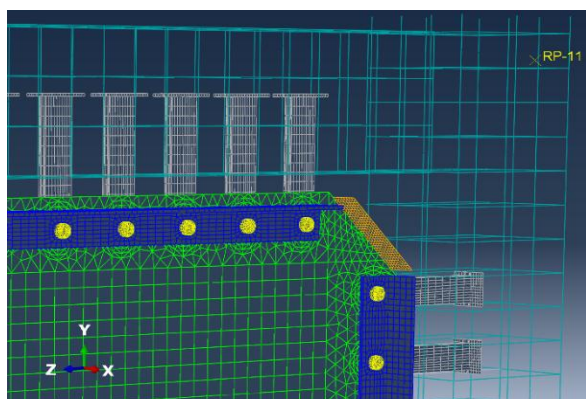
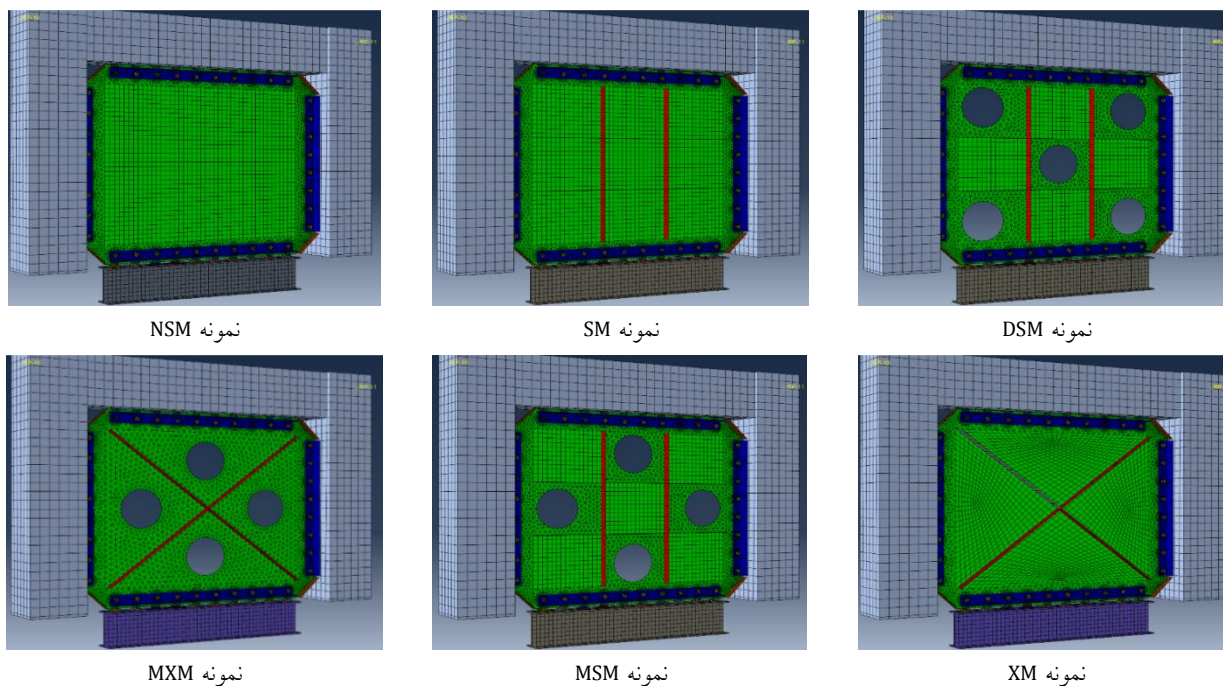
اجزا	نوع المان
دیوار فولادی	S4R
جداره سوراخ و بازشوهای دیوار برشی	S3
اجزای مرزی بتنی	C3D8R
تسمه های مدفون در بتن	C3D8R
سخت کننده	S4R
نبشی	C3D8R
پیچ	C3D8R
آرماتور و خاموت	T3D2

تسمه های اتصال و ارماتورها با استفاده از تکنیک جا دادن^۷ در اجزای مرزی بتنی قرار گرفته اند. در شبیه سازی اندرکنش میان صفحات در تماس با هم، در دو جهت عمودی (به صورت تماس سخت) و مماسی (به صورت اصطکاک با ضریب ۰/۲) تماس تعریف شده است. با توجه به اصطکاک بودن پیچ ها و فرض عدم لغزش صفحات در محل اتصال، تمام جداره سوراخ ها با استفاده از قید بستن^۸، به بدنه پیچ بسته شده است. پایین صفحه فولادی به تیر تکیه گاه پیچ شده است و پایین دو ستون بتنی به صورت مفصلی مقید شده اند. در ابتدا بارهای قائم

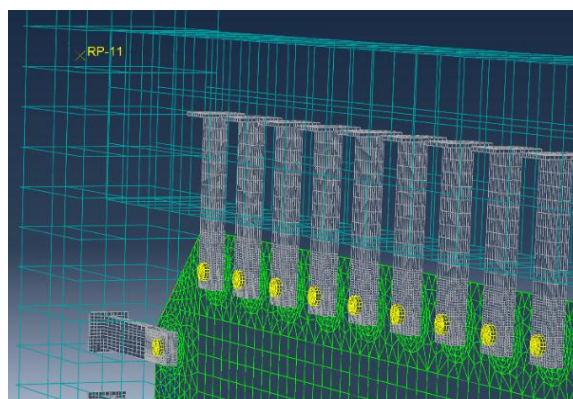


جنبشی غیر خطی با درون یابی از اطلاعات مرجع [۱۲] بدست آمده و در جدول (۴) ذکر شده است.

مصالح فولادی از روش شرح داده در قسمت قبلی (غیر خطی جنبشی) استفاده شده است. مقدار پارامترهای سخت شدگی

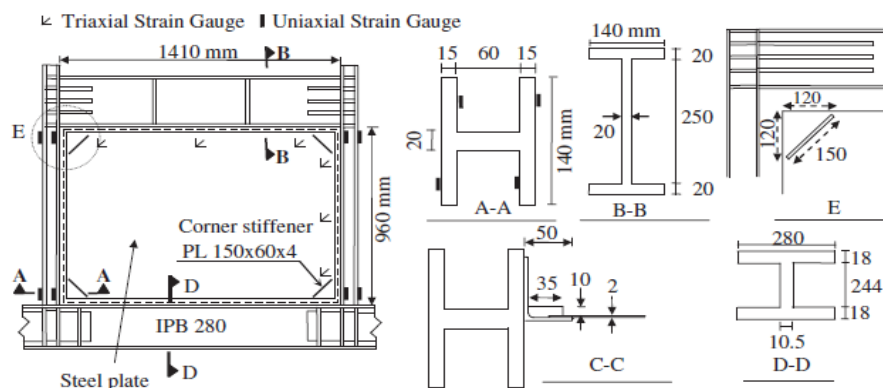


نحوه اتصالات صفحه فولادی به قاب بتنی (جلوی صفحه)



نحوه اتصالات صفحه فولادی به قاب بتنی (پشت صفحه)

شکل ۵- نمونه‌های شبیه سازی شده و جزئیات اتصال آنها به قاب بتنی



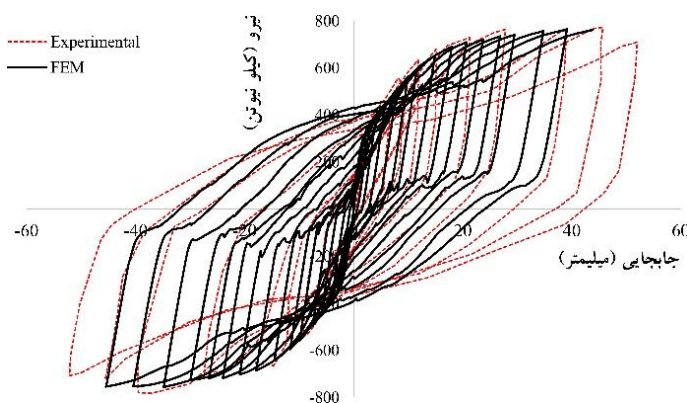
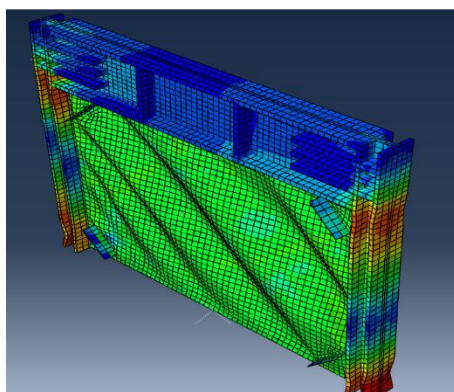
شکل ۶- نمونه آزمایشگاهی مورد مطالعه صبوری و سجادی [۲۲]

جدول ۴- پارامترهای مربوط به مدل سخت شدگی مصالح در مطالعه صبوری و سجادی [۲۳]

اجزا	σ_0 (MPa)	σ_{∞} (MPa)	b_{iso}	$C_{kin,1}$ (MPa)	γ_1	$C_{kin,2}$ (MPa)	γ_2	$C_{kin,3}$ (MPa)	γ_3	$C_{kin,4}$ (MPa)	γ_4
صفحه	۱۹۲/۸	۳۵	۳/۵	۵۲۰۰	۲۲۰	۲۳۰۰	۱۲۳	۲۷۳۰	۵۳	-	-
تیر و ستون	۴۱۴/۹	۱۵	۱/۰۸	۴۹۲۵	۱۵۴	۳۱۰۰	۱۲۰	۲۷۰۰	۳۰	۱۴۵۰	۲۶

تکیه‌گاه‌ها به صورت گیردار و تمام درجات آزادی آن بسته شده است. بارگذاری مطابق شرایط آزمایشگاه با الگوی بارگذاری مطابق با ATC-24 اعمال شده است. برای مشبندی صفحه فولادی از المان S4R و برای اجزای مرزی از C3D8R استفاده شده است.

شکل (۷) دو مدل شبیه‌سازی شده و آزمایشگاهی، و نمودار بار- تغییر مکان را برای هر دو مدل نشان می‌دهد. مقایسه حلقه‌های منحنی بار-تغییر مکان، و مقایسه تغییر شکل‌ها به خوبی روش شبیه‌سازی رفتار دیوار برشی فولادی را اعتبار سنجی می‌کند.



