

بررسی مقاومت و رفتار تیر پیوند به ستون در مهاربندهای واگرا به روش اجزای محدود

موسی مظلوم^{۱*} و علی سینا صالح پور^۲

^۱ استادیار دانشکده عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

^۲ کارشناس ارشد مهندسی عمران- زلزله، دانشکده عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

چکیده

در سیستم قاب‌های مهاربندی شده برون محور (واگرا یا EBF (Eccentric Braced Frame)، شکل‌پذیری مورد نیاز قاب، و نیز بخش عمده‌ای از جذب و استهلاک انرژی تحمیل شده به سیستم، توسط تیر پیوند (Link) تأمین می‌گردد، که مقدار آن بستگی به مشخصات و جزئیات هندسی این تیر دارد. بهترین حالت جهت تأمین سختی و شکل‌پذیری مطلوب، هنگامی ایجاد می‌شود که تیر پیوند در برش عمل نماید. در این حالت، نقش ضخامت بال، جان و سخت کننده‌های (Stiffener) تیر اهمیت زیادی پیدا می‌کند. در این مقاله، به بررسی رفتار اتصال تیر پیوند به ستون به روش اجزای محدود در نرم‌افزار Abaqus پرداخته شده است. پارامتر متغیر در این مطالعه، ضخامت صفحات تشکیل دهنده تیر پیوند می‌باشد. در نهایت، با مقایسه نتایج تأثیر ضخامت هر یک از اجزای تیر پیوند بر روی رفتار نهایی آن، بررسی‌های مقتضی انجام گردید که نشان می‌دهد با وجودی که افزایش ضخامت جان نقش تعیین کننده‌ای در قدرت باربری تیر پیوند دارد، اما مقدار آن باید به حداکثر نصف ضخامت بال محدود گردد تا شکل‌پذیری مورد انتظار از تیر پیوند تأمین گردد. همچنین برای رسیدن به یک عملکرد بهینه در مکانیسم گسیختگی در تیر پیوند، باید از سخت کننده‌هایی با ضخامت بیشتر از ضخامت جان استفاده کرد.

واژگان کلیدی: تیر پیوند، بادبند EBF، اجزای محدود، بارگذاری چرخه‌ای.

۱- مقدمه

ندارد. بنابراین، طراحی جزئیات اتصال تیر پیوند به ستون، همچنان به عنوان مشکل حل نشده‌ای در استفاده از قاب‌های EBF، باقی‌مانده است [۲]. لذا در این مقاله سعی بر این است که با بررسی خصوصیات رفتاری ناشی از تناسب هندسی اجزای متشکله تیر پیوند مورد مطالعه، به رویکردی دست یافت که اولاً از حداکثر ظرفیت دوران پلاستیک تیر پیوند در راستای استهلاک هر چه بیشتر انرژی تحمیل شده بر کل سیستم، تا قبل از مرحله تشکیل مکانیزم، سود برده شود و ثانیاً مکان تشکیل اولین مفاصل پلاستیک، حتی‌المقدور از ناحیه چشمه اتصال دور شود. نکته قابل توجه در مهاربندهای واگرا، طول تیر پیوند می‌باشد. به طوری که هر چه طول نسبی تیر پیوند کوتاه‌تر باشد، اثر نیروی برشی نسبت به لنگر خمشی بیشتر شده و اصطلاحاً بیان می‌گردد که رفتار قاب، برشی است. با افزایش طول تیر پیوند نسبت به عمق آن، اثر لنگر خمشی بیشتر شده و رفتار قاب، خمشی نامیده می‌شود [۳].

در بررسی‌های گذشته، Malley و Popov [۴] نشان دادند که بال جوش شده-جان بولت شده، عملکرد ضعیفی در اتصالات تیر پیوند به ستون دارد. لذا استفاده از جان جوش شده-بال جوش شده برای این اتصالات پیشنهاد گردید. Tsai و همکاران [۵] در یک تحقیق آزمایشگاهی، از مقطع قوطی شکل با

به منظور اصلاح نقایصی که در سیستم‌های قاب خمشی و مهاربندی همگرا وجود دارد، بررسی و مطالعات بر روی قاب‌های مهاربندی شده برون محور، از دهه ۷۰ میلادی به صورت گسترده‌ای آغاز گردید. پوپوف و همکارانش بیان کردند که EBFها در مقایسه با دیگر سیستم‌های باربر جانبی، دو نیاز طراحی لرزه‌ای، یعنی سختی و شکل‌پذیری را، به خوبی ارضاء می‌نمایند. این قاب‌ها تحت زلزله‌های خفیف و متوسط، سختی زیاد و در برابر زلزله‌های شدید، شکل‌پذیری مناسبی از خود بروز می‌دهند. پیکربندی این سیستم در شکل (۱) نمایش داده شده است. خروج از محوریت ایجاد شده در این قاب‌ها، با پارامتر e نمایش داده می‌شود. تیر پیوند ضعیف‌ترین قسمت قاب بوده و بخش عمده استهلاک انرژی ناشی از زلزله، در این ناحیه صورت می‌پذیرد. آئین‌نامه AISC 2005 [۱] ضوابطی را برای حصول اطمینان از عملکرد شکل‌پذیر اتصالات EBF و این که تغییر شکل پلاستیک، ابتدا در تیرهای پیوند اتفاق بیفتد، تعیین می‌کند. طبق این ضوابط، میزان دوران پلاستیک تیر پیوند که در این آئین‌نامه مقرر شده است، باید قبل از شکست در اتصال اتفاق بیفتد. در حال حاضر، جزئیات اتصال تیر پیوند به ستون که بتواند این ضوابط را ارضاء کند، در آئین‌نامه فوق وجود



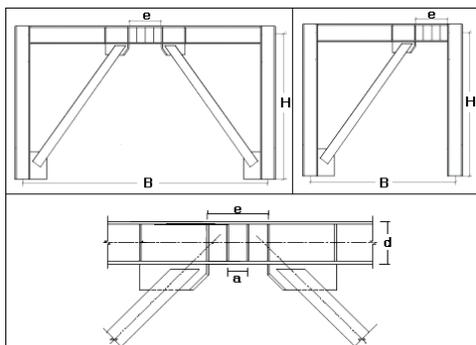
شکل ۲- آسیب‌های وارد شده بر روی تیر پیوند در ساختمان پارکینگی واقع در نیوزلند [۱۰]

نتایج مطالعات نشان داده‌اند که تیر پیوند با عمق معمولی، دوران پلاستیک بیشتری را در مقایسه با تیر پیوند عمیق با طول مشابه تحمل می‌کند.

