

رفتار چرخه‌ای اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری

فرزانه حامدی^{۱*}، کیوان رحمانی^۲، سید بنیامین ادیب‌زاده^۳

- ۱- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)
- ۲- کارشناس ارشد مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)
- ۳- دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)

*hamed@eng.ikiu.ac.ir

تاریخ دریافت ۹۸/۶/۳۱ تاریخ پذیرش ۹۹/۶/۲۶

چکیده

مطابق با لزوم مبحث دهم لرزه‌ای مقررات ملی ساختمان، در اتصال ازپیش تأیید شده پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع (L/D) برای قاب‌های خمشی متوسط و ویژه نباید به ترتیب کمتر از ۷ و ۹ و همچنین ضخامت بال مقطع تیر نباید بیش‌تر از ۳۰ میلی‌متر منظور شود. از طرفی، گرچه عمق مقطع تیر به ۱۰۰۰ میلی‌متر محدود شده است، به دلیل ملاحظات معماری بیش‌تر از پدید آمدن آویز تیر در سقف اجتناب می‌شود. بنابراین، استفاده از این نوع اتصال از پیش تأیید شده در ساختمان‌های فولادی متداول به ویژه با دهانه‌های کمی بزرگ به دلیل تجاور نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع و یا ضخامت بال تیر از حدود آیین‌نامه‌ای با چالش مواجه شده است. در این پژوهش، برای بررسی اثر محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای بر رفتار چرخه‌ای این اتصال، دوازده نمونه با L/D برابر با ۱۲، ۹، ۷، ۶ و ضخامت بال تیر برابر با ۲۰، ۳۰، ۳۵ میلی‌متر مطالعه شدند. از حیث شکل‌پذیری، مبنای پذیرش اتصال صلب در مقررات ملی ساختمان رسیدن به دوران مانند تغییر مکان جانبی نسبی طبقه حداقل برابر با ۰/۰۴ در قاب‌های خمشی ویژه و ۰/۰۲ در قاب‌های خمشی متوسط بدون افت قابل توجه مقاومت است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که به کارگیری این نوع اتصال در قاب‌های خمشی ویژه با L/D برابر با ۷ و افزایش ضخامت بال مقطع تا ۳۵ میلی‌متر حد شکل‌پذیری زیاد را تأمین نموده و بنابراین قابل قبول است. همچنین اتصالی که ضخامت بال مقطع تیر آن به ۳۰ میلی‌متر محدود شده است تا L/D برابر با ۱۲ شکل‌پذیری مد نظر مقررات ملی برای قاب‌های خمشی ویژه را برآورده می‌نماید. در خصوص قاب‌های خمشی متوسط نیز به کارگیری اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری با نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع تا ۱۲ و ضخامت بال تیر تا ۳۵ میلی‌متر حدود شکل‌پذیری مربوط به قاب‌های خمشی متوسط را برآورده نموده و بنابراین قابل قبول است.

واژگان کلیدی: اتصال گیردار پیچی فولادی، رفتار چرخه‌ای، الزامات لرزه‌ای، شکل‌پذیری

۱- مقدمه

بررسی دقیق عملکرد اتصالات در سازه فولادی از اهمیت بسیاری برخوردار است و عدم دقت در طراحی اتصالات نه تنها موجب خرابی در خود اتصال می‌شود بلکه آثار مخربی نیز بر دیگر اعضای سازه خواهد داشت [1, 2]. یکی از انواع پرکاربرد اتصالات صلب، اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های زیرسری و روسری (BFP) است که در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران نیز به عنوان یکی از اتصالات از پیش تأیید شده ذکر شده است. در پژوهش‌های شنایدر و تیراپاربوانگ در سال ۲۰۰۰، هشت نمونه از این نوع اتصال با مقیاس کامل بررسی شده است که معیار قابل قبول شکل‌پذیری را برآورده نموده است. با این حال، اندازه مقطع تیر به $W24 \times 68$ و $W30 \times 99$ محدود شده است [3]. ساتو و همکاران در سال ۲۰۰۷ پژوهش آزمایشگاهی با مقیاس کامل روی اتصالاتی با مقاطع $W30 \times 108$ و $W30 \times 148$ و $W36 \times 150$ انجام داده و رفتار اتصال در تمامی نمونه‌ها را در محدوده شکل‌پذیر گزارش داده‌اند. با این وجود، ضخامت بال تیر به ۳۰ میلی‌متر محدود شده و نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع (L/D) برای قاب خمشی متوسط و ویژه برابر با ۱۲ در نظر گرفته شده است [4].

