مجله علمی – پژوهشی مهندسی عمران مدرس دوره بیست و یکم، شماره ۳، سال۱٤۰۰



معرفی و بررسی عملکرد سیستم باربر جانبی قابهای برشی فولادی به همراه با تیرهای ماهیچهای

پیام اشتری^۱، محمد رهنمون^۲*

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه زنجان
 ۲- دانشجوی دکترای مهندسی عمران، دانشگاه زنجان

M.Rahnemoun@znu.ac.ir

تاریخ پذیرش:۹۸/۱۱/۲۳ تاریخ دریافت:۹۹/۲۸

چکیدہ

در میان سیستمهای باربر جانبی فولادی، پانلهای برشی فولادی از دیرباز به عنوان سیستمهایی با قابلیت استهلاک انرژی بالا در قابهای دارای مهاربند واگرا و دیوارهای برشی فولادی مورد استفاده قرار میگیرند. هدف از طراحی قابهای با مهاربندی واگرا تسلیم تیر پیوند و حفظ اعضای مجاور در محدوده ارتجاعی هست. ایده استفاده از قابهای مقاوم برشی فولادی همراه با تیرهای غیرمنشوری به عنوان جایگزین قابهای خمشی فولادی و قابهای دارای مهاربند واگرا با هدف کاهش دوران تیر پیوند، حذف محدودیتهای معماری، محدودیتهای نسبت طول دهانه به ارتفاع تیرها در قابهای دارای مهاربند واگرا با هدف کاهش دوران تیر پیوند، حذف محدودیتهای معماری، محدودیتهای نسبت طول دهانه به ارتفاع میرها در قابهای خشی با دهانههای کوتاه و قابلیت استهلاک انرژی بالا ارائه میشود. این سیستم از دو ستون پیرامونی قوی که توسط دو تیر غیر منشوری (ماهیچهای) به تیر پیوند با مقطع ضعیفتر در قسمت میانی وصل میشوند، تشکیل شده است. در این مقاله عملکرد قابهای برشی ۱ طبقه با نسبتهای طولی مختلف تیر پیوند (٥، تا ١٦/١) که رفتار همگی کنترل شونده توسط برش هستند، تحت تحلیل پوش آور و چرخهای به صورت اجزای محدود بررسی شده است. همچنین در انتها قابهای ۳، ۵ و ۷ طبقه نیز تحت تحلیل پوش آور قرار گرفته و مقادیر ضریب رفتار و هریب اضافه مقاومت کلیه قابها محاسبه شد. نتایج، رفتار مطلوب قابهای برشی از لحاظ زوال مقاومت در چرخههای هیسترزیس و هریب رفتار بالا برابر ۲/۱۹ را نشان داد.

واژگان کلیدی: پانل برشی، قاب برشی، استهلاک انرژی، ضریب رفتار، تحلیل اجزا محدود

۱- مقدمه

شکلپذیری و استهلاک انرژی بالا به طور گسترده استفاده میشود. کمانش برشی صفحات نازک فولادی سخت نشده معمولاً مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی را کنترل میکنند. در کنار آن، رفتار پینچینگ هیسترزیس این نوع صفحات تحت

پانلهای برشی از جمله سیستمهای باربر جانبی بوده که در تیرهای پیوند قابهای دارای مهاربند واگرا (EBFs) ۱ و دیوارهای برشی فولادی سختشده یا نشده، به دلیل مقاومت،

^{1.} Eccentric Bracing Frames

معرفی و بررسی عملکرد سیستم باربر جانبی ...

پيام اشتري، محمد رهنمون

بارگذاری چرخهای منجر به کاهش ظرفیت استهلاک انرژی آنها میشود [1]. به منظور افزایش شکلپذیری پانلهای برشی و قابلیت استهلاک انرژی و کاهش پدیده کمانش، استفاده از پانل-های برشی با فلزات با مقاومت تسلیم پایین و یا سایر روشهای جدید پیشنهاد شده است [4-2].

تير پيوند در قابهاي EBF مي تواند با تسليم خمشي يا برشی به صورت فیوز عمل کرده و منجر به استهلاک انرژی شود. دو پارامتر اصلی در طرح تیرهای پیوند فاکتور اضافه مقاومت و ظرفیت دوران پلاستیک است. در سال ۲۰۱٤ محب-خواه و چگینی [5] به بررسی این دو پارامتر در تیرهای پیوند ساخته شده از مقاطع IPE با طول های مختلف پرداختند. ایشان به این نتیجه رسیدند که استفاده از ضریب اضافه مقاومت آئین-نامه به منظور مقاصد طراحی در قابهای EBF با طول متوسط و بلند، محافظه کارانه بوده و مقاطع IPE می توانند دوران های بزرگتری از مقدار مورد نیاز آئیننامه را متحمل شوند. در سال ۲۰۱۵ زهرایی [6] یک آزمایش چرخهای روی قابهای با مهاربندی شورون همراه با تیر پیوند قائم قابل تعویض ساخته-شده از مقطع IPE به عنوان پانل برشی انجام دادند. تمامی نمونهها شکلپذیری بالایی از خود نشان داده و در هیچکدام از آنها اعضای مجاور دچار آسیب جدی نشدند. در سال ۲۰۱۶ خیادونگ جی و همکاران [7] رفتار چرخهای پانل های برشی خیلی کوتاه را در قابهای EBF به صورت آزمایشگاهی بررسی کردند. متغیرها در این پژوهش جنس فولاد، چیدمان سختکنندهها و پروتکل بارگذاری بود. در نمونهها دو نوع گسیختگی شامل گسیختگی جان و شکست در جوش اتصال تیر پیوند به ورق انتهایی مشاهده شد. تیرهای پیوند دورانهای غير الاستيک بزرگي (تقريباً ١٤/٠٤ راديان) متحمل شده که به شکل قابل توجهی بیشتر از مقادیر فرض شده برای تیرهای پیوند قابهای EBF در آئیننامه بود. استفاده از فولاد با مقاومت پایین نیز منجر به افزایش ۲۵ درصدی دوران غیر الاستیک و ٤٤ درصدی دوران پلاستیک کلی شد. همچنین ضریب اضافه مقاومت تیرهای پیوند خیلی کوتاه تا ۱/۹ افزایش یافت. در سال ۲۰۱۷ نیز ایشان [8] رفتار چرخهای تیرهای پیوند کوپله خیلی