۲- مهاربندی واگرا

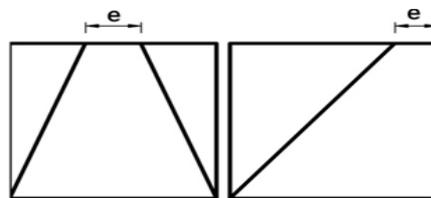
در سیستم مهاربندی واگرا، به جای برخورد بادبند به محل اتصال تیر و ستون، یا تقاطع محور دو بادبند در یک نقطه، به تیر متصل می‌شوند (شکل ۳). تیر پیوند که بین ستون و بادبند (تک قطری) یا بین دو بادبند (دو قطری) قرار گرفته، نقشی مشابه یک فیوز در یک مدار الکتریکی را ایفا کرده و با تغییر شکل پلاستیک خود، از وارد شدن نیروی بیش از حد به بادبندها و در نتیجه کمانش آن‌ها جلوگیری می‌کند.

مکانیزم تسلیم برشی تیرهای پیوند کوتاه بهتر از تیرهای پیوند بلند می‌باشد. زیرا در این حالت نیروی برشی در تمام طول تیر ثابت می‌ماند و کرنش‌های برشی غیرارتجاعی به طور یکنواخت در طول تیر توزیع می‌شود. اتصال تیر پیوند به ستون باید بتواند برش و لنگر بزرگی را در حالت کاملاً پلاستیک منتقل کند. نیروها و تغییرشکل‌ها در این اتصال به وسیله تناسب ابعاد آن کنترل می‌شوند.



شکل ۳- مهاربندی واگرا و جزئیات تیر پیوند [۱۰]

مقیاس بزرگ به عنوان ستون برای این اتصال استفاده و مشاهده کردند که اتصال پس از رسیدن به نیمی از ظرفیت دورانی مقرر شده در AISC 2005 [۱] دچار شکست شد.

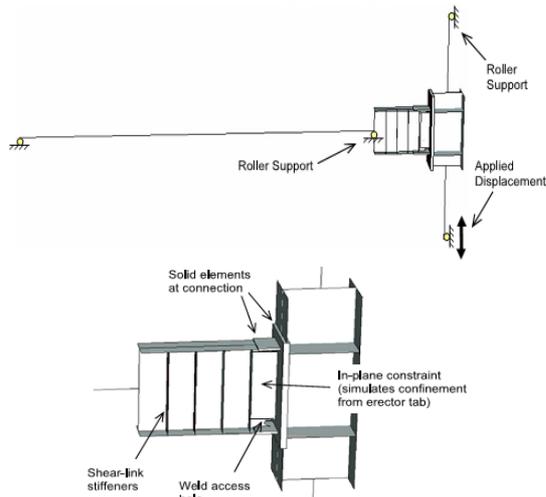
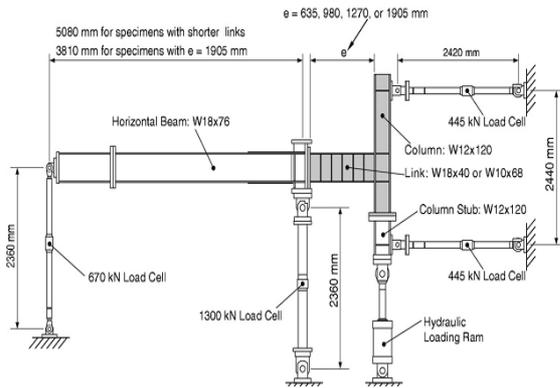


شکل ۱- پیکربندی قاب‌های مهاربندی شده واگرا

مطالعاتی که دیگر محققان بر روی این سیستم انجام دادند [۶-۸]، به این نتیجه رسیدند که این سیستم سختی مناسبی زیر بار خدمت را دارا می‌باشد که منجر به کاهش تغییر شکل‌های بزرگ در سازه می‌گردد. از سوی دیگر در بارهای جانبی شدید از جمله زمین لرزه‌های قوی، از جذب انرژی و شکل‌پذیری مطلوبی برخوردار است.

در ادامه مطالعات صورت گرفته می‌توان به آزمایشات روی تیرهای پیوند کوتاه و بلند ساخته شده از فولاد A992، توسط Arce [۹] و Gálvez [۱۰] در دانشگاه تگزاس اشاره کرد. همچنین مطالعات آزمایشگاهی که در مقیاس بزرگ بر روی اتصالات پل معلق سانفرانسیسکو-اوکلند در دانشگاه کالیفرنیا توسط McDaniel و همکاران [۱۱] صورت گرفت نیز، بر روی تیر پیوند EBF بوده است. روش طراحی مهاربندهای EBF را اساساً به دو قسمت می‌توان تقسیم کرد: روش اول روش طراحی الاستیک (Becker و Ishler [۱۲]، Bruneau و همکاران [۱۳] و مطالعات SEAOC [۱۴]) و روش طراحی پلاستیک (Roeder و Popov [۱۵]، Manheim [۱۶]، Popov و همکاران [۱۷] و Englekirk [۱۸]).

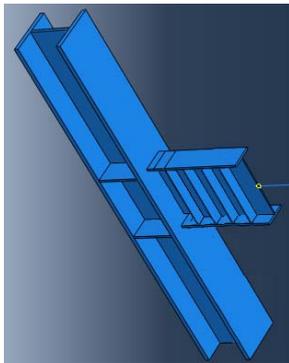
در شکل (۲) نمونه‌ای از آسیب وارد شده بر تیر پیوند EBF تحت زلزله نیوزیلند نشان داده شده است. در دو دهه اخیر نیز تحقیقات زیادی در داخل کشور در مورد عملکرد تیر پیوند و مکانیزم‌های شکست آن انجام گردیده است که از آن جمله می‌توان به مطالعات پورزینعلی [۱۹] اشاره کرد. در این تحقیق، رفتار چندین نمونه اتصال تیر پیوند به ستون که توسط نرم-افزارهای اجزای محدود مدل شده‌اند، بررسی می‌گردد. پارامترهای متغیر در این تحقیق، جزئیات اتصال، طول تیر پیوند، مقطع تیر پیوند، و نوع بارگذاری می‌باشد.



شکل ۴- شرایط تکیه‌گاهی و مرزی نمونه مورد آزمایش [۲۲]

۴- بررسی اعتبار مدل

برای ارزیابی روش مدل کردن در این کار، مدل کنترل کاملاً مشابه نمونه آزمایشگاهی Okazaki و همکارانش [۲۲] شبیه-سازی شد (شکل ۵) و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. نتایج کلی از قبیل دوران پلاستیک، شاخص شکست و شکست اولیه بال تیر پیوند با نتایج تحقیق Okazaki مقایسه گردیدند که در ادامه مقاله و در بخش نتایج خواهند گرفت.



