

بررسی اتصال خرچینی گیردار نوع ۲ با مقطع تیر کاهش یافته و سخت کننده های جان به روش آزمایشگاهی

سینا گنجی مراد^۱، محسن عقابی^{۲*}، مهرزاد تحملی رودسری^۳

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران

۳- دانشیار، گروه مهندسی عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران

چکیده

در سال های گذشته، استفاده از سازه های فولادی با اتصالات تیر - ستون خرچینی، یکی از روش های ساخت و ساز رایج در ایران به شمار می رفت. اما رفتار ساختمان های فولادی با این نوع اتصال در زمین لرزه هایی مانند منجیل ۱۳۶۹ و بم ۱۳۸۲ نشان دهنده خرابی اتصالات قبل از خرابی تیرها و ستون ها بود. با توجه به مزایای این اتصال، در صورت ارائه جزئیات جدید و عملکرد مناسب، اتصال خرچینی می تواند به عنوان یک اتصال مناسب در سازه های فولادی مدرن مورد استفاده قرار گیرد. بدین منظور، در این مقاله اتصال خرچینی صلب جدید با مقاطع تیر کاهش یافته (RBS) برای سازه های فولادی مقاوم در برابر زلزله ارائه می شود. در اتصال صلب خرچینی دو تیر به صورت ممتد از دو طرف ستون عبور کرده و توسط صفحات قائم به ستون متصل می شوند. روش RBS دارای معایبی مانند کماتش موضعی جان و کماتش پیشگی جانبی است، بنابراین برای جلوگیری از این نقاط ضعف و بهبود عملکرد اتصالات خرچینی با کاهش مقاطع تیر، از سخت کننده های مورب به صورت ضربدری در جان تیر استفاده شد. سه نمونه آزمایشگاهی با استفاده از پروفیل های IPE 140 برای تیرها ساخته و آزمایش شدند. با توجه به نتایج به دست آمده از این آزمایش های تجربی، مشخص شد که نمونه با مقطع کاهش یافته دوران ۰/۰۶ رادیان و نمونه همراه با سخت کننده دوران ۰/۰۷ رادیان را بدون افت قابل توجهی در استحکام نمونه تحمل می کنند که نشان می دهد هر دو اتصال با در نظر گرفتن شرایط مورد نیاز در استاندارد AISC، عملکرد قابل قبولی دارند و در رده اتصالات صلب قابل استفاده در سیستم قاب خمشی ویژه قرار می گیرد. همچنین استفاده از سخت کننده های مورب، موجب افزایش اتلاف انرژی و ظرفیت چرخش پلاستیک اتصالات می شود.

کلمات کلیدی: اتصال خرچینی، مقطع کاهش یافته، سخت کننده مورب، نمودار هیستریزس، نمودار بک بون

* نویسنده مسئول: محسن عقابی

پست الکترونیکی: m.oghabi@iauksh.ac.ir

تاریخ دریافت مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰

استفاده از ساختمان‌های فولادی با اتصال نیمه صلب به نام خرچینی در چند دهه گذشته در ایران بسیار رایج بوده است. به دلیل تکنیک نسبتاً ساده ساخت و سرعت بالای اجرا و قیمت پایین ساخت آن، قاب‌های با اتصالات زینی^۱ یا خرچینی^۲ یکی از محبوب‌ترین روش‌های ساخت‌وساز در ایران به شمار می‌رود. در این ساختمان‌های فولادی ترکیبی از تیرهای پیوسته از دو طرف مقابل ستون‌ها عبور می‌کند و هر تیر از بالا و پایین به ستون‌ها متصل می‌شود. رفتار ساختمان‌های فولادی با این نوع اتصال در چندین زلزله مانند منجیل، ۱۳۶۹ و بم، ۱۳۸۲، خرابی اتصالات را قبل از خرابی تیرها و ستون‌ها آشکار کرد.

مطالعات مختلفی برای شناخت رفتار لرزه‌ای و همچنین روش طراحی مناسب برای سازه‌های خرچینی انجام شده است. امیری و همکاران [۱] عملکرد لرزه‌ای چنین سازه‌هایی را با استفاده از روش استاتیکی غیرخطی مورد مطالعه قرار داد و راهکاری را برای به دست آوردن اتصالات خرچینی صلب پیشنهاد کرد. این مطالعه نشان داد که سیستم بهبود یافته قادر به ارائه عملکرد با حاشیه ایمنی نسبتاً بالایی است. مقدم [۲] به بررسی عملکرد این گونه سازه‌ها در زلزله ۱۹۹۰ منجیل پرداخته و توصیه‌هایی برای مقاوم‌سازی آنها ارائه کرده است. حسن زاده و حسینی هاشمی [۳] یک ساختمان قاب فولادی خرچینی (زینی) با پانل‌های پرکننده را که در زلزله بم آسیب دیده بود با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد مطالعه قرار دادند. آنها از استاندارد (FEMA^۳-365) برای فرآیند تحلیل استفاده کرده اند [۴]. نتایج مطابقت معقول رفتار کلی مدل غیرخطی با پاسخ مشاهده شده را نشان داد و نتیجه‌گیری شد که در چنین سیستم پیچیده‌ای، پانل‌های پرکننده به جلوگیری از فروریختن سازه کمک می‌کنند و بیشتر انرژی توسط آن‌ها جذب و تلف می‌شود. مزروعی و همکاران [۵] روشی را برای مقاوم‌سازی اتصالات زینی با افزودن گاست پلایت به بال‌های تیر پیشنهاد کردند و نتیجه آن افزایش قابل توجه در صلبیت اتصال و به طبع آن عملکرد بهتر در مقایسه با روش معمولی بود. شکیب و همکاران [۶] آسیب‌پذیری لرزه‌ای و مقاوم‌سازی یک ساختمان فولادی ۱۹ طبقه با اتصالات نیمه صلب واقع در شهر تهران را بررسی کرد. نتایج نشان داد که ساختمان به اندازه کافی استحکام برای مقاومت در برابر بارهای ثقلی داشت، اما استحکام آن برای بارهای لرزه‌ای جانبی کافی نبود. همچنین بر اساس مقاله کیانی و همکاران [۷]، به نظر می‌رسد که قاب‌های با اتصالات خرچینی نیمه صلب، امنیت و توان لازم به منظور جلوگیری از فروریختگی را ندارند و همچنین سایر سطوح عملکردی را برای مکان‌هایی با لرزه‌خیزی بالا را برآورده نمی‌کنند. بنابراین، مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه‌های موجود با چنین ساختاری، کاملاً ضروری است.

علیرغم تمامی تحقیقات انجام شده، این اتصالات همچنان یک اتصال نیمه‌صلب محسوب می‌شود و باتوجه به خسارات بسیار زیادی که در سازه‌های فولادی به ویژه در اتصالات در هنگام زلزله رخ می‌دهد، رفتار لرزه‌ای این نوع اتصال بررسی شده و برخی از نقاط ضعف آن مشخص گردید و در سال ۱۳۸۵ آیین‌نامه ضوابط طراحی ساختمان‌های با اتصال خرچینی (نشریه ۳۲۴)، [۸] ارائه شد. در سال ۲۰۰۸، دهقانی رنایی و میرقادری [۹] در یک مطالعه تجربی، رفتار ساختاری این اتصالات صلب خرچینی را بررسی کردند و ثابت شد که این نمونه‌ها قابلیت استفاده در قاب‌های خمشی ویژه را دارا هستند. علیرغم این تحقیقات گسترده، اتصال خرچینی خمشی همچنان جزو اتصالات پیش تایید شده از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران و نیز سایر آیین‌نامه‌های معتبر نظیر AISC^۴ قرار ندارد. لذا در این مقاله احساس شد که اتصالات خرچینی صلب می‌تواند طبق آخرین استانداردهای معتبر بهبود یابد.

اتصالات قاب خمشی باید قابلیت مقاومت در برابر برش و لنگر ناشی از بارهای خارجی را داشته باشد. مهم‌تر از لنگر، چرخش پلاستیکی است که بر اتصال تحمیل می‌شود. قبل از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج، استفاده از اتصالات تیر به ستون با جوش نفوذی کامل بسیار رایج بود و اعتقاد بر این بود که این اتصالات در برابر تغییر شکل‌های پلاستیک مقاومت بالایی دارند. مشاهده ترک‌های گسترده و شکست‌های ترد در اتصالات

¹ Saddle Connection

² Khorjini Connection

³ Federal Emergency Management Agency

⁴ American Institute of Steel Construction

پس از وقوع زمین‌لرزه‌های نورتریج و کوبه، محققان را مجاب کرد که مطالعات بیشتری را روی این نوع اتصالات انجام دهند [۱۰ و ۱۱]. برای افزایش عملکرد قاب‌های خمشی در برابر زلزله‌های قوی دو روش پیشنهاد شد: تقویت اتصال و یا تضعیف تیر در محلی در نزدیکی اتصال. رویکرد دوم باعث ایجاد مفصل پلاستیک در خارج از محل اتصال و همچنین کاهش میزان نیرو و ممان اعمال شده بر روی آن اتصال می‌شود. این رویکرد منجر به ساخت و معرفی نوع جدیدی از اتصال ستون به تیر با مقطع کاهش‌یافته^۱ "RBS" شد. مقاطع تیر کاهش‌یافته، علاوه بر مزایای عمده، دارای معایبی از جمله افزایش تمرکز تنش در ناحیه برش بال تیر، کاهش جزئی در استحکام و سختی جانبی سازه، افزایش احتمال کمناش موضعی جان تیر و همچنین کمناش پیچشی-جانبی می‌باشد. این ضعف‌ها می‌تواند به ویژه در مقاطع باریک مانند IPE مؤثر باشد و منجر به ضعف در عملکرد اتصال و در نتیجه، افت ناگهانی نمودار هیستریزس آن شود. دلیل اصلی این پدیده، کاهش نسبت عرض به عمق مقطع است که با وقوع کمناش جانبی-پیچشی در مقطع همبستگی مستقیم دارد. در مورد اتصالات RBS مطالعات متعددی در سالهای اخیر انجام شده است که به برخی از آنها اشاره خواهد شد.

