

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 فاصله 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].

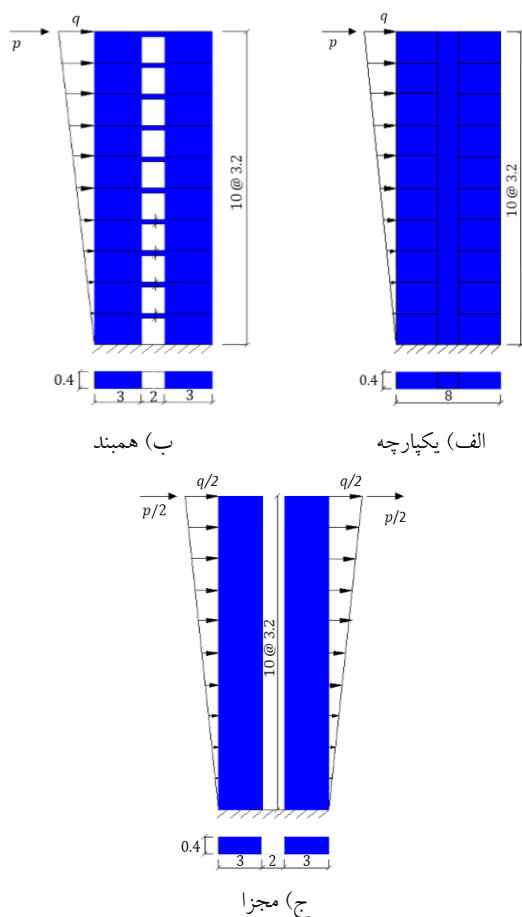
با افزایش صلبیت نسبی تیرهای همبند، رفتار تیرها از خمشی به سمت برشی میل می‌یابد و متناسب با این موضوع سختی جانبی، ظرفیت برشی و استهلاک انرژی سیستم دیوارهای برشی فولادی همبند افزایش می‌یابد. البته افزایش این پارامترها تا حدودی از صلبیت نسبی تیرهای همبند قابل توجه است [۲۳].

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 هیستریزس 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 می‌باشد. حضور معادلات مربوط به این روش در حوصله‌ی 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 مدل‌ها با نتایج حاصل از نرم‌افزار ABAQUS مقایسه شده است. در تمامی مدل‌ها، مقطع تیرهای همبند مستطیلی می‌باشد 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)، سازه‌های 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 می‌شود.

بر اساس روند پژوهش ابتدا رفتار الاستیک دیوارهای برشی همبند بر اساس روش تحلیلی محیط پیوسته^۲ و نرم‌افزار ABAQUS بررسی شده است. از نتایج قابل توجه این بررسی ارائه رابطه‌ای جهت تخمین ابعاد مقطع تیرهای همبند ایده‌آل می‌باشد. وجه تمایز پژوهش حاضر با پژوهش‌های پیشین ارائه این رابطه است. در ادامه با بررسی رفتار غیرخطی استاتیکی دیوارهای برشی مرکب مجزا و همبند، عملکرد رابطه‌ی 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 می‌شود. این روش تقریبی ضمن فراهم آوردن امکان نگرش جامع به رفتار سازه‌های دیوار برشی همبند، ابزاری برای بررسی کیفی و کمی اثرات دیوارها و تیرهای همبند، بر نیروهای مقاوم در برابر بارهای جانبی اعمالی بر سازه می‌باشد. معادلات مربوط به این روش با بهره‌گیری 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 صفحه‌ای تمام اعضاء سازه، قبل از خمش و پس از آن به صورت صفحه‌ای باقی می‌مانند.