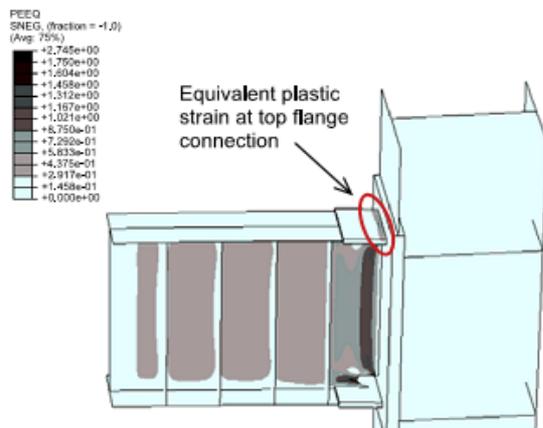
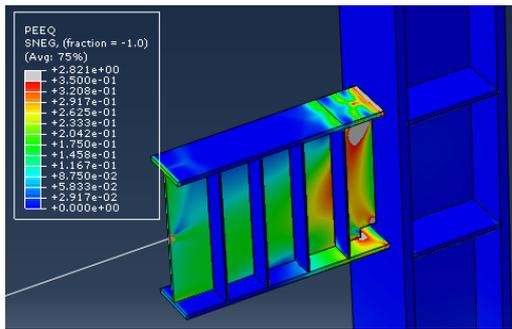
شکل ۵- مدل ساخته شده در نرم‌افزار Abaqus

تیر پیوند برشی با طول $e \leq 1.6Mp/Vp$ نیروی برشی بسیار بزرگ و لنگر کمتری را انتقال می‌دهد، در حالی که باید قادر به حمل چرخش غیرارتجاعی به بزرگی 0.08 رادیان باشد. در مقابل تیر پیوند خمشی با طول $e \geq 1.6Mp/Vp$ لنگر بسیار بزرگ و برش کمتری را منتقل می‌کند، در حالی که باید قادر به تحمل چرخش غیر ارتجاعی به بزرگی 0.02 رادیان باشد. در این روابط Mp ظرفیت لنگر پلاستیک و Vp ظرفیت برشی پلاستیک تیر پیوند می‌باشد [۲۰].

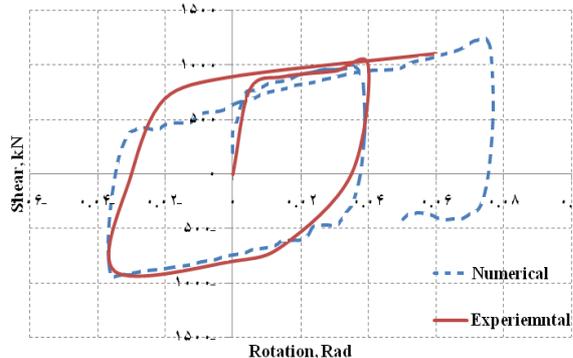
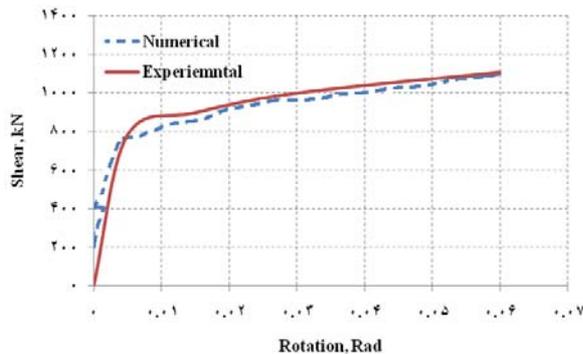
۳- مدل اجزای محدود

در این تحقیق، تیر پیوند به ستون با جزئیات مختلف در نرم‌افزار اجزای محدود Abaqus [۲۱] مدل گردیده است. از قطع بال پهن $W18x40$ به عنوان تیر و از مقطع بال پهن $W12x120$ به عنوان ستون برای مدل کردن اتصالی مشابه نمونه آزمایشگاهی Okazaki و همکاران [۲۲] استفاده شده است. از تحلیل نتایج این مدل و مقایسه آن با نتایج نمونه مرجع آزمایشگاهی، برای کنترل اعتبار نحوه مدل‌سازی استفاده گردیده است. در این کار، از مدل اجزای محدود در شبیه‌سازی استفاده شده و بارگذاری تاریخچه زمانی به صورت جابجایی به انتهای ستون وارد گردیده است. به منظور تحلیل اتصال در نرم‌افزار Abaqus [۲۱]، اتصال تیر پیوند به ستون به صورت تمام جوش (صلب) مدل شده است. قیدهای حرکتی، شرایط تکیه‌گاهی نمونه‌های آزمایشگاه را مدل سازی کرده‌اند (شکل ۳).

دو تکیه‌گاه غلتکی در بالا و پایین ستون، مانع از دوران کلی ستون می‌شود. دو تکیه‌گاه غلتکی دیگر نیز، از جابجایی در راستای قائم تیر پیوند جلوگیری می‌کنند. معیار تنش پلاستیک بر پایه سطح تنش ون-مایزس و ضوابط مربوط به آن بکار گرفته شده‌اند. مصالح یکسانی نیز برای تیر پیوند، ستون و سخت‌کنندها در نظر گرفته شده (فولاد st37) که جنس آن مطابق با مشخصات نوع A992 با مقاومت تسلیم ۳۴۵ و مقاومت نهایی ۴۵۰ مگاپاسکال، ضریب پواسون 0.3 ، و مدول الاستیسیته ۲۱۰ گیگاپاسکال مدل شده است. با توجه به قابلیت برنامه در انجام تحلیل‌ها با مش‌بندی‌های مختلف، از المان S4R که یک المان دو بعدی چهار گرهی کاهش یافته می‌باشد، استفاده شده است که شامل ۷۷۶ المان مکعبی و ۱۰۱۲ گره می‌باشد. تحلیل غیر-خطی اجزای محدود استفاده شده از نوع پیوسته می‌باشد که در آن در هر مرحله از تحلیل، ماتریس‌های سختی و تغییر مکان جدید به دست آمده از مرحله قبلی، به عنوان ماتریس‌های اولیه مرحله بعدی لحاظ می‌شود.

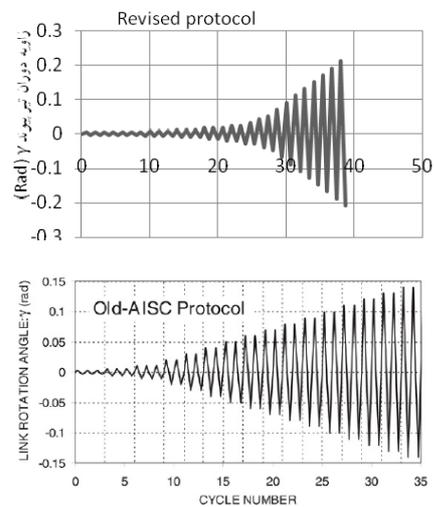


شکل ۷- مقایسه کانتور کرنش‌های پلاستیک آنالیز عددی مقاله و مدل ساخته شده



شکل ۸- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی

دو نوع بارگذاری چرخه‌ای برای مدل کنترل مطابق شکل (۶) در نظر گرفته شد: پروتکل بارگذاری Old و Revised در آئین‌نامه AISC 2002 [۱] پروتکل بارگذاری Old آمده است و به این صورت تعریف می‌شود که بعد از چند دوره تغییر شکل الاستیک اولیه، به ازای هر دو سیکل بارگذاری، دوران تیر پیوند به میزان 0.08 رادیان افزایش داده شود. پروتکل بارگذاری Revised در AISC 2005 [۱] به این صورت تعریف می‌شود که بعد از اتمام سیکل بارگذاری که دوران تیر پیوند به 0.05 رادیان می‌رسد، به ازای هر سیکل دوران تیر پیوند به میزان 0.02 رادیان افزایش داده شود.