در سال ۲۰۰۹، اوهساکا^۲ و همکاران [۱۲] اثر هندسه برش را بر رفتار پسماند RBS ارزیابی کرد. آنها برش هلالی شکل بهینه را بر اساس حداکثر مقدار ممکن اتلاف انرژی در یک تیر محاسبه کردند و سپس نتایج عددی به دست آمده با استفاده از نرم افزار آباکوس^۳ و نتایج تجربی را مقایسه کردند. در سال ۲۰۰۹ و ۲۰۱۰، پاچومیس^۴ و همکاران مطالعاتی در مورد اتصالات RBS و رفتار هیستریزس آنها ارائه کرد [۱۳ و ۱۴]. بر اساس مطالعات آزمایشگاهی و عددی، علاوه بر بررسی رفتار مناسب این نوع اتصال، دستورالعمل‌های موجود در استاندارد AISC در مورد هندسه اتصالات RBS ساخته شده برای مقاطع فولادی اروپایی را نامناسب دانسته و اظهار داشتند که معیارهای موجود نیاز به اصلاح دارد. برای حل مشکل کمناش جان در اتصالات RBS، میرقادری و همکاران یک اتصال RBS با جان آکاردئونی را پیشنهاد کردند و عملکرد نسبی اتصال را از طریق بررسی آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی نشان دادند [۱۵]. ملکی و طبخها در سال ۲۰۱۲، استفاده همزمان از RBS و جان شکافدار را پیشنهاد کردند و بر اساس تعدادی مدل عددی، نمودار هیستریزس این اتصالات را بررسی کردند [۱۶]. هان^۵ و همکاران ظرفیت چرخشی اتصال تیر را با کاهش مقطع و اتصالات پیچی جان ارزیابی کردند [۱۷] و به این نتیجه رسیدند که معیارهای AISC رفتار شکل پذیر در این اتصالات را تضمین نمی‌کند و این معیارها نیاز به اصلاح دارند. دیلمی و مصلحی تبار تحقیقاتی را در زمینه بهبود عملکرد اتصالات RBS با افزودن صفحه ای در جان تیر انجام دادند [۱۸]. آنها با نصب پین‌ها و ایجاد شکاف‌ها در صفحه و اتصال آن به جان، کمناش جان تیر را به تأخیر انداختند. ایده اولیه استفاده از سخت‌کننده‌ها برای بهبود رفتار اتصالات RBS به مطالعه انجام شده در سال ۲۰۱۵ توسط رودسری و همکاران برمی‌گردد [۱۹]. آنها با استفاده از مدل سازی عددی، نشان دادند که وجود سخت‌کننده‌های جان در تیرهای IPE با مقاطع کاهش‌یافته، رفتار لرزه‌ای این نوع اتصالات در قاب‌های خمشی را افزایش می‌دهد. بابائی نژاد و همکاران به بررسی اتصال تیر فلزی با مقطع کاهش یافته به ستون بتن آرمه پرداختند [۲۰]. در این تحقیق تأثیر پارامترهایی مانند عمق برش، ضخامت ورق پوششی و سخت‌کننده‌ها را مورد بررسی قرار دادند و عنوان نمودند که بطور کلی جایگزینی تیر با مقطع کاهش یافته بجای تیر معمولی در اتصال مرکب باعث بهبود عملکرد اتصال می‌گردد. تحملی رودسری و همکاران [۲۱ و ۲۲]، اتصالات تیر IPE صلب را به دو صورت بال کاهش یافته متداول و بال سوراخ شده بررسی کردند و نتایج نشان داد که استفاده از سخت‌کننده‌ها، افت نمودار هیستریزس را به تأخیر انداخته و شکل پذیری اتصال را افزایش می‌دهد همچنین سخت‌کننده‌های افقی-عمودی و مورب اثرات تقریباً مشابهی بر رفتار تیرهای IPE با بالهای سوراخ شده دارند. آنها باتوجه به اینکه هیچ معیار طراحی در کدهای طراحی برای اتصال RBS با بال‌های سوراخ شده وجود ندارد، یک روش طراحی پیشنهاد نمودند. کاشفی زاده و همکاران در سال ۲۰۱۸ به بررسی قاب‌های خمشی با تیرهای RBS و دیوار برشی فولادی، با استفاده از روش المان محدود پرداختند [۲۳]. نتایج نشان داد که استفاده از ورق فولادی با مقاومت کم، ظرفیت شکل پذیری را بهبود می‌بخشد. در حالی که ورق‌های

¹ Reduced Beam Section

² Ohsaki

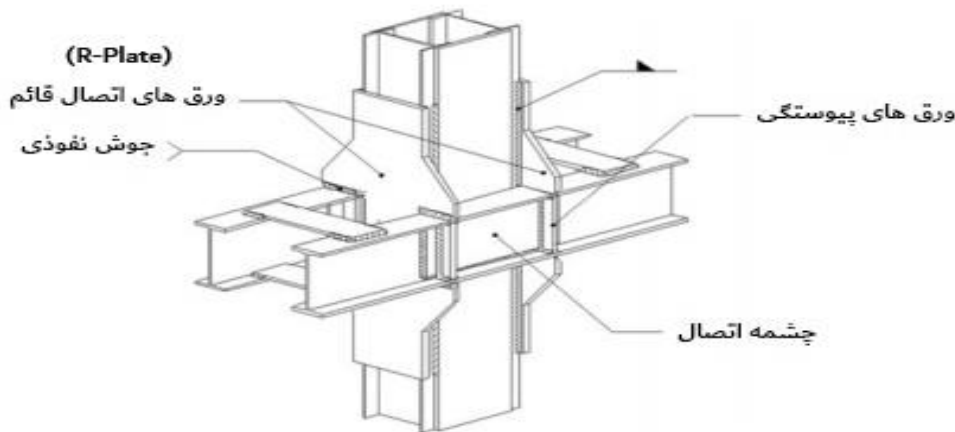
³ ABAQUS

⁴ Pachoumis

⁵ Han

فولادی با مقاومت بالا، ظرفیت جذب انرژی دیوار برشی را بهبود می بخشد. هورتون^۱ و همکاران [۲۴] هندسه‌های مختلف RBS را برای هر تیر مجزا، در مقایسه با مقطع کامل آن بررسی کردند و طرح کارآمدتری را برای بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصالات RBS پیشنهاد کردند. قاسمیه و همکاران [۲۵] رفتار لرزه‌ای اتصالات خمشی با مقطع تیر کاهش یافته در ستون‌های باکس تحت پروتکل‌های بارگذاری مختلف را از طریق مطالعات آزمایشگاهی و مدلسازی به روش عددی اجزا محدود ارزیابی نمودند. تحقیقات گسترده‌ای پیرامون روش‌های متفاوت اعمال المان‌های قابل تعویض در اتصالات RBS و محل تشکیل مفصل پلاستیک انجام شد که می‌تواند باعث عملکرد بهتر اتصال و سهولت تعویض جز تخریب شده در اتصال شود [۲۶-۲۸].

در تمامی مطالعات ذکر شده از RBS به‌عنوان روشی مناسب برای بهبود رفتار اتصالات صلب و قاب خمشی استفاده شده است؛ بنابراین در این تحقیق تصمیم بر آن شد تا عملکرد اتصال خرچینی صلب نوع ۲ با مقاطع کاهش یافته به صورت قوسی در بال‌ها بررسی گردد و همچنین با استفاده از سخت‌کننده‌های مورب در جان تیر، ضعف‌های ذکر شده در مورد مقاطع کاهش یافته، به حداقل برسد. لازم به ذکر است که سخت‌کننده‌ها در ناحیه کاهش یافته باید به گونه‌ای قرار گیرند که کمانش جان و بال را به تأخیر بیندازند و عملکرد اتصال را بهبود بخشند. در شکل (۱) یک نمونه اتصالات صلب خرچینی نوع ۲ ارائه شده در نشریه ۳۲۴، نشان داده شده است.



