

کاربرد زوج پانل برشی برای بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور

سیدمهدی زهرائی^{*۱}

۱- دانشیار قطب علمی مهندسی و مدیریت زیرساخت‌های عمرانی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران

mzahrai@ut.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۱/۴/۲۷

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۱/۲۰

چکیده- استفاده از میراگرهای جاری‌شونده به علت قابلیت بالا در اتلاف انرژی زلزله با استقبال قابل توجهی در دهه اخیر روبرو شده است. با توجه به پیشرفت‌های فاحش روش‌های کنترل غیرفعال برای استهلاک انرژی زلزله و نیز جلوگیری از خسارات لرزه‌ای در اعضای اصلی سازه، این مقاله یک سیستم جدید اصلاحی مناسب به خصوص برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌های فولادی دارای مهاربندی برون‌محور پیشنهاد نموده است. در این مقاله عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی برون‌محور با افزودن زوج پانل برشی به عنوان میراگر هیستریزیس مورد بررسی قرار گرفت. نمونه‌های عددی به روش تحلیل اجزاء محدود غیرخطی تحت بارگذاری چرخه‌ای (رفت و برگشتی) و بارافزون (پوش اور) ارزیابی شدند.

نتایج حاصله، منحنی‌های هیستریزیس پایدار و بدون افت چشمگیر و خروج نواحی خرابی از قسمتهای اصلی سازه و انحصار آن در پانلهای برشی را نشان دادند. در نمونه‌ها ظرفیت تغییرشکل‌های زاویه‌ای پانل‌های برشی بین ۰/۰۸ تا ۰/۱۵ رادیان بدست آمد. با افزودن زوج پانل برشی، حداکثر تغییرمکان قائم دو طرف پیوند افقی بین ۰/۵ تا ۱/۲۵ سانتیمتر بدست آمد که حاکی از کاهش تغییرمکان تحمیل شده به تیر پیوند افقی است. همچنین با توجه به منحنی‌های هیستریزیس نمونه‌ها، استفاده از زوج پانل برشی باعث بهبود رفتار قاب‌های مهاربندی برون‌محور دارای پیوند افقی با طول بلند می‌شود. ضریب رفتار این سیستم بطور محافظه کارانه بیش از ۸ بدست آمد که می‌توان این روش را برای بهبود رفتار این نوع قاب‌ها مناسب و عملی دانست.

واژگان کلیدی- میراگرهای جاری‌شونده، مهاربند برون‌محور با افزودن زوج پانل برشی، بارگذاری چرخه‌ای، پیوند افقی و قائم

۱- مقدمه

برآورده شود، می‌تواند پتانسیل خوبی برای مقابله با زلزله داشته باشند. سیستم‌های سازه‌ای پس از ورود به ناحیه‌ی غیرخطی، به روش‌های مختلف، انرژی زلزله را جذب و مستهلک می‌کنند. به بیان دیگر، سازه‌ها درصدی از نیروی زلزله را به صورت الاستیک، تحمل می‌کنند و بقیه را به صورت غیرخطی، جذب و مستهلک می‌کنند. آیین‌نامه‌های

فلسفه اصلی آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها، جلوگیری از خطرهای جانی و کنترل خسارات در عین صرفه اقتصادی است. بنابراین، سه عامل مقاومت، سختی و شکل‌پذیری در طراحی سازه ساختمان‌ها ترکیب می‌شود. سیستم‌هایی که سه پارامتر سازه‌ای بالا در آنها به خوبی

سنگینی دارد، بادبندها و همه‌ی اتصالات، ستون‌ها و حتی تیر خارج از ناحیه پیوند، باید قوی باشند تا بتوانند تیر پیوند را فعال سازند. همچنین میزان بهبود رفتار و توانایی استهلاک انرژی تا حد زیادی به طول پیوند بستگی دارد؛ به گونه‌ای که با افزایش این طول و حاکم شدن رفتار تسلیم خمشی پیوند، سختی، مقاومت و قابلیت استهلاک انرژی به خاطر محدود شدن دوران پلاستیک و نوع تسلیم (به صورت تشکیل مفصل در دو انتها) کاهش می‌یابد. به همین خاطر در سال‌های نزدیک، مهاربندی‌های برون‌محور با عضو پیوند قائم مورد توجه قرار گرفته است تا به طراحان میدان بازتری بدهد.

برای چیره شدن بر این مشکلات، سیستم جدیدی به وسیله‌ی Aristazabal-ochoa [۲] ابداع شد. در این سیستم انرژی ورودی به وسیله‌ی یک رابط قابل تعویض، به نام عضو زانویی، مستهلک می‌شود. تحقیقات مختلفی روی این سیستم انجام شده است تا از کماتش بادبندها جلوگیری شود. طبق مطالعات Vetr و Boukamp [۳] به عنوان یک رابطه محافظه‌کارانه برای حالتی که لنگر دو طرف مفصل یکسان است توصیه می‌شود که طول مفصل به اندازه‌ی زیر محدود شود:

$$e \leq 1.4 \frac{M_{PL}}{V_{PL}} \quad (1)$$

با اعمال رابطه، چرخش برشی جان مفصل می‌تواند به بیش از ۰/۱ رادیان برسد. در عمل، لنگر دو طرف یکسان نیست. بنابراین توصیه شد با توجه به نسبت سختی چرخشی انتهای پایینی به انتهای بالایی از رابطه زیر استفاده شود:

$$e \leq \frac{0.7(k+1)M_{PL}}{V_{PL}} \quad K = \frac{M_2}{M_1} \quad (2)$$

M_2 لنگر انتهایی پایینی (متصل به مهاربند) و M_1 لنگر انتهایی بالایی (متصل به تیر) است. برای جلوگیری از شکست جوش در محل اتصال انتهای بالایی مفصل به تیر، رابطه بالا می‌تواند

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها با تکیه بر این توانایی سازه‌ها، مقدار نیروی زلزله مؤثر بر سازه‌ها را به گونه‌ای چشم‌گیر کاهش می‌دهند. هر یک از سیستم‌های سازه‌ای معمول در فرایند مقابله با نیروهای جانبی در ناحیه خطی و غیرخطی مزیت‌ها و معایبی دارند. برای نمونه، سیستم قاب خمشی به خاطر داشتن فاصله زیاد آزاد بین ستون‌ها برای تعبیه بازشوها، سیستم مناسبی است؛ افزون بر این در صورت طراحی مناسب می‌تواند شکل‌پذیری نسبتاً دلخواهی از خود نشان دهد ولی به خاطر سختی جانبی کم، تغییر شکل زیادی در مقابل نیروهای جانبی از خود نشان می‌دهد. از سوی دیگر، سیستم مهاربندی همگرا سختی جانبی بسیار بالایی دارد ولی به خاطر کماتش اعضای بادبندی در فشار، این سیستم، شکل‌پذیری و قابلیت استهلاک انرژی مناسب ندارد و از دیدگاه هندسی نیز با نیازهای معماری تناقض دارد.

سیستم‌های قابی متعارف که گفته شد، نمی‌تواند هم‌زمان نیازهای هر سه پارامتر را تامین کنند. ترکیب مناسبی از این سه سیستم می‌تواند مقاومت، سختی و شکل‌پذیری دلخواه برای یک سازه ایجاد کند. برای افزایش توانایی استهلاک انرژی قاب‌های فولادی، در سال ۱۹۷۸، سیستم قاب بادبندی شده برون‌محور که در آن بادبند با خروج از مرکزیت نسبت به گره تیر و ستون اجرا می‌شود و تیر پیوند مانند فیوزی شکل‌پذیر عمل می‌کند به وسیله‌ی پوپوف و همکارانش ارائه شد [۱]. لازم است گفته شود که این سیستم با وجود توانایی بالا در استهلاک انرژی ناشی از زلزله، نقاط ضعف اساسی دارد. برای نمونه، در این سیستم، انرژی به خاطر تغییر شکل قابل توجه تیر رابط که خود بخشی از تیر طبقه است مستهلک می‌شود که دلیل خرابی زیاد در تیر طبقه است. تعمیر و بازسازی این خرابی بسیار هزینه‌بر و مشکل خواهد بود؛ و بحرانی‌تر این که با وجود تأسیسات در کف مربوطه، به آن‌ها نیز آسیب خواهد رسید. از آن جا که تیر طبقه به‌عنوان عضو اصلی قاب، مقطع

ناپایداری پیچشی رخ نداد. این موضوع با تحلیل کماتش غیرخطی سیستم با برنامه کامپیوتری ANSYS که قبل از آزمایش انجام شده بود، کاملاً هم خوانی دارد. می‌توان نتیجه گرفت که طراحی مفصل برشی قائم با توجه به روابط ارائه شده، خطر ناپایداری جانبی یا پیچشی در انتهای پایینی مفصل برشی قائم را متفی می‌سازد و تنها مهاربندی جانبی انتهای بالایی مفصل (محل تقاطع با تیر اصلی) کافی است.