شکل ۷- اعتبار سنجی نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از شبیه‌سازی [۲۲]

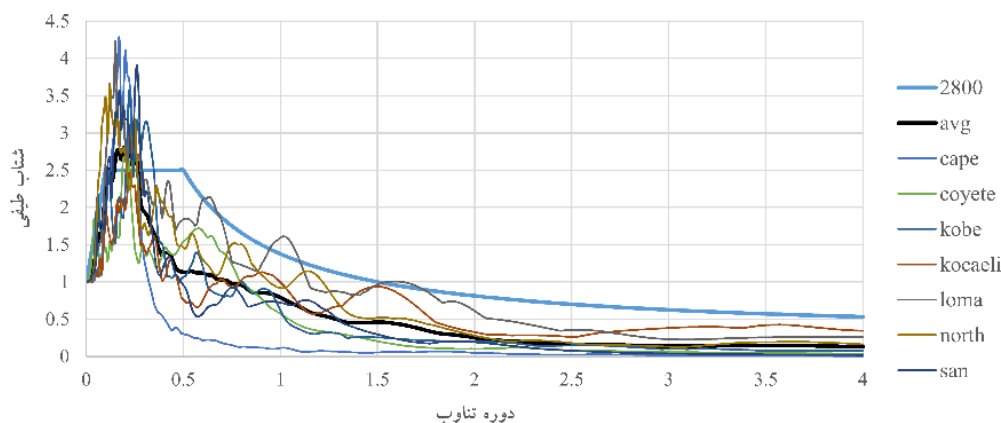
۵- نتایج تحلیل عددی

جهت بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی در قاب بتنی، به نمونه‌ها شتاب نگاشت‌های زلزله حوزه دور از گسل، و مطابق با محل پلان ساختمان، برای خاک نوع ۲ اعمال شده است. در ادامه، نمونه‌ها تحت تحلیل بار افزون (بارگذاری جابجایی کنترل) قرار گرفته‌اند. در جدول (۵) مشخصات شتاب نگاشت‌ها نشان شده است. برای هم‌پایه سازی این شتاب نگاشت‌ها از

طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران استفاده شده است. شکل (۸) طیف پاسخ هر کدام از این شتاب نگاشت‌ها و طیف طرح ۲۸۰۰ را نشان می‌دهد. بر اساس روش استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ضریب هم‌پایه سازی ۲/۷ بدست آمد. قبل از اعمال شتاب نگاشت‌ها و تحلیل بار افزون، بار قائم ستون‌ها و تیر طی یک تحلیل استاتیکی^۹ به نمونه‌ها وارد شد که تنش‌های اولیه ناشی از بارهای مرده و زنده در اجزا شکل گیرد.

جدول ۵- پارامترهای مربوط به مدل سخت شدگی مصالح در مطالعه صیبری و سجادی [۲۳]

زلزله	ایستگاه	ماکزیمم شتاب ثبت شده (g)
Cape Mendocino	Shelter Cove Airport	۰/۲۲۸۵
Coyote Lake	SJB Overpass Bent	۰/۰۵۷
Kobe	Chihaya	۰/۰۹۲
Loma Perieta	Gilroy Array	۰/۱۰۲
Northridge	LA-Wonderland Ave	۰/۱۰۳
San Fernando	Pasadena-Old Seismo Lab	۰/۰۹۵
Kocaeli	Istanbul	۰/۰۶



شکل ۸- طیف پاسخ شتاب نگاشت‌ها به همراه طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران

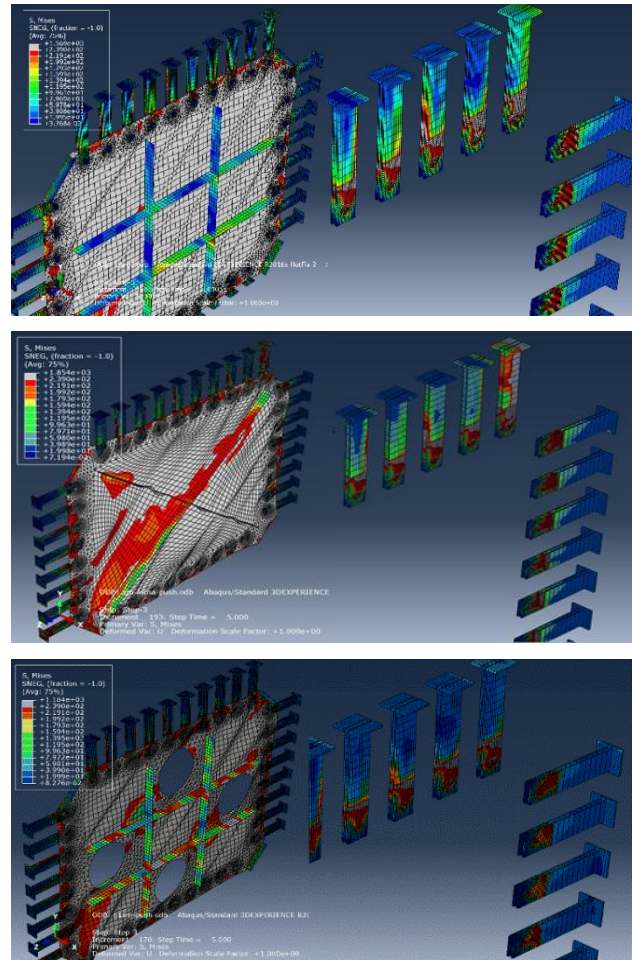
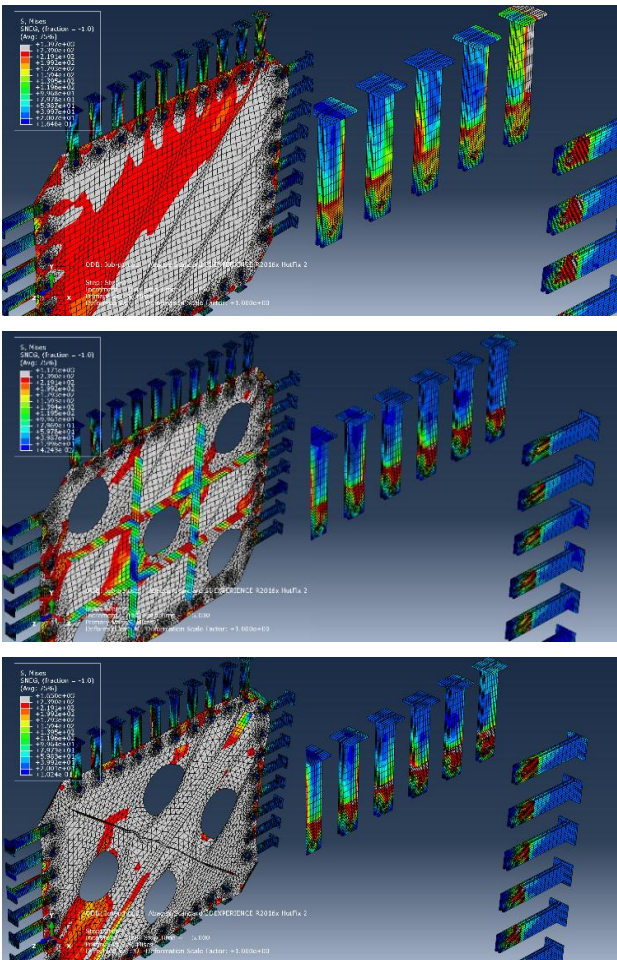
۵-۱- عملکرد اتصالات و رفتار نمونه‌ها

به منظور بررسی پایداری و مقاومت اتصالات طراحی شده، و همچنین عملکرد دیوار برشی فولادی با اجزای مرزی بتنی، در ابتدا روی نمونه‌ها تحلیل بار افزون (بارگذاری جابجایی کنترل) انجام شد. از آنجا که اجزایی با تنش تسلیم‌های مختلف در مدل وجود دارد، برای نمایش بهتر کانتورهای تنش، فقط خود دیوار برشی فولادی و اتصالات آن در شکل‌ها نشان داده شده است و نواحی تسلیم شده با رنگ خاکستری نشان داده شده است. همانطور که قبلاً ذکر شد، اتصالات برای نیروی مرزی مطابق شکل (۲-ب) طراحی شده‌اند. پس انتظار می‌رود در صورت استفاده از ظرفیت دیوار برشی فولادی، پایداری و مقاومت اتصالات، حفظ شود. در شکل (۹) عملکرد دیوار برشی فولادی، اتصالات و نواحی تسلیم نشان داده شده است. در مدل NSM موج‌های تنش به خوبی تشکیل شده است. اتصالاتی که در راستای قطر هستند بیشترین تنش را تحمل می‌کنند و قسمت اندکی از آنها و جدااره سوراخ آنها (به علت تمرکز تنش) به تسلیم رسیده‌اند. در مدل SM مطابق انتظار، موج‌های تنش

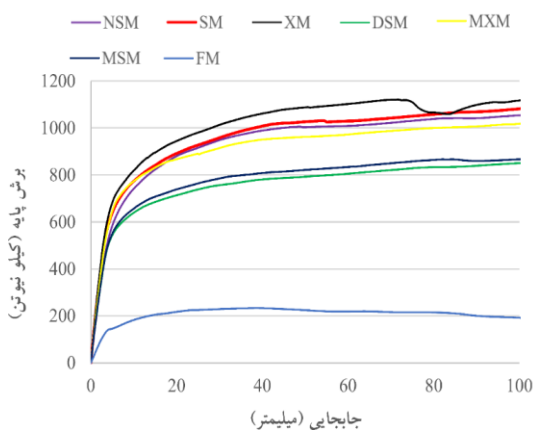
در چشمه‌های محدود به سخت کننده‌ها، شکل گرفته و عملکرد سخت کننده‌ها به صورت الاستیک باقی مانده است. این مدل نسبت به مدل NSM دارای ناحیه تسلیم شدگی بیشتری، به دلیل تاخیر در رخداد کمانش در اثر وجود سخت کننده‌ها می‌باشد. به دلیل وجود نواحی بیشتر تسلیم در این مدل، قسمت اندکی از اتصالات در مقایسه با مدل NSM نیز به تسلیم رسیده است. در مدل DSM عملکرد دیوار برشی فولادی و سخت کننده‌ها مشابه مدل SM می‌باشد ولی چون که صفحه فولادی دارای بازشوهایی در راستای قطری است، از ظرفیت دیوار کاسته شده و تسمه‌های اتصال اتصال در این مدل بصورت الاستیک باقی مانده‌اند. از آنجا که سخت کننده‌ها در مدل XM در جهت اصلی میدان کشش قطری هستند، در باربری شرکت کرده و به تسلیم رسیده‌اند. در واقع در میدان کشش اصلی، به دلیل سختی بیشتر سخت کننده، در باربری سهم شده است. در این مدل سخت کننده عمود بر میدان کشش دچار اعوجاج شده و قسمت اندکی از صفحات اتصال در راستای قطر نیز به تسلیم رسیدند. در دو مدل دیگر، یعنی با اضافه کردن

بازشو در وسط اضلاع صفحه، نواحی تسلیم بیشتری به چشم می‌خورد. ولی همچنان تسمه‌های اتصال به صورت الاستیک باقی مانده‌اند.

مشاهده می‌شود که طراحی اتصال پیشنهادی تحت نیروی مرزی مطابق شکل (۲-ب)، به خوبی جوابگوی عملکرد مطلوب دیوار برشی بوده است.