شکل ۱: نمونه اتصال صلب خرچینی نوع ۲ [۸]

۲- شرح آزمایش

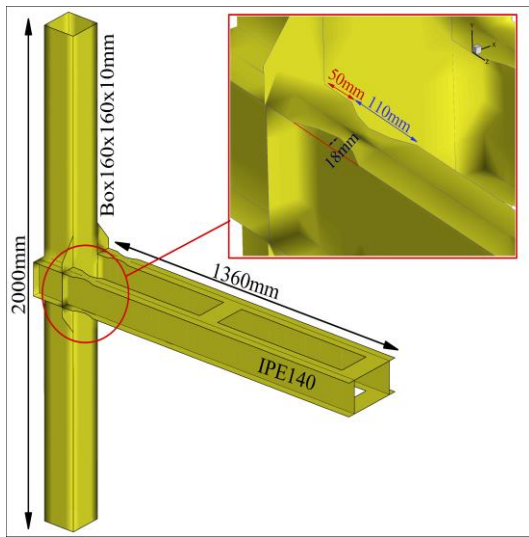
آزمایش‌ها در آزمایشگاه تحقیقاتی سازه دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمانشاه انجام شد. در تمامی نمونه‌ها از مقاطع IPE و صفحات رایج در بازار ایران استفاده شده است. در ادامه جزئیات کامل نمونه‌ها، خواص مواد، تجهیزات آزمایشگاهی، پروتکل بارگذاری و نتایج به دست آمده شرح داده شده است.

۲-۱- جزئیات نمونه‌ها و ستاپ آزمایش‌ها

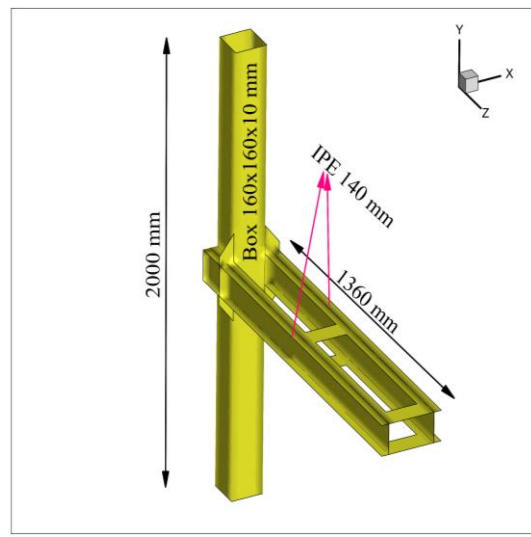
در این تحقیق سه نمونه آزمایشگاهی طبق ضوابط موجود [۹ و ۸] تهیه و مورد آزمایش قرار گرفت. برای جداسازی و شناسایی نمونه‌ها، نمونه اول KHORJINI، نمونه دوم با مقاطع کاهش یافته KRBS و نمونه دارای سخت‌کننده‌های مورب KRBS-DS نام‌گذاری شدند (شکل ۲). در تمامی نمونه‌ها طول مؤثر ستون و تیر به ترتیب ۲۰۰۰ mm و ۱۳۶۰ mm می‌باشد و از ستون‌های با مقطع باکس (جعبه‌ای) با ابعاد

^۱ Horton

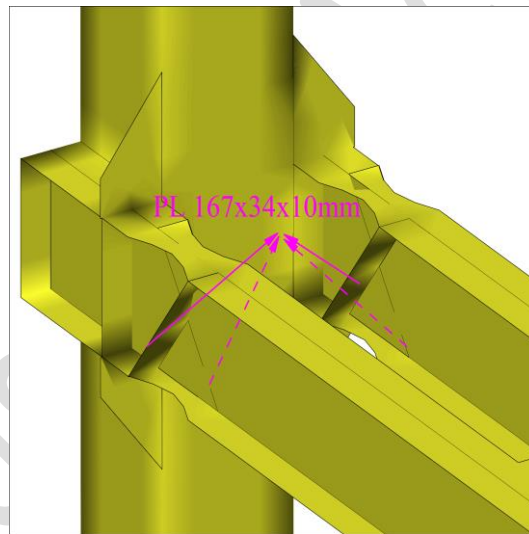
ساخته شده از ورق با ضخامت ۱۰ mm و متصل شده با جوش‌های شیاری با نفوذ کامل استفاده شد. مشخصات اولین نمونه (خرجینی صلب نوع ۲) در شکل‌های (۲-الف) و (۳) نشان داده شده است.



(ب)

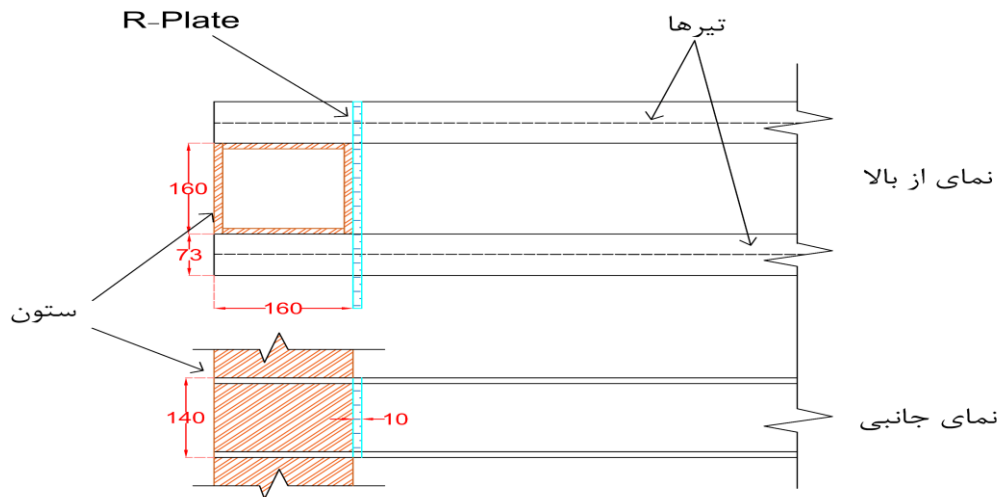


(الف)



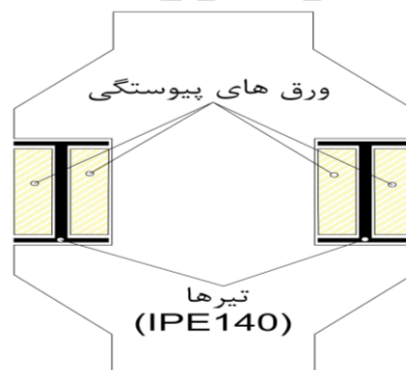
(ج)

شکل ۲: نمای سه‌بعدی از (الف) نمونه Khorjini، (ب) نمونه KRBS، و (ج) نمونه KRBS-DS



شکل ۳: ابعاد و مشخصات نمونه KHORJINI به میلی‌متر

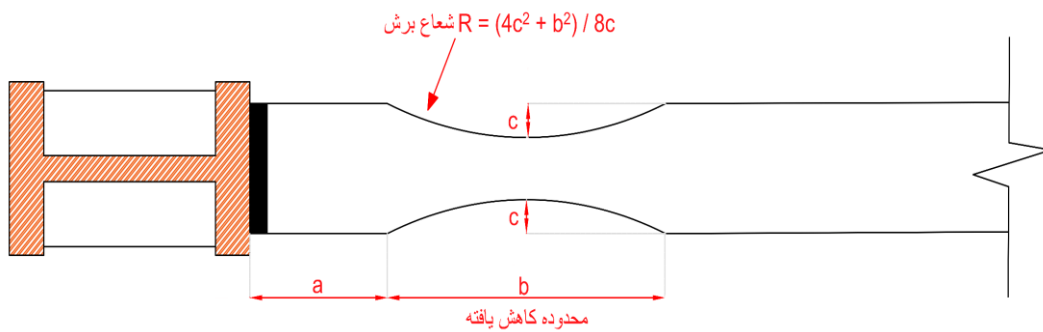
مقاطع استفاده برای تیرها، IPE140 (مقطع اروپایی) هستند. برای ایجاد تداوم برای صفحات اتصال مهارکننده و همچنین طول بیشتر جوشکاری به ستون، از صفحات واحد یکپارچه که از این پس صفحات R نامیده می‌شوند، استفاده گردیده است. همچنین، در جان هر تیر، یک صفحه پیوستگی با جوش پرکننده قرار گرفت (شکل ۴). صفحات R به بال‌های بالایی و پایینی تیرها و به ستون‌ها با جوش‌های نفوذی کامل متصل گردیدند.



شکل ۴: صفحه اتصال یکپارچه (R-plate)، مورد استفاده در همه نمونه‌ها و موقعیت تیرهای موازی و محل صفحات پیوستگی اعمال شده در جان تیر

[۸]

در نمونه دوم، برش قوسی در بال‌های تیرهای موازی طبق استاندارد AISC [۲۹] و براساس معادله (۱) و شکل ۵ ایجاد گردید. همچنین در جدول ۱ ابعاد پروفیل استفاده شده و مقادیر a ، b و c برای نمونه‌ها مشخص شده است. مشخصات نمونه با مقطع کاهش یافته (نمونه دوم) در شکل‌های (۲-ب) و (۶) نشان داده شده است.