همچنین پژوهش‌های لی و همکاران در سال ۲۰۱۲ نشان داد که رفتار اتصال BFP حول محور ضعیف تیر نیز لزوم دوران مانند تغییر مکان نسبی طبقه تا ۰/۰۴ را برآورده می‌سازد [5]. از سوی دیگر، در مقایسه‌ای بین اتصالات گیردار از پیش تأیید شده در مبحث دهم، صاحبی و ورمقانی در سال ۱۳۹۵ نشان دادند که اتصال BFP در مقابل خرابی پیش‌رونده نسبت به اتصال تقویت نشده جوشی (WUF-W) و همچنین اتصال فلنجی چهار پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP) دارای عملکرد بهتری است [6]. در بخش الزامات لرزه‌ای مبحث دهم برای اتصال BFP محدودیت ۳۰ میلی‌متر برای ضخامت بال تیر در نظر گرفته شده است. مطابق با این الزامات نسبت دهانه به عمق نباید برای قاب خمشی ویژه کمتر از ۹ و برای قاب خمشی متوسط کمتر از ۷ در نظر گرفته شود [7].

در آیین‌نامه ANSI/AISC 358-16 نیز اتصال BFP از پیش تأیید شده تلقی شده و محدودیت ۲۵ میلی‌متر برای ضخامت بال

مقطع تیر در نظر گرفته شده است. محدودیت مربوط به نسبت L/D در آیین‌نامه ANSI/AISC 358-16 و مبحث دهم مشابه است [8]. احمدی جازانی در سال ۲۰۱۷ با مطالعه عددی اتصال مستقیم تیر دارای سوراخ در بال به ستون نشان داد که کاهش نسبت دهانه به عمق از حدود ۷ تا حدود ۳ موجب افزایش ۱۰۰ درصدی کرنش پلاستیک معادل در جوش نفوذی با وجه ستون و افزایش حدود ۷۶ درصدی کرنش پلاستیک معادل در اطراف سوراخ‌ها می‌شود [9]. حلوی و هتاج در سال ۲۰۱۹ در پژوهشی نشان دادند که کمیت بدون بعد نسبت دهانه به عمق شاخص مناسبی برای پیش‌بینی تمام مدهای شکست اتصال BFP است [10]. نظر به سهولت استفاده از این نوع اتصال در قاب‌های خمشی، دو محدودیت مذکور شامل کمترین نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع (L/D) و همچنین بیشترین ضخامت بال تیر (t_{fb}) موجب عدم امکان استفاده از این نوع اتصال در بعضی قاب‌های خمشی با ابعاد متداول شده است. در دهانه‌های کوچک و متوسط، تعیین کمینه برای نسبت L/D باعث محدود شدن عمق مقطع شده و در نتیجه ممکن است مقطع انتخابی از نظر اقتصادی بهینه نباشد. همچنین، گاهی به دلیل محدودیت‌های معماری از تخصیص تیرهایی با عمق زیاد در دهانه‌های بزرگ اجتناب شده و طراح سازه مجبور به تأمین اساس مقطع مورد نیاز با افزایش ضخامت بال تیر می‌شود. پس، هدف از این پژوهش، امکان‌سنجی کاهش کمترین نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع در قاب‌های خمشی ویژه از ۹ به ۶ و افزایش بیشترین ضخامت بال تیر از ۳۰ میلی‌متر به ۳۵ میلی‌متر است

۲- روش‌ها و مدل‌های مطالعه شده

۲-۱- روش‌ها

مدلسازی عددی در نرم‌افزار آباکوس انجام شده و از المان Sell، نوع S4R برای مدل‌سازی تیر و ورق‌های زیرسری و روسری و از المان Solid، نوع C3D8R برای مدل‌سازی ورق تکی جان و پیچ‌ها استفاده شده است.

