

مدل‌سازی و بررسی رفتار اتصالات با مقطع کاهش‌یافته در تیرهای دابل ایرانی

مرتضی تقی‌پور (دانشیار)

صالح محمد ابراهیم‌زاده سپاسگزار* (دانشجوی کارشناسی ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

مهندسی عمران شریفیه، (تابستان ۱۳۹۴)
دوره‌ی ۲ - ۳۱، شماره‌ی ۱/۲، ص. ۱۰-۳

اتصالات مقاوم خمشی فولادی، به‌منزله‌ی فراگیرترین اتصال موجود در عرصه‌ی سازه‌های فولادی، بی‌تردید نقش مؤثری در نیل به اهداف مقاوم‌سازی، قابلیت اعتماد و صرفه‌ی اقتصادی در ساختمان‌های موجود دارند. براساس این اهمیت، بعد از زلزله‌ی نورتریج، ابداع اتصال RBS به‌عنوان نقطه‌ی عطفی در اتصالات مقاوم خمشی فولادی محسوب می‌شود. در این مطالعه به بررسی رفتار لرزه‌یی و نوع برش اتصال RBS با تضعیف بال و اتصال جدید AW-RBS با تضعیف جان در تیرهای دابل پرداخته شده است. این بررسی‌ها با نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS انجام شده است. نمونه‌های مختلفی تحت بارگذاری چرخه‌یی قرار گرفته و از لحاظ شکل‌پذیری، قابلیت جذب انرژی، رفتار خمیری مقطع تضعیف‌شده، سختی و مقاومت ارزیابی شده است. در میان اتصالات بررسی‌شده، اتصال AW-RBS با کمینه‌ی افت مقاومت و سختی، 0.8 چرخش کل طبقه را تحمل کرده و نمونه‌ها با جذب انرژی و شکل‌پذیری بالا عملکرد بسیار خوبی در بارگذاری چرخه‌یی نشان داده‌اند.

واژگان کلیدی: اتصال RBS، رفتار آکاردئونی، تیر دابل، مفصل خمیری، رفتار هیستریزیس.

۱. مقدمه

تمامی اتصالات خمشی که از طریق جاری‌کردن تیر به اتلاف انرژی می‌پردازند، در دوران‌های خمیری بزرگ تحت ناپایداری‌های مختلف یا درجات متفاوت قرار می‌گیرند. این موضوع هم در مورد اتصالات خمشی دارای تقویت و هم در مورد اتصال تضعیف‌شده (RBS)^۱ صادق است. ناپایداری‌های مذکور عموماً شامل ترکیبی از ناپایداری بال (FLB)^۲، ناپایداری جان (WLB)^۳ و ناپایداری بال جانبی - پیچشی (LTB)^۴ تیر هستند، که وقتی اتفاق می‌افتند باعث زوال مقاومت خمشی تیر می‌شوند. نکته‌ی حائز اهمیت آنکه میزان ناپایداری‌های و به تبع آن، کاهش مقاومت خمشی تیر با اتصال RBS کمتر از سایر اتصالات است و تقریباً می‌توان از زوال مقاومت خمشی در اتصال RBS صرف‌نظر کرد، ولی در سایر اتصالات خمشی این مقدار قابل ملاحظه است.

مزایای مذکور درباره‌ی اتصال مقاوم خمشی RBS باعث شده است که این اتصال در بین طراحان و سازندگان به‌عنوان یک اتصال مطلوب و اقتصادی مطرح باشد. برخلاف سایر اتصالات پیشنهادشده در FEMA ۳۵۰، اتصال RBS نیاز به استفاده از اعضای تقویتی مثل نشیمن‌ها^۵، صفحات پوششی^۶، و صفحات کناری^۷ ندارد؛ که از لحاظ طراحی، ساخت و اجرا در زمان و از دید اقتصادی کاملاً مقرون به صرفه است.

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۱۱/۱۵، اصلاحیه ۱۳۹۲/۵/۲۹، پذیرش ۱۳۹۲/۸/۲۷.

m-naghi@nit.ac.ir
civil_saleh65@yahoo.com

ابتدا اتصال RBS در سال ۱۹۹۰ به‌صورت برش بال به‌صورت مستقیم ابداع شد، سپس شکل آن با توجه به نمودار لنگر خمشی تحت اثر بارهای جانبی اصلاح شد و اتصال RBS خطی به‌وجود آمد.^[۱] پس از آن، به‌دلیل تمرکز تنش در لبه‌های RBS خطی و به منظور ایجاد نواحی انتقالی صاف و هموار، اتصال RBS خطی شعاعی در سال ۲۰۰۴ معرفی شد.^[۲] در نهایت، به‌دلیل مشکلات اجرایی و سخت‌بودن فرم برش بال‌ها با انجام مطالعات و آزمایش‌های مختلف، اتصال RBS خطی شعاعی، RBS با برش دایره‌یی، دوزنقه‌یی مستقیم و شیب‌دار برای شکل اتصال RBS پیشنهاد شده است.^[۳،۴] پژوهش‌های دیگری نیز در زمینه‌ی بررسی رفتار لرزه‌یی RBS در ستون‌های عمیق انجام شده است و به نتایج مهمی دست یافته‌اند، از جمله: مقاومت نهایی اتصالات RBS نسبت به اتصالات خمشی معمولی، که تقریباً بدون تغییر باقی می‌مانند، فقط اندکی سختی تغییر می‌کند؛ ظرفیت چرخش خمیری اتصال می‌تواند تا چند برابر افزایش یابد؛ کاهش تقاضای لنگر در وجه ستون و ارضاء شرط ستون قوی - تیر ضعیف و قاب‌هایی با اتصال RBS، حدود ۵٪ تغییر مکان جانبی نسبی سازه را افزایش می‌دهند.^[۵-۷]

انواع اتصالات RBS پیشنهادی و مورد تأیید پژوهشگران، با وجود مزیت‌ها، معایبی همچون کماتش‌های موضعی در محل تضعیف‌شده و پارگی در دررفت طبقات بالا در محل تضعیف‌شده دارند. در این راستا، نمونه‌ی جدیدی از اتصال RBS با ورق

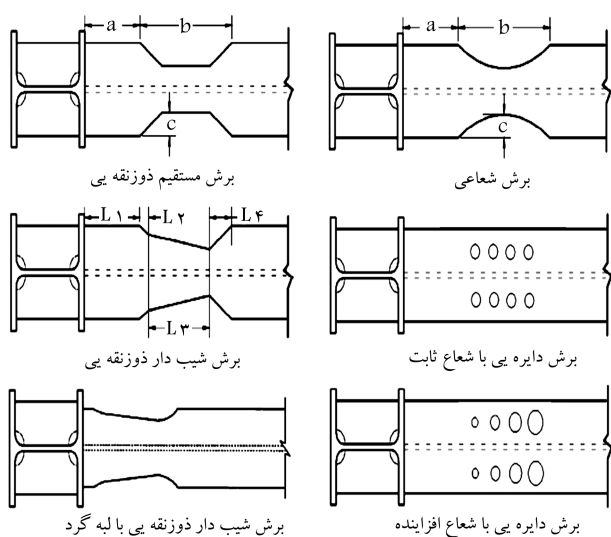
توسط نرم‌افزار شبیه‌سازی، مزایای قابل توجهی از نظر هزینه، زمان و تکرارپذیری نسبت به انجام آزمایش در عالم واقع دارد. این مطالعه، به صورت شبیه‌سازی عددی و با استفاده از نرم‌افزار شبیه‌ساز اجزاء محدود ABAQUS انجام شده است.^[۹]