کوتاه و قابل تعویض را در مابین دو دیوار برشی بتنی با ٤ اتصال مختلف تیر پیوند به تیر تراز طبقه بررسی کردند. تمامی نمونهها به مقاومت برشی حداکثر رسیده و قادر به تحمل دورانهای بزرگ بودند. به غیر از یک نمونه که جان آن به صورت جوشی به تیر تراز طبقه متصل شده بود، کمترین دوران مورد نیاز تیر پیوند حاصل نشد. نمونهای که از طریق اتصال فلنجی با ورق انتهایی به تیر تراز طبقه وصل شده بود رفتار هیسترزیس خیلی پایدارتری را از خود نشان داد. در سال ۲۰۱۲ قولهاکی و قدکساز [9] آثار طول تیر پیوند را در دیوارهای برشی فولادی کوپله با تیر پیوند فولادی را بررسی کردند. نتایج نشان داد که مقدار برش کاهش مییابد.

ظرفیتهای دوران و قابلیت استهلاک انرژی بالای پانلهای برشی منجر به ایده قابهای مقاوم برشی (SRF) ۱ فولادی شد. در واقع قاب برشی ترکیبی از سیستم قاب خمشی و مهاربندی واگرا است. در این سیستم با قویتر کردن تیر در ناحیه اتصال به ستون و تنظیم طول قسمت میانی برای هر نسبت طولی از تیر پیوند رفتار قاب به سمت تسلیم برشی سوق داده می شود. مطابق شکل (۱) قابهای برشی فولادی از دو ستون پیرامونی قوی که توسط تیرهای ماهیچهای به تیر پیوند (قسمت هاشور خورده) متصل می شود، تشکیل شده است.





سیستم مقاوم T (TRF) ۲ با قدری تفاوت به عنوان نمونهای از قابهای برشی با در نظر گرفتن اصول اولیه عملکرد

^{1.} Shear Resisting Frame

مجله علمي – پژوهشي مهندسي عمران مدرس

دادند. نتایج نشان داد که TRF دارای سختی اولیه، شکل-پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی بالا همراه با چرخههای هیسترزیس پایدار در تغییر شکلهای غیر الاستیک است [11]. در سال ۲۰۱۵ نیکوکلام و دولتشاهی [16] فیوز برشی در قابهای خمشی را به دلیل محدودیتهای مربوط به نسبت طول دهانه به ارتفاع تیر در اتصالات از پیش تأییدشده 18] ANSI/AISC 358-10 مشابه تيرهاي پيوند قابل تعویض مورد بررسی قرار دادند. سیستم پیشنهادی به عنوان جایگزین مناسبی برای قابهای خمشی به ویژه با نسبتهای طولی پایین طول دهانه به ارتفاع تیر معرفی شد. نتایج نشان داد که استفاده از سیستم مورد نظر با تسلیم برشی تیر پیوند جایگزین مناسبی برای قابهای خمشی رایج که محدودیت نسبت طول دهانه به ارتفاع تیر در آنها رعایت نمی شود، هست. در سال ۲۰۱٦ محمودی و همکاران [18] یک بررسی آزمایشگاهی روی این سیستم پیشنهادی انجام دادند که منجر به نتایج مشابه و چرخههای هیسترزیس پایدار بدون هرگونه آسیب در اعضای مجاور شد. در سال ۲۰۱۶ اشتری و همکاران [19] یک مطالعه عددی و آزمایشگاهی روی قاب-های TRF با تیرهای پیوند منشوری به منظور حصول رفتار هیسترزیس پایدار با تأکید بر طراحی تیرهای پیوند و ستون میانی انجام دادند. براساس نتایج به دست آمده، قاب TRF سختی جانبی کافی، چرخههای هیسترزیس پایدار و شکل-یذیری بالا (٦/٧٣) از خود نشان داد. همچنین در سال ۲۰۱۹ محمودي و همكاران [20] دو نمونه آزمايشگاهي، شامل قاب خمشی تنها با بالهای کاهش یافته (RBS) در اتصال تیر به ستون و یکبار هم در قاب ترکیبی در حضور فیوز برشی، اثر تسلیم خمشی و برشی را به طور همزمان مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که استفاده همزمان از قاب با اتصالات RBS و فیوز برشی در وسط دهانه عملکرد لرزهای بهتری دارد. در این سیستم ابتدا تسلیم برشی در فیوز و سپس تسلیم خمشی در دو انتهای تیر رخ میدهد.

لرزهای مناسب، به ویژه با استفاده از تسلیم برشی المانهای آن، در سال ۲۰۰۸ توسط اشتری معرفی شد و در سال ۲۰۰۹ بنده-زاده عملکرد لرزهای سیستم TRF بهینه شده را در قالب پایاننامه مورد بررسی قرار داد [11]. شکل (۲) ساختار اولیه این سیستم را در حالتهای تکی، دوتایی و چندتایی نشان میدهد. همانگونه که در شکل (۲) مشاهده می شود، سیستم TRF شامل یک تیر ورق عمیق با مقطع I شکل بوده که به صورت عمودی در وسط دهانه قاب فولادی مشابه ستونی که به طور پیوسته در ارتفاع ساختمان ادامه یافته، قرار می گیرد و شامل یک جفت تیرهای فولادی افقی (HPG) که به صورت صلب به ستون میانی و ستون های کناری متصل شده است. این تیرورق قائم (VPG) در ترکیب با یک جفت تيرورق افقي (HPG)، سختي و استهلاک انرژي قابل توجهي را به صورت سیستم T شکل و توسط کوپل نیروهای کششی و فشاری ستونهای کناری تأمین میکنند. اشتری و گرزین در سال ۲۰۰۹ [12] و اشتری و قاسمی در سال ۲۰۱۱ [13] شکل چیدمان سیستم TRF تنها و دوبل را همراه برخی از مشخصات لرزهای آنها معرفی کردند. نتایج تحلیل پوش آور، ضریب رفتار و شکلپذیری بالا و نتایج تحلیل چرخهای، چرخههای پایدار و افزاینده را بدون افت قابل توجه نشان دادند. در سال ۲۰۱۲ اشتری و همکاران [14] رفتار لرزهای قاب TRF را با شکلهای مختلف تیرهای HPG شامل تیرهای منشوری، ماهیچهای دو طرفه و یک طرفه با استفاده از تحلیل پوش آور و بررسی ضریب رفتار و شکل پذیری مورد بررسی قرار دادند. نتایج تحلیل نشان داد که استفاده از ماهیچه در دو سمت منجر به بیشترین ضریب رفتار و شکل-پذیری میشود. همچنین وجود ماهیچه در سمت ستون پیرامونی نیز نتایج قابل قبولی را ارائه داد. در سال ۲۰۱۳ برزگر صدیق [15] مشخصههای لرزهای این سیستم را با تسلیم برشی و خمشی تیر HPG در قالب پایاننامه مورد بررسی قرار داد. در سال ۲۰۱۵ بنده زاده و اشتری نیز یک مطالعه عددی به منظور بررسی کامل عملکرد لرزهای TRF با چیدمان های مختلف سخت کننده برای تیر پیوند انجام