شکل ۶- بارگذاری‌های مورد استفاده [۱۱]

معیار مهم در تحلیل اتصالات، مود گسیختگی آن می‌باشد. به این ترتیب با نمایش کانتور کرنش‌های پلاستیک می‌توان به مود گسیختگی نمونه پی‌برد. در شکل زیر می‌توان کانتور کرنش‌های پلاستیک را مشاهده نمود. کانتورهای نمونه آزمایشگاهی و مدل نرم‌افزاری، جهت مقایسه در شکل (۷) نمایش داده شده است.

در شکل (۸) نیز منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی با مدل عددی مقایسه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود تقریباً قابل قبولی بین نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی وجود دارد که بیانگر توانایی مدل عددی در پیش‌بینی رفتار نمونه در حد مناسبی می‌باشد. بنابر این می‌توان مدل عددی مورد استفاده را کالیبره شده در نظر گرفت و برای انجام سایر تحلیل‌های حساسیت و مطالعات پارامتری، با در نظر گرفتن شباهت ذاتی رفتار نمونه‌های مورد مطالعه با نمونه فوق‌الذکر، آن را مورد استفاده قرار داد.

۵- مدل‌های مورد مطالعه

برای بررسی رفتار تیرهای پیوند، چندین مدل تحت شرایط بارگذاری چرخه‌ای، مورد مطالعه قرار می‌گیرند. برای رسیدن به یک طرح بهینه، ابعاد بال، جان و ضخامت سخت کننده‌ها تغییر داده شده، بدین منظور مدل مبنای مورد مطالعه در چندین حالت مورد بررسی قرار گرفت:

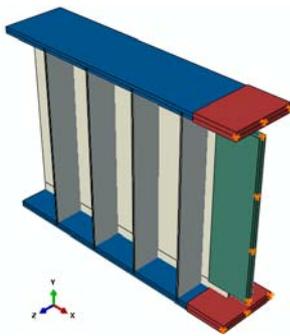
تغییر در ضخامت جان (تیپ B)

تغییر در ضخامت بال (تیپ C)

تغییر در ضخامت صفحات سخت کننده جان (تیپ A)

جهت بررسی تأثیر ضخامت بر روی باربری تیر اتصال، مطابق شکل (۹)، یک سمت تیر پیوند مقید شده و سمت مقابل تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار می‌گیرد. در ادامه و در جدول (۱) سایر مدل‌های مورد مطالعه آورده شده است. تمامی مدل‌ها مطابق با ضوابط موجود در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۸۷ [۲۳]، فصل ۱۰-۳ (ضوابط طرح لرزه‌ای)، انجام پذیرفته و تنها ضابطه محدود کننده در ضوابط مذکور، مقدار عددی مربوط به ضخامت صفحات سخت کننده می‌باشد، که آن هم تنها محدود کردن حد پایین آن‌ها به سه چهارم ضخامت جان، و یا ۸ میلی‌متر بوده که این محدودیت نیز در همه مدل‌های مورد بحث

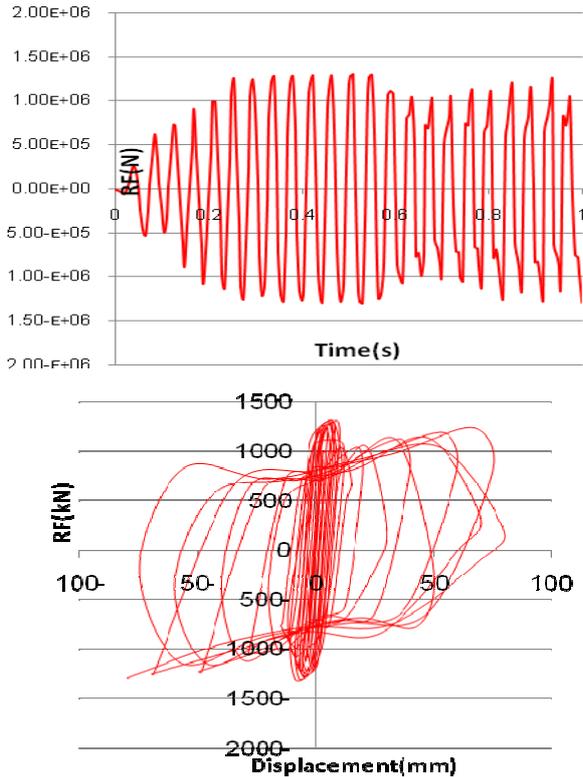
رعایت گردیده است. نکته شایان توجه و حائز اهمیت، تعیین مرز حداکثری برای ضخامت این صفحات می‌باشد که در مبحث دهم، این مسأله مسکوت مانده است. مدل‌های مورد مطالعه، تحت بارگذاری دینامیکی وارد فاز پلاستیک شده و محدوده گسیختگی‌های احتمالی، با استفاده از انرژی کرنش پلاستیک آن‌ها، مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است، تا بتوان با مقایسه بین مدل‌ها، به یک طرح بهینه دست یافت. پس از اعمال بار چرخه‌ای بر تمامی مدل‌ها، نتایج به شرح زیر حاصل شده که برای مدل F11 در ادامه آمده است.



شکل ۹- نمونه مورد مطالعه

جدول ۱- مدل‌های مورد مطالعه (تمامی ابعاد به میلی‌متر)

ردیف	مدل‌ها	بعد متغیر	ضخامت بال	ضخامت جان	ضخامت سخت کننده جان	ضخامت سخت کننده بال
۱	F11	<p>ضخامت سخت کننده جان</p>	۱۵	۸	۱۰	۵
۲	F12		۱۵	۸	۸	۵
۳	F13		۱۵	۸	۶	۵
۴	F14		۱۵	۸	۴	۵
۵	F15		۱۵	۸	۲	۵
۶	F16		۱۵	۸	۰	۵
۷	W0	<p>ضخامت جان</p>	۱۵	۷	۸	۵
۸	W1		۱۵	۸	۸	۵
۹	W2		۱۵	۹	۸	۵
۱۰	W3		۱۵	۱۰	۸	۵
۱۱	W4		۱۵	۱۱	۸	۵
۱۲	W5		۱۵	۱۲	۸	۵
۱۳	F1	<p>ضخامت بال</p>	۱۳	۸	۸	۵
۱۴	F2		۱۵	۸	۸	۵
۱۵	F3		۱۷	۸	۸	۵
۱۶	F4		۱۹	۸	۸	۵
۱۷	F5		۲۰	۸	۸	۵