۳. روابط و تعریف متغیرها

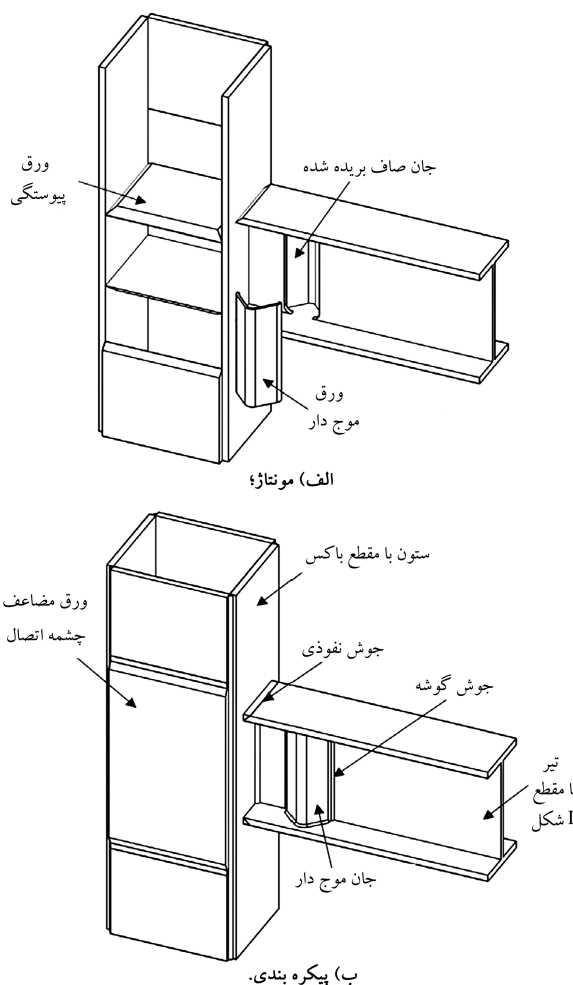
اتصال RBS دارای پارامترهای a ، b و c است. در شکل ۲ نمونه‌هایی از برش شکل‌های RBS ارائه شده است. در رابطه‌ی ۱: a فاصله از بر ستون تا ابتدای برش، b طول برش و c با توجه به نوع برش، شعاع یا عرض برش است. پارامترهای a و b باید به اندازه‌ی کافی کوچک نگه داشته شوند، تا رشد ممان از محل وسط مقطع کاهش یابد تا بر ستون به میزان کمینه برسد. همچنین a باید به اندازه‌ی کافی بزرگ باشد، تا جریان تنش از شروع برش مقطع تا بر ستون یکنواخت شود (اصل سن و نان). پارامتر b نیز باید به اندازه‌ی کافی بزرگ باشد، تا ناحیه‌ی کافی برای رفتار خمیری فراهم شود. پارامتر c ، کنترل‌کننده‌ی ظرفیت خمشی ناحیه‌ی RBS است، که به تبع آن بیشینه‌ی ممان بر ستون مشخص می‌شود. در حقیقت این پارامتر باید به‌گونه‌ی انتخاب شود تا ممان انتقالی به بر ستون بین ۸۵٪ تا ۱۰۰٪ ممان خمیری مقطع کامل تیر باشد. شعاع برش نیز باید به اندازه‌ی کافی بزرگ باشد تا از تمرکز تنش جلوگیری شود. براساس FEMA۳۵۰^[۱۰] داریم:

$$\begin{aligned} a &= (0.75 \text{ تا } 0.75) b f_b \\ b &= (0.65 \text{ تا } 0.85) d_b \\ c &\leq 0.25 b f_b \end{aligned} \quad (۱)$$

که در آن، $b f_b$ عرض بال تیر و d_b عمق مقطع تیر است. براساس روابط یادشده‌ی بالا، بیشینه‌ی درصد مجاز کاهش سطح مقطع بال تیر برابر ۵۰ است. برای استفاده از روابط مذکور، در پژوهش انجام‌شده به دلیل دوبر بودن مقاطع تیر، محدوده‌ی پارامترها در عدد ۲ ضرب می‌شود.



شکل ۲. پیکره‌بندی انواع اتصال RBS.^[۱۰]



شکل ۱. اتصالات AW-RBS.^[۸]

موج‌دار (AW-RBS)^۸ از دیدگاه لرزه‌ی طراحی و با روش آزمایشگاهی و عددی در سال ۲۰۰۸ آنا لیز شده است.^[۸] در این اتصال جدید، جان صاف تیر برداشته و به جای آن از ورق موج‌دار با حالت آکاردونی استفاده شده است (شکل ۱). نتایج حاصل از بررسی لرزه‌ی اتصال AW-RBS قابل قبول و کماتش‌های موضعی بال و جان در محل تضعیف‌شده نسبت به RBS معمول کاهش چشم‌گیری داشته است. به دلیل رفتار لرزه‌ی قابل قبول اتصال AW-RBS، مطالعه‌ی لرزه‌ی این نوع اتصال و تعمیم آن بر روی تیرهای با مقاطع دوبر پیشنهاد می‌شود. اتصال با مقاطع دوبر، که در قاب‌های خمشی در ساخت و ساز در ایران به‌کار می‌رود، راستای هدف این نوشتار قرار گرفته است.

۲. روش پژوهش

یکی از روش‌های پژوهش که امروزه کمک چشم‌گیری به پیشرفت‌های علمی کرده و در بیشتر رشته‌های مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرد، شبیه‌سازی عددی است. شبیه‌سازی علم و هنر ساختن نمایشی (مدلی) از یک پروسه یا سیستم، به منظور ارزیابی و آزمایش راهبردهاست، و یا شبیه‌سازی روشی برای آگاهی از نتایج ایده‌های پیشنهادی قبل از اجرای آنها^۹ است. بهتر است شبیه‌سازی زمانی مورد استفاده قرار گیرد که هزینه‌های پژوهش‌های آزمایشگاهی بالاست. شبیه‌سازی عددی

۴. تصدیق مدل

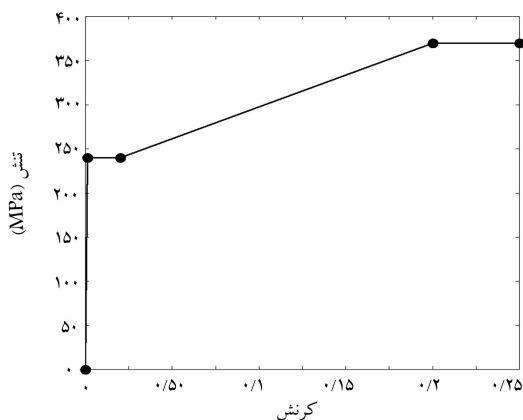
و همکاران مطابقت خوبی دارد، اختلاف نتایج حاصل از نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS با مدل آزمایشگاهی بسیار کمتر از نرم افزار اجزاء محدود ANSYS است. این مقایسه، صحت پاسخ های حاصل از ABAQUS در پژوهش انجام شده و دقت این نرم افزار در مدل سازی را بیان می کند.