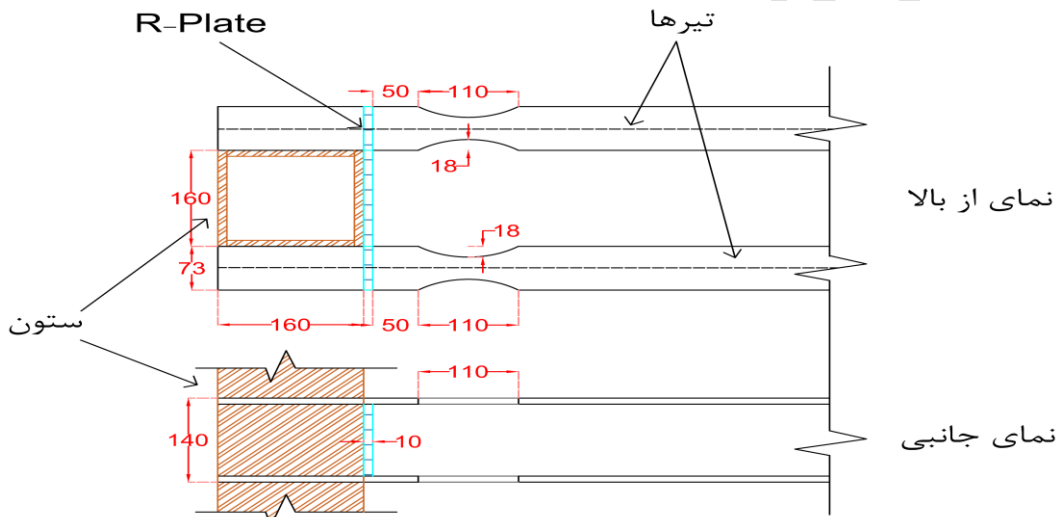


شکل ۵: جزئیات برش قوسی (هلالی) بر اساس استاندارد AISC [۲۹]

جدول ۱: ابعاد برش و مشخصات پروفیل مورد استفاده

تیر	t_s	t_f	d	b_f	c	b	a
IPE140	۴/۷	۶/۹	۱۴۰	۷۳	۱۸	۱۱۰	۵۰

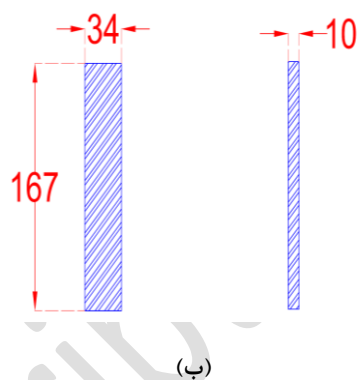
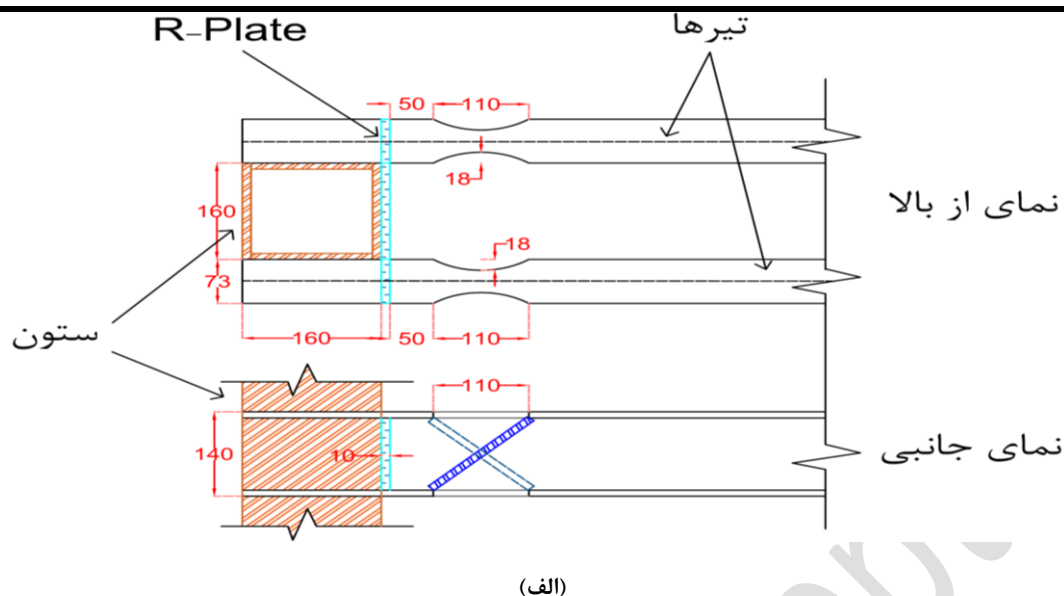
b_f : عرض بال تیر؛ d : عمق جان تیر؛ t_f : ضخامت بال تیر؛ t_s : ضخامت جان تیر



شکل ۶: ابعاد و مشخصات نمونه KRBS به میلی‌متر

$$\begin{aligned} 0.5b_f &\leq a \leq 0.75b_f \\ 0.65d &\leq b \leq 0.85d \\ 0.1b_f &\leq c \leq 0.25b_f \end{aligned} \quad (1)$$

برای بررسی اثر سخت‌کننده‌های مورب بر روی RBS، نمونه سوم (KRBS-DS) از همان مقاطع ساخته شد که در این نمونه سخت‌کننده‌های مورب با ضخامت ۱۰ mm به صورت ضربدری در هر دو طرف جان، برای هر دو تیر اجرا گردید. این سخت‌کننده‌ها با جوش پرکننده به جان تیر متصل شدند و کیفیت جوش با استفاده از آزمایش‌های غیرمخرب کنترل گردید. شکل‌های (۲-ج) و (۷) ابعاد و جزئیات نمونه سوم را نشان می‌دهد.



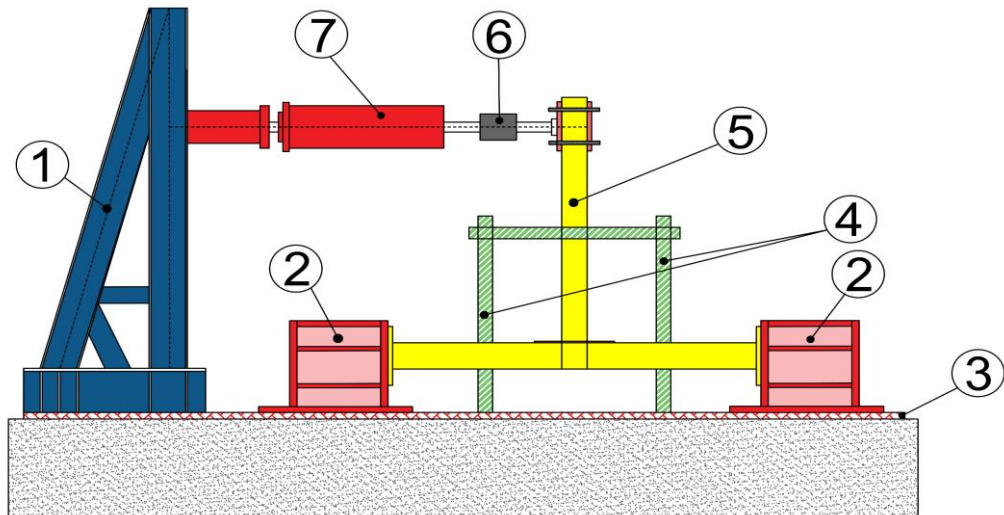
شکل ۷: ابعاد و جزئیات (الف) نمونه KRBS-DS و (ب) سخت‌کننده‌های مورب به میلیمتر

برای بستن ستون‌ها به شاسی مستحکم در کف آزمایشگاه، از دو تکیه‌گاه به ابعاد $500 \times 400 \times 400$ mm استفاده شد. اتصال بین تکیه‌گاه و شاسی توسط صفحات انتهایی و پیچ‌ها تأمین می‌شود. در طرح آزمایش‌ها، ستون به صورت افقی قرار گرفته است و از طریق صفحات انتهایی با استفاده از هشت پیچ با کلاس ۱۰/۹ و به قطر ۲۴ mm به تکیه‌گاه‌ها متصل می‌شود. تمام اتصالات صفحه انتهایی پیچ‌ومهره‌ای، اصطکاکی هستند و مطابق با استاندارد ISO [۳۰] انجام شده و پیچ‌ها کاملاً پیش‌تنیده شده‌اند. شکل ۸ و جدول ۲، ستاپ آزمایش و چگونگی قرارگیری نمونه را نشان می‌دهند. در این آزمایش از جک هیدرولیکی با توان اعمال بار ۱۰۰۰ kN.m و ظرفیت جابه‌جایی ۲۵۰ mm در فشار و کشش استفاده شد. برای اعمال بار سیکلی شبه‌استاتیکی، یک سر جک به بالای تیر و انتهای دیگر به قاب صلب موجود در آزمایشگاه متصل گردید. برای جلوگیری از کمانش جانبی، یک مهاربند جانبی در دو طرف نمونه‌ها قرار داده شد.

جدول ۲: اجزای نشان‌داده شده در شکل ۸

۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷
قاب صلب	تکیه‌گاه	کف قوی	مهاربند جانبی	نمونه آزمایشگاهی	لود سل	جک هیدرولیکی

¹ International Organization for Standardization



شکل (۸) نمای کلی از ستاپ آزمایش و چگونگی فرارگیری نمونه‌ها

برای اندازه‌گیری جابه‌جایی در بالای تیر، از یک مبدل پتانسیومتر خطی^۱ (LPT) با دقت 0.01 mm و محدوده اندازه‌گیری 200 mm استفاده شد. همچنین در هر نمونه از ۳ کرنش‌سنج^۲ (SG) استفاده شد. محل نصب SGها و LPT در نمونه‌ها در شکل ۹ نشان داده شده است. برای ثبت داده‌ها از یک دیتالاگر^۳ ۳۲ کانالی استفاده شده است.