شكل ٢. شكل هاى مختلف قاب TRF [11]

۲- ایده اولیه و جزئیات پیشنهادی

براساس ضوابط ارائه شده توسط آئين نامههاي طراحي، برش در تیرها یک تلاش کنترلشونده توسط نیرو است و باید اصول طراحی براساس ظرفیت در آن رعایت شود. ظرفیت برشی مورد نیاز با افزایش ضخامت جان تیر که منجر به افزایش مقاومت خمشي پلاستيک شده، تأمين مي شود. پيرو اين مسئله تقاضاهای لرزهای در سایر المانهای سازهای مانند دیافراگم، فونداسيون و ستونها افزايش مي يابد. در اين حالات به جاي مفصل پلاستیک خمشی در دو انتها از حالت مفصل برشی با شکل پذیری بالا استفاده می شود [16]. در این مقاله با در نظر گرفتن این موضوع، ایده تسلیم برشی در تیر یک قاب با اتصالات صلب با استفاده از تیر پیوند طراحی شده در وسط دهانه پیشنهاد میشود. سیستم پیشنهادی میتواند به صورت چندین قاب در کنار هم و تعداد طبقات مختلف بدون هیچگونه محدودیت طول دهانه با توجه به ابعاد تیر غیر منشوری، مورد استفاده قرار گیرد. از مزایای این قاب استفاده از هر نوع نسبت طولی برای تیر پیوند حتی نسبتهای طولی کمتر از ۱ است که می توان آنها را تحت عنوان قابهای برشی با تیر پیوند خیلی کوتاه نامگذاری کرد، با توجه به طول دهانههای مختلف و ابعاد مورد استفاده برای تیر پیوند، طول تیر پیوند به گونهای انتخاب مي شود كه مطابق محدوديتها و ضوابط آئين نامه طراحي لرزه-ای سازههای فولادی آمریکا (ANSI/AISC341-16) [21] برای قابها با مهاربندی واگرا در برش تسلیم شود و مطابق یک فیوز سازهای از خرابی و فروریزش سایر قسمتهای سازه جلوگیری نماید. با توجه به اینکه تحت نیروهای جانبی، لنگر خمشی در وسط دهانه برابر صفر است، پس تغییر مقطع و ضعیفتر کردن تیر به منظور حصول تسلیم برشی در این ناحیه سختی جانبی قاب را چندان تحت تأثیر قرار نمیدهد. با

فرض اینکه تسلیم تیر پیوند به صورت برشی انجام می شود و طراحی قاب نیز بر این اساس صورت خواهد گرفت، پس در لحظه تشکیل مفاصل پلاستیک، مقدار V_{Link} (برش در تیر پیوند) برابر مقاومت برشی پلاستیک (P) و لنگر متناظر با آن (*M*Link) برابر $V_{p.e/2}$ بوده که e طول تیر پیوند می باشد. با توجه به اصل اولیه طراحی قاب برشی مبنی بر عدم تسلیم اعضای مجاور (ستونها و ماهیچهها) و حفظ آنها در محدوده خطی، روند طراحی در بخش بعدی ارائه شده است.

۳- روش طراحی

روند طراحی بر اساس مفاهیم طراحی قابهای با مهاربندی و اگرا در AISC341-16 است. تقسیمبندی طول تیر پیوند برای تسلیم خمشی و برشی نیز طبق این آئین نامه در نظر گرفته شده است؛ به گونهای که برای طولهای کمتر از $V_P^{-1.6M_P/V_P}$ شده است؛ به گونهای که برای طولهای کمتر از $V_P^{-1.6M_P/V_P}$ مقاومت خمشی پلاستیک تیر پیوند و V^{-2} مقاومت شده نیز باستیک تیر پیوند و V^{-2} مقاومت مقاومت خمشی پلاستیک تیر پیوند و V_P^{-2} مقاومت مقاومت خمشی پلاستیک تیر پیوند و V_P^{-2} مقاومت مقاومت خمشی پلاستیک تیر پیوند و V_P^{-2} مقاومت مقاومت خمشی پلاستیک تیر پیوند و جات مقاومت معدور استه برشی که در قابهای برشی مد نظر است، رخ میدهد. برای طراحی قابهای آلیزی مقاطع، محدودیتهای مربوط به ضوابط فشردگی با شکل پذیری زیاد به منظور جلوگیری از کمانش موضعی مورد استفاده قرار گرفته است. در گام بعدی با انتخاب نسبت طولی برای تیر پیوند به منظور (V_p^{-1}/V_p) براساس رابطه (۱) محاسبه می شود.