۵. مدل سازی با استفاده از روش اجزاء محدود

در مطالعه ی پارامتریک تحلیلی، برای مقاطع فولادی به کار رفته از فولاد ST۳۷ و با مقاومت تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و مقاومت نهایی ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع استفاده شده است. رفتار فولاد نیز به صورت نمودار چهارخطی و شبیه به رفتار واقعی فرض شده و ضریب پواسون و مدول کشسانی به ترتیب معادل ۰٫۳ و $۱۰^۵ \times ۲۰۰$ کیلوگرم بر سانتی متر مربع هستند. در شکل ۴، رفتار فولاد مفروض نشان داده شده است. تغییر شکل ها و کرنش های بزرگ به همراه رفتار غیرخطی مصالح در حالت تحلیل ۳ بعدی اعمال و مدل سازی تیر و ستون با استفاده از المان پوسته یی ۴ گره یی انجام شده است.

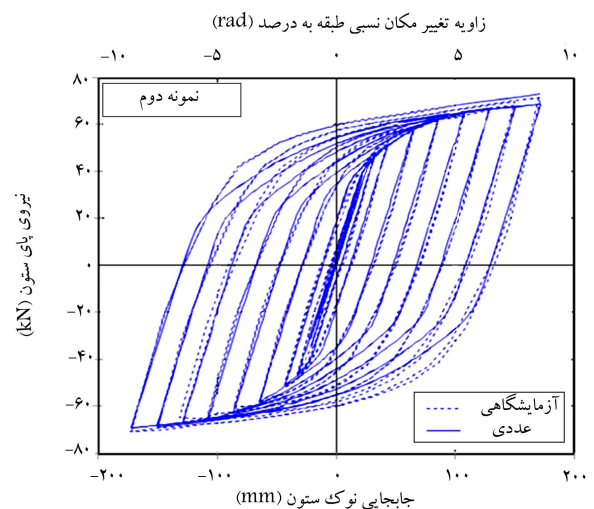
۶. نحوه ی بارگذاری و مشخصات اتصالات مورد مطالعه

در این مطالعه، ۱۱ اتصال خمشی صلب با یکدیگر مقایسه شده است، که ۳ نوع با برش RBS پیشنهادی در تیر دابل و ۳ نوع دیگر برش جان صاف و جای گذاری با ورق موج دار در موقعیت های مختلف و ۵ نوع با اتصال AW-RBS با ارتفاع های مختلف است. در این نوشتار، برای بررسی بهتر رفتار دورانی تیر نسبت به ستون و حذف تأثیر انحراف محور قائم ستون در نتایج حاصله، اتصال حاصله ی تیر به ستون متقارن مدل شده و در هر دو طرف ستون از تیر استفاده شده است. تیرها به صورت مقاطع دابل با پروفیل ایرانی به طول ۱٫۶ متر و ستون به طول ۲٫۲ متر در نظر گرفته شده اند. برای ورق های موج دار نیز از نبشی استفاده شده است. در این نوشتار، ابعاد دهانه و ارتفاع ستون نمونه ها دو سوم مقیاس واقعی در نظر گرفته شده اند. برای تیرها از پروفیل IPE (ساخت ایران) و برای ستون ها از مقطع IPB استفاده شده است. در جان موج دار نمونه ها از دو مقطع L شکل مقطع استاندارد نبشی گرم نورد شده با ابعاد استاندارد موجود در اشتایل استفاده شده است. برای بررسی لرزه یی این نمونه ها از پروتکل استاندارد AISC استفاده شده است (شکل ۵).^[۱۱] تاریخچه ی بارگذاری پیشنهادی AISC با اعمال ۶ سیکل متوالی برای ۰٫۳۷۵٪،

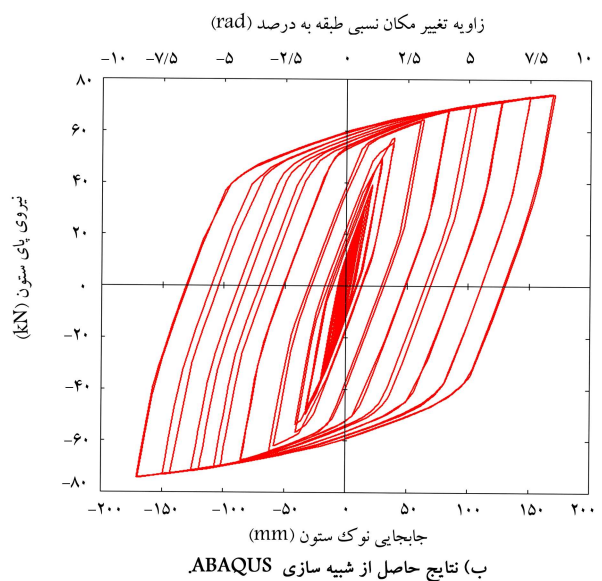


شکل ۴. نمودار تنش - کرنش مفروض برای مدل ها.

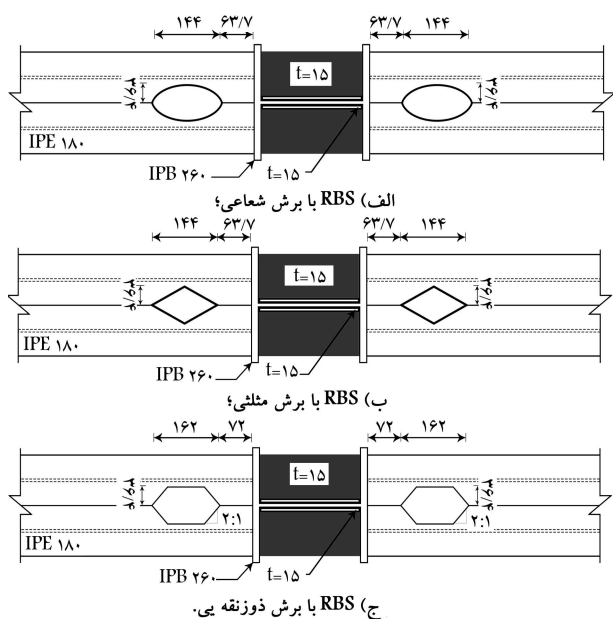
برای کنترل و صحت رفتار لرزه یی مدل ساخته شده لازم است بین نتایج مدل تحلیلی مقایسه یی انجام شود. این مقایسه بین پاسخ های حاصل از مدل سازی اجزاء محدود ABAQUS و تحقیقات آزمایشگاهی میرقاردی و همکاران انجام شده است.^[۸] مدل آزمایشگاهی اتصال AW-RBS بررسی شده به صورت لرزه یی توسط میرقاردی و همکاران در شکل ۲ نشان داده شده است. مدل آزمایشگاهی اتصال AW-RBS، که ستون با مقطع باکس و تیر با مقطع IPE است، در نرم افزار مدل سازی اجزاء محدود ABAQUS مدل شده است. نمودار هیستریزس حاصل از نتایج آزمایشگاهی میرقاردی و همکاران و شبیه سازی مدل آزمایشگاهی در نرم افزار ABAQUS در شکل ۳ نمایش داده شده است. در شکل ۳ الف، نمودار هیستریزس حاصل از آزمایشگاه با خط چین و نتایج شبیه سازی حاصل از نرم افزار اجزاء محدود ANSYS آمده است، که اختلاف اندکی با نتایج آزمایشگاهی دارد؛ در حالی که با مدل سازی آن در نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS نتایج با نتایج آزمایشگاهی میرقاردی