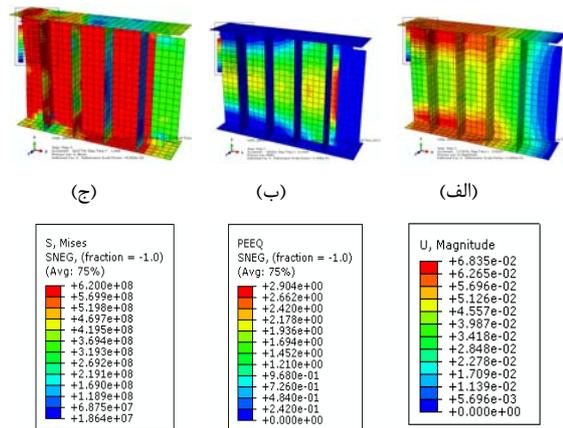
شکل ۱۱- منحنی نیروی عکس‌العملی تکیه‌گاهی در مدل FII

تعداد حلقه‌هایی که یک سیستم می‌تواند در برابر بارهای دورهای تحمل نماید به نوعی بیانگر قابلیت عملکردی آن می‌باشد (شکل (۱۱)).

با توجه به شکل (۱۲) مشاهده می‌شود در مدل‌های تیپ A که در آن‌ها تغییرات در ضخامت صفحات سخت‌کننده جان بود، با افزایش ضخامت سخت‌کننده، محدوده کرنش پلاستیک از چشمه اتصال دور می‌شود که نشان دهنده این مطلب است که نقش صفحات سخت‌کننده بر روی مقاومت و نحوه گسیختگی تیر پیوند قابل توجه است. در مورد مدل‌های تیپ B که در آن‌ها ضخامت جان تغییر داده شده، روندی مشابه با مدل‌های تیپ A ملاحظه می‌گردد. با این تفاوت که افزایش ضخامت جان باعث نزدیک‌تر شدن چشمه اتصال به محدوده پلاستیک می‌شود که این در عمل امری مخرب می‌باشد. در مدل‌هایی که ضخامت جان بیشتر می‌شود، عملاً کرنش پلاستیک در این قسمت‌ها یعنی در چشمه اتصال بیشینه است و گسیختگی در این قسمت‌ها آغاز گشته و گسترش می‌یابد، به گونه‌ای که هرچه ضخامت جان افزایش یابد، تمرکز تنش در این قسمت‌ها بیشتر می‌شود.

پس از اعمال بارگذاری-که به صورت تحمیل تغییر مکان نسبی چرخه‌ای به سیستم می‌باشد- نیروی ناشی از اعمال این جا به جایی‌ها، به صورت عکس‌العملی بر انتهای گیردار تیر پیوند وارد می‌شود.

برای مدل FII کانتور جابجایی و تغییر شکل نهایی مطابق شکل (۱۰) می‌باشد. همانگونه که مشخص است، انتهای گیردار تیر پیوند هیچگونه جابجایی نداشته است و بیشترین مقدار جابجایی ۸۰ میلی‌متر است که به انتهای تیر پیوند و به صورت چرخه‌ای به آن وارد می‌گردد. در ادامه، کانتورهای تنش و کرنش پلاستیک معادل برای مدل FII نشان داده شده است. در مدل FII به دلیل ضخامت ۱۸ میلی‌متری انتهای تیر پیوند که متصل به ستون است، میزان انرژی کرنش پلاستیک در نواحی اتصال کمینه و در مقابل، تنش در جان و قسمت‌هایی از بال بیشینه است.

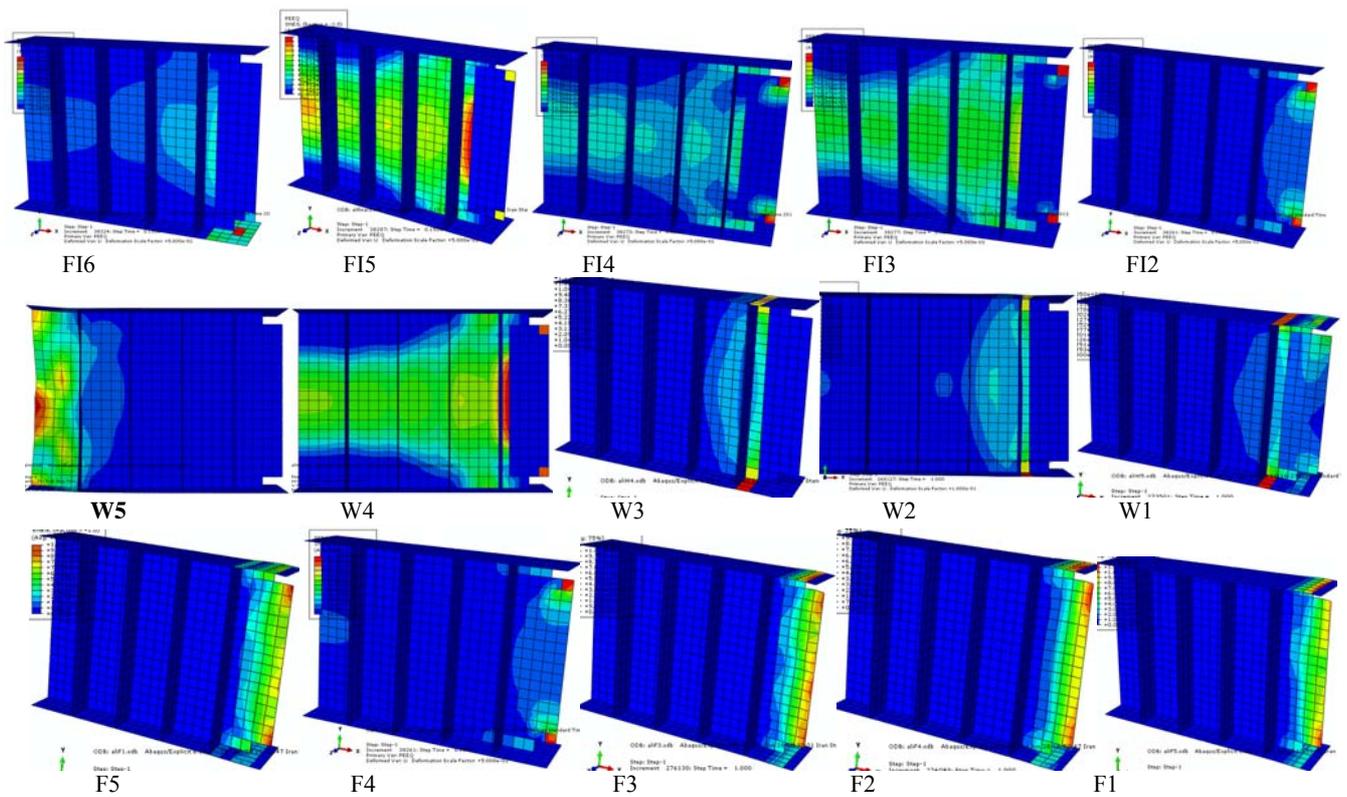


شکل ۱۰- الف) کانتور جابجایی کلی، ب) کانتور انرژی کرنش پلاستیک معادل FII، ج) کانتور تنش مدل