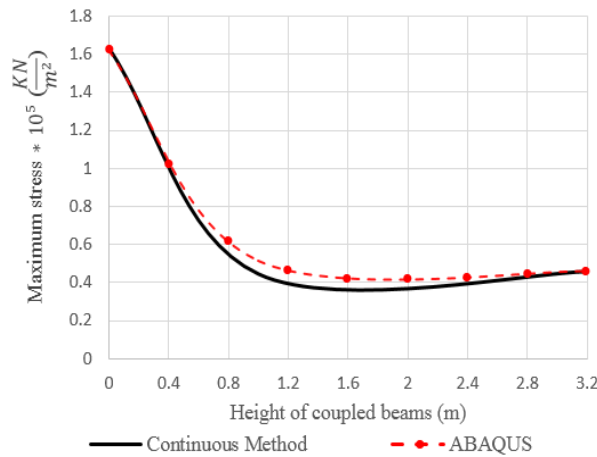
(۳) تغییر مکان افقی در دیوارها به دلیل تقارن یکسان است، لذا شیب‌های ایجاد شده در هر تراز از ارتفاع دیوارها برابر می‌باشند. بنابراین با توجه به این فرض و با به کارگیری مستقیم روابط شیب-تغییر مکان، می‌توان نشان داد که نقاط عطف خمشی در وسط تیرهای همبند به وجود می‌آیند. همچنین با استناد به این فرضیه، انحناء 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 می‌شود.

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

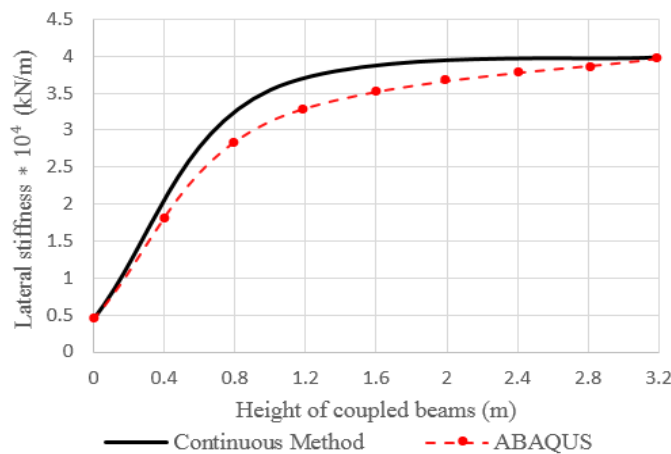
و حداکثر تنش ایجاد شده ناشی از بارگذاری خارجی تقریباً ۴ برابر کاهش می‌یابد و در صورت افزایش مجدد عمق تیرهای همبند تا $(l=2\text{ m})$ این تغییرات محسوس شده و قابل صرف نظر می‌باشد. با افزایش مجدد عمق تیرهای همبند تا $(l=3/2\text{ m})$ (دیوار برشی یکپارچه)، تقریباً هیچ تغییری در پارامترهای ذکر شده ایجاد 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



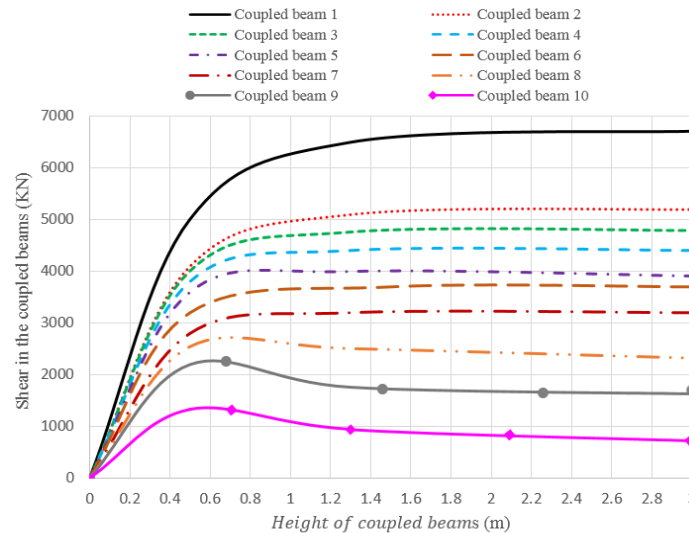
$$K(l) = \frac{4.368 \times 10^7}{-0.04157 \frac{1}{u^3} \tanh(86.36u) + 3.582 \frac{1}{u^2} + 1070}, \quad u = \sqrt{\frac{l^3}{30 + 20.7l^2}}$$