که در آن hw ،Fy ،Vn ،q، L،h ،Vu و tw به ترتیب مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند، ارتفاع طبقه، طول دهانه، ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹، مقاومت برشی اسمی، تنش تسلیم، ارتفاع جان

مجله علمي – پژوهشي مهندسي عمران مدرس

و ضخامت جان تیر پیوند هستند. مقاومت طراحی ستونها و تیرهای خارج از ناحیه تیر پیوند و اتصالات آنها برای حالتی که برش در تیر پیوند برابر ^{۱.25R} است کنترل می شود. در گام بعدی جزئیات مربوط به سخت کننده های تیر پیوند، طرح ورق های پیوستگی و کنترل چشمه اتصال باید مدنظر قرار گیرد. در گام آخر نیز نسبت مقاومت خمشی تیر به ستون با در نظر گرفتن بیشترین اساس مقطع پلاستیک کنترل می شود.

نکته مهم در طراحی قابهای برشی که میتواند به عنوان رابطه اصلی کنترلکننده طراحی قاب باشد، تسلیم برشی تیر پیوند قبل از تسلیم خمشی تیر ماهیچهای است. بدین منظور مقاومت برشی تیر پیوند باید کمتر از مقاومت برشی متناظر با تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر باشد. پس به منظور تمرکز تغییرشکل-های پلاستیک در تیر پیوند، مقاومت برشی آن، ^V می بایستی رابطه (۲) را ارضا کند.

$$_{Link} \le \varphi V_{pb} \tag{(Y)}$$

که در آن arphi اضافه مقاومت لینک هست. پوپوف و انگلهاردت مقدار ^{1/1.5} را برای این ضریب توصیه کردهاند [22]. ^{Vpb} نیز برش متناظر با تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در محل مستعد هست.

٤- طراحي قابهاي برشي مورد مطالعه

قابهای برشی مورد مطالعه در این پژوهش شامل قابهای ۱، ۳، ٥ و ۷ طبقه از قاب کناری مربوط به یک سازه سهبعدی با ارتفاع طبقات ۲/۲ متر است. پلان و یک نمونه قاب مورد بررسی ٥ طبقه در شکل (۳) نشان داده شده است. سازه در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد و روی زمین نوع II فرض شده است. بار مرده، زنده و تیغهبندی طبقات به ترتیب برابر ٥٢٥ ، ۲۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار دیوارهای پیرامونی شمالی – جنوبی و شرقی و غربی به ترتیب برابر ٥١٥ و ٤٨٥ کیلوگرم بر متر و بار برف بام نیز برابر ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. برای محاسبه نیروی جانبی زلزله از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [23] نیروی جانبی زلزله از استاندارد میاب افزایش تغییر مکان و ضریب اضافه مقاومت مشابه قابهای با مهاربندی واگرا در استاندارد ۲۸۰۰ به ترتیب برابر ۷، ٤ و ۲ فرض شده است.

محاسبات زمان تناوب تجربی نیز براساس رابطه ارائهشده برای قابهای دارای مهاربند واگرا انجام شده است. ترکیبات بار مورد استفاده نیز برای طراحی براساس آئیننامه بارگذاری آمریکا ASCE7-16 [24] با در نظر گرفتن نیروی قائم زلزله برای کل سازه اعمال شده است. از فولاد نرمه Steel ASTM-A36 (Steel ASTM) طبق مشخصات آزمایشگاهی ارائهشده توسط کافمن و همکاران [25] که تقریباً مشابه فولاد St37 است، برای مدل-سازی استفاده شده است. مشخصات تیرهای پیوند قابهای برشی ۱ طبقه طراحی شده برای نسبتهای طولی مختلف تیر پیوند در جدول (۱) نشان داده شده است.

٥- تحليل اجزاي محدود

در این پژوهش، قابهای برشی فولادی با طول تیرهای پیوند مختلف (نسبت طولی ۰/۵ تا ۱/٦) مورد بررسی قرار گرفتهاند. مطالعه اجزای محدود شامل مدلسازی و تحلیل قابهای برشی با مشخصات ذكر شده در جدول (۱) است. لازم به ذكر است كه ابتدا نتایج تحلیل پوشآور و چرخهای برای قاب ۱ طبقه با مشخصات ذکر شده در جدول (۱) ارائه شده و در انتها برای بررسی بیشتر نتایج مربوط به تحلیل پوش آور قابهای ۳، ۵ و ۷ طبقه شامل ضريب رفتار و ضريب اضافه مقاومت ارائه شده است. برای تحلیل اجزای محدود از نرمافزار سهبعدی ABAQUS [26] استفاده شده است. تمامي مدلها قابليت ييش بيني زوال سختی و مقاومت ناشی از کمانش اجزای مختلف سازهای شامل بالها و جان و سخت کنندهها را دارند برای مدلسازی اجزای سازهای از المان پوسته معمولی ٤ گرهی (S4R) که از انتگرالگیری کاهشیافته برای حل معادلات استفاده مینماید، بهره گرفته شده است. المانهای پوسته ٤ گرهی با انتگرال کاهشیافته نه تنها منجر به كاهش زمان محاسبات شده بلكه به خوبي مي توانند كمانش موضعی در اجزای مختلف سازهای را در نظر گیرند. معیار تسلیم ون مايسز برای مدلسازی پلاستيسيته استفاده شده است. يکی دیگر از پارامترهای مهم در مدلسازی قابهای برشی، بحث سختشدگی تیر پیوند است. برای مدلسازی سختشدگی، از سختشدگی ترکیبی که هر دو سختشدگی ایزوتروپیک و کینماتیک را در نظر می گیرد، استفاده شده است. برای کالیبره کردن

معرفی و بررسی عملکرد سیستم باربر جانبی ...

پيام اشتري، محمد رهنمون

کلیه مدلسازیها با انتخاب بهینه ترین حالت چیدمان سخت کننده (با در نظر گرفتن پارامتر عدم افت مقاومت تا دریفت ٤ درصد) منظور شده است.