در مدل‌سازی، رفتار مصالح به صورت دو خطی مدل شده و برای فولاد از معیار تنش فون میزز استفاده شده است. همچنین با توجه به بارگذاری چرخه‌ای برای تیر و ستون و ورق‌های

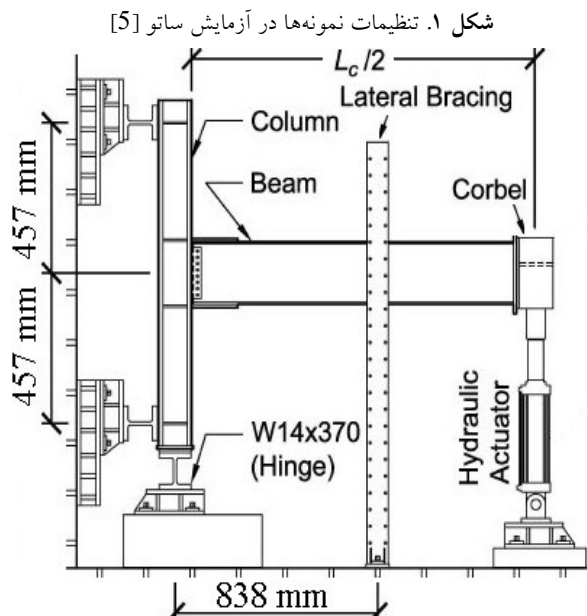


Fig. 1. Setup of the samples in Sato's study [5]

جدول ۱. مشخصات قید تماسی معرفی شده

Contact surfaces	Tangential definition	friction coefficient	Orthogonal definition
Two steel surfaces	Penalty	0.2	Hard contact penalty

Table 1. Contact-constraint properties defined

جدول ۲. نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها

Bolt category	Post tensioning force (MPa)	Nominal diameter (mm)
A325	193	12.7
A490	476	25.4

Table 2. Post tensioning force of the bolts

شکل ۲. ترتیب بارگذاری AISC 341-16

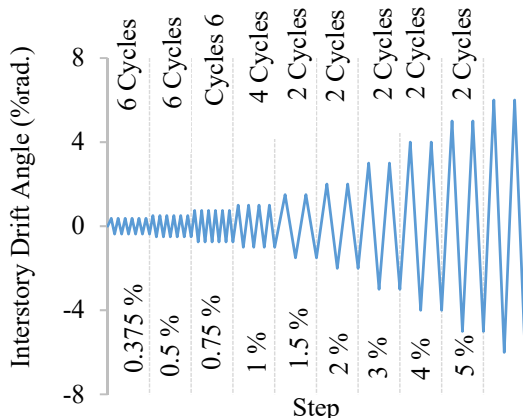


Fig. 2. AISC 341-16 Loading Sequence

روسی و زیرسری و ورق تکی جان قانون سخت‌شدگی Kinematic به کار گرفته شده [11] و با توجه به ناچیز بودن رفتار پلاستیک در پیچ‌ها، برای پیچ‌ها از قانون سخت‌شدگی Isotropic استفاده شده است. برای اتصال جوشی به دلیل پیوستگی و عدم گسیختگی در جوش از قید Tie استفاده شده است. برای معرفی رفتار سطوح در تماس با یکدیگر (مهره و بدنه پیچ با تیر و ورق‌های روسری و زیرسری و تیر با ورق‌های روسری و زیرسری) از قید Contact استفاده شده است. در این مورد برای تماس ورق‌های روسری و زیرسری با تیر و کلگی پیچ و مهره با تیر و ورق‌های روسری و زیرسری که از ابتدا در تماس بوده‌اند از تماس به صورت سطح به سطح و برای تماس بدنه پیچ به تیر و ورق‌های روسری و زیرسری که پس از لغزش در تماس قرار گرفته‌اند از تماس به صورت گره به سطح استفاده شده و حالت لغزش کوچک (Small) در نظر گرفته شده است. مشخصات تماس برای قیدهای تماسی در جدول (۱) آورده شده است. مطابق با شکل (۱) در مدل‌سازی شرایط تکیه‌گاهی، انتهای تیر در جهت x مقید و در جهت y به آن تغییر مکان اعمال شده و چرخش حول محورهای y و z نیز بسته شده است. در بالای ستون، تغییر مکان در جهت x و z و دوران حول محور z و y بسته شده است و تغییر مکان پایین ستون در تمام جهات و دوران حول محورهای y و z مقید و در نقاط مهار جانبی، تغییر مکان در جهت x و دوران حول محورهای z و y نیز بسته شده است. نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها طبق جدول (۲) در یک گام اعمال شده [4] و در گام دوم مطابق با شکل (۲) که پروتکل بارگذاری ANSI/AISC 341-16 را نشان می‌دهد، جابه‌جایی به انتهای تیر اثر می‌نماید. برای اعمال نیروی پیش‌تندگی با استفاده از Bolt Load، روش Dynamic implicit با تحلیل شبه‌استاتیکی به کار رفته و برای اعمال بارگذاری چرخه‌ای از روش Static general استفاده شده است.