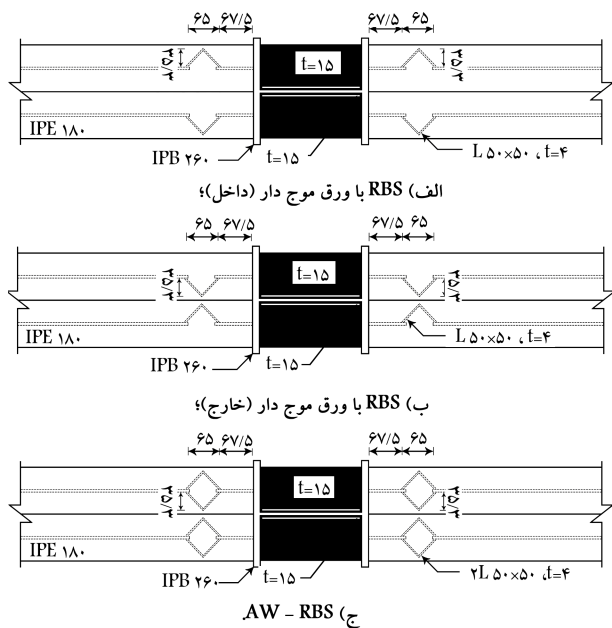
الف) نتایج میرقاردی و همکاران؛



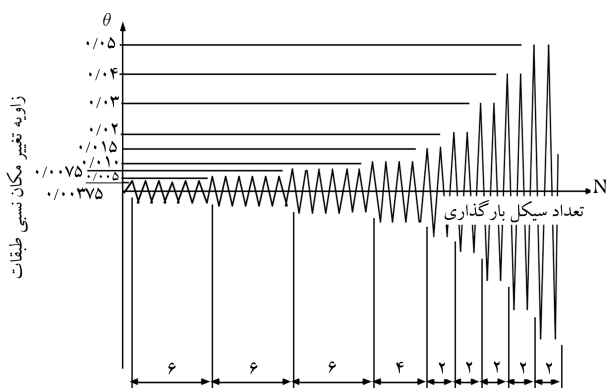
شکل ۳. نمودار هیستریزس اتصال AW-RBS.



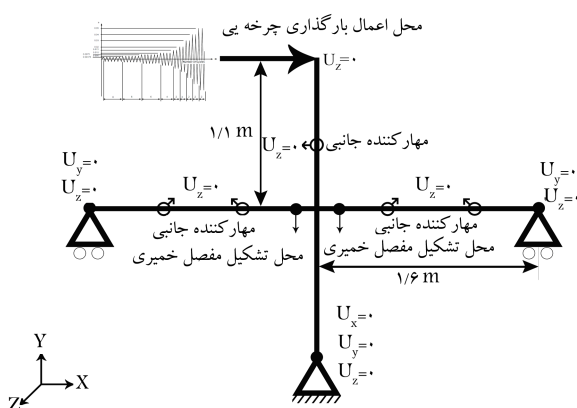
شکل ۷. شماتیک اتصالات RBS برای تیر دوبل با تضعیف بال.



شکل ۸. شماتیک اتصالات AW-RBS برای تیر دوبل با تضعیف جان.



شکل ۵. پروتکل بارگذاری چرخه ای استاندارد AISC.



شکل ۶. شرایط مرزی نمونه ها.

۵/۰٪ و ۷۵/۰٪ زاویه تغییرمکان نسبی طبقه شروع شده است و سپس ۴ سبکل با بیشینه زاویه تغییرمکان نسبی طبقه ۱٪ و با اعمال دو سبکل بارگذاری برای هر افزایش زاویه تغییرمکان نسبی طبقه به اندازه ۱٪ ادامه یافته و محل اعمال بارگذاری نوک ستون بوده است. بارگذاری چرخه ای به شیوه نیمه استاتیک و در مود کنترل تغییرمکان با نرخ کم توسط نرم افزار به نمونه ها اعمال شده است. شرایط مرزی نمونه های مورد مطالعه نیز در شکل ۶ نشان داده شده است.

ابعاد نمونه های انتخابی با استفاده از استاندارد FEMA ۳۵۰ طراحی شده است.^[۱] برای نمونه های با مقطع کاهش یافته از برش های شعاعی، مثلثی، دوزنقه ای و ورق موج دار استفاده شده است. در شکل ۷، اتصال RBS با برش های مختلف برای تیر دوبل و در شکل ۸، اتصال RBS با ورق موج دار در موقعیت های مختلف نشان داده شده است. مشخصات نمونه های انتخابی در جدول های ۱ و ۲ آمده است.

جدول ۱. جزئیات نمونه ها.

نمونه	تیر	ستون	مضاعف ورق	ورق پیوستگی	ورق موج دار	RBS		
						C	b	a
۱. برش شعاعی RBS	۲ X IPE ۱۸۰	IPB ۲۶۰	دارد	دارد	ندارد	$0.7b_{fb}$	$0.8d_{fb}$	$0.7b_{fb}$
۲. برش مثلثی RBS	۲ X IPE ۱۸۰	IPB ۲۶۰	دارد	دارد	ندارد	$0.7b_{fb}$	$0.8d_{fb}$	$0.7b_{fb}$
۳. برش دوزنقه ای RBS	۲ X IPE ۱۸۰	IPB ۲۶۰	دارد	دارد	ندارد	$0.7b_{fb}$	$0.8d_{fb}$	$0.7b_{fb}$
۴. برش AW-RBS	۲ X IPE ۱۸۰	IPB ۲۶۰	دارد	دارد	۴ ورق موج دار	$0.7b_{fb}$	$0.8d_{fb}$	$0.7b_{fb}$
۵. برش RBS با جان موج دار	۲ X IPE ۱۸۰	IPB ۲۶۰	دارد	دارد	۲ ورق موج دار (داخل)	$0.7b_{fb}$	$0.8d_{fb}$	$0.7b_{fb}$
۶. برش RBS با جان موج دار	۲ X IPE ۱۸۰	IPB ۲۶۰	دارد	دارد	۲ ورق موج دار (خارج)	$0.7b_{fb}$	$0.8d_{fb}$	$0.7b_{fb}$

جدول ۲. جزئیات نمونه‌ها.