در دانشگاه برکلی، نمونه‌ای با پیوند کوتاه به صورت بارگذاری چرخه‌ای به شکل تغییر مکان افزایشی در هر چرخه، تحت دو نوع بارگذاری، آزمایش شد. در نمونه اول [6]، افزایش تغییر مکان در دو سیکل اعمال شد. در این حالت، بیشینه چرخش قبل از افت مقاومت، ۰/۰۶۵ رادیان به دست آمد، در حالی که در نمونه دوم [7]، افزایش تغییر مکان تحت یک چرخه اعمال شد و بیشینه چرخش ۰/۰۹۷ رادیان به دست آمد. بنابراین می‌توان گفت میزان چرخش تیر پیوند به نوع و چگونگی اعمال بار و امکانات و ابزار در زمان آزمایش بستگی دارد. با گسترش تحقیقات در سال ۲۰۰۲ روند جدیدی برای تیر پیوند در مهاربندهای برون‌محور تدوین شد که برگرفته از روند بارگذاری برای قاب‌های خمشی است. این روند که با نام تاریخچه بارگذاری معرفی شده، نسبت به روندهای پیشین که همه دانسته‌ها در طراحی ناشی از آن است، سخت‌گیرانه‌تر بوده و میزان چرخش غیر ارتجاعی تیر پیوند کوتاه را کمتر از تحقیقات قبل نشان می‌دهد [۸ و ۹].

بر اساس مطالعات تحلیلی Zahrai و Tabar Molehi [۹] در سال ۲۰۰۶ روی قاب‌های یک طبقه دارای سیستم مهاربندهای برون‌محور با عضو پیوند قائم با طول‌های متفاوت با سخت‌کننده جان و بدون آن، قاب‌های بادبندی شده مجهز به سیستم پانل برشی (مهاربند شورن با عضو پیوند قائم تکی) همه رفتار هیسترتیک حجیم، پایدار و

محدودتر شود. اعمال این ضریب مبتنی بر مشاهدات پارگی جوش در مفاصل برشی افقی است. که یک انتهای آن به وجه ستون متصل است. انجمن مهندسين ساختمان كاليفرنيا (۱۹۸۸) [۴]، توصیه کرده است که چرخش برشی مفاصل به ۰/۰۱۵ رادیان محدود شود. بررسی‌ها نشان داد که در این صورت، ظرفیت استهلاک انرژی مفصل بسیار پایین می‌آید. بنابراین تیر و باوکمپ توصیه کردند که از رابطه زیر استفاده شود؛ در واقع آن‌ها طول مفصل برشی را کاهش دادند تا لنگر انتهایی کاهش یابد:

$$e \leq \frac{0.35 (k + l) M_{PL}}{V_{PL}} \quad (۳)$$

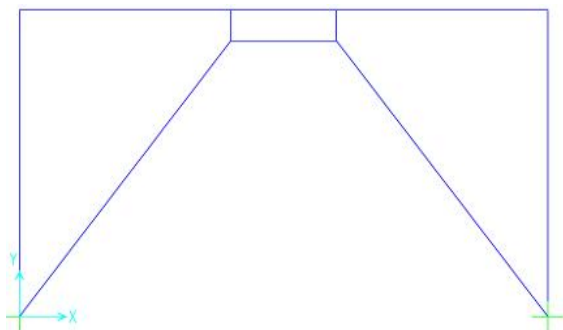
این همان رابطه بالا است که لنگر انتهایی به $M_1 = 0/5M_{PL}$ محدود شده است.

Boukamp و Vetr [۵] طی آزمایشی، یک ساختمان سه طبقه، سه دهانه با فاصله ستون‌ها از هر طرف پنج متر و ارتفاع هر طبقه سه متر و بیست سانتی‌متر را طراحی و تحت بار برابر یک زلزله به قدرت ۰/۲۵g در مرکز آزمایش سازه اروپا (ELSA) واقع در ایتالیا آزمایش کردند. بار جانبی اعمال شده به سیستم مقاوم آزمایش شده از راستای اعمال بار به وسیله‌ی دو قاب موازی با مهاربند برون‌محور با پانل برشی تکی و از راستای عمود بر صفحه بارگذاری به وسیله‌ی دو قاب موازی با سیستم MRF تحمل می‌شد. در قاب‌های آزمایش شده V-EBF (دارای تیر پیوند قائم)، ستون‌ها در راستای ضعیف خود نصب شدند تا بتوان بیشینه برش طبقه را به مفصل برشی قائم اعمال کرد. بارگذاری به روش کنترل تغییر مکان در طبقه سوم همراه کنترل نسبت بار وارده شده به طبقات به ۱/۳، ۲/۳ و ۱ به ترتیب در طبقات اول تا سوم اعمال شد. نتیجه آزمایش، رفتار مناسب و شکل‌پذیری خوب سیستم بود. همچنین مقایسه پایداری بین دو قاب موازی V-EBF مدل آزمایشی نشان داد که در سیستم موجود به ویژه در ناحیه بحرانی تقاطع بادبندها با انتهای مفصل قائم هیچ گونه ناپایداری جانبی یا

طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی جدید و بهسازی ساختمان‌های موجود در برابر زلزله است [۱۳ و ۱۴]. سیستم نوین بررسی شده در این مقاله، ترکیبی سری از مهاربند برون‌محور و پانل برشی است. در این سیستم ابتکاری، دو پانل برشی در مسیر انتقال نیرو بین مهاربند و تیر اصلی طبقه قرار می‌گیرند که همچون فیوزی باعث جذب و استهلاک انرژی شده و می‌توانند از گسترش خسارات تیر پیوند افقی جلوگیری کنند. این پانل‌ها همگام با توسعه محدوده طراحی برای تأمین سیستم با مقاومت، سختی و شکل‌پذیری مناسب در مهاربندی برون‌محور، باعث بهبود رفتار قاب و مهاربند نسبت به حالت معمول می‌شود. این سیستم از دو پانل برشی که به دو انتهای تیر پیوند افقی متصل می‌شوند تشکیل شده و به‌عنوان یک نوع سیستم پیشرفته‌ی اصلاح قاب مهاربندی برون‌محور در این پژوهش ارزیابی می‌شود.

۲- معرفی سیستم مورد تحقیق

در این مقاله، سیستم جدیدی برای بهبود رفتار قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور بررسی می‌شود که در شکل ۱ دیده می‌شود. این سیستم از دو پانل برشی که به دو انتهای تیر پیوند افقی متصل می‌شوند تشکیل شده و به‌عنوان یک نوع سیستم پیشرفته‌ی اصلاح قاب مهاربندی برون‌محور در این تحقیق مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.



شکل (۱) قاب نمونه این پژوهش

رشدیابنده داشتند به گونه‌ای که بیش از ۹۰ درصد انرژی مستهلک‌شده به تغییر شکل غیرالاستیک پانل برشی مربوط شد. باید توجه داشت که دست‌یابی به بیشینه دوران غیرالاستیک، رابطه مستقیمی با نمودار بارگذاری دارد [۱۰]. Okazaki و Engelhardt در سال ۲۰۰۷ [۱۱] روی ۳۷ نمونه با بارگذاری‌های متفاوت، تحقیقات آزمایشگاهی انجام دادند که بر اساس روند بارگذاری (AISC (2002)، ظرفیت چرخش تیر پیوند برای اعضا دارای تسلیم برشی به طور میانگین، ۰/۰۷۵ رادیان به دست آمد که نشان از اثر منفی این روند دارد. اما نمونه‌هایی که تسلیم برشی داشتند و بر اساس AISC (2005) بارگذاری شده بودند، به طور متوسط چرخش ۰/۱۱ رادیان داشتند که همگرایی بهتری با ضوابط آیین‌نامه استفاده شده دارد و نشان می‌دهد که روند اصلاح‌شده مناسب‌تر است؛ همچنین ضریب افزایش سخت‌شدگی در این نمونه‌ها، ۱/۰۵ تا ۱/۶۲ به دست آمد [۱۱ و ۱۲].