شکل ۹- عملکرد صفحه فولادی‌های مختلف در قاب بتنی در تحلیل بار افزون



شکل ۱۰- منحنی بار- تغییر مکان نمونه‌های مختلف تحت تحلیل بار افزون

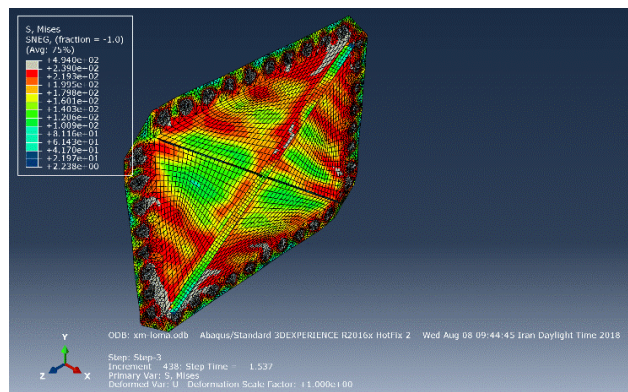
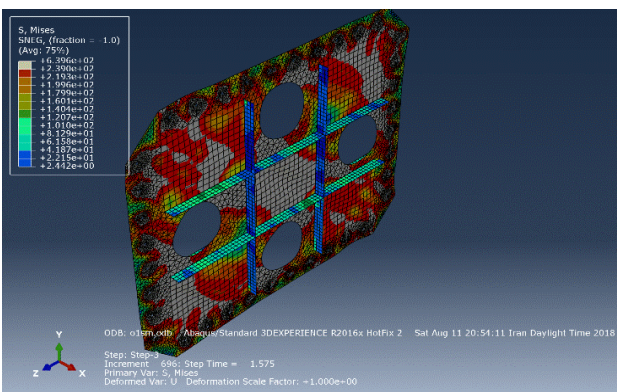
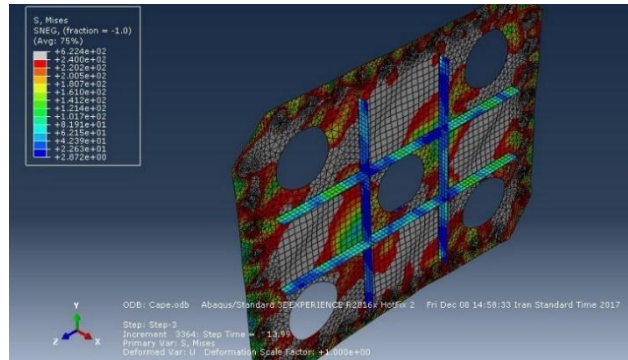
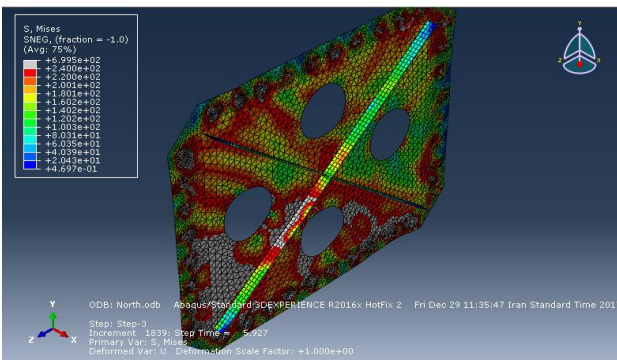
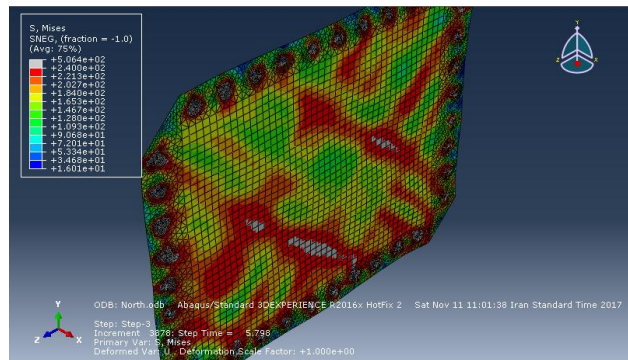
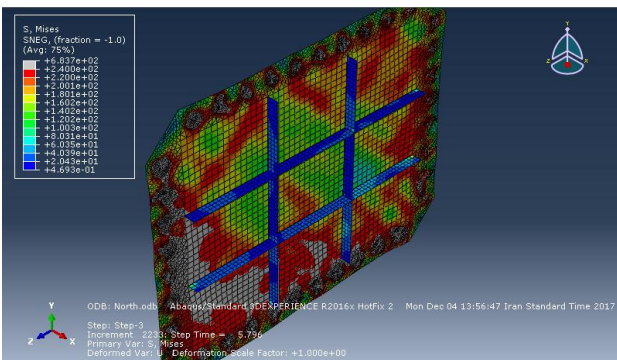
۲-۵- نمودار بار- تغییر مکان نمونه‌ها

نمودار بار- تغییر مکان نمونه‌های مختلف تحت تحلیل بار افزون (بارگذاری جابجایی کنترل) در شکل (۱۰) نشان داده شده است. مقایسه نمودارها نشان می‌دهد که سختی اولیه نمونه‌های قاب بتنی با دیوار برشی فولادی، تقریباً یکسان ولی سختی نمونه ۲۵٪ FM، درصد سختی سایر نمونه‌هاست. در میان مدل‌های دارای دیوار برشی، میزان باربری مدل XM از همه مدل‌ها بیشتر و باربری مدل DSM از همه مدل‌ها کمتر است. دلیل این امر وجود سخت کننده‌ها در راستای قطر و داشتن عملکردی مشابه مهاربند می‌باشد که باربری را افزایش می‌دهد.

۳-۵- رفتار نمونه‌ها تحت شتاب نگاشت زلزله

پس از مشاهده عملکرد مطلوب اتصالات و دیوار برشی فولادی، شتاب نگاشت‌های زلزله طی یک آنالیز دینامیکی استاندارد^{۱۱} به نمونه‌ها اعمال شد. شکل (۱۱) عملکرد انواع دیوار برشی فولادی را در برابر زلزله نشان می‌دهد. مشابه شکل (۹)، برای نمایش بهتر کاتوره‌های تنش، فقط دیوار برشی فولادی به همراه اتصالات آنها در شکل‌ها نشان داده شده است و نواحی تسلیم شده با رنگ خاکستری نشان داده شده است.

مدل DSM دارای بازشوهایی در راستای قطر است که حدود ۲۰ درصد از ظرفیت دیوار برشی کاسته است. باربری مدل SM مشابه مدل NSM و باربری مدل MSM مشابه مدل DSM می‌باشد. در واقع اضافه کردن سخت‌کننده‌های افقی و قائم تاثیر ناچیزی در افزایش ظرفیت دیوار برشی داشته است. این نتیجه مشابه نتیجه مطالعه آزمایشگاهی Sabouri-Ghomi و همکارانش [۲۲] است. مشاهده می‌شود که باربری مدل FM، ۲۳ درصد نمونه NSM می‌باشد. در واقع با اضافه کردن یک صفحه فولادی ۲ میلیمتری باربری ۴/۳ برابر افزایش داشته است.



شکل ۱۱- رفتار دیوار برشی فولادی در قاب بتنی در برابر شتاب نگاشت زلزله

قطری، پتانسیل کمتری برای رسیدن به تسلیم را داراست. در شکل (۱۱) دیده می‌شود که قسمتی از سخت‌کننده‌های ضربدری

شکل (۱۱) نشان می‌دهد که مدل DSM قابلیت تسلیم شدگی بیشتر و مدل MXM، به دلیل وجود سخت‌کننده‌های

بنابراین در شکل سمت راست، همه مصالح به غیر از بتن حذف شده است که بازه کانتورها، به خوبی قابل نمایش دادن باشد. با توجه به (۱۲)، نواحی خسارت دیده بتن مربوط به ناحیه اتصال تیر به ستون است و در طول نمونه‌ها که اجزای اتصال متصل شده است، هیچ خسارتی اتفاق نیفتاده است.

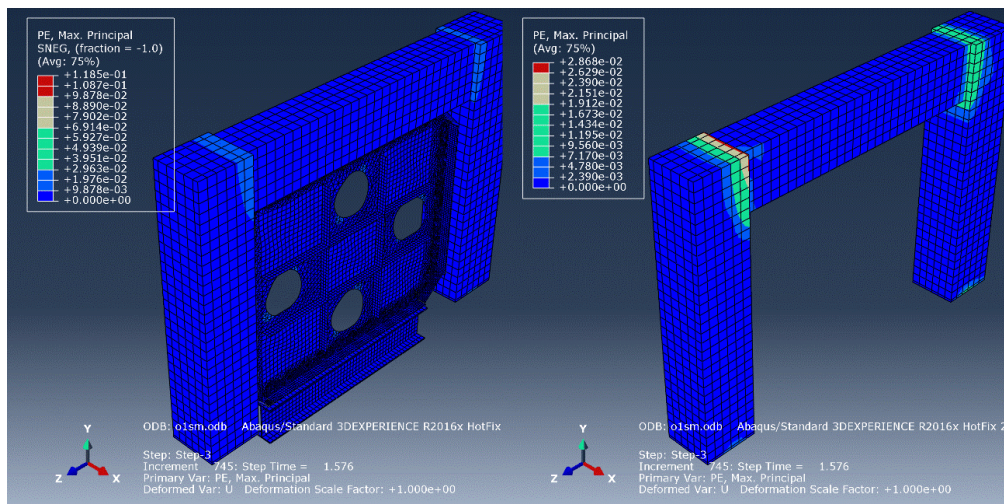
اثرات سخت کننده‌ها و بازشوها در قالب انرژی جذب شده، بیشترین برش پایه و جابجایی نسبی گزارش شده است. لازم به ذکر است که گزارش جذب انرژی بر پایه خرابی مصالح بتن (خرد شدگی در فشار و ترک خوردگی در کشش)، و تسلیم در مصالح فولادی می‌باشد.

برای بیان نتایج از میانگین خروجی‌های ۷ شتاب نگاشت، با روش SRSS استفاده شده است.

نیز به تسلیم رسیده است و نشان دهنده برابر بودن آن است. برای مدل‌های دارای سخت کننده‌های افقی و قائم، نواحی تسلیم بیشتری به چشم می‌خورد که بر خلاف اثر سخت کننده‌های ضربدری است. وجود بازشوها هم، با توجه به کاهش ظرفیت دیوار برشی، نواحی تسلیم را بیشتر می‌کند.

یکی دیگر از جنبه‌های پایداری ملحقات اتصال صفحه فولادی به اجزای مرزی بتنی، خراب نشدن بتن در نواحی اتصال است. شکل (۱۲) محل‌های ترک خوردن بتن را تحت بیشترین اثر زلزله نشان می‌دهد.

در شکل (۱۲)، سمت چپ کانتور کرنش‌های پلاستیک کششی را برای کل مدل نشان می‌دهد. اما به دلیل وجود مصالح مختلف در مدل‌ها، این کانتور برای بتن به خوبی واضح نیست.



شکل ۱۲- محل خسارت و ترک خوردن اجزای بتنی

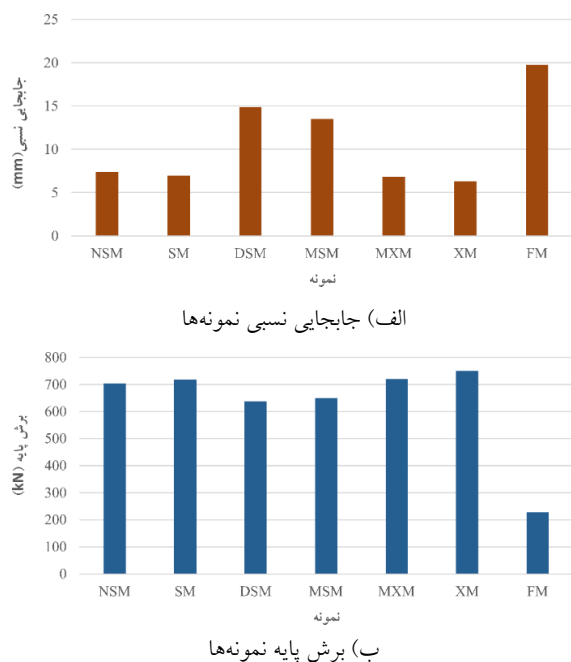
فولادی است، دارای بیشترین جذب انرژی، و نسبت به مدل NSM، ۲۲ درصد جذب انرژی بیشتری داشته است. نواحی تسلیم نشان داده شده در شکل (۱۱)، می‌تواند بیان کننده این عملکرد باشد. اضافه کردن سخت کننده‌ها به مدل NSM میزان جذب انرژی را ۱۶ درصد افزایش داده است. این امر به دلیل تاخیر در کماتش دیوار برشی فولادی و تبدیل کماتش کلی به کماتش محلی در بین چشمه‌های محدود به سخت کننده‌هاست. بر خلاف سخت کننده‌های افقی و قائم، افزودن سخت کننده‌های ضربدری حدود ۲۵ درصد جذب انرژی خود صفحه فولادی را کاهش داده است. این امر به دلیل قرار گرفتن سخت کننده‌ها در مسیر میدان کشش و باربر بودن آنها می‌باشد. اضافه کردن بازشوهای کناری به این مدل توانست جذب انرژی را به میزان

۵-۴- انرژی جذب شده

در این قسمت انرژی جذب شده اجزای مختلف تحت شتاب نگاشت‌های اعمالی گزارش شده است. این اجزا شامل دیوار برشی فولادی، تسمه‌های اتصال و اجزای مرزی بتنی می‌شود. در شکل (۱۳-الف) انرژی جذب شده سایر اجزا نسبت به دیوار برشی فولادی صفر به نظر می‌رسد. لذا در شکل (۱۳-ب) انرژی همه اجزا به غیر از دیوار برشی فولادی نشان داده شده است که قیاسی بهتر از انرژی جذب شده توسط این اجزا صورت گیرد.