۲- درستی آزمایی عددی

به منظور بررسی درستی مدلسازی پانلهای برشی از دو مدل آزمایشگاهی انجام شده روی قابهای TRF ماهیچهای (۲-الف) و منشوری [19] (شکل ۲-ب) که نمونههای مشابه قاب برشی هستند، استفاده شده است. در شکل(۷-الف و ۷-ب) منحنی پوش آور حاصل از تحلیل عددی با پوش منحنیهای هیسترزیس قاب (الف و ب) مقایسه شده است. پارامترهای سخت شدگی در نرم افزار از آزمایش های چرخهای انجام شده توسط کافمن و همکاران [25] استفاده شده است. تغییر مکان خارج صفحه سر ستون ها و دو سر تیر پیوند مقید شده و بار جانبی به صورت کنترل تغییر مکان در وجه بیرونی ستون ها اعمال شده است. برای اعمال بارگذاری چرخهای نیز از پروتکل بارگذاری ارائه شده برای اتصالات قاب های خمشی در بخش K2 آئین نامه 16-AISC341 مطابق شکل (٤) استفاده شده است. شکل (٥) مدل سه بعدی قاب برشی با نسبت طولی ۱ برای تیر پیوند را همراه با شرایط مرزی اعمالی در نرم افزار نشان می دهد. همچنین لازم به ذکر است که در این مقاله اثر دیافراگم مورد بررسی قرار نگرفته است و به دلیل عدم بررسی نقش سخت کننده،

شکل۳. مشخصات هندسی سازه مورد مطالعه



Fig. 3. Geometrical configuration of the prototype building ^aمشخصات تیرهای پیوند قابهای برشی ۱ طبقه

Model	ρ	L_{f}	е 30.13	Stiffeners Spaces			Stiffener Placement ^c
SRF-1.6	1.6	405		8	a	13.77	two side ^d
SRF-1.5	1.5	405	36.15	7	@	15.06	two side
SRF-1.4	1.4	405	42.18	7	(a)	14.06	two side
SRF-1.3	1.3	405	48.20	8	(a)	11.19	two side
SRF-1.2	1.2	405	52.43	7	@	12.05	two side
SRF-1.1	1.1	405	60.25	6	(a)	13.26	two side
SRF-1.0	1.0	405	66.28	6	(a)	12.05	two side
SRF-0.9	0.9	405	72.30	7	a	9.04	two side
SRF-0.8	0.8	405	78.33	7	a	8.03	two side
SRF-0.7	0.7	405	84.35	6	a	8.43	two side
SRF-0.6	0.6	405	90.38	6	æ	7.23	two side
SRF-0.5	0.5	405	96.40	5	a	7.53	two side

Table 1. Link beams characteristics of one-story SRFs

همچنین در شکل (۷-ج) نتیجه تحلیل چرخهای قاب غیر منشوری با نمونه آزمایشگاهی مقایسه شده است. با توجه به شکل (۷) مشاهده می شود نتایج عددی هماهنگی خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشته و میتوان به نتایج مدلسازی اطمینان نمود.

۷- بسط مدلهای عددی ٧-1 تحليل يوش آور قاب 1 طبقه

براساس تحليلهای پوشآور انجام يافته روی کليه قابهای برشی یک طبقه با نسبتهای طولی مختلف، منحنی برش یایه، شکل ٤. پروتکل بارگذاری چرخهای



Fig. 4. Cyclic loading protocol



صورت افزاینده و بدون هر گونه افتی پیش رفتهاند.

نیروی برشی در تیر پیوند نسبت به دریفت قابها (تا ٥ درصد)

در شکل (۸) با یکدیگر مقایسه شدهاند. با توجه به شکل (۸)

و نتایج تحلیل، مشاهده شد که با کاهش نسبت طولی تیر پیوند

در قابهای برشی، مقاومت جانبی، زاویه دوران تیر پیوند،

برش پایه تسلیم و نسبت سختی بعد از تسلیم به قبل از تسلیم افزایش می یابد. همچنین تمامی منحنی ها تا دریفت ٥ درصد به



Fig. 5. 3D modeling of one-story SRF with boundary conditions

شکل7. نمونههای آزمایشگاهی برای درستی آزمایی



b) Prismatic TRF

a) Haunch TRF (Non-Prismatic) Fig. 6. Experimental Samples for verification

ب)TRF منشوری(Prismatic)





مقاومت و شکل پذیری محاسبه شدهاند. برای کنترل و محاسبه ضریب رفتار انتخابی در این پژوهش از روابط ارائه شده در ATC-19 [27] (رابطه ۳) و منحنی دو خطی ایدهآل به روش یانگ [28] استفاده شده است. (۳) Y-I-I پارامترهای عملکرد لرزهای قاب ۱ طبقه به دلیل استفاده از روشهای معمول و رایج برای طراحی قابهای برشی و استفاده از فاکتورهای لرزهای مربوط به قاب با مهاربندی واگرا، در این بخش با توجه به نتایج تحلیل پوش آور، پارامترهای لرزهای ضریب رفتار، ضریب اضافه









مقدار میانگین ضریب رفتار در نسبتهای طولی مختلف بین ۹ تا ۱۰ حاصل شد. در مورد ضریب اضافه مقاومت نیز عدد ۱/۵ آئیننامه AISC341-16 دست پایین بوده و برای تمامی قابها مقداری بزرگتر از ۱/۵ حاصل شد. فرض عدد ۲ در طراحی قابهای برشی، فرضی منطقی به نظر میرسد. لازم به ذکر است که این مقادیر از تحلیل پوش آور حاصل شده و مقادیر دقیق تر از نتایج تحلیل چرخهای استخراج و در قسمت بعدی ارائه شده است.