۲-۲- مدل‌های مورد مطالعه

۱۲ نمونه مختلف با تغییر در ضخامت بال تیر (t_{fb}) و نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع (L/D) طراحی و مدل شده و رفتار آنها با هم مقایسه می‌شود. مشخصات مکانیکی قطعات فولادی و پیچ‌ها در جدول (۳) قابل مشاهده است. اندازه پیچ‌ها و نیروی پیش‌تندگی مربوطه در جدول (۴) و وجه تمایز نمونه‌ها در جدول (۵) قابل ملاحظه است.

جدول ۵. وجه تمایز نمونه‌های مدل شده

Specimens ID	t_{fb} (mm)	L/d
A1	20	12
A2	30	12
A3	35	12
B1	20	9
B2	30	9
B3	35	9
C1	20	7
C2	30	7
C3	35	7
D1	20	6
D2	30	6
D3	35	6

Table 5. Differences of modeled specimens

جزئیات تمام نمونه‌ها نیز به طور تجمعی در شکل (۳) نشان داده شده است. همچنین جزئیات هر کدام از نمونه‌ها در جدول (۶) آورده شده که در جدول مذکور b_{fc} ، d_c ، t_{fc} ، t_{wc} ، b_{fb} ، d_b ، t_{fb} ، t_{wb} ، t_{pf} ، L_{pf} ، n_{bpf} ، d_{bpf} ، b_{pw} ، L_{pw} ، t_{pw} ، n_{bpw} و d_{bpw} به ترتیب معرف عرض بال ستون، ارتفاع مقطع ستون، ضخامت بال ستون، ضخامت جان ستون، عرض بال تیر، عمق مقطع تیر، ضخامت بال تیر، ضخامت جان تیر، ضخامت ورق زیرسری یا روسری، طول ورق زیرسری یا روسری، قطر پیچ‌های ورق زیرسری یا روسری، عرض ورق اتصال جان، طول ورق اتصال جان، ضخامت ورق اتصال جان، تعداد پیچ‌های ورق اتصال جان و قطر پیچ‌های ورق اتصال جان است.

جدول ۳. مشخصات مکانیکی قطعات فولادی و پیچ‌ها

Yield stress (MPa)	Ultimate stress (MPa)	Young modulus (MPa)	Steel type
240	370	210000	ST 37 (Plates)
900	1000	210000	A490 (Bolts)

Table 3. Mechanical properties of steel pieces and bolts

جدول ۴. نیروی پیش‌تندگی پیچ‌های A490 [7]

Post tensioning force(KN)	Nominal diameter (mm)
257	24
334	27

Table 4. Post tensioning forces of A490 bolts [7]