نمونه	تیر	ستون	ورق مضاعف	ورق پیوستگی	مشخصات ورق موج دار
۱. برش AW-RBS	۲ X IPE۱۴۰	IPB۲۶۰	دارد	دارد	۴ × L۴۰ × ۴۰ × ۴
۲. برش AW-RBS	۲ X IPE۱۶۰	IPB۲۶۰	دارد	دارد	۴ × L۴۵ × ۴۵ × ۴٫۵
۳. برش AW-RBS	۲ X IPE۱۸۰	IPB۲۶۰	دارد	دارد	۴ × L۵۰ × ۵۰ × ۴
۴. برش AW-RBS	۲ X IPE۲۰۰	IPB۲۶۰	دارد	دارد	۴ × L۶۰ × ۶۰ × ۵
۵. برش AW-RBS	۲ X IPE۲۲۰	IPB۲۶۰	دارد	دارد	۴ × L۶۵ × ۶۵ × ۷

۷. نتایج به دست آمده از مطالعات تحلیلی

از آنجایی که عملکرد اتصالات در بارگذاری لرزه‌ی تا حدی وابسته به چشمه‌ی اتصال است، با تقویت چشمه‌ی اتصال از گسیختگی آن جلوگیری شده است. در نمونه‌ی RBS با برش شعاعی که با ورق پیوستگی و مضاعف تقویت، رفتار نمودار نیرو - تغییرمکان اتصال در شکل ۹ الف مشاهده می‌شود که به صورت فزاینده و با افزایش سختی و مقاومت همراه است. در زاویه‌ی تغییرمکان نسبی طبقه ۱/۵٪، تنش (فون میسر) جاری‌شدگی از المان‌های محل تضعیف‌شده‌ی تیر شروع و در طول تیر رشد کرده و مفصل خمیری را به تیر انتقال داده است، به طوری که نمودار نیرو - تغییرمکان این اتصال در زاویه‌ی تغییرمکان نسبی طبقه ۵٪ و در سیکل اول، دارای افت مقاومت خمشی اندکی است که دلیل آن کماتش‌های موضعی بال و جان تیر در ناحیه‌ی تضعیف‌شده است. همان‌طور که در نمودار نیرو - تغییرمکان در شکل ۹ ب مشخص است، رفتار چرخه‌ی نمونه‌ی RBS با برش مثلثی همانند RBS با برش شعاعی است. دلیل این شباهت رفتار برش هندسی این دو نمونه است.

اما در نمودار نیرو - تغییرمکان در شکل ۹ ج، به دلیل برش هندسی دوزنقه‌ی و به وجود آمدن تمرکز تنش بیشتری نسبت به ۲ نمونه‌ی RBS با برش شعاعی و مثلثی دچار کماتش‌های موضعی و ناپایدار بیشتری در محل تضعیف‌شده است و رفتار به نسبت ضعیف‌تری دارد.

طی بارگذاری سیکلیک نمونه‌ی اتصال AW-RBS مدل‌شده با تیر دوبل IPE۱۸۰، اولین نشانه‌ی تسلیم در زاویه‌ی ۰٫۷۵٪ رادیان و در محل اتصال و بر روی المان‌های بال تیر نمایان شدند و در زاویه ۱٪ رادیان المان‌هایی که در وسط ناحیه موج‌دار قرار داشتند شروع به جاری شدن کردند. در زاویه ۱٫۵٪ رادیان المان‌هایی که در جان موج‌دار قرار داشتند و به بال‌های تیر متصل بودند جاری شدند. در زاویه ۲٪ رادیان جاری‌شدگی از المان‌هایی که در بالا و پایین جان موج‌دار قرار داشتند شروع شده و تا المان‌های وسط ناحیه موج‌دار پیشروی کردند. در شکل ۱۰ ج رفتار نمودار نیرو و تغییرمکان اتصال مدل‌شده با تیر دوبل IPE ۱۸۰ مشاهده می‌شود که در هر سیکل بارگذاری با افزایش جابجایی، نیرو و نیز شیب نمودار که بیانگر سختی است در هر سیکل افزایش یافته و افت مقاومتی هم مشاهده نمی‌شود. در اینکه نمونه هم با ورق پیوستگی و مضاعف تقویت شده و تضعیف تیر با استفاده از ورق موج‌دار در جان مدل شده است، نمودار نیرو - تغییرمکان این اتصال در زاویه‌ی تغییرمکان نسبی طبقه ۸٪ و در سیکل دوم، دارای افت مقاومت خمشی بسیار کمی است، که دلیل آن کماتش‌های موضعی بال و جان تیر در ناحیه‌ی تضعیف‌شده است.