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



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

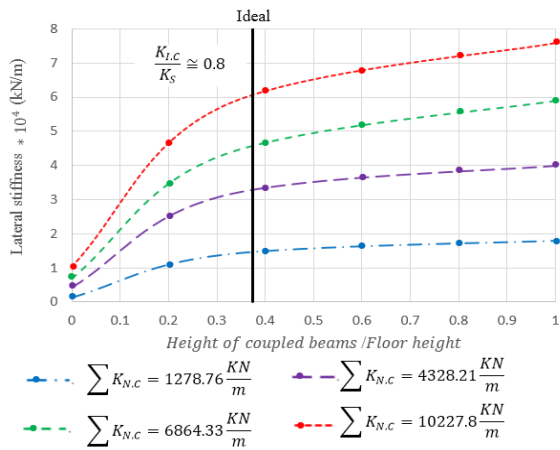
شکل ۳- نیروی برشی ایجاد شده در هر یک از تیرهای همبند طبقات بر حسب عمق تیرهای همبند متفاوت

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)

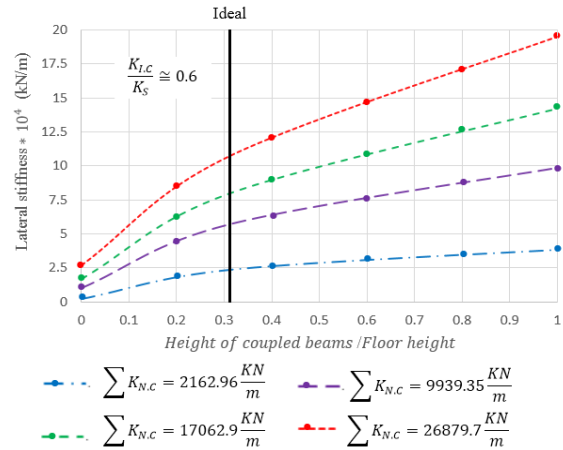
بر اساس نتایج حاصل از مدل‌های بررسی شده، تیرهای همبند تأثیرات قابل توجهی در سیستم دیوارهای برشی مجزا ایجاد می‌کنند به طوری که خصوصیات مقاومتی این سازه‌ها کاملاً وابسته به سختی تیرهای همبند است. سختی بیش از حد تیرهای همبند تقریباً تأثیری بر رفتار الاستیک این سیستم نمی‌گذارد. با همبند شدن دیوارهای برشی، 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.

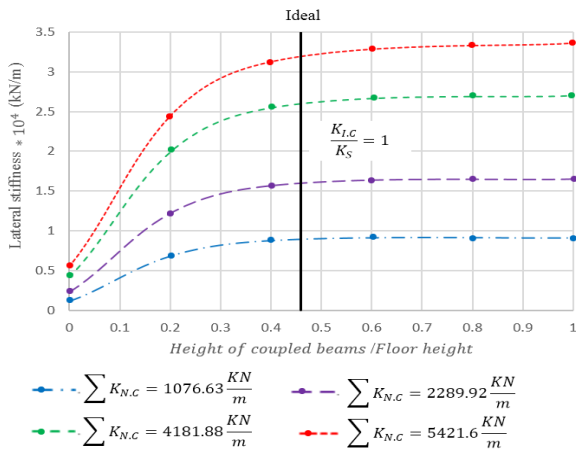
نشان داده شده است. پارامترهای $\sum K_{N,C}$ ، $K_{I,C}$ و K_S به ترتیب بیانگر مجموع سختی دیوارهای برشی مجزا، سختی دیوارهای



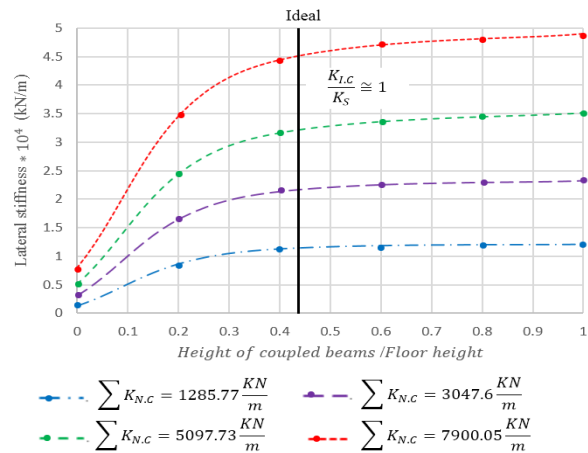
ب) ۱۰ طبقه



ف) 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.

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

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.