زهرائی و ماهرزاده، تأثیر استفاده از سیستم پانل برشی در افزایش شکل‌پذیری و استهلاک انرژی اعمال‌شده به سازه را به صورت آزمایشگاهی و با استفاده از پروفیل‌های موجود در کشور با آزمایش پنج نمونه تیر پیوند قائم بررسی کردند. در این نمونه‌ها، زاویه تغییر شکل برشی تیر پیوند پیش از گسیختگی به ۰/۱۲۸ تا ۰/۱۵۶ رسید. شکل‌پذیری مناسبی برای قاب‌ها با متوسط نسبت میرایی ۲۶/۷ تا ۳۰/۶ درصد و ضریب رفتار قاب حدود ۷/۱۵ تا ۱۰/۶۵ به دست آمد. با استفاده از این قطعات که تقریباً به تنهایی همگی انرژی واردشده به سازه را مستهلک کردند، مشخص شد فرض الاستیک باقی ماندن تیر، ستون و مهاربند، درست است. بنابراین با توجه به این که پس از زلزله همگی اعضاء ارتجاعی باقی می‌مانند، می‌توان تنها با تعویض قطعه تیر پیوند قائم، دوباره از سازه استفاده کرد که نشان‌دهنده به صرفه بودن استفاده از این قطعات برای

همان گونه که گفته شد، مهاربندی‌های برون‌محور نقاط وضعی دارند که برای از بین بردن آن‌ها، سیستم مهاربندی برون‌محور با دو عضو قائم برشی مطرح شد. در واقع می‌توان این سیستم را نوعی از ترکیب دو سیستم مهاربند برون‌محور با عضو پیوند افقی (H-EBF) و مهاربند برون‌محور با عضو پیوند قائم (V-EBF) دانست. در این تحقیق با مدل‌سازی چهار نمونه قاب یک‌دهانه با ارتفاع ۳۲۰ سانتیمتر و طول دهانه ۵۰۰ سانتی‌متر با طول پیوند افقی برشی (پیوند کوتاه) و خمشی (پیوند بلند) و عضو قائم (پانل برشی) ۲۲ سانتی‌متر خالص و دارای تسلیم برشی (پیوند کوتاه) برای همه‌ی نمونه‌ها رفتار لرزه‌ای این سیستم بررسی می‌شود. مقاطع ستون‌ها از IPB 120، مهاربندها از 2 UNP 10 و مقاطع زوج پانل برشی از IPE 140 ساخته شد. شکل ۲ نمای شماتیکی از مدل ساخته‌شده در نرم‌افزار را نشان می‌دهد. بر اساس تحقیقات و آزمایش‌های انجام شده روی پانل برشی تکی، طول این عضو باید به گونه‌ای تعیین شود که رفتار برشی داشته باشد تا بیشترین اثر را داشته و دارای تسلیمی یکنواخت با قابلیت استهلاک انرژی بالا باشد [۱۲].

این مقاله نیز همه‌ی پیوندهای قائم رفتار برشی دارند. اتصال مهاربند به ورق تیر T شکل در مدل نرم‌افزاری همانند واقعیت و به صورت جوش به ورق مدل شده است.

جدول (۱) مشخصات نمونه‌های عددی در نظر گرفته شده

نیمرخ تیر پیوند	$e < \frac{1/6M_p}{V_p}$ (cm)	$e > \frac{2/6M_p}{V_p}$ (cm)
IPE180	51	82
IPE160	45	73
IPE140	39	64

جدول (۲) مرز تسلیم برشی و خمشی مقاطع

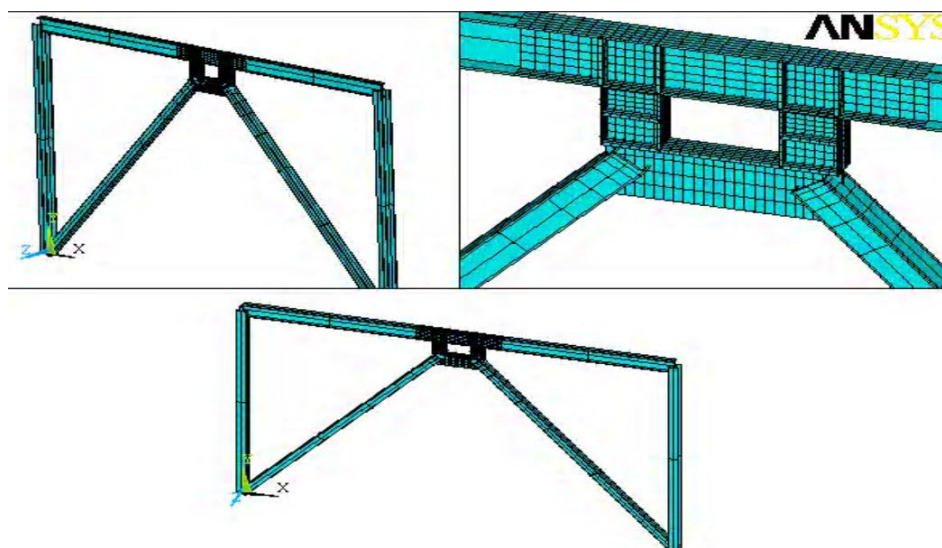
نمونه‌ها	نوع اتصال تیر به ستون	تیر پیوند افقی	طول خالص پیوند افقی (cm)	سخت‌کننده جان در پانل برشی	سخت‌کننده جان در پیوند افقی
SPS1	مفصلی	IPE180	100	یک جفت در وسط	بدون سخت‌کننده
SPS2	مفصلی	IPE160	100	یک جفت در وسط	بدون سخت‌کننده
SPS3	مفصلی	IPE180	30	یک جفت در وسط	بدون سخت‌کننده
SPS4	مفصلی	IPE160	30	یک جفت در وسط	بدون سخت‌کننده

سازه‌های ساخته‌شده نصب می‌شود. نصب این زوج پانل باعث جلوگیری از خراب شدن و جذب انرژی کمتر به وسیله پیوند افقی می‌شود که آسیب کمتر مهاربندهای برون‌محوری که ضعیف طرح شده است را در پی دارد؛ همچنین کارکرد کلی قاب نیز حفظ می‌شود.

۳- معرفی المان‌های استفاده شده

شکل ۲، مدل‌سازی قاب مطالعه شده را نشان می‌دهد. المان 143 SHELL: المان پوسته ۱۴۳، برای تحلیل غیر خطی پوسته‌های نازک تا نسبتاً ضخیم با شکل‌های تخت یا منحنی به کار می‌رود. این المان، چهارگره‌ای است و در هر گره آن، سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی چرخشی وجود دارد. این المان توانایی پلاستیک شدن، خزش سخت شدگی تنش، تغییرشکل‌های بزرگ (بررسی اثر کمانش) و کرنش‌های کوچک را دارد. افزون بر آن توانایی ماتریس سختی همسانی (سازگار) برای استفاده در آنالیز تغییر شکل‌های بزرگ و چرخش‌های محدود وجود دارد.

هدف از بررسی چنین سیستم‌ای، بالا بردن توانایی استهلاک انرژی همگام با سختی مناسب، کم کردن تغییر مکان پیوند افقی در مهاربند برون‌محور، نرسیدن آسیب جدی به اعضای اصلی سازه و بهبود کارکرد لرزه‌ای پیوندهای بلند است. همچنان که گفته شد در قاب‌های برون‌محور معمولی، تغییر مکان زیاد و جاری شدن پیوند افقی که عامل جذب و استهلاک انرژی در این قاب‌ها است، باعث می‌شود نتوان دوباره از سازه بعد از زلزله بهره‌برداری کرد و در پی آن باعث خرابی در تأسیسات و تجهیزات کف یا مرتبط به آن می‌شود؛ حالی آن که تعمیر یا تعویض این عضو نیز بسیار دشوار و پرهزینه است. همچنین استفاده از مهاربند شورن با پانل برشی تکی، ممکن است از دیدگاه معماری و تغییر محل صفحات اتصال چندان دلخواه نباشد. ولی این سیستم پیشنهاد شده، ترکیبی از دو سیستم یادشده است که بیشتر خصوصیات آن دو را دارد. این سیستم نوین را می‌توان یک روش ساده و اجرایی برای تقویت و مقاوم‌سازی قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور دانست زیرا به راحتی با کمترین تغییر در شکل ظاهری و کمینه هزینه و تخریب،



شکل (۲) مدل ساخته‌شده در نرم‌افزار و جزئیات المان‌های بکاررفته

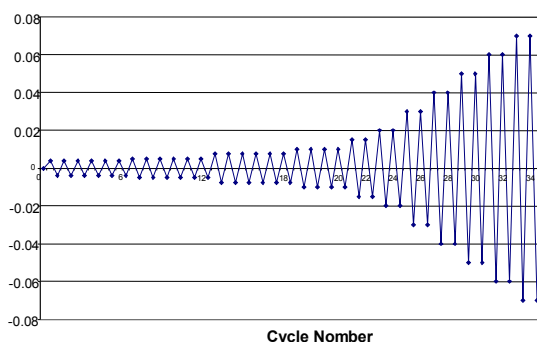
در بیشتر آیین‌نامه‌های معتبر دنیا از الگوی بارگذاری به شیوه تغییر مکان، برای بررسی رفتار سازه‌های شکل‌پذیر استفاده می‌شود. بارگذاری اعمال شده در دو الگوی بار افزون و بارگذاری چرخه‌ای اعمال شده است.