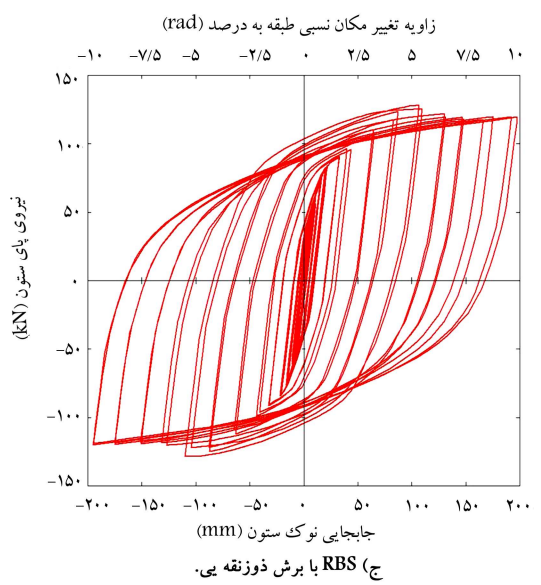
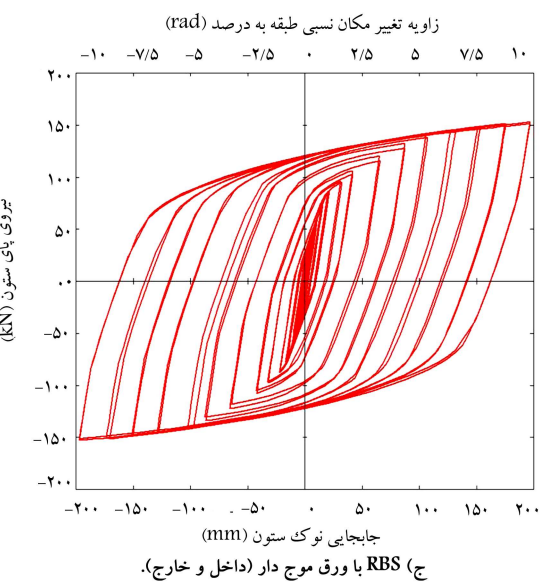
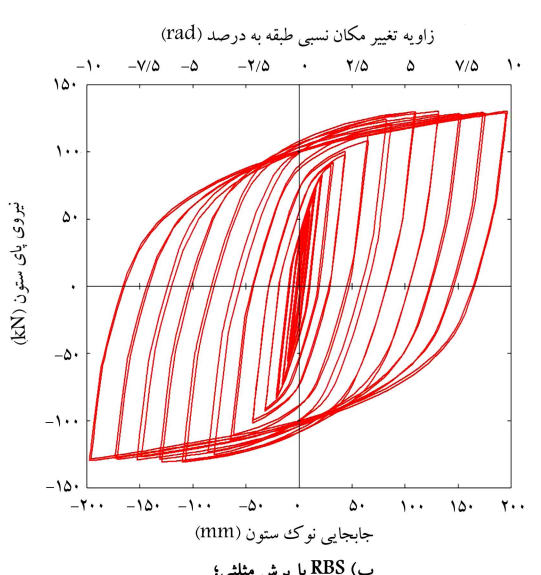
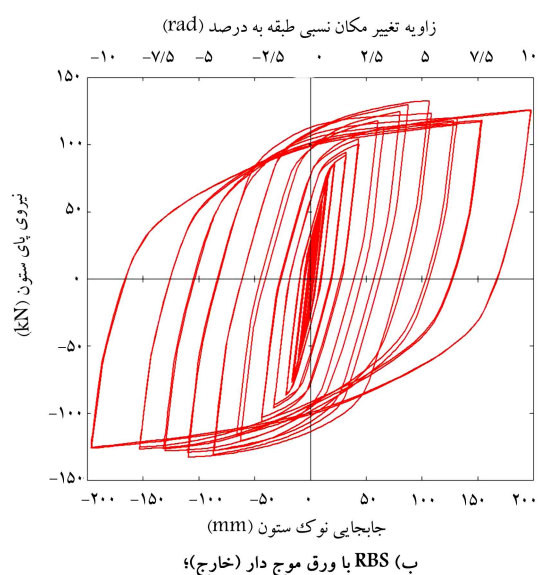
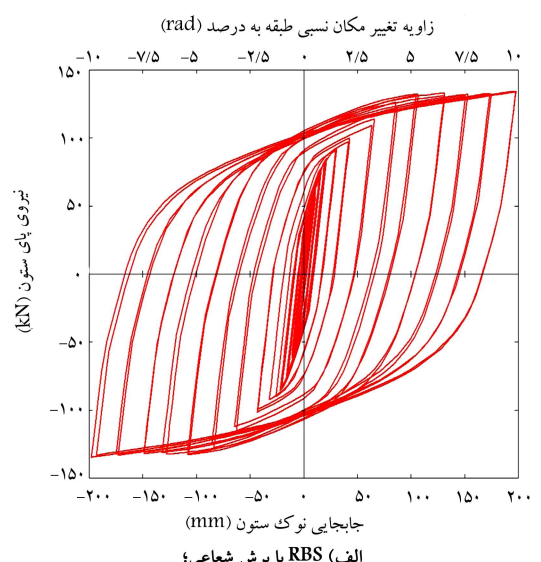
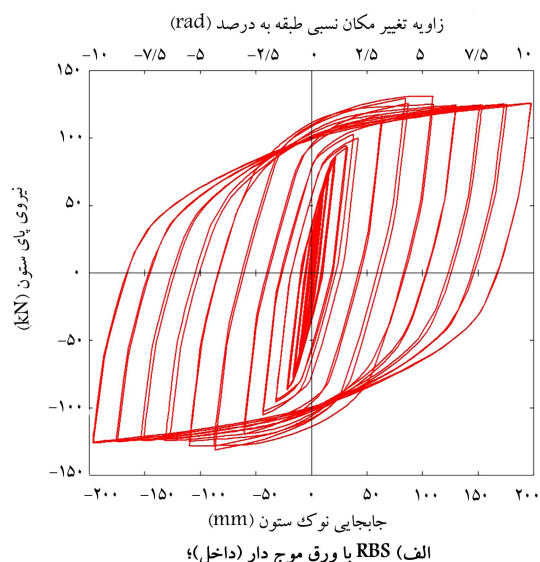
با بارگذاری سیکلیک برای نمونه‌های اتصال RBS با جان تضعیف‌شده و استفاده از ورق موج‌دار در سمت داخل و خارج نمونه‌های مدل‌شده با تیر دوبل IPE۱۸۰، نمودار نیرو - تغییرمکان این اتصال در شکل‌های ۱۰ الف و ۱۰ ب، زاویه‌ی تغییرمکان

نسبی طبقه ۵٪ و در سیکل اول، دارای افت مقاومت خمشی غیرقابل چشم‌پوشی شده است، که دلیل آن کماتش موضعی زیاد بال در دررفت بالاست.

رفتار این اتصال در مدل‌های دیگر که تیر دوبل آنها شماره‌ی IPE متفاوتی داشت، به همین شکل بود؛ با این تفاوت که سختی و مقاومت متفاوت‌تری داشتند و درصد گیرداری تیرهای با ارتفاع بیشتر جان نیز بیشتر بوده است. پارامترهای وابسته به تیر همانند ضخامت بال، جان، عرض بال و ... نمی‌توانند مستقلاً در نظر گرفته شوند. علاوه بر آن، با تغییر اندازه‌ی تیر در اتصال مدل‌شده‌ی AW-RBS، ابعاد نبشی مورد استفاده در جان تیر نیز تغییر کرده است. میانگین برش جان تیر نسبت به ابعاد کل جان تیر نمونه‌های مدل‌شده، ۴٪ است و به همان نسبت که مساحت جان تیر کاهش یافته است، نبشی در جان تیر جایگزین و ظرفیت برشی آن ثابت نگه داشته شده است. رفتار منحنی رفتاری نیرو - زاویه‌ی تغییرمکان نسبی طبقه برای تیرهایی با مقاطع ایرانی با شماره‌های IPE۱۴۰، IPE۱۶۰، IPE۱۸۰، IPE۲۰۰ و IPE۲۲۰ در نرم‌افزار آباکوس مورد بررسی قرار گرفته است، که در شکل ۱۱ نشان داده شده است. بررسی‌های انجام‌شده بر روی اتصالات AW-RBS نشان داد که افزایش مقطع تیر برای اتصال با ثابت نگه‌داشتن مقطع ستون تا حد معینی پاسخ‌گوی نیاز خمشی است و اگر افزایش ارتفاع از این حد بیشتر شود، تیر از ستون قوی‌تر می‌شود و ستون قوی - تیر ضعیف رعایت نمی‌شود و مفصل خمیری در اتصال و ستون تشکیل می‌شود و کار نتیجه‌ی عکس می‌دهد. همان‌طور که انتظار می‌رفت، در تمامی نمونه‌ها، تیر قبل از ستون تسلیم شده و رفتار و عملکرد مناسبی در بارگذاری لرزه‌ی از خود نشان داده است. اتصال خمشی AW-RBS با رسیدن به دوران خمیری دست‌کم ۰٫۸٪ رادیان و افت مقاومتی کمتر از ۲۰٪ رسیده است، که بنابر ضوابط آیین‌نامه‌ی AISC برای اتصال خمشی ویژه، بارگذاری تا دوران خمیری ۰٫۴٪ رادیان و افت مقاومت کمتر از ۲۰٪ کفایت می‌کند، که این امر مبین قابلیت تأمین شکل‌پذیری بالای این اتصال است.^[۱۰]