حلقه‌های هیستریزس در اثر بارهای دورهای در سیستم‌های مقاوم جانبی به وجود می‌آیند. این حلقه‌ها معرف رفتار سیستم در برابر بارهای جانبی می‌باشند و از روی آن‌ها می‌توان وضعیت مقاومت و سختی سیستم را در هر دوره از بارگذاری به وضوح مشاهده نمود. سطح زیر منحنی این حلقه‌ها بیانگر میزان جذب انرژی سیستم می‌باشد. لذا با محاسبه آن در هر دوره از بارگذاری می‌توان مقدار افزایش و یا کاهش آن را نسبت به دوره‌های قبل تعیین نمود. هرگونه ناپایداری کلی و یا موضعی در اعضای تشکیل دهنده سیستم، خود را در حلقه‌های مذکور در هر دوره از بارگذاری نشان می‌دهد.

جدول ۲- مقایسه مدل‌های مختلف

مدل‌ها	ضخامت متغیر (mm)	وزن (kg)	نیروی مقاومت نهایی (kN)	موقعیت خرابی	درصد خرابی چشمه اتصال
FI1	۱۸	۵۵/۰۲۴	۱۲۹۸	جان (دور از چشمه اتصال)	۰
FI2	۱۶	۵۴/۴۱۲	۱۳۳۲	بال پایین و قسمتی از جان	۰
FI3	۱۴	۵۳/۸۱۲	۱۲۹۹	گوشه های جان متصل به ستون و مرکز جان	۵
FI4	۱۲	۵۳/۱۸۸	۱۳۰۰	گوشه های جان متصل به ستون و مرکز جان	۱۰
FI5	۱۰	۵۲/۵۷۶	۱۲۹۸	گوشه های جان متصل به ستون و مرکز جان	۲۰
FI6	۸	۵۱/۹۶۳	۱۲۳۰	گوشه های جان متصل به ستون	۶۰
W0	۷	۵۲/۴۹۹	۱۱۳۰	انتهای جان (دور از چشمه اتصال)	۰
W1	۸	۵۴/۴۱۳	۱۲۳۰	انتهای جان (دور از چشمه اتصال)	۰
W2	۹	۵۶/۳۲۶	۱۴۶۰	جان	۰
W3	۱۰	۵۸/۲۳۹	۱۶۷۰	جان نزدیک به چشمه اتصال	۵
W4	۱۱	۶۰/۱۵۳	۱۷۴۰	جان نزدیک به چشمه اتصال	۱۰
W5	۱۲	۶۲/۰۶۶	۱۹۶۰	چشمه اتصال	۵۰
F1	۱۳	۴۹/۴۴۳	۱۲۱۲	جان (چشمه اتصال)	کامل
F2	۱۵	۵۱/۹۶۳	۱۲۳۰	جان (چشمه اتصال)	کامل
F3	۱۷	۵۴/۴۸۳	۱۲۳۴	جان (چشمه اتصال)	کامل
F4	۱۹	۵۷/۰۰۳	۱۲۴۳	جان (چشمه اتصال)	کامل
F5	۲۰	۵۸/۲۶۳	۱۲۴۶	جان (چشمه اتصال)	کامل



شکل ۱۲- کانتور انرژي کرنش پلاستیک معادل برای تمامی مدل‌ها

ضخامت جان نباید از نصف ضخامت بال بزرگتر باشد
($t_w \leq 0.5t_f$).

۲- جهت کنترل گسیختگی و دور کردن آن از چشمه اتصال، باید از سخت کننده‌هایی استفاده کرد که دارای ضخامتی بیش از ضخامت جان باشند ($t_s \geq t_w$).

۳- نقش صفحات سخت کننده بر روی مقاومت و مود گسیختگی تیر پیوند بسیار قابل توجه است. به طوری که با افزایش ضخامت این صفحات، محدوده کرنش پلاستیک از چشمه اتصال دورتر می‌شود.

۴- در تیر پیوند مورد مطالعه، استفاده از صفحات سخت کننده با ضخامت کمتر از ۸ میلی‌متر بازدهی تیر پیوند را کاهش می‌دهد. در عین حال، افزایش ضخامت این صفحات به بیش از ۸ میلی‌متر نیز، گرچه مقاومت برشی بیشتر تیر پیوند را موجب می‌شود، اما از قابلیت شکل‌پذیری آن می‌کاهد.

۵- با افزایش ضخامت جان، عملاً کرنش پلاستیک در این قسمت‌ها یعنی در چشمه اتصال بیشینه است و گسیختگی در این قسمت‌ها آغاز گشته و انتقال می‌یابد. لذا ضخامت جان نباید از یک محدوده خاصی بیشتر شود.

۶- افزایش ۱۷ درصدی وزن تیر پیوند که با تقویت ضخامت جان آن حاصل شده است، ظرفیت برشی تیر را تا ۷۳ درصد افزایش می‌دهد.

۷- مراجع

- [1] American Institute of Steel Construction, (AISC), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", Chicago, US, 2005.
- [2] Ricles, J. M., Popov, E. P., "Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames", Report No. UBC/EERC-87/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Richmond, CA, 1987, pp 29-34.
- [3] Gulec, C. K., Gibbons, B. A., Whittaker, A. S., "Damage States and Fragility Functions for Link Beams in Eccentrically Braced Frames", Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67 (9), 1299-1309.
- [4] Malley, J. O., Popov, E. P., "Shear Links in Eccentrically Braced Frames", ASCE Journal of Structural Division, 1984, 110 (9), 2275-2295.
- [5] Tsai, K. C., Engelhardt, M. D., Nakashima, M., 2000, "Cyclic Performance of Link-to-Box Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames", The 1st

در مدل‌هایی که در آن‌ها ضخامت بال تغییراتی نسبت به سایر مدل‌ها دارد، ملاحظه می‌گردد که کرنش پلاستیک و گسیختگی مورد انتظار، در ناحیه اتصال تیر به ستون است و این نشانگر این است که افزایش و کاهش ضخامت بال تأثیر قابل توجهی بر روی توزیع تنش جان و کرنش‌های پلاستیک معادل ندارند و دلیل آن را می‌توان در این نکته دید که با توجه به این که نقش اصلی تحمل برش در تیر پیوند برعهده جان می‌باشد، لذا افزایش و کاهش ضخامت بال الگوی گسیختگی را تغییر نمی‌دهد و تیر در حساس‌ترین منطقه دچار آسیب می‌گردد. از تمامی مدل‌ها به ازای بار اعمالی (جابجایی) نیروی عکس‌العمل تکیه‌گاهی حذف شده است. ارقام ارائه شده در جدول (۲)، برای مقایسه نتایج حاصل از این تحلیل‌ها می‌باشد.