(الف)

^۱ Linear Potentiometer

^۲ Strain Gauge

^۳ Data Logger



(ج)

(ب)

شکل (۹) عکس از محل قرارگیری: نمونه KHORJINI (الف)، نمونه KRBS (ب)، نمونه KRBS-DS (ج)

۲-۲ - مشخصات مصالح

برای جان و بال‌های پروفیل IPE140 و همچنین تمامی صفحات مورد استفاده در ستون، سخت‌کننده‌ها، صفحات R و صفحات پیوستگی، آزمایش کشش بر اساس استاندارد ASTM¹ A370 انجام شد [۳۱]. مدول الاستیسیته، تنش تسلیم، تنش نهایی و کرنش شکست بدست آمد. نتایج در جدول ۳ آورده شده است.

جدول ۳: نتایج تست کشش

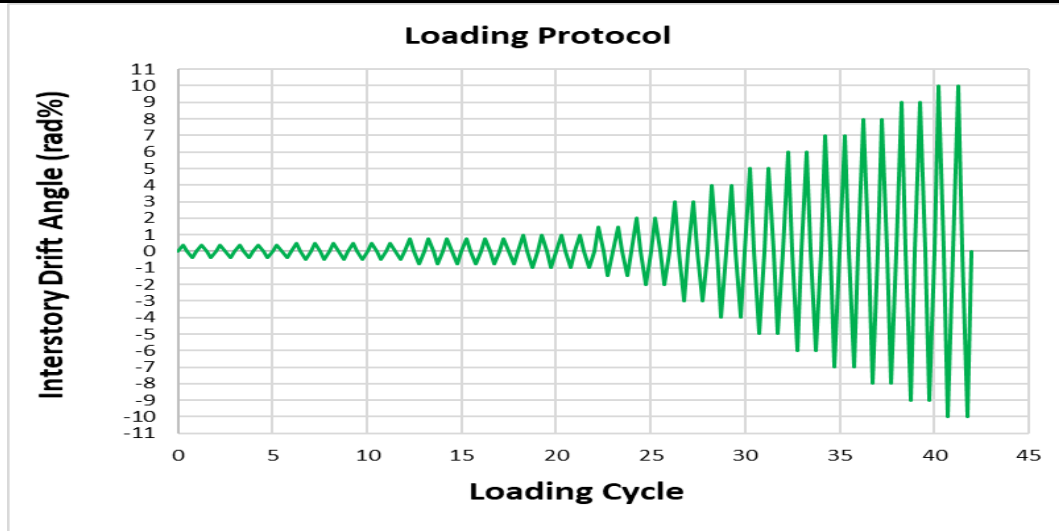
کشش نهایی	تنش نهایی (F_u) (MPa)	تنش تسلیم (F_y) (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)		
				بال	جان
۲۳/۲	۴۹۰/۴	۳۲۹/۷	۱۹۹	IPE ۱۴۰	۱۴۰
۲۴/۶	۴۸۱/۱	۳۳۱/۴	۱۹۷		جان
۲۴/۶	۴۱۹/۶	۲۵۷/۱	۱۸۸	Plate	۱۰ mm

صفحات با ضخامت ۱۰ میلی‌متر برای تمام ستون‌ها، صفحات R، سخت‌کننده‌ها، ورق‌های پیوستگی و وصله‌های عمودی استفاده شده است.

۲-۳ - الگوی بارگذاری

برای بارگذاری چرخه‌ای، الگوی ارائه شده در FEMA-350 [۳۲] استفاده شد. بدین صورت که نسبت‌های دوران ۰/۰۰۵، ۰/۰۰۳۷۵، ۰/۰۰۷۵ هر کدام در شش چرخه (سیکل) بر روی تیر اعمال شد. سپس نسبت‌های دوران ۰/۰۱، ۰/۰۱۵، ۰/۰۲ هر کدام به ترتیب در چهار، دو و دو چرخه بر روی تیر اعمال شد. پس از آن، در مراحل بعد بصورت منظم ۰/۰۱ رادین در دو چرخه اضافه شد و بارگذاری تا نقطه شکست در تیر یا اتصال ادامه یافت. پروتکل بارگذاری در شکل ۱۰ نشان داده شده است.

¹ American Society for Testing and Materials



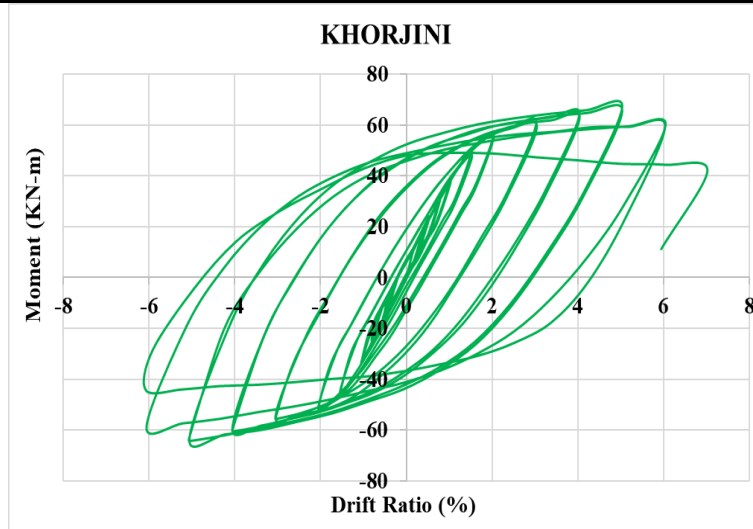
شکل ۱۰: الگوی بارگذاری

۳ - نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی

در مجموع سه نمونه آزمایشی تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند و برای هر کدام نمودار لنگر - دوران ترسیم شد. مقدار گشتاور از ضرب نیروی اعمالی توسط جک در ارتفاع تیر که ۱۳۶۰ mm بود، به دست آمد و مقادیر دوران با تقسیم جابه‌جایی بالای تیر بر ۱۳۶۰ mm محاسبه شد. تمام مشاهدات تجربی برای هر یک از سه نمونه به طور جداگانه توصیف شده، از جمله نمودار لنگر - دوران، تغییر شکل‌ها، کمانش در بال تیر، کمانش جان، و خرابی‌ها که به شرح زیر رخ دادند:

۳-۱ - نمونه KHORJINI

نمودار هیستریزیس نمونه خرجینی در شکل ۱۱ نشان داده شده است. حداکثر گشتاور تحمل شده برابر ۶۷٫۳ kN.m است که در دوران ۰٫۰۵ رخ می‌دهد. کمانش جزئی جان در دوران ۴٪ شروع شد (شکل ۱۲-الف)، اما هیچ تأثیری بر نمودار هیستریزیس نداشت. همچنین کمانش بال در کرنش ۵ درصد شروع شد که در شکل ۱۲-ب مشهود است. همان‌طور که در شکل ۱۲-ج دیده می‌شود، در دوران ۰٫۰۶، کمانش در بال‌ها تشدید شد و کمانش پیچشی جانبی نیز اتفاق افتاد (شکل ۱۲-د)، که در نتیجه نمودار هیستریزیس کاهش قابل توجهی را تجربه کرد. بارگذاری در ۷٪ دوران، به دلیل افت مشهود در نمودار، متوقف شد.



شکل ۱۱: نمودار لنگر - دوران نمونه KHORJINI



(ب)



(الف)



(د)

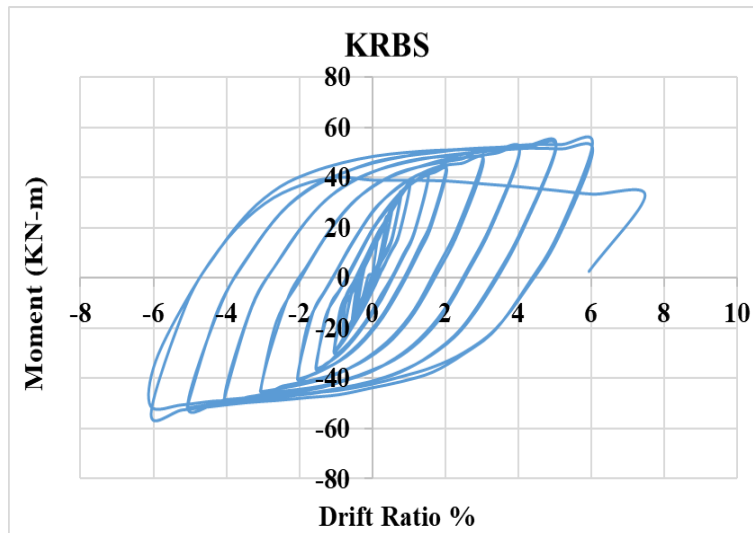


(ج)

شکل ۱۲. (الف) کمانش در جان، (ب) کمانش جزئی در بال، (ج) کمانش شدید در بال، (د) کمانش جانبی - پیچشی تیر

۲-۳ - نمونه KRBS

نمودار لنگر - دوران نمونه KRBS در شکل ۱۳ نشان داده شده است. باتوجه به عملکرد خوب اتصال، تا دوران ۰/۰۴ اتفاق خاصی برای اتصال و تیرها رخ نداد. در دوران ۰/۴، کمانش جزئی در جان نمونه شروع شد (شکل ۱۴-الف) و در دوران ۰/۵، کمانش بال شروع شد. کمانش پیچشی جانبی در دوران ۰/۶ شروع شد که منجر به ایجاد پارگی (شکل ۱۴-ب) در بال‌های تیر و پیشرفت آنها در ناحیه برش شد و در ادامه منجر به پارگی و تخریب مقطع و پایان بارگذاری شد (شکل ۱۴-ج). حداکثر گشتاور در اتصال به مقدار ۵۳/۸۶ kN.m و در دوران ۰/۰۶ ثبت شد.