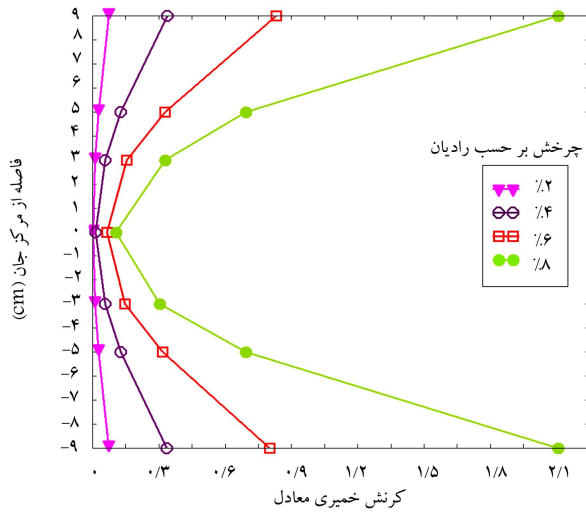
نتایج مدل‌سازی‌های چرخه‌ی دو نمونه‌ی مهم از اتصالات بررسی‌شده، اتصال RBS با جان موج‌دار و RBS با برش شعاعی بال تیر، در ناحیه‌ی مفصل خمیری نشان می‌دهند که مشارکت جان موج‌دار در ظرفیت لنگر خمیری به علت خاصیت آکاردئونی ورق‌های موج‌دار به صورت مؤثری کاهش می‌یابد و این امر باعث می‌شود که مفصل خمیری در ناحیه‌ی تضعیف‌شده‌ی تیر و با فاصله از بر ستون تشکیل شود، ولی در RBS با برش شعاعی بال به دلیل وجود جان صاف و نبود جان موج‌دار، جان تیر در دررفت‌های کمتری نسبت به RBS با جان موج‌دار شروع به کماتش موضعی کرده و مشارکت آن در کاهش ظرفیت لنگر خمیری افزایش و بازدهی اتصال نسبت به AW-RBS کاهش یافته است.

در شکل‌های ۱۲ الی ۱۵، پروفیل قائم و طولی کرنش محوری در ناحیه‌ی تضعیف‌شده برای تیر با اتصال RBS با جان موج‌دار و RBS با برش شعاعی بال تیر نشان داده شده است. این پروفیل براساس کانتورکرنش آنالیزشده توسط نرم‌افزار

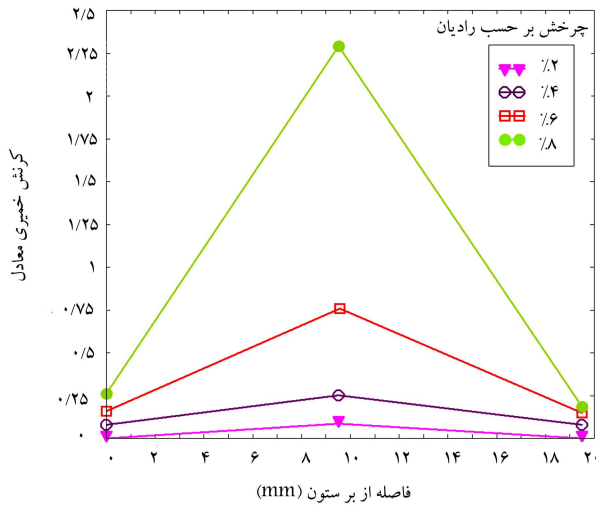


شکل ۱۰. پاسخ‌های اجزاء محدود بارگذاری چرخه‌یی.

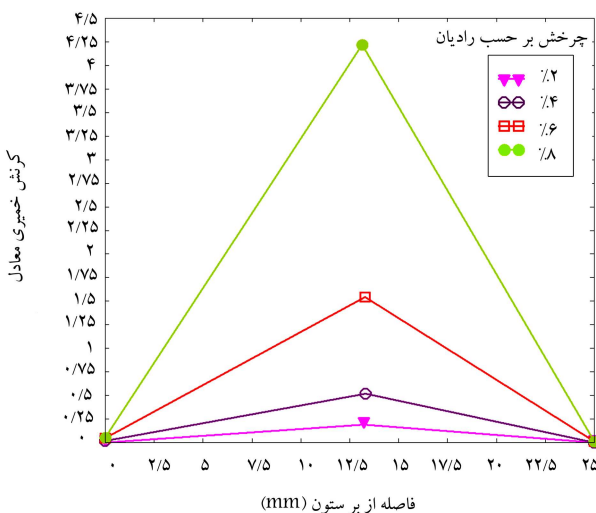
شکل ۹. پاسخ‌های اجزاء محدود بارگذاری چرخه‌یی.



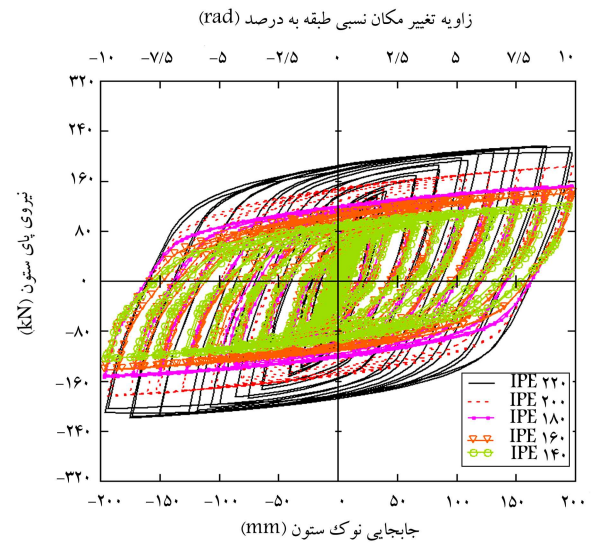
شکل ۱۳. پروفیل قائم کرنش محوری در ناحیه‌ی تضعیف‌شده‌ی تیر برای نمونه‌ی RBS.