۲-۷ تحلیل چرخهای قاب ۱ طبقه

براساس بارگذاری رفت و برگشتی اعمالی مطابق پروتکل ارائه شده در AISC341-16 برای اتصالات قابهای خمشی ویژه، بر روی تمامی نمونههای قابهای برشی یک طبقه، رفتار

مجله علمی – پژوهشی مهندسی عمران مدرس

$$R_s = \frac{v}{V_s}, R_{\mu} = \frac{e}{V_y}$$
(٤)

در روابط (۳ و Rs (٤ و Rh به ترتيب فاکتور اضافه مقاومت و ضریب رفتار شکل پذیری هستند. Vs ،Vy و Ve نیز به ترتيب مقاومت حد تسليم، مقاومت حد تشكيل اولين مفصل یلاستیک و مقاومت حد الاستیک هستند. برای محاسبه آنها ابتدا منحنی دو خطی استخراج شده است. منحنی دو خطی با ادامه دادن محدوده الاستیک و بهدست آوردن برش پایه تسلیم و سپس وصل کردن آن به برشپایه حداکثر به شکلی که انرژی کرنشی ذخیره شده تغییری ننماید حاصل شده است. در این حالت سطح زیر نمودار پوش آور معادل سطح زیر نمودار منحني دوخطي فرض مي شود. بدين صورت پارامترهاي مذكور براساس روابط (۳ و ٤) و به صورت هندسی و آزمون خطا محاسبه شدهاند. پارامتر دیگری که در این پژوهش مورد بررسی قرار گرفته شکل پذیری تغییر مکان بوده که برابر تغییر مکان حداکثر تقسیم بر تغییر مکان حد تسلیم معرفی میشود. تغییرات ضریب رفتار، شکل پذیری و اضفه مقاومت به ترتیب در شکل های (۹ تا ۱۱) نشان داده شده است. با توجه به شکل-های (۹ تا ۱۱) با کاهش نسبت طولی تیر پیوند ضریب رفتار افزایش یافته و مقدار ضریب شکل پذیری کاهش می یابد که به دلیل مشارکت ناچیز سهم خمش در عملکرد قاب و کاهش سختشوندگی است.



Fig. 9. Response modification factor variations of SRFs

معرفی و بررسی عملکرد سیستم باربر جانبی ...

پيام اشتري، محمد رهنمون

که مشاهده میشود با کاهش نسبت طولی میزان انرژی جذب-شده و در نتیجه استهلاک انرژی افزایش مییابد.

۸- تحلیل پوش آور قابهای ۳، ۵ و ۷ طبقه به منظور بررسی دقیق تر مقادیر ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت قابهای برشی، قابهای برشی ۳، ۵ و ۷ طبقه مطابق شکل (۱٦) تحت تحلیل پوش آور قرار گرفته و پارامترهای مربوط به ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت در شکل های (۱۷ تا ۲۵) ارائه شده است.

چرخهای این قابها (نیروی برشی در تیر پیوند نسبت به دوران کلی تیر پیوند) به عنوان نمونه برای نسبتهای طولی ۱/۲ و ۰/۵ همراه با تغییر شکل نهایی نمونهها و کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) در شکل (۱۲) و پوش منحنیهای هیسترزیس برش پایه نسبت به تغییر مکان جانبی در شکل (۱۳) نشان داده شده است. شکل های (۱۶ و ۱۵) به ترتیب تغییرات ضریب اضافه مقاومت و انرژی مستهلک شده توسط قابهای برشی با نسبتهای طولی مختلف که از سطح زیر منحنی برش نسبت به دوران کلی تیر پیوند محاسبه شده را نشان میدهد. با توجه به شکل (۱٤) مشاهده می شود که مشابه تحلیل یوش آور مقادیر اضافه مقاومت تحت بارگذاری چرخهای بیشتر از ۱/۵ بوده و مقداری حدوداً برابر ۲ برای نسبتهای طولی کمتر از ۱ و برابر ۱/۵ برای نسبتهای طولی بیشتر از ۱ می توان نظر گرفت. ولی در حالت کلی مقدار ضریب اضافه مقاومت برابر ۲ برای طراحی قابهای برشی پیشنهاد می شود. طراحی قاب-های برشی نیز در این مقاله براساس ضریب اضافه مقاومت ۲ انجام شده است.

در کلیه شکلهای مربوط به برش-دوران تیر پیوند، برش ماکزیمم با دایره توپر آبی رنگ و ۸۰ درصد مقاومت ماکزیمم با خطچین افقی قرمز رنگ نشان داده شده است. کلیه قابها تا دریفت ٥ درصد تحلیل شده و این خطوط افقی نشانگر افت مقاومت کمتر از ۲۰ درصد تا دریفت ٥ درصد هستند. در کلیه مدلها کاهش مقاومت حتی در دریفت ٥ درصد کمتر از ۲۰ درصد بوده و عمده آنها با فاصله سختکننده بهینه تا دریفت ٤ درصد روند افزایشی از خود نشان دادند.

سازوکار خرابی در کلیه مدلها ابتدا با تسلیم جان تیر پیوند در چرخههای ابتدایی بارگذاری آغاز و با گذشت زمان این تسلیم به پانلهای کناری منتقل و در نهایت در سیکلهای پایانی با کمانش جان و سختکننده و بال تیر پیوند (در قابای با تیر پیوند خیلی کوتاه) همراه است. شکل (۱۳) همچنین عدم افت بیشتر از ۲۰ درصد مقاومت را تا دریفت ٤ درصد تأیید و در مدلهایی که افت مقاومت مشاهده شد (1 = ρ و 1.1 = ρ) مقدار افت کمتر از ۲۰ درصد بود. مطابق شکل (۱۵) همان گونه





Fig. 12. Hysteresis curves and ultimate deformation of SRFs with $\rho = 0.5 \& 1.2$

شکل ۱٤. مقادیر اضافه مقاومت قابهای برشی حاصل از تحلیل



Fig. 14. Overstrength values of SRFs from cyclic analysis



شکل ۱۳. پوش منحنی های هیسترزیس برش پایه نسبت به تغییر مکان

Fig. 13. Backbone curves for base shear versus lateral displacement



7

6

0.5 0.6 0.7 0.8 0.9

.8 0.9 1 1.1 1.2 1. Link Length Ratio (ρ)

1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6



Fig. 16. 3, 5 and 7-story SRFs in ABAQUS





Fig. 24. Response modification factor variations of 7-story-frames

شکل ۲۱. تغییرات ضریب رفتار قاب برشی ۵ طبقه 11 5 Story Analysis -ASCE7-16 (EBF) -Mean Value 9 8 7 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6

Link Length Ratio (ρ)

Fig. 21. Response modification factor variations of 5-story-frames



Fig. 22. Overstrength factor variations of 5-story-frames

معرفي و بررسي عملكرد سيستم باربر جانبي ...