شکل ۱۳: نمودار لنگر-دوران نمونه KRBS



(ب)

(الف)

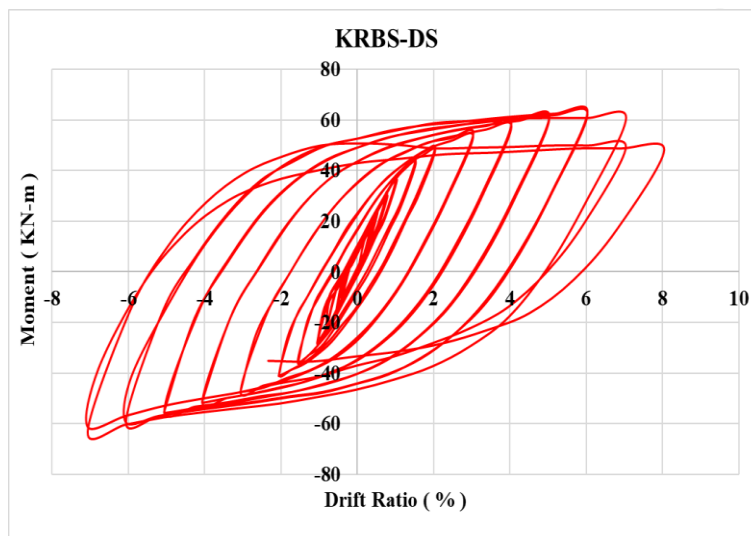


(ج)

شکل ۱۴: (الف) کمانش در جان تیر، (ب) شروع ایجاد پارگی در بال، (ج) گسترش پارگی در بال و جان تیر

۳-۳ - نمونه KRBS-DS

شکل ۱۵، نمودار هیستریزس نمونه KRBS-DS را نشان می‌دهد. حداکثر گشتاور تحمل شده در مقطع به مقدار $63/1 \text{ kN.m}$ و در دوران $0/07$ رخ داد. همان‌طور که در شکل ۱۶ - الف نشان داده شده، کمانش بال در دوران 6% شروع شد و در دوران 7% ، برش جزئی در لبه بال در ناحیه کاهش یافته ایجاد شد (شکل ۱۶ - ب)، که در سیکل بعدی بارگذاری به سرعت از بال به جان تیر گسترش یافت. (شکل ۱۵ - د). در این نمونه، تا آخرین مرحله بارگذاری، هیچ کمانشی در جان مشاهده نشد. علاوه بر این، شروع کمانش بال نیز به تأخیر افتاد؛ بنابراین، سخت‌کننده‌ها عملکرد قابل قبولی از خود نشان دادند.



شکل ۱۵: نمودار لنگر - دوران نمونه KRBS-DS



(ب)

(الف)



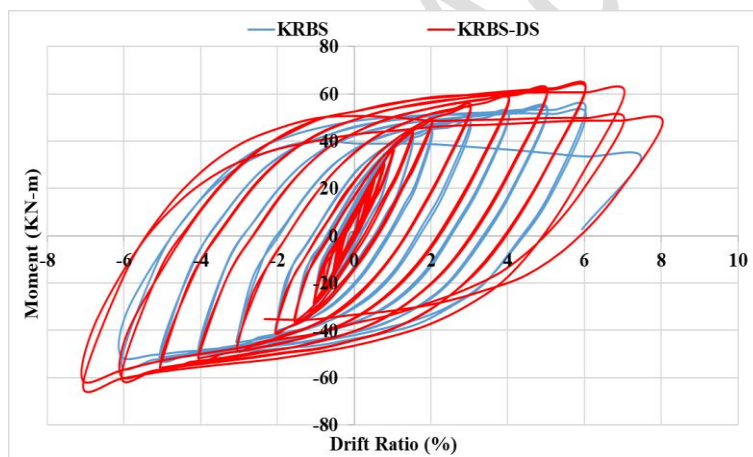
(د)

(ج)

شکل ۱۶: (الف) و (ب) کمانش و شروع ترک در بال، (ج) و (د) پارگی در بال و جان تیر

۳-۴ - مقایسه عملکرد نمونه‌های آزمایشگاهی

با مقایسه نمونه خرجینی صلب و نمونه خرجینی با مقطع کاهش یافته، اگرچه حداکثر ممان تحمل شده توسط نمونه کاهش یافته، اما ظرفیت تحمل دوران ثابت باقی ماند (۰/۰۶ رادیان)؛ بنابراین می‌توان گفت که اتصال خرجینی صلب با مقطع کاهش یافته قوسی شکل، باتوجه به شرایط موجود در آیین‌نامه AISC در رده اتصالات صلب مورد تأیید قرار می‌گیرد.



شکل ۱۷: مقایسه بین نمودار هیستریزس نمونه‌های KRBS و KRBS-DS.

در شکل ۱۷، مقایسه بین نمونه‌های KRBS و KRBS-DS نشان می‌دهد که افزودن سخت‌کننده‌های مورب، شروع فرایند کاهش مقاومت را تا ۰/۰۱ رادیان به تعویق انداخته و همچنین لنگر نهایی تحمل شده توسط نمونه را افزایش می‌دهد. از سوی دیگر، در نمونه KRBS-DS، ناحیه زیر منحنی هیستریزس افزایش یافته که نشان دهنده افزایش اتلاف انرژی است؛ بنابراین می‌توان از این نوع تیرها با اطمینان بیشتری در مناطق لرزه خیز استفاده کرد.

سخت‌کننده‌ها توانستند از کمانش در جان تیر جلوگیری کنند و ظرفیت دوران اتصال را ۰/۰۱ رادیان افزایش دادند. به صورت کلی بیشینه دوران ثابت شده برای تمامی نمونه‌ها، ۰/۰۶ رادیان یا بیشتر ثبت شده که باتوجه به آیین‌نامه AISC، این اتصالات قابلیت استفاده در قاب‌های خمشی ویژه را دارند.

۳-۵ - ارزیابی ظرفیت مقطع کاهش یافته با سخت‌کننده جان

هدف از استفاده از سخت‌کننده‌های مورب در جان، افزایش پایداری و شکل‌پذیری اتصال است. با این حال، همان‌طور که در شکل ۱۷ مشاهده می‌شود، سخت‌کننده‌های مورب ظرفیت خمشی (لنگر) را تا حدود ۱۷٪ افزایش داده‌اند. البته ترک‌های ایجاد شده در نمونه آزمایشگاهی با سخت‌کننده‌های مورب درست در مقطع کاهش یافته رخ داده است؛ بنابراین استفاده از سخت‌کننده منجر به جابه‌جایی محل مفصل پلاستیک نمی‌شود، بلکه فقط شکل‌پذیری را افزایش می‌دهد.

۴ - شکل‌پذیری نمونه‌های آزمایشگاهی

در این بخش نمودار بک‌بون (ستون فقرات)^۱ برای هر سه نمونه ترسیم شد که بر اساس آن سختی مؤثر، شکل‌پذیری، استحکام تسلیم و مقاومت نهایی همه نمونه‌ها محاسبه شد. همچنین اتلاف انرژی و کرنش در اتصالات در نمونه‌ها مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفت. با در نظر گرفتن تمامی پارامترهای فوق می‌توان مقایسه‌ای جامع انجام داد و بهترین عملکرد را انتخاب نمود.

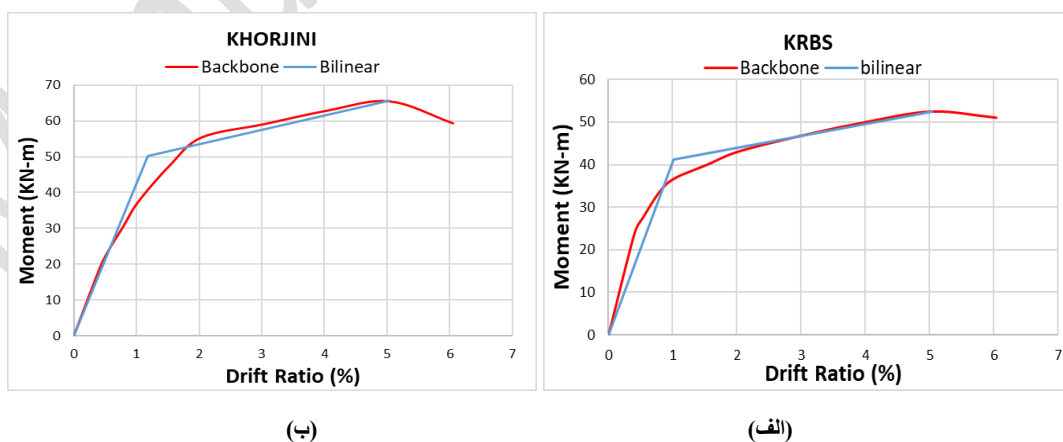
۴-۱ - نمودارهای بک‌بون و دوخطی معادل نمونه‌ها