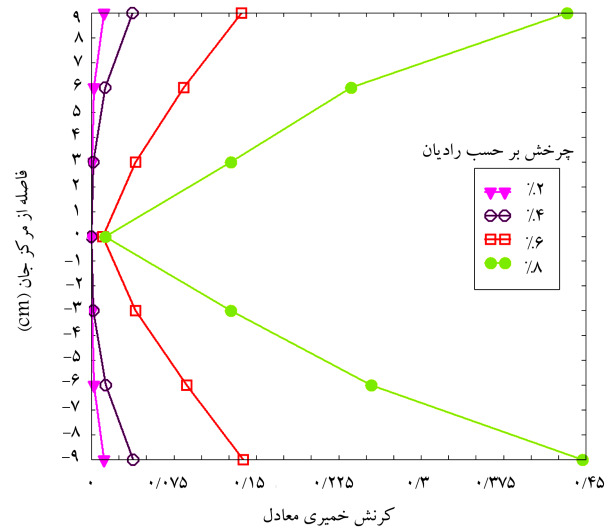
شکل ۱۴. پروفیل طولی کرنش محوری در ناحیه‌ی تضعیف‌شده‌ی تیر برای نمونه‌ی AW-RBS.



شکل ۱۵. پروفیل طولی کرنش محوری در ناحیه‌ی تضعیف‌شده‌ی تیر برای نمونه‌ی RBS.



شکل ۱۱. رفتار منحنی رفتاری نیرو-زاویه‌ی تغییر مکان نسبی طبقه برای تیرهایی با مقاطع دابل ایرانی.



شکل ۱۲. پروفیل قائم کرنش محوری در ناحیه‌ی تضعیف‌شده‌ی تیر برای نمونه‌ی AW-RBS.

در جان موج‌دار و بال تیر در مرکز ناحیه‌ی تضعیف‌شده‌ی تیر به دست آمده است. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که کرنش و در نتیجه تنش محوری در جان موج‌دار در مقایسه با بال تیر ناچیز است. البته کرنش در نزدیکی بال تیر به علت اثرات بال افزایش پیدا کرده است. این رفتار بیا نگر خاصیت آکاردئونی جان موج‌دار قرار گرفته در ناحیه‌ی تضعیف‌شده‌ی تیر است. همچنین با مقایسه‌ی نمودار کرنش خمیری در دو نمونه‌ی مهم، اتصال RBS با جان موج‌دار و RBS با برش شعاعی، می‌توان به‌طور واضح نقش ورق موج‌دار در کرنش خمیری را مشاهده کرد.

بررسی‌ها در این مطالعه نشان می‌دهند که مرز بیشینه‌ی افزایش ارتفاع تیر برای اتصال AW-RBS، برای ستونی با مقطع IPB260، مقطع تیر IPE180 است. با محاسبه‌ی نسبت اساس مقطع خمیری AW-RBS براساس مقطع خمیری ستون، به نسبتی مورد قبول برای اتصال خمشی صلب با مقطع AW-RBS رسیدیم، که در رابطه‌ی ۲ ارائه شده است. این رابطه را می‌توان به‌عنوان پیشنهاد برای اجرای

به RBS را کاهش می‌دهد و از وقوع شکست زودرس در محل اتصال بال تیر به ستون جلوگیری می‌کند.

• با توجه به تحمل چرخش خمیری $\theta_p = 8^\circ$ رادبان و کمیته‌ی افت مقاومت خمشی تحت بارگذاری لرزه‌یی برای اتصال AW-RBS، این اتصال در محدوده‌ی مدل‌سازی شده را می‌توان نسبت به RBS با برش شعاعی در قاب خمشی ویژه ترجیح داد.

• در تیرهای دابل، وجود جان‌ها به صورت موج‌دار در ناحیه‌ی کاهش یافته باعث به تأخیرانداختن کماتش جانبی و جانبی - پیچشی در بال و جان می‌شود که باعث افزایش کارایی اتصال AW-RBS است.

• به‌کار بردن اتصال AW-RBS در تیرهای دابل با مقطع ایرانی، باعث شکل پذیری، دوران خمیری و تقاضای تنش خمیری مطلوب‌تری در مقایسه با دیگر برش‌ها در جان و بال تیر می‌شود.

• استفاده از AW-RBS در مقاطع تیر IPE و ستون IPB برای جلوگیری از انتقال مفصل خمیری به اتصال و ستون، نیاز به کنترل دارد؛ که از بررسی لرزه‌یی نمونه‌های مدل‌شده به‌دست آمده است (رابطه‌ی ۲).

اتصالات AW-RBS در گام‌های کنترل برای اتصال AW-RBS اضافه کرد تا از تشکیل مفصل خمیری تیر و جلوگیری از رشد آن در ستون اطمینان حاصل کرد.

$$\frac{Z_{AW-RBS}}{Z_e} \leq 20\% \quad (2)$$

۸. نتیجه‌گیری

در این مطالعه، تأثیر به‌کارگیری نوع جدیدی از اتصال RBS که با تضعیف بال برای برش‌های مختلف در تیر دابل و تضعیف جان، که از ورق موج‌دار استفاده شده و حالت آکاردئونی به اتصال داده است، میزان کارایی و عملکرد لرزه‌یی این اتصال در تیرهای دابل با مقاطع ایرانی توسط نرم‌افزار اجزاء محدود شبیه‌سازی شده و این نتایج به دست آمده است:

• به‌کارگیری اتصال AW-RBS در مقایسه با RBS در تیرهای دابل، تقاضای کرنش خمیری در نزدیکی اتصال بال تیر به ستون در اتصال AW-RBS نسبت

پانوشتها

1. reduce beam section
2. flange local buckling
3. web local buckling
4. lateral - torsional buckling
5. haunch
6. cover plate
7. side plate
8. accordian web RBS
9. simulation is seeing before being

منابع (References)

1. Plumier, A. "New idea for safe structures in seismic zones", *Proc. IABSE Symposium - Mixed Structures Including New Materials*, Brussels, Belgium, pp. 431- 436 (1990).
2. Iwankiw, N. "Seismic design enhancements and the reduced beam section detail for steel moment frames", *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, *ASCE*, **9**(2), pp. 87-92 (2004).
3. Iwankiw, N. and Mohamadi, J. "Elastic in-plane stiffness for a circular cut reduced beam section", *Engineering Journal*, *AISC*, **41**(1), pp. 23-36 (2004).
4. Jin, J. and El-Tawil, S. "Seismic performance of steel frames with reduced beam section connections", *Jour-*

nal of Constructional Steel Research, **61**(4), pp. 453-471 (2005).

5. Chi, B. and Uang, C.M. "Cyclic response and design recommendations of reduced beam section moment connections with deep columns", *Journal of Structural Engineering*, **128**(4), pp 464-473 (2002).
6. Zhang, X. and Ricles, J.M. "Experimental evaluation of reduced beam section connections to deep columns", *Journal of Structural Engineering*, **132**(3), pp. 346-357 (2006).
7. Shen, J., Kitjasetanphun, T. and Srivanich, W. "Seismic performance of steel moment frames with reduced beam sections", *Engineering Structures*, **22**(8), pp. 968-983 (2000).
8. Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Imanpour, A. "Seismic performance of the accordion-web RBS connection", *Journal of Constructional Steel Research*, **66**(2), pp. 277-288 (2009).
9. ABAQUS/PRE V6.11.3 User manual. Hibbit, Carlson and Sorensen Inc. (2011).
10. FEMA 350, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, Washington (DC) (2000).
11. AISC/ANSI 341-05, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc. (2005).