تسمه‌های اتصال دارای جذب انرژی ناچیزی می‌باشند. این امر بیان کننده الاستیک باقی ماندن آنها می‌باشد که نشان دهنده عملکرد درست و مطلوب تسمه‌های اتصال می‌باشد. مدل DSM با اینکه دارای بازشوهایی در محل قطره‌های اصلی دیوار برشی

برش پایه را ۷ درصد افزایش داده است. مقادیر سایر نمونه‌ها از شکل (۱۴) قابل محاسبه است.



شکل ۱۴- مقایسه بیشینه برش پایه و جابجایی نسبی نمونه‌های مختلف

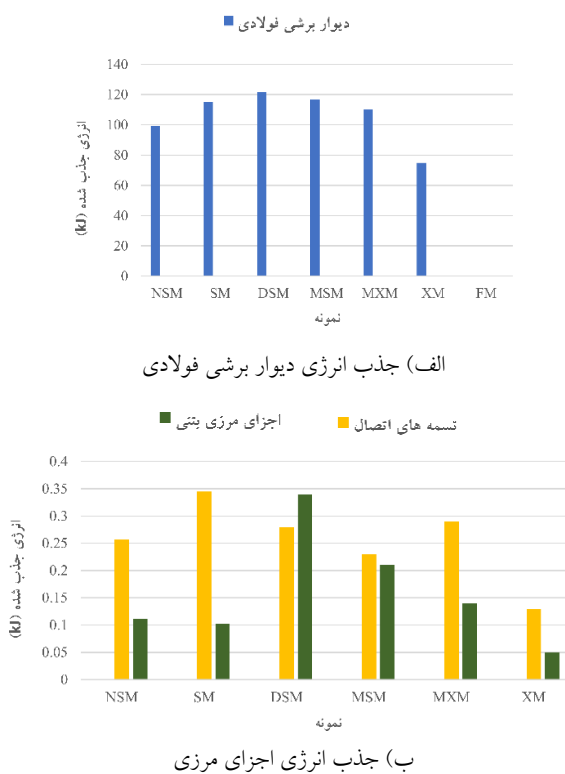
۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش اثر اضافه کردن صفحه فولادی به قاب بتنی به عنوان دیوار برشی بررسی شده است. دیوارهای برشی فولادی به کمک اتصالات پیچ و مهره به تسمه‌هایی که درون قاب بتنی پیش‌ساخته تعبیه شده‌اند، متصل شدند. نمونه‌های با بازشو و سخت کننده‌های مختلف، تحت شتاب نگاشت زلزله و تحلیل بار افزون مطالعه شدند. نتایج تحلیل بیان کننده عملکرد مناسب تسمه‌های اتصال و به دنبال آن رفتار مطلوب دیوار برشی فولادی بود. بنابراین می‌توان ادعا کرد که جذب انرژی این سیستم بر عهده دیوار برشی فولادی بوده است. در نتیجه با توجه به پیچی بودن اتصال، می‌توان دیوار برشی فولادی را پس از زلزله‌های شدید تعویض کرد.

سختی اولیه قاب بتنی با اضافه کردن صفحه فولادی ۴ برابر و میزان باربری آن ۴/۳ برابر افزایش یافت.

برای معیار انرژی که یکی از معیارهای مهم در رفتار لرزه‌ای است، نمونه DSM نسبت به نمونه NSM توانست جذب انرژی را ۲۲ درصد افزایش دهد. با این وجود برش پایه را ۱۰ درصد کاهش ولی جابجایی نسبی را تا ۲ برابر افزایش داد. افزودن سخت کننده‌های افقی و قائم به مدل NSM باعث افزایش

۱۰ درصد نسبت به مدل NSM افزایش دهد. بازشوهای کناری تقریباً مشابه بازشوهای قطری عمل کردند و توانستند جذب انرژی را ۱۸ درصد نسبت به مدل NSM افزایش دهند.



شکل ۱۳- مقایسه انرژی جذب شده توسط اجزای نمونه‌های مختلف

۵-۵- برش پایه و جابجایی نسبی

در شکل (۱۴) بیشینه برش پایه و جابجایی نسبی مدل‌های مختلف نشان داده شده است. این جابجایی از تفریق جابجایی تراز تکیه‌گاه از جابجایی تراز سقف بدست آمده است. بیشینه برش پایه نمونه FM، ۳۰ درصد نمونه NSM می‌باشد و بیشینه جابجایی نسبی برای نمونه FM، ۲/۵ برابر نمونه NSM می‌باشد. نمونه DSM در بین نمونه‌های تقویت شده با دیوار برشی فولادی، دارای کمترین برش پایه و بیشترین جابجایی نسبی است. این نسبت‌ها برای برش پایه و جابجایی نسبی به ترتیب، ۲/۹۰ و ۲ برابر مدل NSM می‌باشد. همین امر بیشترین جذب انرژی را توجیه می‌کند. زیرا افزایش جابجایی نسبی تسلیم بیشتری را به همراه دارد. در نتیجه انرژی بیشتری جذب می‌شود.

افزودن سخت کننده‌های افقی و قائم به مدل NSM تنها ۲ درصد برش پایه را افزایش و ۷ درصد جابجایی نسبی را کاهش داده است. مدل XM جابجایی نسبی را ۱۵ درصد کاهش ولی

Vol. 155, pp. 330-344.

[9] Valizadeh, H., Sheidaii, M. and Showkati, H. (2012), "Experimental investigation on cyclic behavior of perforated steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 70, pp. 308-316.

[10] Alavi, E. and Nateghi, F. (2013), "Experimental study on diagonally stiffened steel plate shear walls with central perforation", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 89, pp. 9-20.

[11] Munisi, A. and Shariatmadar, M.K. (2017), "Cyclic and Push-over ductile behavior of steel shear wall strengthened with stiffeners and steel column filled with concrete", *Journal of Structural and Construction Engineering*, Vol. 5, pp. 112-127.

[12] Wang, M., Shi, Y., Xu, J., Yang, W. and Li, Y. (2015), "Experimental and numerical study of unstiffened steel plate shear wall structures", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 112, pp. 373-386.

[13] Akın, E., Korkmaz, Z.S., Korkmaz, H.H. and Diri, E. (2016), "Rehabilitation of infilled reinforced concrete frames with thin steel plate shear walls", *American Society of Civil Engineers*, Vol. 30, 04015098.

[۱۴] قلهکی، م.، خیرالدین، ع. و بابایی زاده، پ. (۱۳۹۶)، "ارزیابی ضریب رفتار قاب خمشی بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی با ورق نازک"، پژوهشنامه سازه و ساخت.

[15] Nie, J.G., Zhu, L., Fan, J.S. and Mo, Y.L. (2013), "Lateral resistance capacity of stiffened steel plate shear walls", *Thin-Walled Structures*, Vol. 67, pp. 155-167.

[16] Bhowmick, A.K. (2014), "Seismic behavior of steel plate shear walls with centrally placed circular perforations", *Journal of Thin-walled structures*, Vol. 94, pp. 30-42.

[17] Wei, M.W., Liew, J.Y.R. and Fu, X.Y. (2017), "Experimental and numerical investigation of novel partially connected steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 132, pp. 1-15.

[۱۸] برخورداری، م. و خلردی، س. (۱۳۹۳)، "تاثیر فولاد نرم و تغییرات ضخامت ورق در رفتار پساکمانشی و مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی نیمه مقید"، پژوهشنامه سازه و فولاد، شماره پانزده بهار، ص. ۳۸-۲۹.

[۱۹] صبوری، س.، و آهوری، ا. (۱۳۹۵)، "بررسی عملکرد پانل میانی تقویت شده بین دو بازشو در دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده"، پژوهشنامه مهندسی عمران امیر کبیر، شماره چهل و شش، زمستان، ص. ۲۸-۱۹.

[۲۰] صبوری، س.، و قشلاقی، پ. (۱۳۹۵)، "بررسی تحلیلی، عددی رفتار دیوار برشی فولادی با ستون‌های غیر یکسان"، پژوهشنامه سازه و فولاد، شماره نوزده بهار، ص. ۱۷-۵.

[21] AISC, (2006), *Steel Design Guide 20, Steel Plate Shear Walls*, American Institute of Steel Construction.

[22] Sabouri-Ghomi, S. and Asad Sajjadi, S.R. (2012), "Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 75, pp. 152-159.

[23] Alinia, M.M. and Shirazi, S.R. (2009), "On the design of stiffeners in steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 2069-2077.

[24] Akhveissy, A.H. and Desai, C.S. (2012), "Application of the DSC model for nonlinear analysis of reinforced

۱۶ درصدی جذب انرژی شد. این افزایش به خاطر تاخیر در کمانش کلی دیوار برشی فولادی و تبدیل آن به کمانش محلی در بین چشمه‌های محدود به سخت کننده‌ها می‌باشد. همچنین این مدل برش پایه را ۲ درصد افزایش و ۷ درصد جابجایی نسبی را کاهش داد. همچنین اضافه کردن سخت کننده‌های قطری، جذب انرژی صفحه فولادی را ۲۵ درصد کاهش، جابجایی نسبی را ۱۵ درصد کاهش و برش پایه را ۷ درصد افزایش داد. با قرار دادن بازشوهای قطری در این مدل، ناحیه تسلیم افزایش، و جذب انرژی صفحه دیوار برشی نسبت به حالت بدون بازشو ۳۵ درصد افزایش یافت. قرار دادن بازشوهای کناری در درون سخت کننده‌های افقی و قائم باعث جذب انرژی ۱۸ درصدی نسبت به مدل NSM و افزایش ۲ درصدی نسبت به مدل SM شد. مدل دارای سخت کننده‌های قطری بیشترین ظرفیت باربری (۱۰ درصد افزایش نسبت به مدل ساده) و مدل با بازشوهای قطری کمترین ظرفیت باربری (۲۰ درصد کاهش نسبت به مدل ساده) را از خود نشان دادند.

۷- مراجع

[1] Choi, H.K., Choi, Y.C. and Choi, C.S. (2013), "Development and testing of precast concrete beam-to-column connections", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 1820-1835.