در هر سه نمونه آزمایشی، با استفاده از نمودار هیستریزس و بر اساس معیارهای ارائه شده در FEMA-440 [۳۳]، منحنی بک‌بون و نمودار دو خطی معادل به دست آمد. تنها بخش صعودی نمودار هیستریزس برای بدست آوردن نمودار بک‌بون استفاده شده و بخش نزولی نادیده گرفته شده است. همان‌طور که از شکل ۱۸ مشاهده می‌شود، نمودار دوخطی معادل باید به گونه‌ای ترسیم شود که مساحت زیر آن برابر با نمودار ستون فقرات (مفهوم انرژی معادل) باشد [۳۳]، با رسم نمودار معادل دو خطی، گشتاور تسلیم (M_y)، کرنش تسلیم (θ_y)، گشتاور نهایی (M_u) و کرنش نهایی (θ_u) تعیین شد و سختی مؤثر (K_e) و شکل‌پذیری (μ) را می‌توان با استفاده از معادلات (۲) و (۳) به صورت زیر محاسبه کرد:

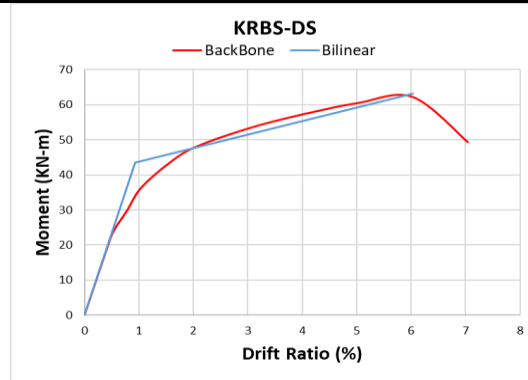
$$\mu = \theta_u / \theta_y \quad (2)$$

$$K_e = M_y / \theta_y \quad (3)$$

شکل‌پذیری یکی از پارامترهای مهم در طراحی سازه است که نشان‌دهنده توانایی سازه در حفظ تغییر شکل‌هایی است که عمدتاً در فاز پلاستیک و بدون افت قابل توجه مقاومت رخ می‌دهند. جدول ۴ پارامترهای لرزه‌ای سه نمونه مورد آزمایش را نشان می‌دهد. سختی مؤثر نتیجه تقسیم ممان تسلیم بر کرنش تسلیم است و شکل‌پذیری بر اساس نسبت کرنش نهایی به تسلیم محاسبه می‌شود.



¹ Backbone Diagram



(ج)

شکل ۱۸: نمودار بک بون و دوخطی معادل برای هر سه نمونه آزمایشگاهی

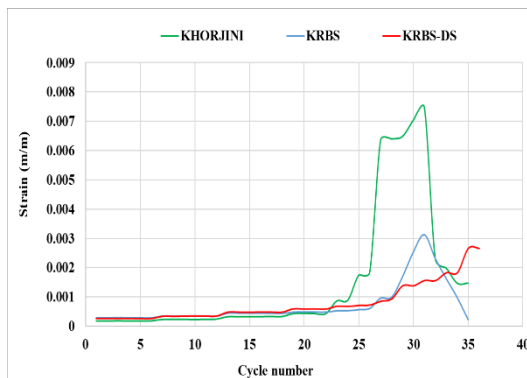
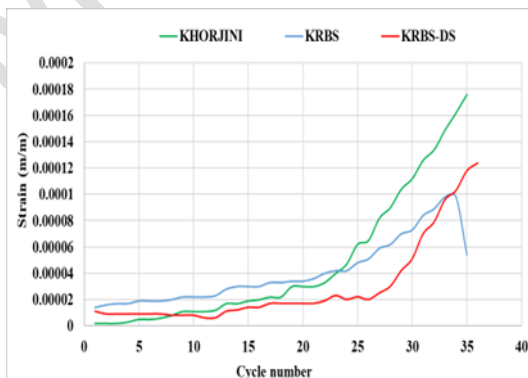
جدول ۴: پارامترهای لرزه‌ای نمونه‌ها بر اساس نمودار دوخطی معادل

نمونه	شکل پذیری μ	سختی مؤثر K_e (kN.m)	لنگر نهایی M_u (kN.m)	لنگر تسلیم M_v (kN.m)	کرنش نهایی θ_u (%)	کرنش تسلیم θ_v (%)
KHORJINI	۴/۲۶	۴۲/۵	۶۵/۶	۵۰/۳	۵/۰۴	۱/۱۸
KRBS	۴/۹۶	۴۰/۵	۵۲/۴	۴۱/۲	۵/۰۴	۱/۰۲
KRBS-DS	۶/۴۵	۴۶/۶	۶۳/۱	۴۳/۶	۶/۰۳	۰/۹۴

با مشاهده نتایج موجود در جدول ۴ درمیابیم که مقاومت تسلیم و نهایی در نمونه KRBS نسبت به نمونه KHORJINI کمتر شده که طبیعتاً به دلیل ایجاد برش و کاهش مقطع در بال‌های تیرها می‌باشد. اما افزودن سخت‌کننده‌ها در جان تیر، باعث افزایش مقاومت تسلیم و نهایی در نمونه KRBS-DS و جبران بخش زیادی از مقاومت از دست‌رفته نسبت به نمونه دوم، شده است. هرچند که فلسفه استفاده از سخت‌کننده‌ها با تأخیر انداختن افت نمودار هیستریزس می‌باشد که لزوماً با افزایش مقاومت تسلیم و نهایی همراه نیست. همچنین مشاهده می‌شود که اعمال سخت‌کننده مورب باعث افزایش چشمگیر پارامترهای لرزه‌ای از جمله شکل‌پذیری و سختی مؤثر شده است.

۲-۴- خروجی‌های کرنش سنج‌ها

در هر کدام از نمونه‌ها از سه کرنش‌سنج استفاده شد (شکل ۹). یک کرنش‌سنج روی بال هر تیر (SG1 و SG2) و سومین کرنش‌سنج در وسط صفحه R (SG3) قرار داده شد. در شکل ۱۹، حداکثر کرنش مطلق در نمونه‌ها در هر سیکل بارگذاری نشان داده شده است. در جدول ۵ حداکثر کرنش در کرنش‌سنج‌های ۱، ۲ و ۳ برای هر سه نمونه مقایسه شده است.



(ب)

(الف)

شکل ۱۹: نمودار تغییر کرنش در کرنش سنج‌های قرار داده شده بر روی (الف) تیرها و (ب) صفحات R نمونه‌ها.

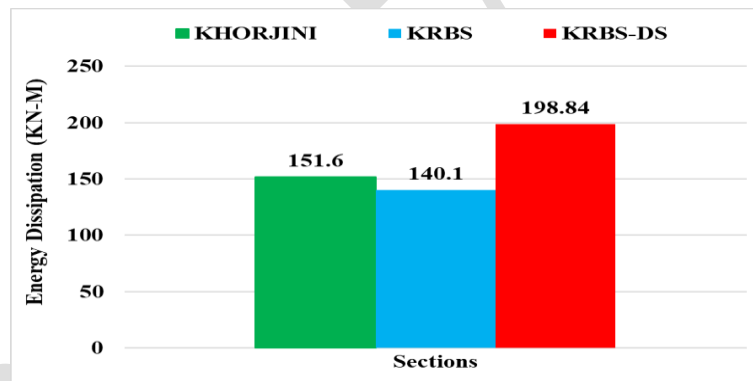
جدول ۵: مقایسه حداکثر مقادیر مطلق کرنش در نمونه‌ها

نمونه	SG3 (R-plate)	SG1 or SG2 (Beams)
KHORJINI	۰/۰۰۰۱۷۶	۰/۰۰۷۴۷
KRBS	۰/۰۰۰۰۹۸	۰/۰۰۳۱۱
KRBS-DS	۰/۰۰۰۱۲۴	۰/۰۰۲۶۶

کرنش در تیرها در نمونه KHORJINI، $2/4$ برابر نمونه KRBS و $2/8$ برابر نمونه KRBS-DS است. همچنین کرنش در R-plate (SG3) در نمونه خرجینی ۴۲ تا ۸۰ درصد بیشتر از نمونه‌های دیگر است. این نتایج نشان‌دهنده توانایی و عملکرد مناسب نمونه‌های KRBS و KRBS-DS در محافظت و دفع آسیب از صفحه R و ناحیه اتصال است.

۳-۴- اتلاف انرژی

شکل ۲۰ اتلاف انرژی کل نمونه‌های KHORJINI، KRBS و KRBS-DS را به ترتیب نشان می‌دهد. واضح است که نمونه خرجینی نسبت به نمونه KRBS اتلاف انرژی بالاتری دارد. یکی از دلایل این امر، مقاومت نهایی بالاتر نمونه خرجینی است. با مقایسه KRBS و KRBS-DS مشاهده شد که استفاده از سخت‌کننده‌ها، ظرفیت اتلاف انرژی را افزایش می‌دهد.



شکل ۲۰: مقایسه بین اتلاف انرژی مقاطع مختلف.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله، تأثیر کاهش مقاطع تیر و اعمال سخت‌کننده‌های مورب بر رفتارهای هیستریزس اتصالات خرجینی صلب با مقاطع IPE و برش‌های هلالی شکل بررسی گردید و نتایج زیر به دست آمد:

۱. باتوجه به نسبت کم عرض بال به ارتفاع مقطع و برش بال‌ها در RBS، مقاطع IPE مستعد کمانش در جان و کمانش پیچشی جانبی هستند، از این رو با انجام ۳ مطالعه آزمایشگاهی در این مقاله مشخص شد که اتصال خرجینی صلب با مقاطع تیر کاهش یافته برای پروفیل‌های IPE140، باتوجه به ضوابط آیین‌نامه AISC، عملکرد قابل قبولی دارد.