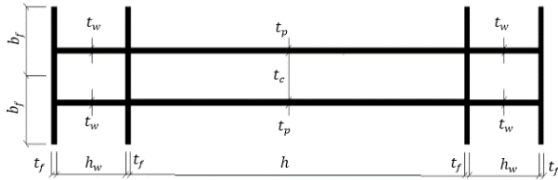
ضریب n در دیوارهای با تعداد طبقات مختلف توسط رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

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

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 ($f_c = 30 \text{ Mpa}$) 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

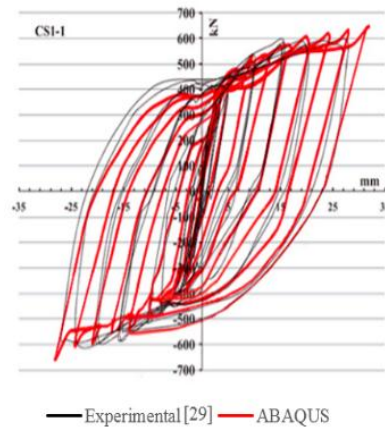
ج) المان میله-خریپا^۹ در فضای سه بعدی: برای آرماتورها

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

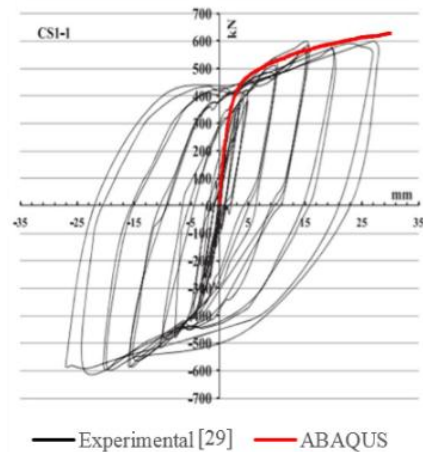
- حل‌گر مورد استفاده از نوع دینامیک-ایمپلیسیت^{۱۱} با اتخاذ تدابیر لازم انتخاب شده است [۳۵].

- 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.

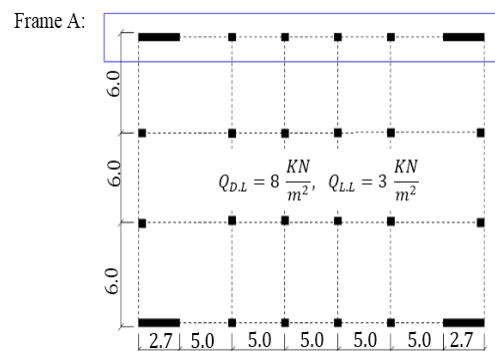


الف) هیستریزس حاصل از آزمایشگاه و حل عددی



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

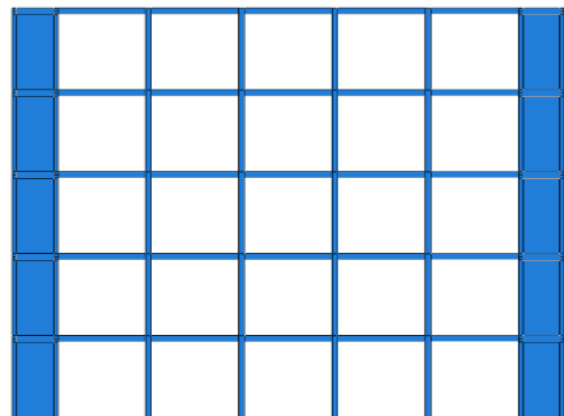
شکل (۱۰) منحنی پوش‌آور حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی افزاینده سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزا^{۱۲} پنج طبقه را نشان می‌دهد. در این شکل، منحنی پوش المان‌های مختلف سازه از جمله قاب خمشی فولادی، ستون‌های مرزی، ورق‌های فولادی و دیوارهای بتن مسلح به صورت مجزا ترسیم شده است.

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.