۵-۱- بارگذاری بار افزون^۱

در این نوع تحلیل یک تغییر مکان به قاب اعمال می‌شود؛ با تعیین SubStep این تغییر مکان به صورت تدریجی به سیستم اعمال می‌شود. تحلیل با در نظر گرفتن خواص غیرخطی مواد برای هر نمونه انجام می‌شود. تغییر مکان در راستای محور x ۱۵ سانتی‌متر به دو سر قاب اعمال شد.

۵-۲- بارگذاری تغییر مکان چرخه‌ای

این نوع بارگذاری بر پایه‌ی آیین‌نامه ۲۰۰۵ AISC پیوست S استوار است [۱۲]. شکل ۳ نمودار بارگذاری را نشان می‌دهد. برای ارزیابی کماتش موضعی و کاهش مقاومت ناشی از آن و سنجش میزان اتلاف انرژی، رفتار سیستم در ناحیه غیرخطی و اثر بارگذاری و باربرداری مکرر بر نمونه از تحلیل چرخه‌ای استفاده می‌شود. تحلیل به صورت غیرخطی هندسی با در نظر گرفتن تغییر شکل‌های بزرگ انجام شده است. در این نوع تحلیل، امکان کماتش به همه‌ی اعضا داده شده است.



شکل (۳) نمودار بارگذاری چرخه‌ای طبق روند AISC 2005 [۱۲]

المان BEAM 189: این المان برای تحلیل تیرهای با مقطع بزرگ مناسب است و بر اساس پایه‌های تئوری تیر تیموشنکو استوار است (تغییر شکل‌های برشی در نظر گرفته شده است). این المان، تیر غیرخطی از درجه دوم در محیط سه‌بعدی است و ۶ الی ۷ درجه آزادی (شامل ۳ درجه آزادی انتقالی، ۳ درجه آزادی چرخشی و ۱ درجه آزادی تاب‌خوردگی) در هر گره دارد. این المان ویژگی سخت‌شدگی کرنشی دارد که در مسائل پایداری پیچشی کاربرد بسیاری دارد. در این سیستم ستون‌ها و مهاربندها و تیر خارج از پیوند با المان Beam مدل شده است و قسمت مرکزی که شامل پیوند قائم و افقی است به وسیله‌ی المان Shell مدل شده که دقت بیشتری دارد.

۴- مصالح بکار رفته

مصالح از نوع فولاد ST 37 است. ویژگی‌ها و منحنی تنش-کرنش در جدول ۳ نشان داده شده است.

جدول (۳) مشخصات فولاد مصرف شده

فولاد ST37	کرنش	تنش Kg/cm^2
تسلیم	0.0012	2400
نهایی	0.2	3700

رفتار مواد، غیرخطی مدل شده و از قانون سخت‌شدگی سینماتیک چندخطی (Kinematic Hardening Plasticity) که اثر بوشینگر در آن در نظر گرفته شده است، پیروی می‌کند. برای تسلیم، معیار فون‌مایسز در نظر گرفته شده است.

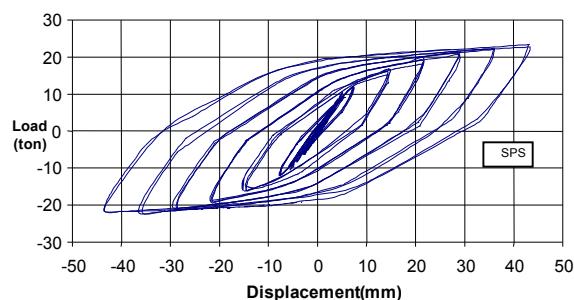
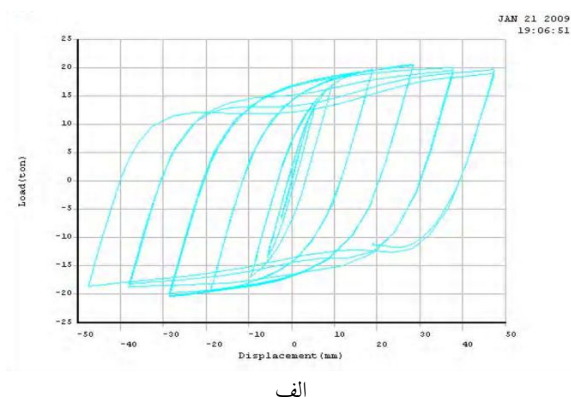
۵- بارگذاری

بارگذاری با اعمال تغییر مکان به دو سر قاب انجام می‌شود. مشاهدات گویای آن است که اعمال بار به صورت تغییر مکانی همگرایی بهتری نسبت به اعمال نیرو دارد. همچنین

رفتار خمشی (طول ۱۰۰ سانتی‌متر) و پیوند قائم آن تیرآهن IPE 140 به طول خالص ۲۲ سانتی‌متر است، پانل‌های برشی در بیشترین حالت حدود ۰/۱۳ رادیان دوران داشتند. بیشتر تغییر مکان در راستای قائم پیوند افقی حدود ۰/۵ تا ۰/۷ سانتی‌متر به دست آمد که می‌توان نتیجه گرفت استفاده از پانل‌ها مشکل تغییر مکان زیاد تیر طبقه را در مهاربند‌های برون‌محور معمولی برطرف کرده است. در تحلیل بار افزون، بیشترین مقدار برش پایه قبل از گسیختگی، ۲۵/۲ تن به دست آمد. در نمونه SPS2 که تیر پیوند افقی از تیرآهن IPE 160 با رفتار خمشی (به طول ۱۰۰ سانتی‌متر) بود، بعد از بارگذاری چرخه‌ای، پانل‌های برشی در حدود ۰/۰۸ تا ۰/۱ رادیان دوران داشتند. بیشینه تغییر مکان در راستای قائم پیوند افقی یا همان تیر طبقه، حدود ۱ تا ۱/۲۵ سانتی‌متر به دست آمد. در تحلیل بار افزون بیشترین مقدار برش پایه قبل از گسیختگی، ۲۲/۵ تن برآورد شد. در نمونه SPS3 که تیر پیوند افقی آن از تیرآهن IPE 180 با طول ۳۰ سانتی‌متر و پیوند قائم آن از تیرآهن IPE 140 با طول خالص ۲۲ سانتی‌متر است و پیوند افقی رفتار برشی داشت، بیشینه چرخش پانل‌های برشی حدود ۰/۱۴ رادیان بود، پیوند افقی تغییر مکان بسیار اندک در هر دو انتها و به سمت پایین داشت که حدود ۰/۱۵ سانتی‌متر بدست آمد. در تحلیل بار افزون، که بیشترین مقدار برش پایه قبل از گسیختگی، ۳۱ تن برآورد شد. در نمونه SPS 4، تیر طبقه یا همان پیوند افقی از تیرآهن نمره IPE 160 با طول (تودلی) ۳۰ سانتی‌متر و پیوند قائم از IPE 140 با طول خالص ۲۲ سانتی‌متر تشکیل شده بود. بعد از تحلیل چرخه‌ای، بیشینه چرخش پانل‌های برشی حدود ۰/۱۴ رادیان بود و بیشینه تغییر مکان در راستای قائم پیوند افقی یا همان تیر طبقه در هر دو انتها بسمت پایین حدود ۰/۵ سانتی‌متر به دست آمد. در تحلیل بار افزون بیشترین مقدار برش پایه قبل از گسیختگی، ۲۶

۶- سنجش درستی مدل عددی

در این پژوهش برای کنترل فرضیات و دقت نتایج، نخست مدلی که شرح و نتایج آزمایشگاهی آن در مرجع ۱۳ موجود است، با برنامه ANSYS مدل شد. منحنی هیستریزس نیرو تغییر مکان نمونه مدل‌سازی شده و نمونه آزمایشگاهی در شکل ۴ نشان داده شده است.