۹-نتیجه گیری

در این مقاله سیستم قابهای برشی با نسبتهای طولی مختلف تیر پیوند معرفی، طراحی و به صورت عددی تحت تحلیل پوش آور و چرخهای مطابق پروتکل بارگذاری اتصالات قاب-های خمشی ویژه قرار گرفتند. در نهایت پاسخ هیسترزیس و منحنیهای پوش آور کلیه مدلها استخراج و پارامترها و رفتار لرزهای به صورت نمودارها و جداول ارائه شد. نتایج حاصل از تحلیل های فوق به صورت خلاصه عبارتند از:

 ۱- قابهای SRF که مطابق ضوابط لرزهای و با در نظر گرفتن بهینه ترین حالت چیدمان سخت کننده طراحی شده بودند، رفتار بسیار کارآمدی به عنوان سیستم باربر جانبی از خود نشان دادند.

۲- منحنی های پوش آور (نیروی برشی داخلی در تیر پیوند نسبت به دریفت طبقه) کلیه مدل ها در قاب ۱ طبقه بدون هیچ-گونه افتی تا دریفت ٤ درصد ادامه یافتند. برای قاب های چند طبقه نیز روند افزایشی برای کلیه فواصل سخت کننده مشاهده شد.

۳- با کاهش نسبت طولی تیر پیوند، ضریب رفتار تا مقدار ۱۰ افزایش مییابد. با افزایش تعداد طبقات همانطور که انتظار میرفت ضریب رفتار افزایش و در قابهای ۷ طبقه به مقادیر ۱۱ نیز رسید. ضریب رفتار میانگین منهای یک انحراف معیار برابر ۹/۱۸ حاصل شد که میتوان آن را برابر ۹ در نظر گرفت. با توجه به مقادیر موجود در آئیننامه بارگذاری آمریکا و

پيام اشتري، محمد رهنمون

استاندارد ۲۸۰۰، طراحی براساس ضریب رفتار پایینتر انجام گرفته و محافظهکارانه است.

٤- مقدار ضریب اضافه مقاومت حاصل از تحلیل پوش آور برای کلیه نسبتهای طولی قابهای ۱ تا ۷ طبقه و نسبتهای طولی کمتر از ۱ در تجلیل چرخهای قاب ۱ طبقه، بیشتر از مقدار آئین نامه ضوابط لرزهای آمریکا ۱/۵) بود. پس پیشنهاد میشود، به عنوان یک مقدار ثابت عدد ۲ در طراحی قابهای برشی فولادی در نظر گرفته شود. با توجه به اینکه طراحی کلیه مدلها براساس ضریب اضافه مقاومت برابر ۲ انجام شده پس مقدار پیشنهادی منطقی به نظر میرسد.

٥- با افزایش نسبت طولی تیر پیوند، میزان استهلاک انرژی
 حاصل از مساحت محصور در حلقههای هیسترزیس کاهش
 مییابد.

۲- سازوکار خرابی در کلیه مدلها ابتدا با تسلیم یک یا دو عدد از پانلها آغاز (در سیکلهای پایانی دریفت ۱ درصد) وسپس به پانلهای کناری منتقل و در نهایت با کمانش صفحات جان و سختکننده همراه شد. در قابهای SRF خیلی کوتاه (نسبت طولی کمتر از ۱) در گامهای پایانی کمانش صفحات بال نیز مشاهده شد.

اعلام تعارض منافع: نویسندگان اعلام میکنند که هیچ نوع تعارض منافعی وجود ندارد.

۱۰-منابع

- Sabouri Ghomi S. Ventura C. E. & Kharrazi M. H. K 2005 Shear analysis and design of ductile steel plate walls. *Structural Engineering*, 131(6), 878–889.
- [2] Nakashima M. 1995 Strain hardening behavior of shear panels made of low-yield steel, *Structural Engineering*, 121(12), 1742-1749
- [3] Brando G. & Matteis G. D. 2011 Experimental and numerical analysis of a multi-stiffened pure aluminum shear panel. *Thin-Walled Structures*, 49(10), 1277–1287.
- [4] Brando G., D'Agostino F. & Matteis G. D. 2013 Experimental tests of a new hysteretic damper made of buckling inhibited shear panels. *Material and structures*, 46(12), 2121–2133.
- [5] Mohebkhah A. & Chegeni B. 2004 Overstrength and rotation capacity for EBF

دوره بیست و یکم/ شماره۳ سال ۱٤۰۰

- [17] ANSI/AISC341-10, 2010 Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [18] Mahmoudi F., Dolatshahi K. M., Mahsuli M., Shahmohammadi A. and Nikoukalam M. T. 2016 Experimental evaluation of steel moment resisting frames with a nonlinear shear fuse, *Proceeding of the geotechnical* and structural engineering congress, Phoenix, Arizona, February.
- [19] Ashtari, P., Barzegar Sedigh, H. and Hamedi, F. 2016, "Experimental and Numerical Study on Innovative Seismic T-Resisting Frame (TRF)", Structural Engineering and Mechanics, 60(2), 251-269.
- [20] Mahmoudi F., Dolatshahi K. M., Mahsuli M., Nikoukalam M. & Shahmohammadi A. 2019 Experimental Study of Steel Moment Resisting Frames with Shear Link, *Constructional Steel Research*, 154, 197-208.
- [21] AISC341-16, 2016, Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [22] Engelhardt M. & Popov E. 1989 On design of eccentrically braced frames, *Earthquake Spectra*, 5 (3), 495–511.
- [23] Standard No. 2800, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, 4th edition (In Persian).
- [24] ASCE/SEI 7-16. 2016 Minimum design loads for buildings and other structures American society of civil engineers, *Structural Engineering Institute*.
- [25] Kaufmann E. J., Metrovich B. & Pense A.W. 2001 Characterization of Cyclic Inelastic Strain Behavior on Properties of A572 Gr. 50 and A913 Gr. 50 Rolled Sections, ATLSS Rep. No. 01–13, National Center for Engineering Research on Advanced Technology for Large Structural Systems, Lehigh University, Bethlehem, Pa.
- [26] SIMULIA, Abaqus Analysis User's Manual, version 6.11. SIMULIA, The Dassault Systemes, Realistic Simulation, USA, 2011.
- [27] ATC-19. 1995 Structural Response Modifi cation Factors. Applied Technology Council: Redwood City, CA.
- [28] Uang, C. M. 1991 Establishing R (or Rw) and Cd factors for building Seismic Provisions, Journal of Structural Engineering ASCE, 117(1), 19-28.

links made of European IPE sections, *Thin-Walled Structures*, 74, 255-260.