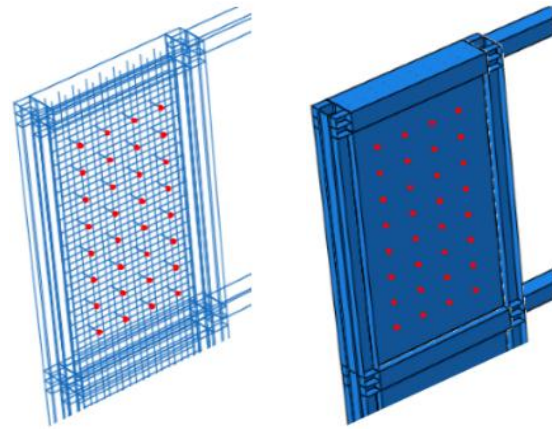
شکل ۸- سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزا ۵ طبقه در نرم‌افزار

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.

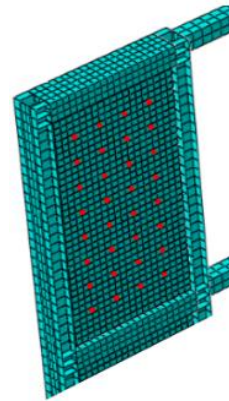
بر اساس شکل (۱۰)، همواره منحنی‌پوش ورق‌های فولادی بالاتر از دیوارهای برشی بتن مسلح می‌باشد. در دررفت‌های بزرگتر از ۰/۱٪، ضعف دیوارهای بتنی در اثر ترک‌خوردگی توسط ورق‌های فولادی پوشش داده می‌شود.

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

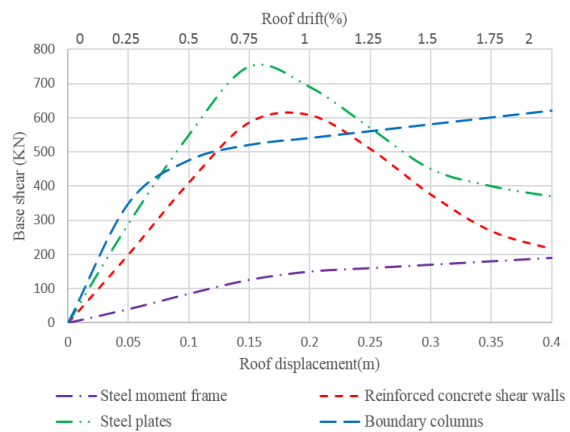


الف) نمای بیرونی ب) نمای آرماتورها و برشگیرها



ج) المان‌بندی اجزاء محدود (مش‌بندی)

شکل ۹- مدل دیوارهای برشی مرکب در نرم‌افزار



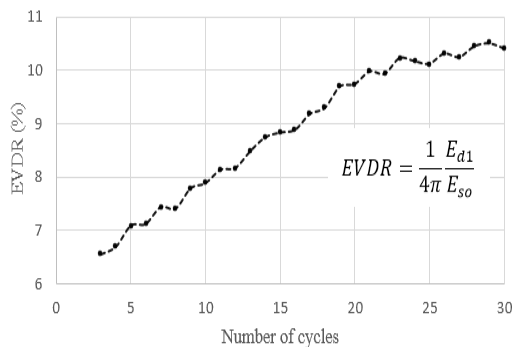
شکل ۱۰- منحنی پوش‌آور المان‌های مختلف سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی مرکب مجزا ۵ طبقه

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.