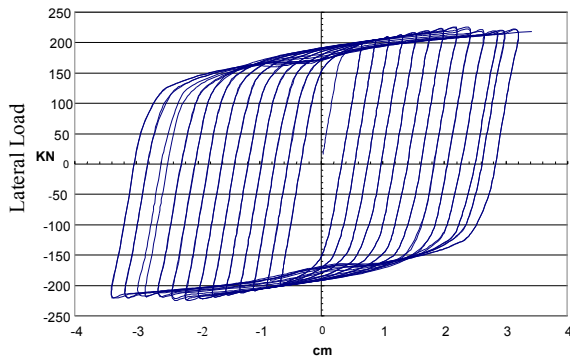
شکل (۴) منحنی هیستریزس به دست آمده از مدل‌سازی عددی (الف)، بررسی آزمایشگاهی (ب) [۱۳]

با توجه به منحنی‌ها، نتایج هم‌خوانی مناسبی با هم دارند و اختلاف موجود به خاطر جزئیات مدل‌سازی، شرایط آزمایشگاهی و شرایط اعمال بار و لغزش‌های اتصالات (پیچ و مهره) در مدل آزمایشگاهی است.

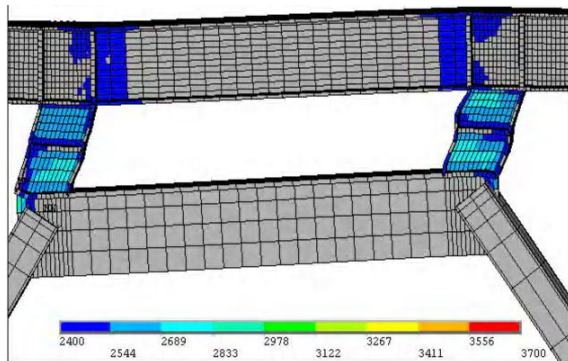
۷- بررسی نتایج

در نمونه SPS1 که تیر طبقه شامل پیوند افقی از IPE 180 با

قسمت‌هایی جاری‌شدگی و تسلیم رخ داده است؛ زیرا این بازه برای بررسی اهمیت دارد. مطابق شکل، نقاطی که تنش کمتری دارد بدون رنگ خواهد بود. در شکل ۹، قسمت‌هایی از بال و جان تیر پیوند افقی به مرز تسلیم رسیده ولی تسلیم موضعی قسمتی از جان و بال در دو انتهای پیوند افقی، توانایی باربری سیستم را کاهش نداده است (شکل ۵).

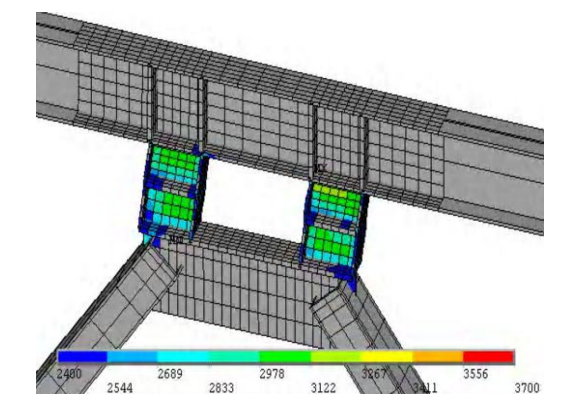


شکل (۵) منحنی هیستریزس برش پایه تغییر مکان نمونه SPS1



شکل (۶) منحنی هیستریزس برش پایه تغییر مکان نمونه SPS2

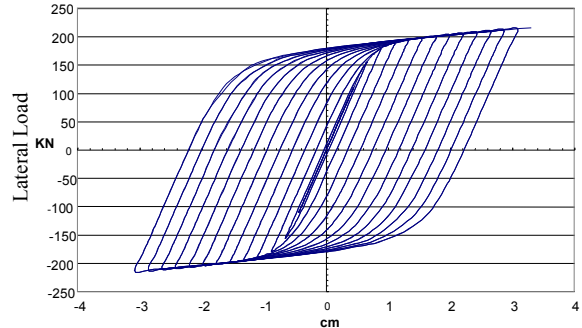
شکل (۸) منحنی هیستریزس برش پایه تغییر مکان نمونه SPS4



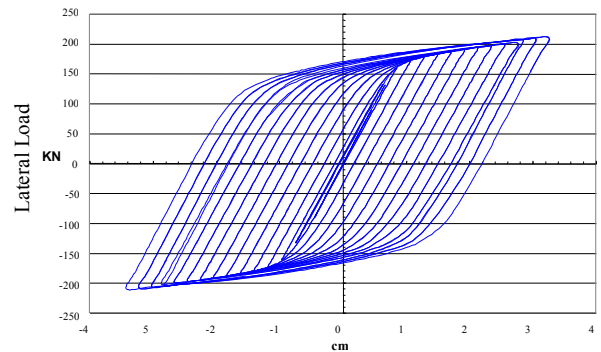
شکل (۹) کانتور تنش فون‌مایسز در دوره آخر بارگذاری برای نمونه SPS1

شکل (۱۰) کانتور تنش فون‌مایسز در دوره آخر بارگذاری برای نمونه SPS3

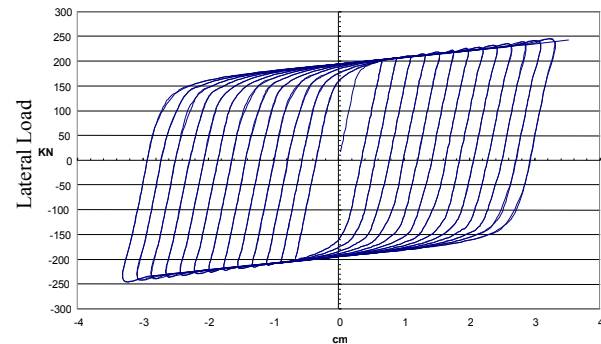
تن برآورد شد. اشکل‌های ۵ تا ۸، منحنی هیستریزس برش پایه نسبت به تغییر مکان را برای نمونه‌ها نشان می‌دهد.



شکل (۷) منحنی هیستریزس برش پایه تغییر مکان نمونه SPS3



شکل (۸) منحنی هیستریزس برش پایه تغییر مکان نمونه SPS4



شکل (۹) منحنی هیستریزس برش پایه تغییر مکان نمونه SPS5

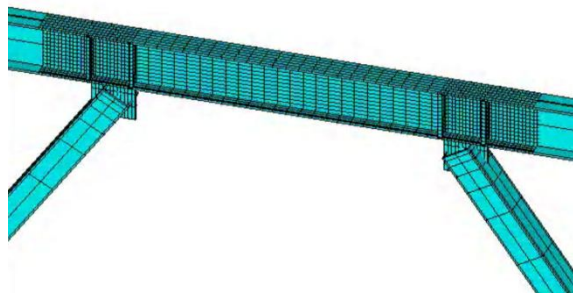
شکل ۹ و ۱۰، کانتور تنش فون‌مایسز را در آخرین چرخه بارگذاری برای نمونه SPS1 و SPS3 نشان می‌دهد. می‌توان دید که پیوند قائم به خوبی فعال و با تسلیمی یکنواخت باعث استهلاک انرژی شده است. بازه کانتور تنش ۲۴۰۰ تا ۳۷۰۰ تنظیم شده تا به گونه‌ای واضح مشخص شود که در چه

مشکل تغییر مکان زیاد تیر پیوند افقی را برطرف می‌سازد؛ همچنین با کوتاه شدن طول پیوند افقی (از ۱۰۰ به ۳۰ سانتی‌متر) این تغییر مکان کمتر شده به گونه‌ای که در نمونه‌هایی که تیر پیوند افقی طول کوتاه دارد (دارای تسلیم برشی) این تغییر مکان ناچیز می‌شود (شکل ۱۱).

با مقایسه این نمودارها می‌توان دریافت که در نمونه SPS3، بعد از گذشت چند دوره، تغییر مکان حالت قرینه نداشته و مسیر حرکت یک‌سویه و به سمت پایین یا بالا است؛ اما در نمونه SPS2، تغییر مکان‌ها کاملاً قرینه است یعنی همواره حالت دورانی در پیوند افقی برقرار است.