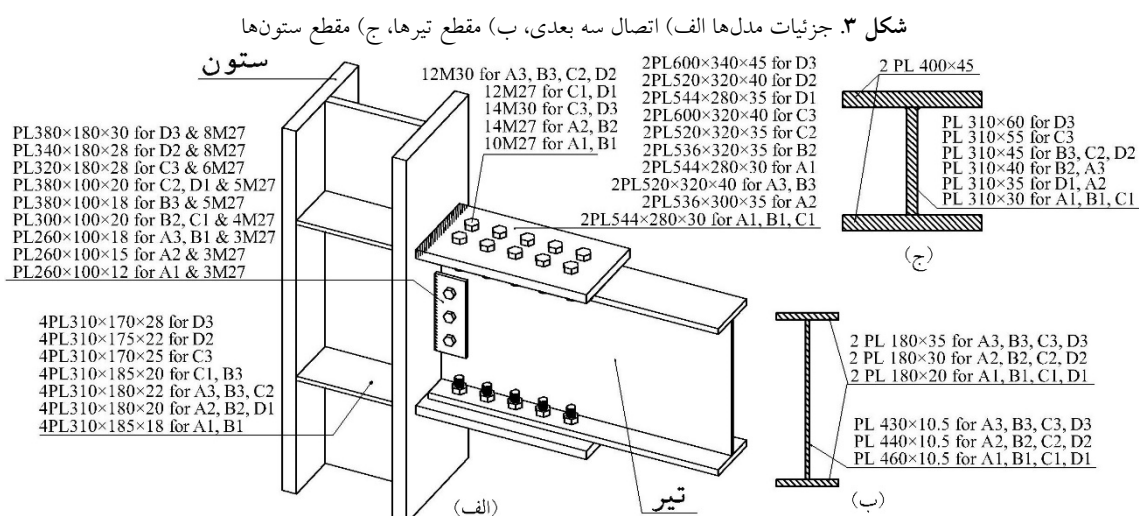


Fig. 3. Details of specimens, (a) 3D connection, (b) Beam section, (c) Column section

جدول ۶. جزئیات اتصالات مدل شده

Models		Column				Beam				Top/ Bottom Plate				Web Plate				
Row	ID	b _{fc}	d _c	t _{fc}	t _{wc}	b _{fb}	d _b	t _{fb}	t _{wb}	t _{pf}	L _{pf}	n _{bpf}	d _{bpf}	b _{pw}	L _{pw}	t _{pw}	n _{bpw}	d _{bpw}
1	A1	400	400	45	30	180	500	20	10.5	30	544	10	24	100	260	12.5	3	24
2	A2	400	400	45	35	180	500	30	10.5	35	536	14	24	100	260	15	3	24
3	A3	400	400	45	40	180	500	35	10.5	40	520	12	27	100	260	17.5	3	24
4	B1	400	400	45	30	180	500	20	10.5	30	544	10	24	100	260	17.5	3	24
5	B2	400	400	45	40	180	500	30	10.5	35	536	14	24	100	300	20	4	24
6	B3	400	400	45	45	180	500	35	10.5	40	520	12	27	100	380	17.5	5	24
7	C1	400	400	45	30	180	500	20	10.5	30	544	12	24	100	300	20	4	24
8	C2	400	400	45	45	180	500	30	10.5	35	520	12	27	100	380	20	5	24
9	C3	400	400	45	55	180	500	35	10.5	40	600	14	27	176	320	27.5	6	24
10	D1	400	400	45	35	180	500	20	10.5	35	544	12	24	100	380	20	5	24
11	D2	400	400	45	45	180	500	30	10.5	40	520	12	27	176	340	27.5	8	24
12	D3	400	400	45	60	180	500	35	10.5	45	600	14	27	176	380	30	8	24

Table 6. Details of modeled connections

شکل ۴. جزئیات نمونه آزمایشگاهی (الف) نمای اتصال، (ب) ورق روسری و

زیرسری، (ج) بال تیر [5]

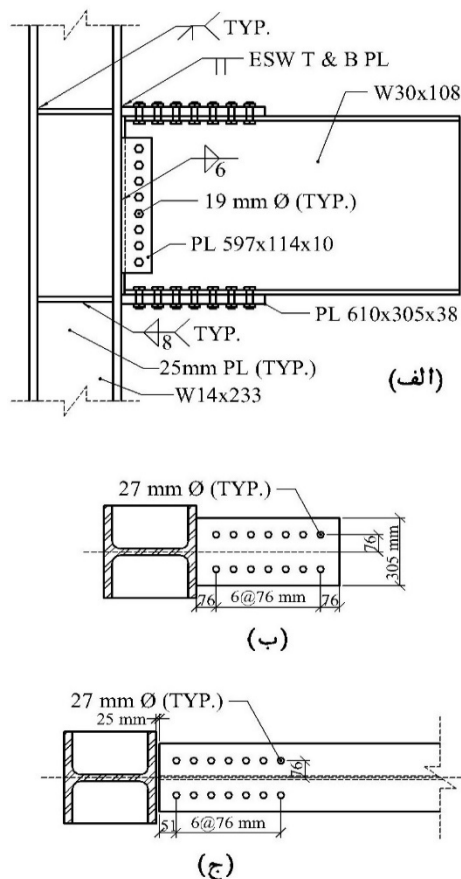


Fig. 4. Details of experimental specimen, (a) Connection view, (b) Top and Bottom plates, (c) Beam flange [5]

۳- درستی آزمایشی

با توجه به اهداف پژوهش برای درستی آزمایشی ابتدا نمونه‌ای با الگوبرداری از نمونه آزمایش ساتو و همکاران [5] در محیط نرم‌افزار آباکوس تهیه شد.