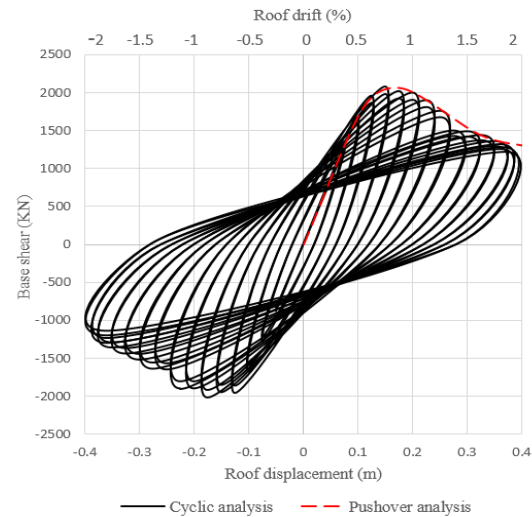


شکل ۱۲- نسبت میرایی لزجی معادل سیستم SMF&CSWs بر حسب سیکل‌های مختلف بارگذاری

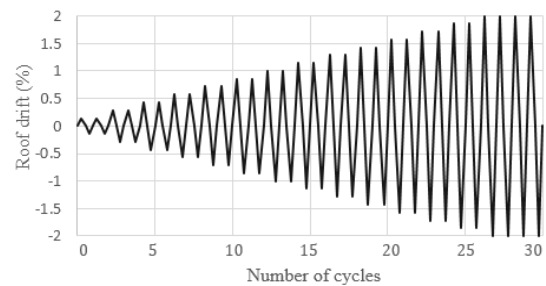
بر اساس شکل (۱۲) نسبت میرایی لزجی معادل این سیستم در سیکل‌های اولیه در حدود ۶/۵٪ درصد می‌باشد در حالی که آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ [۳۱] این مقدار را ۵٪ پیشنهاد کرده است.

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 SMF&CSWs 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

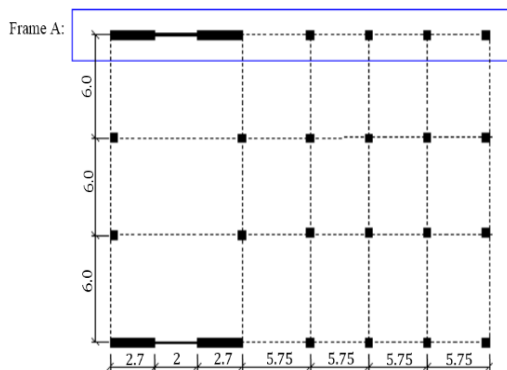
همان طور در شکل (۱۱-الف) ملاحظه می‌شود، نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایش یافته و چرخه‌ای سیستم مورد نظر کاملاً بر هم منطبق می‌باشند. بر اساس منحنی هیستریزس ارائه شده، سازه در طی سیکل‌های رفت و برگشتی رفتار پایداری از خود نشان داده و هیچگونه افت ناگهانی در آن ایجاد نشده است.

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]:

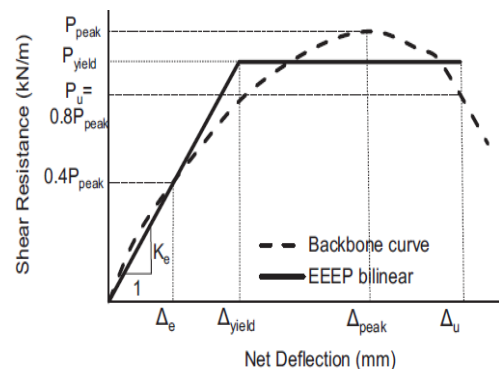
$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (13)$$

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].



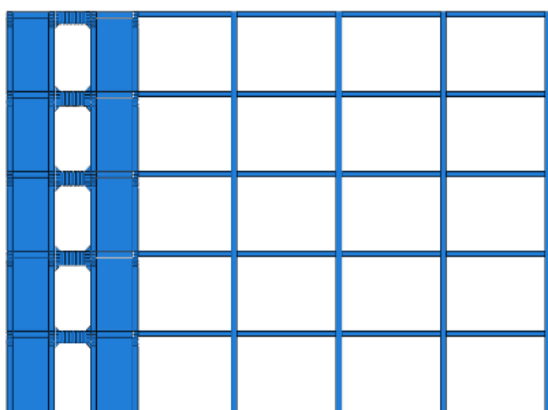
شکل ۱۳- روش مورد نظر برای محاسبه نقطه توقف تحلیل پوش‌آور و محاسبه شکل‌پذیری سازه [۴۱]

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

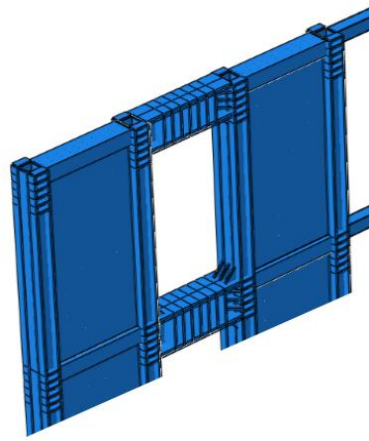
به همین منظور به کمک روابط مقاومت مصالح، می‌توان صلبیت خمشی ($\sum E_i I_i$) و صلبیت برشی ($\sum \alpha_i G_i A_i$) دیوارهای برشی مرکب را به دیوارهای برشی بتنی نظیر خود تبدیل نمود. برای ساده شدن روند ذکر شده، از سختی آرماتورها در داخل دیوارهای بتنی صرف نظر می‌کنیم و با فرض اینکه ورق‌های فولادی به طور 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.