۸- مقایسه رفتاری با قاب برون‌محور معمول

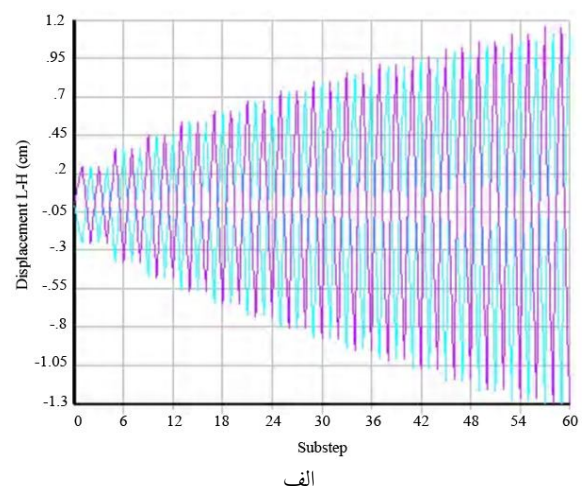
برای مقایسه و درک رفتار پانل‌های برشی و اثر آن در قاب، نمونه SPS1، این بار بدون پانل برشی مدل شده و تحت همان بارگذاری قرار می‌گیرد. شکل ۱۲، جزئیات مدل‌سازی این قاب را نشان می‌دهد پیوند افقی از نیم‌رخ، IPE 180 و طول، ۱۰۰ سانتی‌متر است.



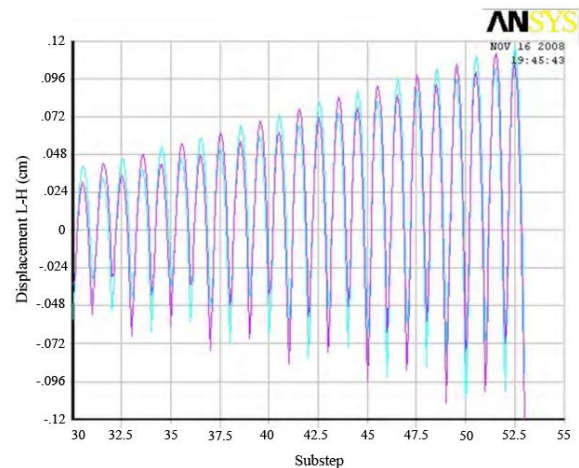
شکل (۱۲) مدل‌سازی مهاربند برون‌محور معمول

شکل ۱۳، حلقه هیستریزیس برش پایه - تغییر مکان نمونه را نشان می‌دهد. با توجه به شکل می‌توان افت مقاومت را به خوبی مشاهده کرد که به خاطر ایجاد مفصل در دو انتهای پیوند است؛ در حالی که همه‌ی شرایط برای دو نمونه یکسان بوده و پدیده سخت‌شدگی کرنشی و مهار جانبی نیز برای این نمونه در نظر گرفته شده است.

کانتور تنش شکل ۹ و ۱۰ گویای آن است که افزایش طول تیر پیوند افقی باعث جاری‌شدگی موضعی در دو انتهای پیوند افقی می‌شود. این پدیده به خاطر افزایش لنگرهای انتهایی است و بخشی از انرژی به وسیله‌ی پیوند افقی مستهلک می‌شود؛ و درحالی که هیچ‌گونه افتی در مقاومت دیده نمی‌شود و هرچه طول پیوند قائم کوتاه‌تر و تسلیم آن از نوع برشی باشد، با کاهش لنگر خمشی در محل اتصال، پیوند افقی کمتر دچار تغییر شکل‌های غیرارتجاعی می‌شود.



الف



ب

شکل (۱۱) نمودار تغییر مکان دو انتهای پیوند افقی نسبت به سیکل بارگذاری برای نمونه (الف) SPS2 (ب) SPS3

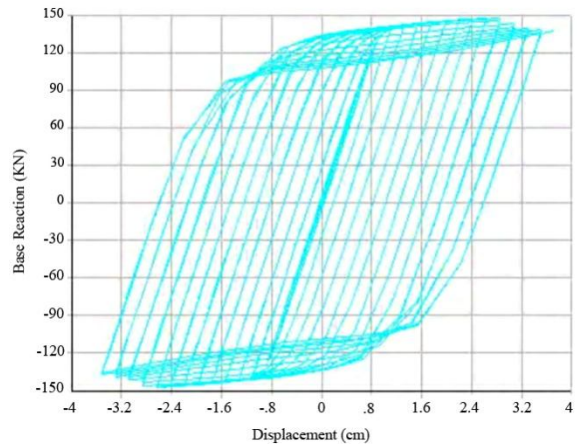
با توجه به نتایج می‌توان گفت که استفاده از پانل برشی،

دیده می‌شود که نمونه وقتی با پانل برشی تقویت شده، هیچ‌گونه کماتش موضعی یا تغییر شکل زیاد در آن ایجاد نمی‌شود. در واقع تمام تغییر شکل‌ها جذب پانل‌های برشی می‌شود و تیر اصلی از تغییر شکل‌های زیاد و کماتش‌های موضعی در بال و جان، در امان می‌ماند.

از مقایسه این نمونه (مهاربند برون‌محور معمولی) با نمونه SPS1 (مهاربند برون‌محور با زوج پانل برشی) با بارگذاری مطابق شکل ۳ که در این پژوهش مدل شد، برتری این سیستم دیده می‌شود. به طور خلاصه می‌توان به این موارد اشاره کرد: ۱- در منحنی هیستریزیس در مهاربند برون‌محور با زوج پانل برشی افت محسوس ایجاد نمی‌شود، ۲- تشکیل مفصل در دو انتهای تیر پیوند افقی و اثر ناچیز جاری شدن موضعی تیر پیوند در دو انتها بر کاهش توانایی باربری سیستم؛ ۳- کاهش تغییر مکان قائم در تیر پیوند افقی حدود ۲/۵ برابر؛ ۴- افزایش برش پایه با اضافه کردن پانل‌ها؛ ۵- خارج شدن خرابی از اعضای اصلی سازه و الاستیک ماندن آن‌ها (تیر طبقه، ستون‌ها و مهاربندها)؛ ۶- ایجاد شدن کماتش موضعی، پیچشی و لهیدگی در دو انتهای پیوند افقی در حالی که در مهاربند برون‌محور معمولی در دو انتهای پیوند این مشکل دیده می‌شود، ۷- افزایش میزان شکل‌پذیری و استهلاک انرژی به خاطر تسلیم برشی پانل‌ها؛ ۸- توانایی تعویض پانل‌ها بعد از زلزله‌های شدید ۹- نیاز کمتر به سخت‌کننده در طول تیر پیوند افقی (برای اهداف بهسازی لرزه‌ای).

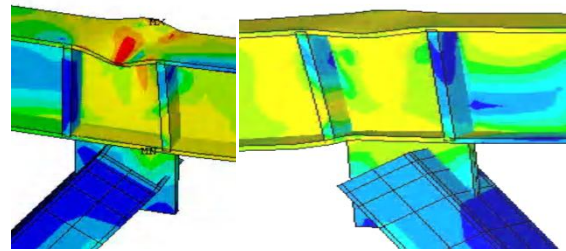
۹- میزان اتلاف انرژی

با محاسبه مساحت زیر منحنی هیستریزیس هر قاب می‌توان میزان استهلاک انرژی را به دست آورد. میرایی هیستریزیس یا انرژی مستهلک‌شده در هر دوره، با مساحت (A_H) ، در شکل ۱۶ نشان داده شده است.

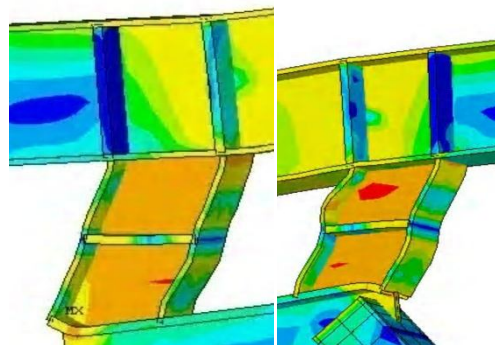


شکل (۱۳) حلقه هیستریزیس برش پایه - تغییر مکان نمونه EBF

شکل ۱۴، کماتش و لهیدگی پیوند را در مهاربند برون‌محور ساخته شده در دوره آخر بارگذاری نشان می‌دهد؛ در حالی که در نمونه‌ای که پانل برشی دارد هیچ‌گونه کماتش و لهیدگی دیده نشد. شکل ۱۵، چگونگی تغییر شکل پیوند افقی را همراه پانل برشی نشان می‌دهد.