[2] Negro, p., Bournas, D.A. and Molinal, F.J. (2013), "Pseudo dynamic tests on a full-scale 3-story precast concrete building: global response", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 57, pp. 594-608.

[3] Bounas, D.A., Negro, p. and Molinal, F.J. (2013), "Pseudo dynamic tests on a full-scale 3-story precast concrete building: Behavior of the mechanical connections and floor diaphragms", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 57, pp. 609-627.

[4] Parastesh, H., Hajirasouliha, I. and Ramezani, R. (2014), "A new ductile moment-resisting connection for precast concrete frames in seismic regions: An experimental investigation", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 70, pp. 144-157.

[5] Fathi, M., Parvizi, M., Karimi, J. and Afroedoun, M.H. (2018), "Seismic design and performance of dry-assembled precast structures with adaptable joints", *International Journal of science and technology*, Vol. 25, pp. 1977-1986.

[6] Yuksel, E., Karadogan, F.H., Bal, E.I., Ilki, A., Bal, A. and Inci, P. (2015), "Seismic behavior of two exterior beam-column connections made of normal-strength concrete developed for precast construction", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 99, pp. 157-172.

[7] Bahrami, S., Madhkhan, M., Shirmohammadi, F. and Nazemi, N. (2017), "Behavior of two new moment resisting precast beam to column connections subjected to lateral loading", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 132, pp. 808-821.

[8] Yan, Q., Chen, T. and Xie, Z. (2018), "Seismic experimental study on a precast concrete beam-column connection with grout sleeves", *Journal of Engineering Structures*,



- [26] Chaboche, J.L. (1986), "Time independent constitutive theories for cyclic plasticity", International Journal of Plasticity, Vol. 2, pp. 149-188.
- [27] Chaboche, J.L. (1989), "Constitutive equations for cyclic plasticity and cyclic viscoplasticity", International Journal of Plasticity, Vol. 5, pp. 247-302.

concrete frames", Finite Elements in Analysis and Design, Vol. 50, pp. 98-107.

- [25] Pagoulatou, M., Sheehan, T., Dai, X.H. and Lam, D. (2014), "Finite element analysis on the capacity of circular concrete-filled double-skin steel tubular (CFDST) stub columns", Journal of Engineering Structures, Vol. 72, pp. 102-112.

پی نوشت

- ¹ Engineered cementitious composite
- ² Grout sleeve
- ³ Design guide 20-AISC
- ⁴ Hognestad
- ⁵ Hardening=Combined
- ⁶ Kinematic hardening
- ⁷ Embedded
- ⁸ Tie
- ⁹ Static general
- ¹⁰ Dynamic implicit



بررسی عملکرد لرزه‌ای ستون‌های CFDST با هندسه منشوری

قاسم پاچیده^۱، مجید قلحکی^{۲*}، امین مشتاق^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه، مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

۳- مربی، مهندسی عمران، دانشگاه گرمسار، گرمسار

* سمنان، صندوق پستی ۱۹۱۱۱-۳۵۱۳۱، mgholhaki@semnan.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۹/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۷/۰۷)

چکیده

در این مقاله به بررسی عملکرد لرزه‌ای ستون‌های فولادی دوجداره پر شده با بتن با هندسه منشوری پرداخته شده است. بدین منظور تعدادی ستون با هسته داخلی مربع، لوزی و دایره‌ای شکل و هندسه خارجی منشوری شکل با سطح مقطع مربعی که با شیب ۲/۱ درجه از بالا به پایین افزایش یافته است، ساخته شد. کلیه ستون‌ها تحت بار چرخه‌ای با پروتکل بارگذاری ATC-24 قرار گرفته و بارگذاری تا مرحله گسیختگی ستون ادامه یافت. نتایج حاکی از آن است که با وجود اینکه مود خرابی ستون‌های با مقطع داخلی مربع و لوزی مشابه یکدیگر بوده اما ستون‌های با مقطع داخلی دایره آثار تخریبی و گسیختگی نامناسب‌تری نسبت به ستون‌های با مقطع داخلی مربع و لوزی داشته‌اند. همچنین مود گسیختگی پای ستون‌ها پس از ۲۰ سیکل بصورت کمربند قطری با زاویه ۴۵ درجه گسترش پیدا کرده است. سختی اولیه و ضریب شکل‌پذیری ستون‌های با مقطع داخلی لوزی تا حدود ۲ برابر سایر ستون‌ها می‌باشند. نکته دیگر این است که بعلاوه نرم‌تر شکستن ستون با مقطع داخلی دایره نسبت به سایر ستون‌ها، افت انرژی آن به یکباره نبوده است.

واژگان کلیدی

ستون فولادی دوجداره پر شده با بتن، هندسه منشوری، عملکرد لرزه‌ای

Investigate the seismic performance of CFDST columns with prism geometry

Gh. Pachideh, M. Gholhaki, A. Moshtagh

Abstract

In this paper, we investigate the seismic performance of concrete dome filled concrete columns with prism geometry. For this purpose, a number of pillars with a square core, rhomboid, circular, and prism external geometry with a square cross-section that was raised with a 2.5 degree gradient from above up was made. All columns were loaded under the ATC-24 loading protocol and loaded until the rupture of the column continued. The results show that despite the collapse of the columns with the inner section of the square and the rhizosphere, the columns with the inner section of the circle have less damaging effects and rupture more than the columns with the internal section of the square and the rhombus. Also, the rupture pattern of the pillars after 20 cycles has been expanded in diameter belts with a 45 degree angle. The initial hardness and coefficient of ductility of the columns with the interior of the rhizome is about 2 times greater than the other columns. Another point is that due to the softer breakdown of the column with the inner section of the circle than the other columns, its energy loss has not suddenly been.

Keywords

Concrete-filled double skin steel column (CFDST), Prismatic geometry, Seismic performance

تعداد زیادی از آیین نامه‌های طراحی به بررسی عملکرد ستون‌های CFT پرداخته‌اند که از جمله می‌توان به Japanese code AIJ [۱]، Australian code AS 5100 [۲]، European code EN1994 [۳]، American codes AISC [۴]، ACI [۵] و Chinese code DBJ 13-51-2010 [۶] اشاره نمود. در سال‌های اخیر، استفاده از فولاد و بتن با مقاومت بالا در ستون‌های فولادی پر شده با بتن در ساخت اسکلت تعداد زیادی از ساختمان‌ها توسعه یافته است. به عنوان مثال ساختمان Latitude در شهر سیدنی از فولاد با گرید ۶۹۰ مگاپاسکال و بتن با مقاومت ۸۰ مگاپاسکال در ستون CFT با مقطع باکس شکل ساخته شده است [۷]. در ژاپن، در ساخت ساختمان اصلی موسسه تحقیقات فنی Obayashi از ستون‌های CFST با فولاد گرید ۷۸۰ مگاپاسکال و بتن با مقاومت فشاری ۱۶۰ مگاپاسکال استفاده شد [۸]. در بررسی‌ها و تحقیقات بر روی ستون‌های CFST تاکنون مطالعات زیادی بر روی مقاومت فشاری آن‌ها انجام شده است، اما توجه زیادی به سختی فشاری و ظرفیت تغییرشکل آن‌ها نشده است [۹ و ۱۰].

تحقیقات اخیر بر روی عملکرد استاتیکی ستون‌های فولادی پر شده با بتن (CFST) شامل آزمایش‌ها، مدل‌سازی و محاسبه ستون تحت بار فشاری [۱۸-۱۱]، خمش خالص [۲۳-۱۹] و ترکیب بارگذاری [۲۶-۲۴] می‌باشند.

Mao و Xiao در سال ۲۰۰۶ به بررسی و مقایسه رفتار لرزه‌ای ستون‌های فولادی محصور شده مربع شکل پر شده با بتن با ستون‌های فولادی پر شده با بتن پرداختند. نتایج نشان داد که محصورشدگی سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای و شکل پذیری مناسب شده است. همچنین یک روش طراحی برای محصورشدگی‌های اضافی در ناحیه مفصل پلاستیک توسعه یافت [۲۷].

Yi Song و همکارانش در سال ۲۰۱۰ به بررسی اجزاء محدود عملکرد ستون‌های فولادی دوجداره پر شده با بتن تحت بارگذاری ترکیبی فشار-دما پرداختند. آزمایش دما طبق استاندارد ISO-834 انجام شد. در نهایت، نتایج بدست آمده با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده و از دقت مناسبی برخوردار بوده و به مدل‌ها و بارگذاری‌های دیگر نیز توسعه یافتند [۲۸].

Sadeghi Balkanlou و همکارانش در سال ۲۰۱۴ به بررسی رفتار ستون‌های کوتاه کامپوزیتی مختلف با مقطع هندسی منشوری تحت بار خمشی پرداختند. قسمت داخلی ستون‌ها از لوله فولادی کربنی و سطح خارجی از فولاد زد زنگ تشکیل

شده که بین لایه داخلی و خارجی از بتن پر شده است. نتایج حاصل شده با نتایج بدست آمده از نرم افزار آباکوس مقایسه و مقادیر مقاومت نهایی آن‌ها مورد ارزیابی قرار گرفتند [۲۹].

Hsiao و همکارانش در سال ۲۰۱۵ به بررسی رفتار ستون‌های فولادی دوجداره پر شده با بتن با مقاومت بالا و مقایسه آن با ستون‌های فولادی پر شده با بتن پرداختند. بدین منظور هشت ستون مقیاس شده تحت بار ترکیبی محوری و خمشی قرار گرفتند. در نتیجه پارامترهای مختلفی بررسی شده و تأثیر مقاومت بتن هسته، بار محوری و لوله فولادی داخلی و خارجی بر رفتار لرزه‌ای اعضای ستون مورد ارزیابی قرار گرفته و با نتایج آزمایشگاهی مطابقت داده شد [۳۰].

Wanga و همکارانش در سال ۲۰۱۷ به ارزیابی مقاومت، سختی و شکل پذیری ستون‌های فولادی پر شده با بتن تحت بار محوری پرداختند. بدین منظور تعداد زیادی مدل از این نوع از ستون‌ها در نرم افزار اجزاء محدود مورد تحلیل قرار گرفته و روابطی جهت پیش بینی مقاومت نهایی، سختی، شکل پذیری و غیره ارائه شد [۳۱].

علت اصلی استفاده از ستون‌های با هندسه خارجی شیب‌دار این بوده است که تاکنون تحقیقات بسیار زیادی در رابطه با ستون‌های با هندسه خارجی بدون شیب انجام شده است اما شیب‌دار بودن ستون می‌تواند رفتار لرزه‌ای و گسیختگی متفاوتی نسبت به سایر ستون‌ها در بر داشته باشد با این دیدگاه که ظرفیت باربری ستون و به تبع ظرفیت خمشی پای ستون نیز افزایش خواهد یافت. در این مقاله با توجه به مطالعات انجام شده و خلأهای تحقیقاتی موجود، به بررسی عملکرد لرزه‌ای ستون‌های فولادی دوجداره پر شده با بتن با مقطع خارجی منشوری با شیب ۲/۱ درجه از بالای ستون تا پایین ستون و مقطع داخلی ستون‌ها به صورت مربع، لوزی و دایره پرداخته شد. در نهایت منحنی‌های هیستریزس و پوش چرخه‌های هیستریزس ستون‌ها و پارامترهای مختلف حاصل از آن (مقاومت تسلیم، ظرفیت باربری، تغییر مکان‌ها، ضریب شکل‌پذیری و انرژی جذب شده) با یکدیگر مقایسه شدند.