همانگونه که از جدول (۲) قابل برداشت است، در مدل‌های تیپ A با تغییر ضخامت تغییر قابل ملاحظه‌ای در مقاومت نهایی مدل‌ها ایجاد نمی‌گردد. به گونه‌ای که در مدل FI6 که نسبت به مدل FII دارای ۷/۵٪ وزن کمتر است، نیروی تکیه‌گاهی در حدود ۵٪ کاهش داشته است. اما مسأله حائز اهمیت در این مدل‌ها، بحث ناحیه گسیختگی آن‌ها می‌باشد. به عبارتی می‌توان گفت مدل FI3 با ضخامت سخت کننده ۱۴ میلی‌متر و وزن ۵۳/۸۱۲ کیلوگرم، مدل قابل اطمینان‌تری نسبت به مدل‌های با ضخامت کمتر است و همچنین نسبت به دو مدل FI1 و FI2 نیز، دارای وزن کمتری می‌باشد. در مورد مدل‌های تیپ B هم می‌توان به این مورد اشاره کرد که با افزایش ضخامت جان، بر عکس وضعیتی که مطلوب ماست، گسیختگی به سمت چشمه اتصال می‌رود. هر چند که با افزایش ضخامت بال، ظرفیت باربری سازه افزایش چشمگیری می‌یابد، که در مورد مدل W5 با وزن ۶۲/۰۶۶ کیلوگرم نسبت به مدل W0 با وزن ۵۲/۴۹۹ کیلوگرم مقدار نیروی عکس‌العملی تقریباً ۱/۷۳ برابر می‌باشد، اما گسیختگی در این مدل در محدوده چشمه اتصال رخ می‌دهد. در مورد مدل‌های تیپ C افزایش ضخامت بال نه تأثیری بر روی افزایش ظرفیت برشی تیر پیوند دارد و نه باعث دور شدن محدوده گسیختگی و پلاستیک از حوزه چشمه اتصال می‌گردد. لذا برای ایجاد رفتار برشی این مدل توصیه نمی‌گردد.

۶- نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از این تحقیق عبارتند از:

- ۱- بررسی در مدل مورد مطالعه، نشان می‌دهد که افزایش ضخامت جان به بیش از ۷ میلی‌متر کارایی تیر پیوند را کاهش می‌دهد. برای رسیدن به یک عملکرد بهینه در تیر پیوند،

- Frames Under Cyclic Loadings", Report No. UCB/EERC-77/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, US, 1977.
- [16] Manheim, D. N., "On the Design of Eccentrically Braced Frames", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, US, 1982.
- [17] Popov, E. P., Kasai, K., Engelhardt, M. D., "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames", *Earthquake Spectra*, 1987, 3 (1), 43-55.
- [18] Englekirk, R., "Steel Structures, Controlling Behavior Through Design", John Wiley & Sons, US, 1994.
- [۱۹] پورزینعلی، س.، شیرینزاده، م.، "مطالعه رفتار اتصال صلب تیر پیوند به ستون در بادبندهای EBF با شکل-پذیری ویژه در مقابل زلزله"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران، ۶ و ۷ اردیبهشت، ۱۳۹۰.
- [20] American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Standard ANSI/AISC 341-02", Chicago, US, 2002.
- [21] HKS, "ABAQUS Standard User Manual, Version 6.9.1", Hibbit, Karlsson, and Sorensen, Inc., 2009.
- [22] Okazaki, T., Engelhardt, M. D., Schell, A. D., Hongo, J. K., Uangf, C. M., "Experimental Investigation of Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65, 1401-1412.
- [۲۳] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمان-های فولادی"، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، تهران، ۱۳۸۷.
- International Conference on Structural Stability and Dynamics, 2000.
- [6] Prinz, G. S., Richards, P. W., "Eccentrically Braced Frame Links with Reduced Web Sections", *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65, 971-978.
- [7] Okazaki, T., Arce, G., Ryu, H. C., Engelhardt, M. D., "Experimental Study of Local Buckling, Overstrength, and Fracture of Links in Eccentrically Braced Frame", *Journal of Structural Engineering*, 2005, 131 (10), 1526-1535.
- [8] Kasai, K., Popov, E. P., "Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1986, 112 (3), 505-523.
- [9] Arce, G., "Impact of Higher Strength Steels on Local Buckling and Overstrength of Links in Eccentrically Braced Frames", MSc Thesis, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, US, 2002.
- [10] Gálvez, P., "Investigation of Factors Affecting Web Fractures in Shear Links", MSc Thesis, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, US, 2004.
- [11] McDaniel, C. C., Uang, C. M., Seible, M., "Cyclic Testing of Built-Up Steel Shear Links for the New Bay Bridge", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 2003, 129 (6), 801-809.
- [12] Becker, R., Ishler, M., "Seismic Design Practice For Eccentrically Braced Frames-Based on the 1994 UBC", *Steel Tips*, 1996, 101 (7), 73-105.
- [13] Bruneau, M., Uang, C. M., Whittaker, A., "Ductile Design of Steel Structures", McGraw-Hill, 1997.
- [14] SEAOC, "Seismic Design Manual-Building Design Examples: Steel, Concrete, and Cladding", Volume III, Seismology Committee of Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, 2000.
- [15] Roeder, C. W., Popov, E. P., "Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Steel

EXTENDED ABSTRACT

Assessment of Resistance and Behavior of Link Beam in Eccentric Braced Frames by Finite Element Method

Moosa Mazloom*, Ali Sina Salehpour

Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaee Teacher Training University, Tehran, Iran

Received: 15 May 2013; **Accepted:** 09 December 2013

Keywords:

Link, EBF, Cyclic loads, Finite element method

1. Introduction

In Eccentrically Bracing Frames (EBF), frame flexibility requirement and major part of energy absorption are sustained by link beam, which amount of that is based on properties and geometric details of the beam. In design steps, choosing stiffness of flange, web and stiffeners are very important. In this article, behavior of connection of the link beam to column is studied by ABAQUS software [1] in which the variable parameters are thickness of the plates forming the link beam. Eventually by comparing the results of effect of each mentioned detailed dimensions on final behavior of whole beam, it became apparent that increasing thickness of web plates could improve the loading capacity of link beam, but in order to obtain a suitable amount of flexibility, the stiffness of the web must be reduced to half of the amount corresponding to the flange. Also in failure mechanism, in order to reach an expectable optimum performance, the thickness of stiffeners must be more than the thickness of web.

2. Methodology

The link beam modeled in this study, consists of one W12×40 profile as a beam and one W12×120 profile as a column. Due to AISC 2005 code [2] all connections have been modeled rigidly. Considered material properties are steel st37 with yield stress equal to 345MPa, final stress equal to 450MPa, Poisson's ration coefficient equal 0.3 and elastic modulus equal to 210GPa. The experimental model studied was made by Okasaki and et al. [3].