شکل (۱۴) چگونگی تغییر شکل پیوند افقی بدون پانل برشی در سیکل آخر بار گذاری



شکل (۱۵) چگونگی تغییر شکل پیوند افقی همراه با پانل برشی در دوره آخر بار گذاری

۱۰- تعیین ضریب رفتار

برای تعیین ضریب رفتار قابهای بادبندی با تیر پیوند قائم از رابطه ۴ استفاده می شود:

$$R = R_{\mu} \cdot R_s \cdot Y \quad (4)$$

در رابطه فوق R ضریب رفتار سازه، R_{μ} ضریب رفتار واقعی در اثر شکل پذیری، R_s ضریب مقاومت افزون و Y ضریب تنش مجاز می باشند. R_{μ} خود تابعی از T ، دوره تناوب سازه، و μ ، ضریب شکل پذیری کلی سازه، و نوع خاک می باشد. R_s مقاومت افزون در نتیجه بازتوزیع نیروهای داخلی، سخت شدگی کرنشی، اثر نرخ کرنش و ... به وجود می آید و به عواملی نظیر نوع سیستم سازه ای، شکل کلی سازه، تعداد طبقات و ... بستگی دارد. ضریب Y نیز، برای در نظر گرفتن اختلاف الگوی آیین نامه ها در طراحی به روش حدی یا تنش مجاز استفاده می شود. ضریب شکل پذیری کلی سازه، μ ، از نسبت تغییرمکان حداکثر، Δ_{max} ، به تغییرمکان معادل تسلیم، Δ_y ، به دست می آید:

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (5)$$

مطالعات اولیه توسط نیومارک و هال برای R_{μ} ضریب رفتار واقعی در اثر شکل پذیری، انجام شده است [۱۵] و [۱۶] و روابط زیر پیشنهاد گردیده است:

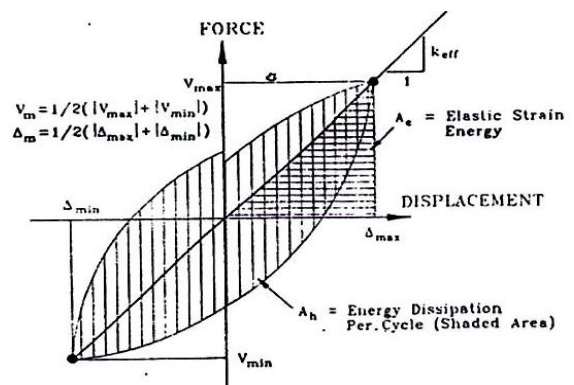
$$R_{\mu}(T \leq 0.03 \text{ sec}, \mu) = 1.0 \quad (6\text{-الف})$$

$$R_{\mu}(0.12 \text{ sec} \leq T \leq 0.5 \text{ sec}, \mu) = \sqrt{2\mu - 1} \quad (6\text{-ب})$$

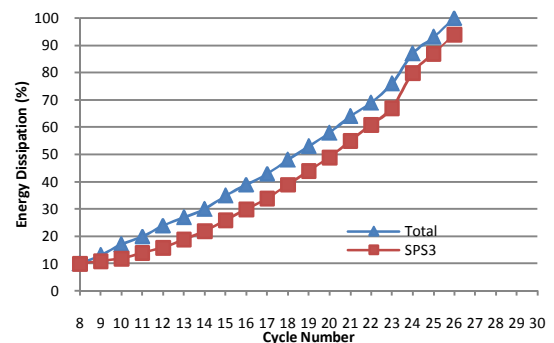
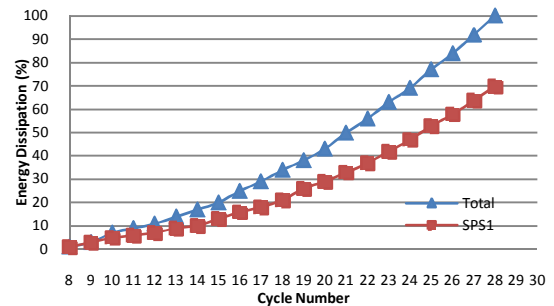
$$R_{\mu}(1.0 \text{ sec} \leq T, \mu) = \mu \quad (6\text{-ج})$$

میراندا و برترو [۱۷] با استفاده از ۱۲۴ رکورد شتاب بر روی خاکهای مختلف روابطی را برای تخمین R_{μ} برای میرایی ۵٪ مطابق زیر پیشنهاد دادند:

شکل (۱۷) مقدار استهلاك انرژی کل سیستم و سهم پانل‌های برشی را برای دو نمونه نشان می‌دهد. اعداد بر حسب درصد، از مقدار انرژی کل در دوره آخر بارگذاری نرمال شده است. با این نمودارها می‌توان به رفتار مناسب پانل‌ها و سهم چشم‌گیر آن‌ها در اتلاف انرژی پی‌برد. با توجه به کوتاهی پیوند افقی در نمونه سوم نسبت به نمونه اول، تقریباً همه اتلاف انرژی توسط زوج پانل برشی انجام شده است.



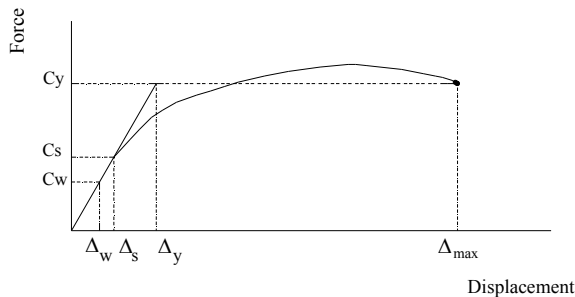
شکل (۱۶) میرایی هیستریزس معادل [۱۳]



شکل (۱۷) مقایسه سهم پانل برشی نسبت به قاب در استهلاك انرژی

$$Y = \frac{Z F_y}{S \left(0.6 F_y * \left(\frac{4}{3} \right) \right)} = \frac{1.25 Z}{S} \quad (11)$$

در رابطه فوق S مدول ارتجاعی و Z مدول پلاستیک مقطع می‌باشند. در شکل ۱۸ منحنی نیرو - تغییرمکان دو خطی و ایده آل یک قاب فولادی و برخی از پارامترهای مورد استفاده در محاسبه ضریب رفتار نشان داده شده‌اند.



شکل (۱۸) منحنی نیرو - تغییرمکان دو خطی و ایده آل یک قاب فولادی

باید توجه داشت که فرمول (۷) برای میرایی ۵ درصد می‌باشد در حالیکه میرایی سیستم فوق بسیار بالاتر می‌باشد برای بدست آوردن R_μ از میانگین مقدار دو فرمول (۷) و (۶-ب) استفاده شد. در جدول (۴) مقدار ضریب رفتار چهار نمونه به طور تقریبی تعیین گردید.

برای بدست آوردن مقدار دقیقتر نیاز به تحقیقات بیشتری می‌باشد. با توجه به اعداد بدست آمده می‌توان بطور محافظه کارانه عددی بین ۸ تا ۹ بعنوان ضریب رفتار در نظر گرفت. در هر حال برای تعیین دقیق تر باید نمونه‌ها مورد آزمایش قرار گیرند تا رفتار آنها در بارهای واقعی نیز دیده شود ولی می‌توان گفت ضریب رفتار این سیستم از ضریب رفتار پیشنهادی آیین‌نامه برای مهاربند برون محور که عدد ۷ می‌باشد، بیشتر بوده و لذا امکان کاربرد عدد بزرگتر وجود دارد.