۲- برنامه آزمایشگاهی

در این مطالعه تعدادی ستون فولادی دو جداره پر شده با بتن با هندسه منشوری بررسی شدند. شکل (۱) نمای شماتیک و جدول (۱) جزئیات هندسی مربوط به ستون‌ها با هندسه‌های مختلف را نشان می‌دهند. همانطور که ملاحظه می‌شود، مقطع داخلی ستون‌ها دایره، لوزی و مربع بوده و در تمامی طول ستون



پایین ستون، قطر داخلی لوله فولادی داخلی، بعد داخلی مربع و لوزی درونی و ضخامت ورق، پروفیل و لوله فولادی می باشد.

۳- مشخصات بتن مصرفی

در جدول (۲) مشخصات مصالح مورد استفاده در ساخت بتن و همچنین طرح اختلاط مورد آزمایش نشان داده شده است. با توجه به اینکه کلیه مراحل ساخت، عمل آوری و آزمایشات حرارتی و مقاومتی ستون‌ها در محل آزمایشگاه پژوهشی سازه دانشگاه سمنان انجام شده است، بنابراین سعی شده است تمامی مصالح مصرفی از کارخانجات و معادن استان سمنان تهیه شود. لازم به ذکر است که علت کلی استفاده از میکروسیلیس در ساخت بتن، افزایش دوام و مقاومت فشاری بتن می باشد.

جدول ۲- مشخصات مصالح مصرفی و طرح اختلاط بتن

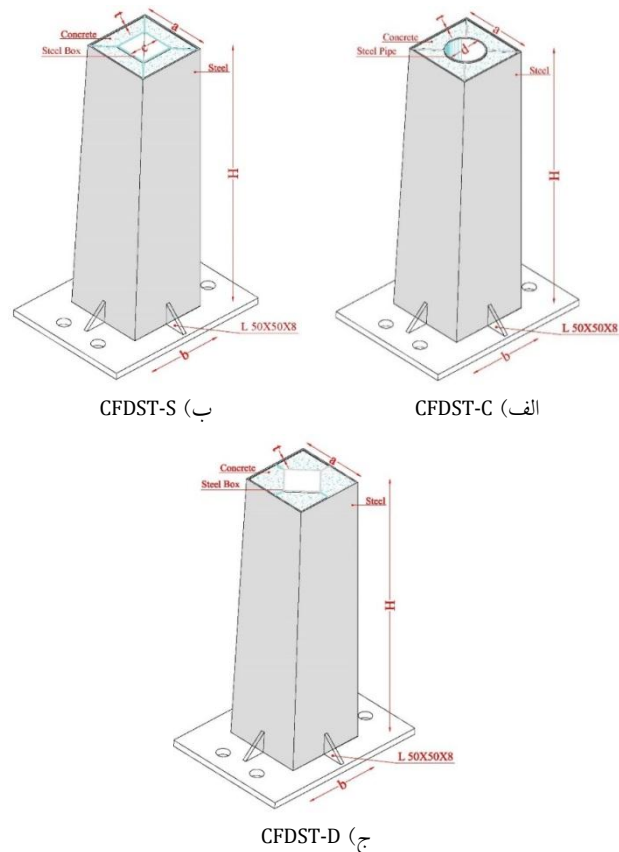
سیمان	تیپ ۲ (شاهرود)	350 Kg/m^3
میکروسیلیس	کارخانه فورسیلیس سمنان	50 Kg/m^3
شن ریزدانه (نخودی)	گوهر	778 Kg/m^3
ماسه	طبیعی دوبارشور	1085 Kg/m^3
آب	آب شرب شهر سمنان	148 Kg/m^3
روان کننده	ابر روان ساز کربوکسیلاتی (C20)	۰.۳٪ وزنی سیمان

نحوه اختلاط مصالح برای ساخت بتن، طبق استاندارد ASTM C192 انجام شد. عمل آوری نمونه‌ها بر روی بتن با سن ۲۸ روزه انجام شد و با انجام آزمایش مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد با ابعاد 20×10 سانتی متر در زیر جک هیدرولیک تمام اتوماتیک شرکت Toni Technik با سرعت بارگذاری ۰/۵ مگاپاسکال بر ثانیه بر طبق استاندارد EN-12390-13 [۳۲]، مقاومت فشاری بتن داخل ستون‌ها بدست آمد. بدین منظور تعداد ۵ عدد نمونه استوانه‌ای مشابه از طرح اختلاط مورد نظر ساخته شده و نتایج ۵ آزمون مورد نظر به ترتیب برابر $34/48$ ، $33/92$ ، $32/49$ ، $33/25$ و 33 مگاپاسکال حاصل شده است که با میانگین‌گیری، مقاومت فشاری بتن مصرفی در ساخت ستون‌ها برابر $33/43$ مگاپاسکال در نظر گرفته شد.

۴- مراحل ساخت ستون‌ها

مقطع داخلی ستون‌ها که به صورت لوزی، مربع و دایره‌ای هستند، از شکل قوطی و لوله‌های فولادی بدون درز با مشخصات فولاد ST37 در آزمایشگاه مهندسی مواد دانشگاه

بدون تغییر ابعادی ادامه یافتند. اما مقطع بیرونی ستون‌ها متفاوت بوده، به طوری که مقطع فوقانی ستون با شیب $2/1$ درجه افزایش و تا مقطع تحتانی ستون ادامه یافته است. همچنین لازم به ذکر است که ارتفاع عمودی ستون برابر ۶۴ سانتی متر می باشد. یکی از ویژگی‌های مهم ستون‌ها با توجه به ابعاد مقطع داخلی ستون‌ها، سطح مقطع برابر مقاطع دایره، لوزی و مربع می باشد.



شکل ۱- جزئیات هندسی ستون‌ها

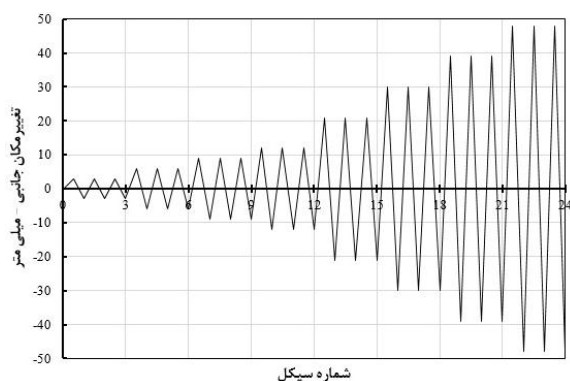
جدول ۱- جزئیات ابعادی ستون‌ها (سانتی متر)

نام ستون	H	a	b	d	c	t
CFDST-C	64	162	180	82	-	3
CFDST-S	64	162	180	-	25	3
CFDST-D	64	162	180	-	25	3

در جدول (۱) که در آن اسامی CFDST-S، CFDST-C و CFDST-D به ترتیب نشان‌دهنده ستون‌های فولادی دوجداره شده با بتن با مقطع داخلی دایره، مربع و لوزی می باشد. همچنین پارامترهای H ، a ، b ، d ، c و t به ترتیب نشانگر ارتفاع عمود ستون، بعد خارجی بالای ستون، بعد خارجی

۵- آزمایش ستون‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای

به منظور بررسی رفتار ستون‌ها و تأثیر هندسه داخلی مقطع ستون‌ها بر عملکرد آن، آزمایش چرخه‌ای بر اساس پروتکل بارگذاری ATC-24 بر روی کلیه ستون‌ها انجام شد. شکل (۳) پروتکل بارگذاری استفاده شده در آزمایش چرخه‌ای را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، سیکل‌ها به صورت سه‌تایی تکرار شده و تا تغییر مکان ۴۸ میلی متر ادامه یافتند.



شکل ۳- پروتکل بارگذاری ATC-24

۵-۱- آماده سازی ستون‌ها جهت انجام تست

پس از ساخت ستون‌ها، کلیه ستون‌ها آماده انجام آزمایش چرخه‌ای شده‌اند. بدین منظور ورق‌های فولادی به ضخامت ۱/۵ سانتی متر و در ابعاد ۴۰×۳۰ سانتی متر فراهم شده و به همراه سخت کننده‌ها (لچکی به ابعاد قاعده و ارتفاع ۷ سانتی متر و ضخامت ۰/۸ سانتی متر) در دو پاس جوش، به ستون‌ها جوش داده شدند تا هنگام انجام آزمایش چرخه‌ای، ستون‌ها از محل اتصال با کف صلب آزمایشگاه جدا نشوند و شکستگی را صرفاً در مقاطع ستون مشاهده نمود.

کلیه ستون‌ها به کف صلب آزمایشگاه که با سوراخ‌هایی به قطر ۳ سانتی متر و فاصله مرکز به مرکز سوراخ‌ها برابر ۱۰ سانتی متر تعبیه شده‌اند، با پیچ نمره ۲۸ و مهره مناسب متصل شدند. ظرفیت اسمی جک بارگذاری استفاده شده برابر ۱۰۰ تن بوده که بار را به صورت رفت و برگشتی تحت نیروهای فشاری و کششی به ستون‌ها اعمال می‌کند. برای اعمال بار جانبی به انتهای ستون، دو ورق فولادی به ضخامت ۳ سانتی متر در دو طرف سمت راست و چپ ستون در نظر گرفته شده که با چهار میل‌مهار به قطر ۲/۸ سانتی متر به همدیگر متصل شدند. این ورق‌ها با پین به محرک نیروی افقی متصل شده‌اند و با اعمال تغییر مکان افقی به صورت متناوب و افزایش یابنده بار جانبی به انتهای نمونه وارد می‌شود.

سمنان تحت آزمایش کشش حاصل شده است (جدول (۳)) و با ضخامت ۰/۳ سانتی متر در طول مورد نظر برش خوردند. بنابراین مقطع داخلی ستون‌ها در کارخانه مطابق استانداردهای لازم ساخته شدند به طوری که در بازار آهن کشور ایران موجود بوده و به راحتی قابل تهیه کردن هستند. اما مقطع بیرونی ستون‌ها با توجه به اینکه از هندسه یکسانی برخوردار نبوده و به صورت شیب‌دار (شیب ۲/۱ درجه) از بالا به پایین افزایش می‌یابند، لذا چنین مقطعی در بازار موجود نبوده و بدین منظور از ورق‌های فولادی ST37 با ضخامت ۰/۳ سانتی متر استفاده شده و وجوه خارجی مقطع متشکل از چهار دوزنقه بوده، ورق‌ها به صورت مجزا برش خورده و به کمک جوش نفوذی در سرتاسر ارتفاع ستون به یکدیگر متصل شدند. لازم به ذکر است که با توجه به هندسه نامنظم مقطع بیرونی ستون، امکان خم کردن ورق و کاهش استفاده از جوش در گوشه‌ها وجود نداشته، به همین دلیل حتماً می‌بایست از ورق‌های برش خورده مجزا استفاده می‌شد.

به جهت اینکه هنگام بتن ریزی در مابین جدار ستون‌ها، فاصله بین مقطع داخلی و خارجی برهم نخورد در مقاطع بالا و پایین ستون‌ها در گوشه‌های آن میلگردهای آجدار به قطر ۱۰ میلی متر جوش داده شده تا جدارهای داخلی و خارجی به یکدیگر فیکس شوند، اما نقش باربری ندارند. شکل (۲) تصویر ستون‌های ساخته شده قبل از بتن ریزی را نشان می‌دهد.