- [6] Zahrai S.M. 2015 Cyclic testing of chevron braced steel frames with IPE shear panels, *Steel and Composite Structures*, 19(5), 1167-1184.
- [7] Ji X., Wang Y., Ma Q. & Okazaki T. 2016 Cyclic behavior of very short steel shear links, *Structural Engineering*, 142(2), 04015114.
- [8] Ji X., Wang Y. Ma Q. and Okazaki T. 2017 Cyclic behavior of replaceable steel coupling beams, *structural Engineering*, 143(2), 04016169.
- [9] Gholhaki M. & Ghadaksaz M. B. 2016 Investigation of the link beam length of a coupled steel plate shear wall, *Steel and Composite Structures*, 20(1), 000-00.
- [10] Bandehzadeh M. 2009 Evaluation of Nonlinear Behavior of Steel Buildings Using deep beams as the lateral resistant system: T-Braced Frame, *M.Sc Dissertation*, Zanjan University, Zanjan, Iran.
- [11] Bandehzadeh M. & Ashtari P. 2015 T-Resisting Frame Concept: Headway toward Seismic Performance Improvement of Steel Frames, *Constructional Steel Research*, 104, 193-205.
- [12] Ashtari P. and Gorzin M. 2011, Seismic Behavior of Innovative T-Shape Resistant System, Proceeding of the 6th National Congress on Seismology and Earthquake Engineering (SEE6), Tehran, Iran, May.
- [13] Ashtari P. & Ghasemi M. 2011 Seismic Characteristics of a T-Shape Resistant System, Proceeding of the 6th National Congress on Civil Engineering (6NCCE), Semnan, April.
- [14] Ashtari P., Rasouli I. & Barzegar sediq H. 2012, Seismic Behavior of T-Shape Resistant Frame (TRF) with Different Shapes of Link Beams, Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, September.
- [15] Barzegar Sedigh H. 2013, Invastigation of seismic behavior of T Resistant Frame (TRF) with link beams having shear or moment yielding, M.Sc. Dissertation, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran.
- [16] Nikoukalam M.T. & Dolatshahi K.M. 2015 Development of Structural Shear Fuse in Moment Resisting Frames, *Constructional Steel Research*, 114, 349-361.

Introducing and Study of Seismic Performance of Lateral Resisting System, Shear Resisting Frames (SRFs) with Haunched Beam

P. Ashtari¹, M. Rahnemoun²

Associate professor of civil engineering, University of Zanjan, Iran,
 Ph.D. student of civil engineering, University of Zanjan, Iran (correspond)

M.Rahnemoun@znu.ac.ir

Abstract

Nowadays, building structures encounter with challenges such as construction speed and cost, especially in high seismicity zones. To accomplish this, steel structures was developed to accelerate the construction process and other economic issues. According to high strength ductility and energy dissipation, steel structure systems have been used widely in active seismic regions. The idea of application of shear panels has been using from many years ago as systems with high energy dissipation capability in EBFs as link beams and steel shear walls. The purpose of the EBFs design is the yielding of link beam and remaining the adjacent member at elastic region. According to the available criteria in design codes, shear in beams is a force-controlled action that exceeding the specified value as nominal strength is not permissible and the capacity design theory should be considered. Increasing the web thickness is the main effective factor achieving the needed shear strength and leads to the enhancement of plastic flexural capacity. The result of this action is more seismic demands in other structural members to keep in desirable operational level. So the shear plastic hinges is introduced instead of flexural plastic hinges at both ends. At this case because of uniform shear yielding through the web, energy dissipation capability is much better than the flexural yielding which begins from the outer face of the beam located on flanges. The web panels of built-up sections restrained by top and bottom flanges and two-sided transverse stiffeners have the ability to carry further loading beyond the web buckling load. The small lateral web displacements produced by excessive loading are not substantial because of available components to supply more resistance. Using adequate stiff transverse to resist against the out-of-plane deformation resulted from post-buckling; tension field actions are developed in shear panels before reaching the maximum shear strength by forming a truss with tension diagonals and compression verticals fixed by stiffeners.

The concept of shear resisting frames with non-prismatic beams were presented with the scope of reduction in link beam rotation, elimination of architectural limitations, restrictions on the ratio of span free length to beam total depth and high energy dissipation capacity. Shear yielding and out of plane deformations caused by tension action field mainly control the frame behavior and energy dissipation. The proposed system is made up two strong side columns connected to the link element with weaker section in the middle of the frame as shear fuse with non-prismatic beams. Tendency to use haunched beams makes it feasible to achieve any link length ratio especially less than 1.0. This paper presents the introducing, design and performance of 1-storyshear resisting frames with different link length ratios (ranges from 0.5 to 1.6 with 0.1 variations) and shearcontrolled behavior. The goal is achieved by implementing pushover and cyclic analyses numerically with ABAQUS software. But at first a verification analysis is done to validate the modeling procedure and reach a good conformity between numerical and experimental results. The outputs are presented in the form of response modification factor, displacement ductility and overstrength factor for pushover analyses and hysteresis behavior, backbone curve, energy dissipation capability and overstrength factor for cyclic analysis. Also at the end, 3, 5 and 7-story-frames were studied through pushover analysis and values of response modification factor and overstrength factor of the total frames presented. The results indicate desirable behavior of 1-story-shear resisting frames from the point of stiffness and strength degradation with high values of response modification factor equal to 9.18.

Keywords: Shear panels, Shear Resisting Frame, Energy dissipation, Response modification factor, Finite element analysis