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (7)$$

Φ تابعی از دوره تناوب و ضریب شکل پذیری سازه است که برای زمین‌های سنگی، رسوبی و آبرفتی میزان آن متفاوت می‌باشد. با توجه به شرایط آزمایشگاه استفاده از فرمول زمینهای سنگی منطقی تر به نظر می‌رسد. زیرا قابهای مورد آزمایش با خاک اندرکنش ندارند. برای زمینهای سنگی Φ برابر است با [۱۷]:

$$\Phi(T, \mu) = 1 + \frac{1}{T(10 - \mu)} - \frac{1}{2T} \exp[-1.5(\ln T - 0.6)^2] \quad (8)$$

R_s برابر مقاومت ذخیره ای بین اولین تراز واقعی تسلیم، C_y و تراز اولین تسلیم قابل توجه، C_s می‌باشد که مقادیر آنها از روی منحنی های نیرو - تغییرمکان کلی قابها بدست می‌آید (شکل ۱۸). برای تعیین مقاومت باید از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) استفاده نمود. در این میان باید به محدودیت بیشینه چرخش در مفصل پلاستیک و بیشینه تغییرمکان نسبی توجه گردد.

$$R_s = \frac{C_y}{C_s} \quad (9)$$

ضریب Y برابر نسبت بین اولین تراز تسلیم قابل توجه، C_s به تراز مربوط به نیروی طراحی، C_w می‌باشد.

$$Y = \frac{C_s}{C_w} \quad (10)$$

Y ضریبی است که براساس نحوه برخورد آیین‌نامه‌های طراحی با تنش های طراحی (تنش تسلیم و تنش مجاز) تعیین می‌شود و مقدار این ضریب معمولاً در حدود ۱/۵ می‌باشد. در آیین‌نامه UBC-97 مقدار این ضریب معادل ۱/۴ می‌باشد. این ضریب براساس آیین‌نامه AISC-ASD [۱۲] به طریق زیر تخمین زده می‌شود:

جدول (۴) تعیین ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ها

نام نمونه	H (cm)	T (s)	μ	R_{μ}	Cy (ton)	C_s (ton)	R_s	γ	R
SPS1	320	0.12	7	3	25.2	11.2	2.25	1.4	9.75
SPS2	320	0.12	5.71	2.9	22.5	10.5	2.14	1.4	8.7
SPS3	320	0.12	7.39	3.12	31	13.8	2.24	1.4	9.8
SPS4	320	0.12	7.55	3.13	26	13.1	2	1.4	8.8

۱۲- نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج به دست آمده، رفتار مناسب و کارکرد خوب پانل‌های برشی و جاری شدن هم‌زمان آن‌ها در همه نمونه‌ها، گویای رفتار قابل قبول سیستم پیشنهاد شده است. نتایج نشان می‌دهد که رفتار نمونه‌هایی که پیوند افقی آن‌ها نیز رفتار خمشی دارد بهتر از نمونه‌هایی است که پیوند افقی آن‌ها رفتار خمشی دارد. با توجه به نتایج این تحقیق می‌توان گفت، استفاده از زوج پانل برشی در بهسازی لرزه‌ای قاب‌های برون‌محور که دارای پیوندهای بلند می‌باشند و تسلیم خمشی در آنها حاکم است باعث بهبود رفتار لرزه‌ای می‌شود.

تسلیم شدن پانل‌های برشی باعث اتلاف و جذب انرژی شده و از تشکیل مفصل و تسلیم خمشی و افت ناگهانی مقاومت در تیر پیوند افقی با طول بلند جلوگیری کند که گامی مثبت در ارتقای رفتار این نوع مهاربندی (با طول پیوند بلند) است؛ در حالی که آیین‌نامه‌ها استفاده از مهاربند‌های برون‌محور معمولی با طول پیوند بلند که از دیدگاه معماری مقبولیت دارد را توصیه نمی‌کنند. استفاده از پانل‌های برشی در رفتار مهاربند‌ها نیز مثبت بوده است زیرا با حرکت و جاری شدن خود، میزان چشم‌گیری از انرژی را مستهلک و از کماتش مهاربند‌ها جلوگیری می‌کنند. در هیچ‌یک از نمونه‌ها، پدیده کماتش دیده نشد و در نمونه‌هایی که پیوند افقی، رفتار خمشی داشت؛ دیده شد که هر دو مهاربند تا تنش حدود جاری شدن (فشاری-کششی) پیش رفتند؛ در حالی که هنوز کماتش در این

اعضا رخ نداده بود. در واقع استفاده از پانل‌های برشی در رفتار مهاربند‌ها نیز اثر مثبت داشته و حرکت و تغییر شکل پانل‌ها و مهاربند‌ها سازگاری مناسب داشته است. نتایج، منحنی‌های هیستریزس پایدار و بدون افت چشمگیر و خروج نواحی خرابی از قسمت‌های اصلی سازه و انحصار آن در پانل‌های برشی را نشان دادند در نمونه‌ها، ظرفیت تغییر شکل‌های زاویه‌ای پانل‌های برشی، ۰/۰۸ تا ۰/۱۵ رادیان بدست آمد. با افزودن زوج پانل برشی، بیشینه تغییر مکان قائم دو طرف پیوند افقی، ۰/۵ تا ۱/۲۵ سانتی‌متر به دست آمد که گویای کاهش تغییر مکان تحمیل شده به تیر پیوند افقی است. رسیدن ضریب رفتار به میزان حدود ۸ بطور محافظه‌کارانه برای مهاربند برون‌محور با زوج پانل برشی در کنار سایر مزایای شاخص از جمله شکل‌پذیری، اجرای آسان، میرایی بالا، کم هزینه بودن، نشان از کارآمدی سیستم پیشنهادی در امر بهسازی لرزه‌ای سازه‌های فلزی دارد.

۱۳- تقدیر و تشکر

این تحقیق با حمایت پردیس دانشکده‌های فنی دانشگاه تهران انجام شده که بدینوسیله تقدیر می‌شود. لیکن کلیه نتایج و نظریات ارائه شده مربوط به مولف می‌باشد.

۱۴- مراجع

- [1] Roeder, C.W. and Popov, E.P (1978) "Eccentrically braced steel frames for earthquakes", J. Struct. Div ASCE, 104 (ST7) . 391-411.

- [۱۳] زهرائی. سید مهدی؛ "رفتار تیر پیوند قائم برشی در ساختمانهای فولادی"، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، ایران ۱۳۸۸.
- سیدمهدی؛ ماهروزاده. یاسر، "بررسی آزمایشگاهی کاربرد تیر پیوند قائم در بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی"؛ نشریه عمران و نقشه برداری، دانشکده فنی، سال ۴۴ شماره ۳، مهر ۱۳۸۹؛ صفحات ۳۷۹ تا ۳۹۳.
- [14] Newmark, N . M. and Hall , W .J ., (1982), "Earthquake Spectra and Design, "Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.
- [15] Newmark, N . M. and Hall , W . J ; (1969), "Seismic Design criteria for Nuclear Reactor Facilities , " Proc . World Conf . Earthquake Eng., B-4 , 37 -50 , Santiago , Chile.
- [16] Miranda, E. and Bertero, V.V., (1994), "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake – Resistant Design, "Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 2, 357-379.
- [2] Aristizabal –Ochoa, D. (1986). "Disposable knee bracing improvement in seismic design of steel frames", J . Struct. Engng. ASCE, 112 (7)
- [3] M.G. Vetr Tamijani, MSC (1998), "Seismic Behavior, Analysis and Design of Eccentrically braced frames with vertical Shear Link", Darmstadt.
- [4] Recommended lateral force Requirements and Tentative commentary, Seismology committee, Structural Engineers Association of California, 1988.
- [۵] وتر، محمد قاسم؛ GBouwkamp؛ رفتار لرزه‌ای، طرح و تحلیل قاب‌های مهاربندی شده‌ی غیر هم محور با مفاصل برشی قائم"؛ پژوهشنامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، سال دوم، شماره دوم، تابستان ۷۸.
- [6] Hjelmstad, K.D., and Popov, E.P. (1983), "Seismic behavior of active beam links in Eccentrically Braced Frames", Report UBC Earthquake Engineering Center , Report university of California at Berkeley
- [7] Malley, J.O., and Popov, E.P. (1983), "Design considerations for shear link in Eccentrically Braced Frames", Report UBC Earthquake Engineering Center , Report university of California at Berkeley
- [8] Okazaki, Arce, G., Ryu, H. C.,and Engelhardt, M.D. (2005), "Experimental study of local buckling, overstrength and fracture of links in Eccentrically Braced Frames" J. struct. Eng., 131(10), 1526-1535
- [9] Zahrai, S.M. and Moslehi Tabar. A. (2006) "Cyclic Behavior of steel Braced frames using shear panel system", Asian Journal of civil Engineering, 7(1), pp. 13-26.
- [10] Richards, P.W. and Uang, C.M., (2006), "Testing protocol for Short link in Eccentrically Braced Frames", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 8.
- [11] Okazaki, T. and D. Engelhardt, M., (2007), "Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A992 steel", Journal of Constructional Steel Research 63 - 751–765
- [12] AISC. (2005). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel in Construction, Chicago, IL.