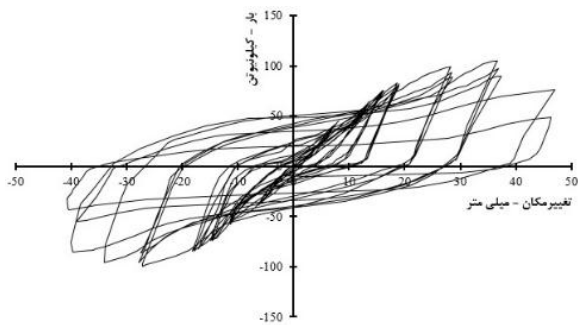
جدول ۳- مشخصات فولاد مصرفی طبق آزمایش کشش

مقاطع	داخلی ستون	خارجی ستون
تنش تسلیم، F_y ، (مگاپاسکال)	۳۱۸	۳۳۰
تنش نهایی، F_u ، (مگاپاسکال)	۴۱۵	۴۲۵
کرنش تسلیم، ϵ_y	۰/۰۴۵	۰/۰۰۶
کرنش نهایی، ϵ_u	۰/۲۱	۰/۲۳

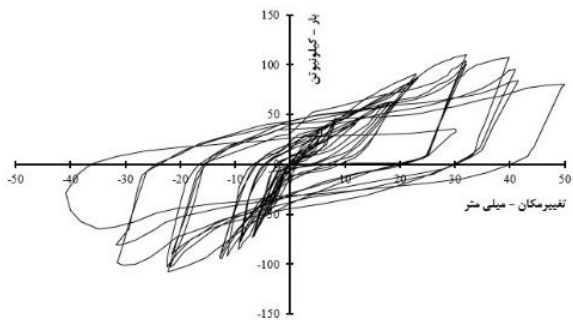


شکل ۲- ستون‌های ساخته شده قبل از بتن ریزی

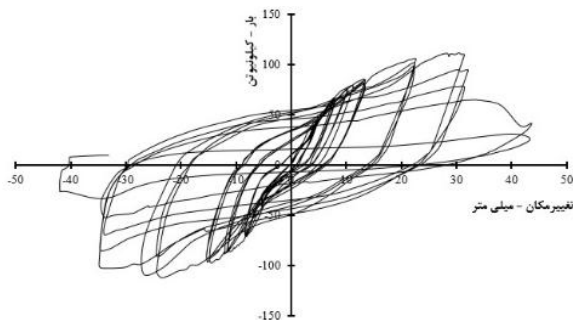
نتایج حاصل از تست ستون‌ها و همچنین مود گسیختگی هر کدام در شکل‌های (۶) تا (۸) ارائه شده است.



الف) CFDST-C

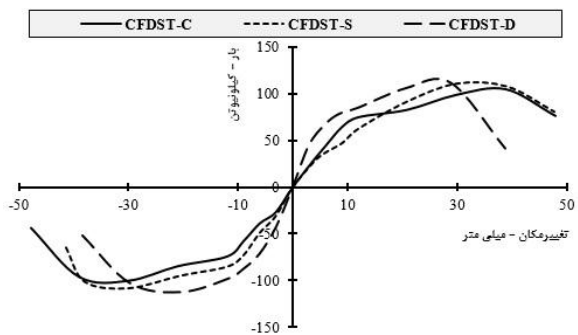


ب) CFDST-S



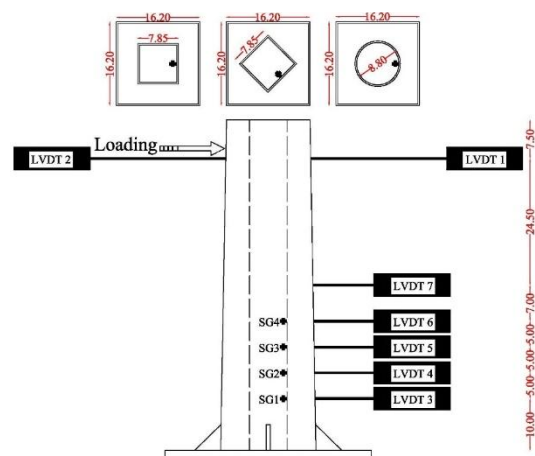
ج) CFDST-D

شکل ۶- نمودار هیستریزس حاصل از تست ستون‌ها

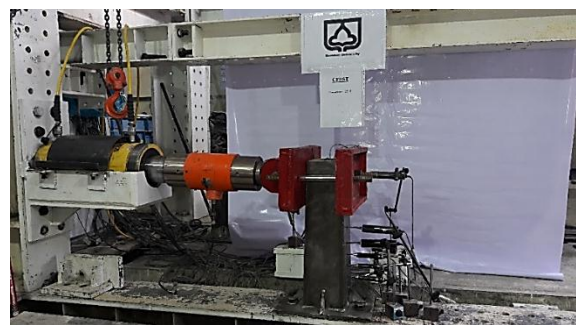


شکل ۷- نمودار پوش حاصل از منحنی هیستریزس ستون‌ها

به منظور بررسی کرنش‌ها و تغییر مکان‌های ستون در نقاط هدف، کرنش سنج‌ها (با قابلیت اندازه‌گیری کرنش‌های پلاستیک تا ۰/۵ درصد) و LVDT‌هایی (با قابلیت اندازه‌گیری تغییر مکان‌های تا ۲/۵، ۵ و ۱۰ سانتی متر) در قسمت‌های مختلف ستون تعبیه شدند. شکل (۴) و (۵) تصاویر شماتیک و فواصل قرارگیری کرنش سنج‌ها و LVDT‌ها و همچنین شکل کلی بارگذاری ستون‌ها در آزمایشگاه را نشان می‌دهد. همانطور که ملاحظه می‌شود، کرنش سنج‌ها صرفاً در مقطع درونی و LVDT‌ها در یک جهت و در مقطع بیرونی بکار رفتند. LVDT‌های شماره‌های ۱ تا ۷ به ترتیب قابلیت اندازه‌گیری جابجایی‌های تا ۱۰، ۱۰، ۲/۵، ۲/۵، ۲/۵، ۵ و ۵ سانتی متر را دارند.



شکل ۴- جانمایی قرارگیری کرنش سنج‌ها و LVDT‌ها



شکل ۵- نمای کلی بارگذاری ستون‌ها در آزمایشگاه

۲-۵- نتایج آزمایشات چرخه‌ای

پس از تنظیم Setup آزمایشگاه و قرارگیری ستون‌ها به صورت یک‌سرگردار در قاب صلب آزمایشگاه در محل اعمال جک بارگذاری، فرآیند اعمال نیرو به ستون‌ها آغاز شده و تا مرحله گسیختگی (حدود ۵۰ درصد افت نیرو) ادامه یافتند. بنابراین



CFDST-S (ب)



CFDST-C (ف)



CFDST-D (ج)

شکل ۸- مود گسیختگی ستون‌ها

شروع به گسیخته شدن نمودند. بنابراین می‌توان گفت به طور کلی تقریباً در تمامی ستون‌ها پس از ۱۵ سیکل، ظرفیت باربری ستون‌ها تا حدود ۵۰ درصد افت داشته و فرآیند بارگذاری متوقف شده است.

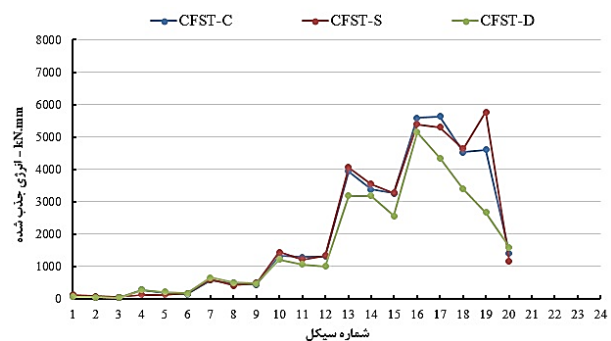
در جدول (۴) وضعیت ستون‌ها در لحظه آغاز گسیختگی طبق مشاهدات حین انجام تست آورده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد به طور کلی به ترتیب ستون‌های با مقطع داخلی لوزی، مربع و دایروی تحت بار بیشتری فرآیند آغازین گسیختگی را متحمل شده و در همه ستون‌ها پس از ۱۵ سیکل

جدول ۴- وضعیت ستون‌ها در لحظه آغاز گسیختگی

شماره سیکل	۱۵	۱۵	۱۵
بار (کیلو نیوتن)	۱۱۲	۱۱۰/۵	۱۰۰
تغییر مکان (میلی متر)	۲۱	۲۱	۲۱
دریفت (درصد)	۳/۵	۳/۵	۳/۵

۳-۵- انرژی جذب شده

مساحت داخلی حلقه‌های هیستریزیس بیانگر میزان انرژی جذب شده می‌باشد. بنابراین نمودارهای انرژی جذب شده ستون‌ها در شکل (۹) آورده شده است.



شکل ۹- انرژی جذب شده ستون‌ها

همانطور که از شکل (۹) مشاهده می‌شود، بارگذاری کلیه ستون‌ها تا ۲۰ سیکل ادامه داشته و سپس گسیخته شدند. میزان انرژی جذب شده تا ۱۰ سیکل برای تمامی ستون‌ها تقریباً با یکدیگر برابر بوده، چراکه هنوز تغییر مکان‌های زیاد به ستون‌ها اعمال نشده‌اند که بتوان عملکرد هر ستون را مقایسه نمود. از سیکل شماره ۱۰ تا ۲۰ مقدار انرژی جذب شده ستون با مقطع داخلی لوزی کمتر از سایر ستون‌ها (مربع - دایره) شده اما در ستون‌های با مقطع داخلی دایره و مربع، مقادیر انرژی اختلاف چندانی با یکدیگر نداشته‌اند. همچنین در ستون با مقطع لوزی، شیب کاهشی زیادی در مقدار جذب انرژی از سیکل شماره ۱۶ رخ داده است که علت را می‌توان به گسیختگی مقطع داخلی ستون در آن سیکل مرتبط دانست.

بنابراین با جمع‌بندی نتایج حاصل از شکل (۹) می‌توان بیان نمود که، به طور کلی هرچه توزیع و شکل هندسی مقطع میانی ستون مناسب‌تر و همگن‌تر باشد، خاصیت جذب انرژی نیز افزایش می‌یابد. بنابراین مقدار جذب انرژی ستون‌های با مقطع داخلی دایره و مربع بهتر از ستون لوزی عمل کردند. همچنین ستون با مقطع داخلی دایره نرم‌تر از سایر ستون‌ها می‌شکند و

افت انرژی آن به یکباره نخواهد بود.

۶- جمع‌بندی نتایج

با جمع بندی کلی از نتایج حاصل از آزمایش چرخه‌ای شامل نمودارهای هیستریزیس و پوش ستون‌ها، مقادیر بدست آمده به طور خلاصه در جدول (۵) آورده شده است. پارامتر سختی اولیه ($K_{initial}$) برابر نیروی نقطه اول در سیکل اول تقسیم بر جابجایی آن می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌گردد، به طور کلی سختی اولیه ستون‌های با مقطع داخلی لوزی تا حدود دو برابر بیشتر از ستون‌های با مقطع مربع و دایره است. همچنین سختی اولیه ستون‌های با مقطع داخلی مربع و دایره به علت فرارگیری منظم در ارتفاع ستون، اختلاف زیادی با هم ندارند.