شکل ۱۶- مدل دیوار برشی مرکب همبند در نرم‌افزار ABAQUS

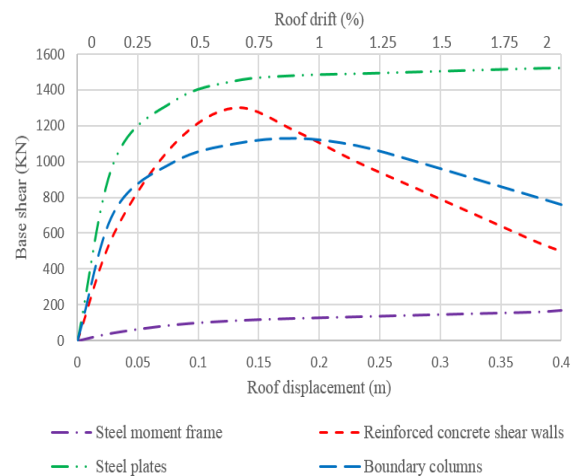
بر اساس شکل (۱۷)، سهم سختی الاستیک ستون‌های مرزی مدل حاضر نسبت به مدل قبل کاهش یافته است. این موضوع کاملاً منطقی به نظر می‌رسد زیرا با همبند شدن دیوارهای برشی، رفتار آنها از خمشی به سمت برشی میل می‌یابد و متناسب با این موضوع تاثیرات ستون‌های مرزی در این سیستم کاهش می‌یابد. همچنین همان‌طور که در شکل (۱۷) 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 (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 افزایش 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 افزایش 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

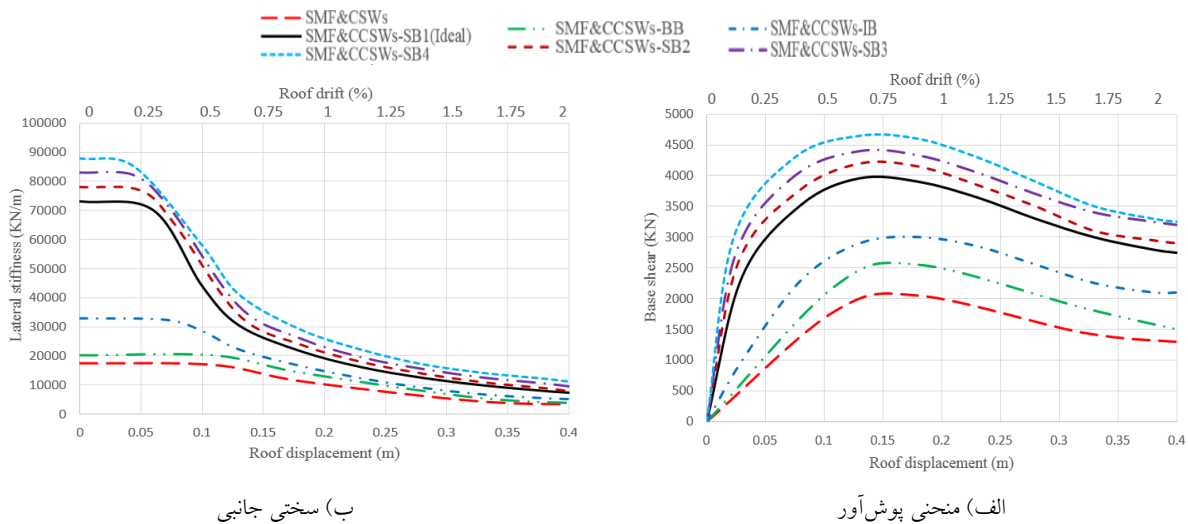
با افزایش سختی تیرهای همبند، پارامترهای مقاومتی سیستم‌های مورد نظر از جمله ظرفیت برشی نهایی، سختی جانبی و انرژی مستهلک شده همواره افزایش می‌یابد. البته شکل‌پذیری این سازه، بعد از مدل ایده‌آل کاهش یافته است.

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 تأثیر

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.

[22] 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.

[24] 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