For the study of link beam behavior, three categories of link beams are compared: beam with variable web thickness as TYPE B, beam with variable flange thickness as TYPE C, and finally beam with variable stiffeners thickness, as TYPE A. One side of the link beam is fixed while the other side sustains a dynamic cyclic loading as mentioned before. The final aim for this research is to observe the plastic failure areas for achieving an ideal modeling.

3. Results and discussion

3.1. Chosen dimensions for the elements of the models

In order to investigate the effect of thickness on elements of the link beam, 17 patterns were modeled and analyzed separately. The objective was to study the effect of geometrical parameters on the non-linear behavior of the link beam. Different applied values based on geometric parameters were as follows: $\eta = 0, 2, 4, 6, 8, 10$; $\beta = 7, 8, 9, 10, 11, 12$; $\gamma = 12, 15, 17, 19, 20$ mm.

* Corresponding Author

E-mail addresses: mazloom@srutu.edu (Moosa Mazloom), sinasalehpour@gmail.com (Ali Sina Salehpour).

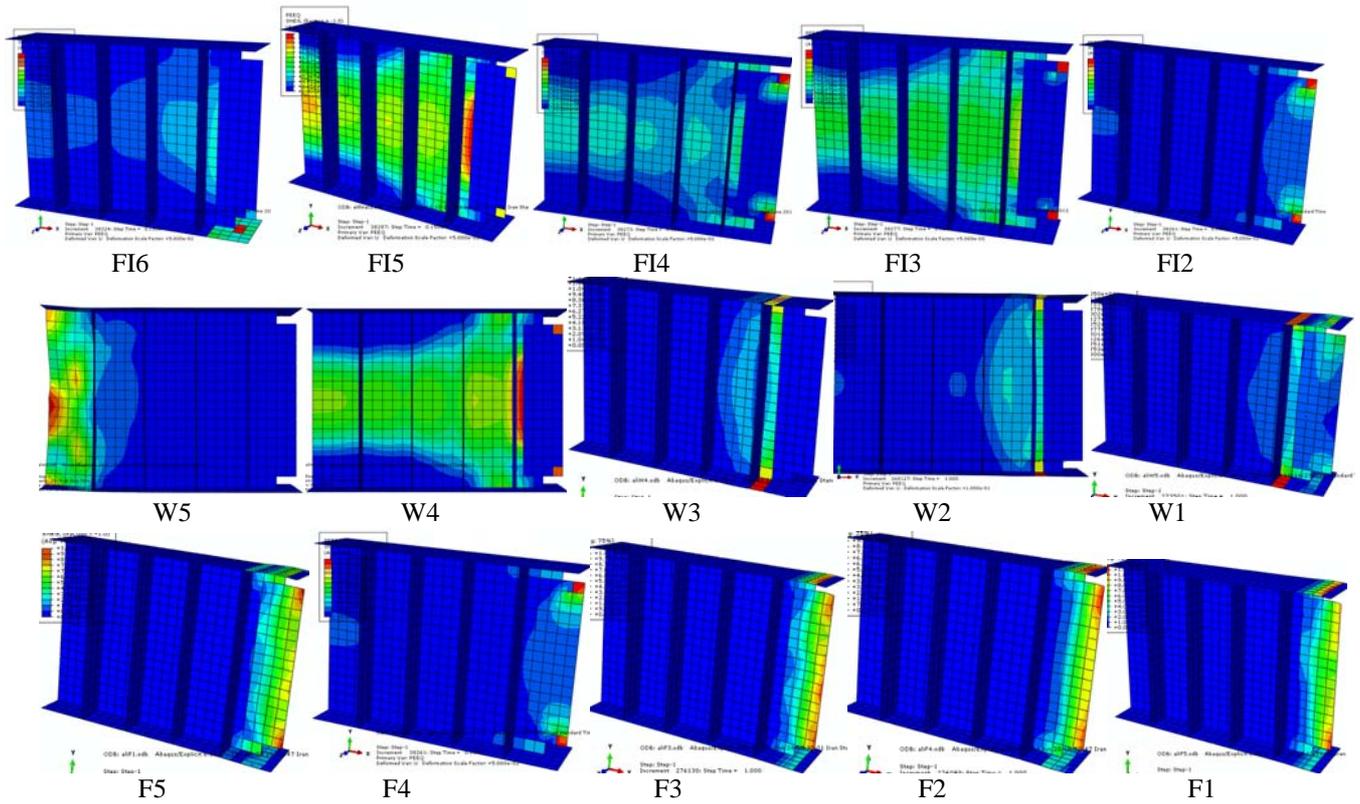


Fig. 1 The PEEQ (plastic strain energy) results for three categories of link beams: "FI" named for link beams with various stiffeners, "W" for various thickness of web, and "F" group are the beams with different thickness of flanges.

3.2. Geometric design parameters

Geometric design parameters show that in "FI" group, by increasing the thickness of stiffeners, failure areas forms in districts where they are far from the connection point.

Table 1. Comparison between different models

No.	Models	Geometric details	Thickness of flange	Thickness of web	Thickness of stiffener	Thickness of top and seat plate
1	FI1		15	8	10	5
2	FI2		15	8	8	5
3	FI3		15	8	6	5
4	FI4		15	8	4	5
5	FI5		15	8	2	5
6	FI6		15	8	0	5
7	W0		15	7	8	5
8	W1		15	8	8	5
9	W2		15	9	8	5
10	W3		15	10	8	5
11	W4		15	11	8	5
12	W5	15	12	8	5	
13	F1		13	8	8	5
14	F2		15	8	8	5
15	F3		17	8	8	5
16	F4		19	8	8	5

In "W" group, due to the use of maximum capacity of plastic strain, thickness of web has been limited to a certain value. In "F" group, variable dimension of thickness of flanges, have the least effect on failure mechanism. Mentioned dimensions for the link beams discussed are presented in Table 1.

4. Conclusions

The results indicate that thickness increase of link beam web more than 7mm diminishes its performance. To reach an optimum performance, the web thickness must be limited up to half amount of the thickness of flange. In order to control the failure mechanism of link beam, thickness of stiffeners should be more than the thickness of the web. The role of stiffeners on failure mode is very noticeable. In the link beam which has studied in this article, using of stiffeners with thickness lower than 8mm, decreases the workability of link beam. Also increasing the mentioned value to more than 8mm, despite upgrading the strength of link beam against shearing stress, reduces the flexibility of link beam.

5. References

- [1] HKS, "ABAQUS Standard User Manual, Version 6.9.1", Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, Inc., 2009.
- [2] American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Standard ANSI/AISC 341-02", Chicago, US, 2002.
- [3] Okazaki, T., Engelhardt, M. D., Schell, A. D., Honge, J. K., Uangf, C. M., "Experimental Investigation of Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames", Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65, 1401-1412.