جدول ۵- جمع بندی نتایج حاصل از تست‌ها

نتایج	CFDST-C	CFDST-S	CFDST-D
سختی اولیه، $K_{initial}$ کیلو نیوتن بر میلی متر	۷/۶۱	۷/۰۳	۱۵/۰۷
مقاومت تسلیم، P_y کیلو نیوتن	۹۱/۹۴	۱۰۶/۲۸	۱۰۱/۷۵
ظرفیت باربری، P_{max} کیلو نیوتن	۱۰۵	۱۱۰/۵	۱۱۱/۵
تغییر مکان نظیر مقاومت تسلیم، Δ_y میلی متر	۱۳/۳۲	۲۲/۵۴	۱۰/۱۶
تغییر مکان نظیر ظرفیت باربری، $\Delta_{P_{max}}$ میلی متر	۳۸/۸۷	۲۹/۸۵	۲۸/۹۴
تغییر مکان نهایی، Δ_u میلی متر	۴۵/۵۵	۴۵/۱۳	۳۲/۱۰
ضریب شکل پذیری، μ	۲/۱۲	۲/۰۰	۳/۱۶
انرژی جذب شده تجمعی کیلو نیوتن.میلی متر	۳۸۴۴۰/۸۷	۳۹۳۳/۴۸	۳۱۷۲۰/۵۶

مقاومت تسلیم ستون‌ها به کمک روش پاولی و پرسیلی برای دوخطی کردن نمودارها محاسبه شد. در ستون با مقطع داخلی دایره با وجود سختی تقریباً برابر با ستون با مقطع داخلی مربع، اما مقاومت تسلیم آن در حدود ۰/۸۷ ستون با مقطع داخلی مربع می‌باشد. اما ظرفیت باربری نهایی ستون‌ها تفاوت زیادی با هم نداشته که این مسأله نشان دهنده عدم وابستگی مقطع داخلی ستون‌ها در تعیین ظرفیت باربری می‌باشد. همچنین ظرفیت جذب انرژی ستون‌های با مقطع داخلی دایره و مربع تا حدود ۱/۲۳ برابر ستون‌های با مقطع داخلی لوزی می‌باشد

- [4] American Institute of Steel Construction (AISC), (2010), Specification for structural steel buildings, AISC 360-10, Chicago (IL).
- [5] American Concrete Institute, (2011), Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI 318-11, Farmington Hills, MI.
- [6] DBJ 13-51-2010, (2010), Development of Fujian Province, the technical specification for concrete-filled steel tubular structures, Department of Housing and Urban.
- [7] Chaseling, C. (2004), "Star attraction", Modern Steel Construction, Vol. 37, pp. 36-42.
- [8] Liew, J.Y.R., Xiong, M.X. and Xiong, D.X. (2014), "Design of high strength concrete-filled tubular columns for tall buildings", International Journal of High-Rise Buildings, Vol. 3, pp. 215-221.
- [9] Han, L.H., Yao, G.H. and Zhao, X.L. (2005), "Tests and calculations of hollow structural steel (HSS) stub columns filled with self-consolidating concrete (SCC)", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, pp. 1241-1269.
- [10] Ding, F.X., Yu, Z.W., Bai, Y. and Gong, Y.Z. (2011), "Elasto-plastic analysis of circular concrete-filled steel tube stub columns", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, pp. 1567-1577.
- [11] Yu, Z.W., Ding, F.X. and Cai, C.S. (2007), "Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63, pp. 165-174.
- [12] Uy, B., Tao, Z., Liao, F.Y. and Han, L.H. (2009), "Behaviour of slender square concrete-filled stainless steel columns subject to axial load", The eleventh Nordic Steel Construction Conference, NSCC2009, Malmö, Sweden, pp. 359-366.
- [13] Tao, Z., Wang, Z. and Yu, Q. (2013), "Finite element, modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 89, pp. 121-131.
- [14] Choi, K.K. and Xiao, Y. (2010), "Analytical studies of concrete-filled circular steel tubes under axial compression", Journal of Structural Engineering, Vol. 136, pp. 565-573.
- [15] Dai, X. and Lam, D. (2010), "Numerical modelling of the axial compressive behaviour of short concrete-filled elliptical steel columns", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, pp. 542-555.
- [16] Ding, F., Li, Z., Cheng, S. and Yu, Z. (2016), "Composite action of octagonal concrete-filled steel tubular stub columns under axial loading", Thin-Walled Structures, Vol. 107, pp. 453-461.
- [17] Yu, M., Zha, X., Ye, J. and She, C. (2010), "A unified formulation for hollow and solid concrete-filled steel tube columns under axial compression", Engineering Structures, Vol. 32, pp. 1046-1053.
- [18] Dai, X.H., Lam, D., Jamaluddin, N. and Ye, J. (2014), "Numerical analysis of slender elliptical concrete filled columns under axial compression", Thin-Walled Structures, Vol. 77, pp. 26-35.
- [19] Chitawadagi, M.V. and Narasimhan, M.C. (2009), "Strength deformation behaviour of circular concrete filled steel tubes subjected to pure bending", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, pp. 1836-1845.
- [20] Elchalakani, M., Zhao, X.L. and Grzebieta, R.H. (2001), "Concrete-filled circular steel tubes subjected to pure bending", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, pp. 1836-1845.

که این پدیده را می‌توان به مقادیر تغییر مکان نهایی آن‌ها مرتبط دانست. نتایج حاصل از تغییر مکان‌ها و ضریب شکل پذیری نیز متشابهاً در جدول (۵) قابل مشاهده است.

۷- نتیجه‌گیری

در این مقاله به بررسی عملکرد لرزه‌ای ستون‌های فولادی دوجداره پرشده با بتن با مقطع منشوری پرداخته شد. بدین منظور مقطع داخلی ستون‌ها به صورت دایره، مربع و لوزی بوده که نتایج ذیل حاصل شد:

- آغاز گسیختگی در کلیه ستون‌ها از پای ستون و در گوشه‌ها با زاویه ۴۵ درجه به صورت قطری و جداشدگی بتن از ناحیه فولادی ایجاد شده‌اند. همچنین شدت گسیختگی‌ها نشان داده است که ستون‌های با مقطع داخلی دایره خرابی شدیدتری نسبت به سایر ستون‌ها داشته‌اند.
- به طور کلی تقریباً در تمامی ستون‌ها پس از ۲۰ سیکل، ظرفیت باربری ستون‌ها تا حدود ۵۰ درصد افت داشته و فرآیند بارگذاری متوقف شد. در این بین، ستون‌های با مقطع داخلی دایره، زودتر از سایر ستون‌ها گسیخته شده و عملکرد مناسبی در این مسأله نداشتند. بنابراین با جمع‌بندی نتایج افت ظرفیت باربری ستون‌ها می‌توان دریافت که ستون‌های با مقطع داخلی مربع بهتر از سایر ستون‌ها می‌باشند.
- به علت نرم‌تر شکستن ستون با مقطع داخلی دایره نسبت به سایر ستون‌ها، افت انرژی آن به یکباره نبوده است.
- سختی اولیه ستون‌های با مقطع داخلی لوزی تا حدود ۲ برابر سختی اولیه ستون‌های با مقطع داخلی مربع و دایره می‌باشد.
- به طور کلی بیشترین مقاومت تسلیم و ظرفیت باربری مربوط به ستون‌های با مقطع داخلی لوزی، مربع و دایره است که بیشترین اختلاف در مقاومت تسلیم و ظرفیت باربری تا حدود ۲۰ درصد است.

۸- مراجع

- [1] Architectural Institute of Japan (AIJ), (1998), Recommendations for design and construction of concrete-filled steel tubular structures, Tokyo, Japan, AIJ.
- [2] Standards Australia. Bridge design, (2004), Part 6: steel and composite construction, AS5100.6-2004, Sydney, Australia.
- [3] European Committee for Standardization (CEN), (2004), Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1994- 1-1 Eurocode 4, Brussels.



- [21] Yu, Q., Tao, Z., Chen, Z.-B. and Wu, Y.-X. (2008), "Flexural behavior of steel tube confined concrete members under pure bending", *Engineering Mechanics*, Vol.25, pp. 187-193.
- [22] Moon, J., Roeder, C.W., Lehman, D.E. and Lee, H.-E. (2012), "Analytical modeling of bending of circular concrete-filled steel tubes", *Engineering Structures*, Vol. 42, pp. 349-361.
- [23] Fa-Xing, D. and Zhi-Wu, Y.U. (2006), "Pure bending properties of self-compacting concrete filled circular steel tube", *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, Vol. 6, pp. 63-68.
- [24] Nie, J., Wang, Y. and Fan, J. (2013), "Experimental research on concrete filled steel tube columns under combined compression-bending-torsion cyclic load", *Thin-Walled Structures*, Vol. 67, pp. 1-14.
- [25] Portolés, J.M., Romero, M.L., Bonet, J.L. and Filippou, F.C. (2011), "Experimental study of high strength concrete-filled circular tubular columns under eccentric loading", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, pp. 623-633.
- [26] Choi, Y., Foutch, D.A. and Lafave, J.M. (2006), "New approach to AISC P-M interaction curve for square concrete filled tube (CFT) beam-columns", *Engineering Structures*, Vol. 28, pp. 1586-1598.
- [27] Mao, X.Y. and Xiao, Y. (2006), "Seismic behavior of confined square CFT columns", *Engineering Structures*, Vol. 28, pp. 1378-1386.
- [28] Song, T.-Y., Han, L.-H. and Yu, H.-X. (2010), "Concrete filled steel tube stub columns under combined temperature and loading", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, pp. 369-384.
- [29] Sadeghi Balkanlou, V., Karimi, M.R. Hasanbakloo, A. and Bagheri Azar, B. (2014), "Study the behavior of different composite short columns (DST) with prismatic sections under bending load", *International Journal of Civil and Environmental Engineering* Vol:8, pp. 721-729.
- [30] Hsiao, P.-C., Hayashi, K., Nishi, R., Lin, X.-C. and Nakashima, M. (2015), "Investigation of concrete-filled double-skin steel tubular columns with ultrahigh-strength steel", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 141, pp. 1-8.
- [31] Wanga, Z.-B., Tao, Z., Han, L.-H., Uy, B., Lam, D. and Kang, W.-H. (2017), "Strength, stiffness, and ductility of concrete-filled steel columns under axial compression", *Engineering Structures*, Vol. 135, pp. 209-221.
- [32] NF EN 12390-13 AFNOR, (2013), Testing hardened concrete, in: Determination of Secant Modulus of Elasticity in Compression, pp. 418-455.

شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

– مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول^۱ نام و نام خانوادگی مولف دوم^۲
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲- ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیر نویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

اندازه قلم	فونت	موقعیت استفاده
۱۱	لوتوس	متن جداول و شکل ها و مراجع
۱۱	لوتوس Bold	عناوین جداول و اشکال
۱۲	لوتوس	متن
۱۴	لوتوس Bold	چکیده و کلمات کلیدی
۱۱	نازنین Bold	نام مولفان
۱۲	لوتوس Bold	عناوین بخش ها
۱۶	تیترا Bold	عنوان مقاله

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۳*۴- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت:

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت در جلسه مورخ کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد.	تاریخ و امضاء مدیر
کمیته پذیرش	
در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.	تاریخ و امضاء مدیر
هیأت مدیره	

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران ، ارسال فرمایید:

تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی www.iss.ir مراجعه نمایید.