۲. استفاده از مقطع کاهش یافته باعث کاهش تمرکز تنش در محل اتصال گردید که در نتیجه می‌تواند از به‌وجود آمدن شکست ترد و زود هنگام در محل اتصال جلوگیری نماید.
۳. با استناد به استاندارد AISC، هر دو نمونه صلب با مقطع RBS، قابلیت استفاده در سیستم‌های سازه‌ای با قاب خمشی ویژه را دارند.
۴. استفاده از سخت‌کننده‌های مورب باعث به‌تعویق افتادن کمانش در بال و جان تیرها شد و افزایش ظرفیت دوران اتصال شد و در نتیجه باعث بهبود شکل‌پذیری و افزایش ظرفیت اتلاف انرژی شدند. این افزایش ظرفیت نتیجه تأخیر در کمانش مقطع می‌باشد، در حالی که محل تشکیل مفصل پلاستیک هیچ تغییری در مقایسه با نمونه RBS ندارد.
۵. به‌طور کلی تأثیر سخت‌کننده‌های مورب بر رفتار اتصال مثبت بوده، البته مطالعات بیشتری در مورد سایر انواع سخت‌کننده‌ها و مقاطع، مورد نیاز است.

۶- پیشنهادها

۱. اتصال خرچینی با مقطع کاهش یافته برای دیگر پروفیل‌های متداول بررسی گردد.
۲. اثر انواع مختلف سخت‌کننده‌ها بررسی گردد.
۳. تأثیر هندسه برش در بال‌های تیر برای اتصال خرچینی صلب بررسی شود.

۷- منابع

- [1] H. Amiri, A. A. Aghakouchak, H. Shakib. (2001). *Performance Assessment of Steel Braced Frames with Saddle Connections Using Capacity Spectrum Method*. M.Sc. thesis. Tarbiat Modares University.
- [2] H. Moghadam. (2002). *Earthquake Engineering, fundamentals and application*. Tehran: Farhang Pub, 547-582.
- [3] B. Hosseini Hashemi and M. Hassanzadeh. (2007). Study of a semi-rigid steel braced building damaged in the Bam earthquake. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(6), 704-721. doi: 10.1016/j.jcsr.2007.12.007.
- [4] American Society of Civil Engineers (ASCE). (2000). *FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building Washington D C*.
- [5] A. Mazruei, M. Mirghaderi, and H. Dehghani. (2000). *Experimental and Theoretical Study of Khorjini Connection and Presenting a new Rigid Connection*. M.Sc. Thesis. University of Tehran, Iran.
- [6] H. Shakib, S. Dardaei Jaghan, M. Pirizadeh, A. Moghaddasi Musavi. (2011). Seismic rehabilitation of semi-rigid steel framed buildings-A case study. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(6), 1042-1049. doi: 10.1016/j.jcsr.2011.01.002.
- [7] A. Kiani, B. Mansouri, and A. S. Moghadam. (2016). Fragility curves for typical steel frames with semi-rigid saddle connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 118, 231-242. doi:10.1016/j.jcsr.2015.11.001.
- [8] "Design Criteria for Khorjini Beam-to-Column Connections. (2006).
- [9] S. R. Mirghaderi and M. Dehghani Renani. (2008). The rigid seismic connection of continuous beams to column. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(12), 1516-1529. doi: 10.1016/j.jcsr.2008.01.015.
- [10] W. M. Chi, S. El-Tawil, G. G. Deierlein, and J. F. Abel. (1998). Inelastic analyses of a 17-story steel framed building damaged during Northridge. *Engineering Structures*, 20, 481-495. doi: 10.1016/S0141-0296(97)00036-9.
- [11] T. D. Righiniotis and B. Imam. (2003). Fracture reliability of a typical Northridge steel moment resisting connection. *Engineering Structures*, 26(3), 381-390. doi: 10.1016/j.engstruct.2003.10.010.
- [12] M. Ohsaki, H. Tagawa, and P. Pan. (2009). Shape optimization of reduced beam section under cyclic loads. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(7), 1511-1519. doi: 10.1016/j.jcsr.2009.03.001.
- [13] D. T. Pachoumis, E. G. Galoussis, C. N. Kalfas, A. D. Christitsas. (2009). Reduced beam section moment

- connections subjected to cyclic loading: Experimental analysis and FEM simulation. *Engineering Structures*, 31(1), 216–223. doi: 10.1016/j.engstruct.2008.08.007.
- [14] D. T. Pachoumis, E. G. Galoussis, C. N. Kalfas, I. Z. Efthimiou. (2010). Cyclic performance of steel moment-resisting connections with reduced beam sections - experimental analysis and finite element model simulation. *Engineering Structures*, 32(9), 2683–2692. doi: 10.1016/j.engstruct.2010.04.038.
- [15] S. R. Mirghaderi, S. Torabian, A. Imanpour. (2010). Seismic performance of the Accordion-Web RBS connection. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(2), 277–288. doi: 10.1016/j.jcsr.2009.09.007.
- [16] S. Maleki and M. Tabbakhha. (2012). Numerical study of Slotted-Web-Reduced-Flange moment connection. *Journal of Constructional Steel Research*, 69(1), 1–7. doi: 10.1016/j.jcsr.2011.06.003.
- [17] S. W. Han, K. H. Moon, S. H. Hwang, and B. Stojadinovic. (2012). Rotation capacities of reduced beam section with bolted web (RBS-B) connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 70, 256–263. doi: 10.1016/j.jcsr.2011.09.001.
- [18] A. Deylami and A. Moslehi Tabar. (2013). Promotion of cyclic behavior of reduced beam section connections restraining beam web to local buckling. *Thin-Walled Structures*, 73, 112–120. doi: 10.1016/j.tws.2013.07.013.
- [19] M. T. Roudsari, F. Abdollahi, H. Salimi, S. Azizi, and A. R. Khosravi. (2015). The effect of stiffener on behavior of reduced beam section connections in steel moment-resisting frames. *International Journal of Steel Structures*, 15(4), 827–834, Dec. 2015, doi: 10.1007/s13296-015-1205-7.
- [20] Babaei nejad A, Keivani A, Hoveidaei N. (2017). Investigation of the connection of RBS steel beams to Reinforced concrete columns. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 4(3), 148–66.
- [21] M. Tahamouli Roudsari, H. Jamshidi K, and M. M. Zangeneh. (2018). Experimental and Numerical Investigation of IPE Reduced Beam Sections with Diagonal Web Stiffeners. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(4), 533–552. doi: 10.1080/13632469.2016.1234422.
- [22] M. Tahamouli Roudsari, H. Jamshidi K., M. Torkaman, and S. Ganji M. (2018). Experimental and numerical investigations of rigid IPE beam connections with drilled flange and web stiffener. *Structures*, 16, 303–316. doi: 10.1016/j.istruc.2018.10.008.
- [23] M. H. Kashefizadeh, M. A. Koocheh, B. Amiri, and R. Esmailabadi. (2018). Steel Plate Shear Wall with Different Infill Steel Plates. *Computational Engineering and Physical Modeling*, 1(3), 1–14, [Online]. Available: <http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>
- [24] T. A. Horton, I. Hajirasouliha, B. Davison, and Z. Ozdemir. (2021). More efficient design of reduced beam sections (RBS) for maximum seismic performance. *Journal of Constructional Steel Research*, 183, 106728. doi: 10.1016/j.jcsr.2021.106728.
- [25] M. Ghassemieh, M. Hassani S., and S. R. Mirghaderi. (2021). Cyclic dependency assessment of RBS moment connection in box-column. *Journal of Constructional Steel Research*, 177, 20-41. doi: 10.1016/j.jcsr.2020.106472.
- [26] Özkılıç YO, Bozkurt MB. Numerical validation on novel replaceable reduced beam section connections for moment-resisting frames. (2023). *Journal of Structures*, 50, 63–79. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.02.027>.
- [27] Yao Y, Zhou L, Huang H, Chen Z, Ye Y. (2023). Cyclic performance of novel composite beam-to-column connections with reduced beam section fuse elements. *Journal of Structures*, 50, 842–58. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.02.054>.
- [28] Zarfam P, Javidi P, Safarizad B. (2021). Laboratory study of RBS connection using box-shaped replaceable link at the joint formation site. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 9, 95–113.
- [29] American Institute of Steel Construction. (2006). *(ANSI/AISC 358–05) Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago. doi: 10.1061/40889(201)5.
- [30] International Organization for Standardization (ISO). (2009). *ISO 898-1. Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel —Part 1: bolts, screws and studs with pacified property classes — coarse thread and fine pitch thread*. Geneva, Switzerland.

-
- [31] American Society for Testing and Materials (ASTM). (2002). *Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products, ASTM standard A370-02*. Philadelphia, PA.
- [32] American Society of Civil Engineers. (2000). *Recommended seismic design provisions for new moment frame buildings report, FEMA 350*. Washington DC.
- [33] American Society of Civil Engineers. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA-440*. Redwood City: Federal Emergency Management Agency.