شکل (۴) مشخصات نمونه مدل شده برای درستی آزمایشی مطابق با پژوهش ساتو و همکاران را نشان می‌دهد و مشخصات مقاطع تیر و ستون و ورق‌های روسری و زیرسری در جدول (۷) قابل مشاهده است.

با تحلیل مدل ساخته شده در محیط نرم‌افزار Abaqus، نمودار هیسترسیز بار وارده نسبت به تغییر مکان انتهای تیر نمونه آزمایشگاهی و اجزاء محدود روی هم قرار داده شدند. مقایسه بین نتایج حاصل از تحلیل نرم‌افزاری و بارگذاری آزمایشگاهی در شکل (۵) قابل مشاهده است.

جدول ۷. مشخصات مکانیکی فولاد

Member	Section	ASTM	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	ϵ_u (%)
Column	W14×233	A992	355	527	28
Beam	W30×108	A992	359	534	30
Bottom/ Top Plate	Plate	A572	417	603	25
Continuity Plate	Plate	A572	391	554	20

Table 7. Mechanical characteristics of steel

شکل ۶. مقایسه تغییر شکل و مد خرابی در الف) نمونه تحلیلی با نرم‌افزار، ب) نمونه آزمایشگاهی

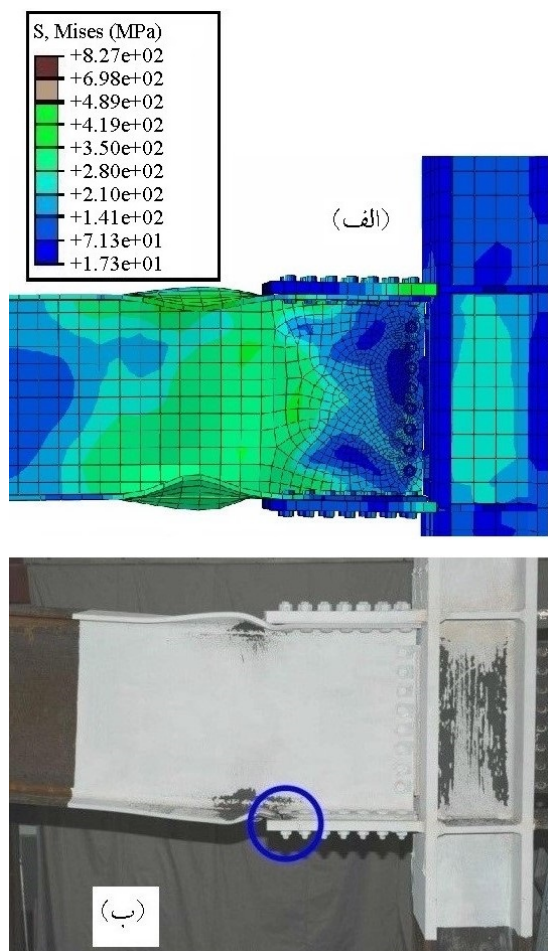


Fig. 6. Deformation and failure mode Comparison, (a) FE model, (b) Experimental specimen

۳- نتایج

در این پژوهش ۱۲ مدل اتصال BFP با نسبت‌های مختلف در L/D و ضخامت بال تیر، بارگذاری و تحلیل عددی شده‌اند. نمودارهای هیسترسیز تولید شده تقریباً مشابه بوده و مد تسلیم شدن تیرها نیز کماتش بال فشاری و تسلیم بال کششی است و در هیچ یک از نمونه‌ها تسلیم پیچ رخ نداده است. نتایج بدست آمده در پنج قسمت شامل مقایسه نمونه‌ها بر اساس ضخامت بال تیر، مقایسه نمونه‌ها بر اساس نسبت L/D ، تنش در ورق‌های زیرسری و روسری، گیرداری و شکل‌پذیری نمونه‌ها و تشکیل مفصل پلاستیک طبقه‌بندی شده است.

شکل ۵. مقایسه منحنی هیسترسیز نمونه آزمایشگاهی و نمونه اجزای محدود

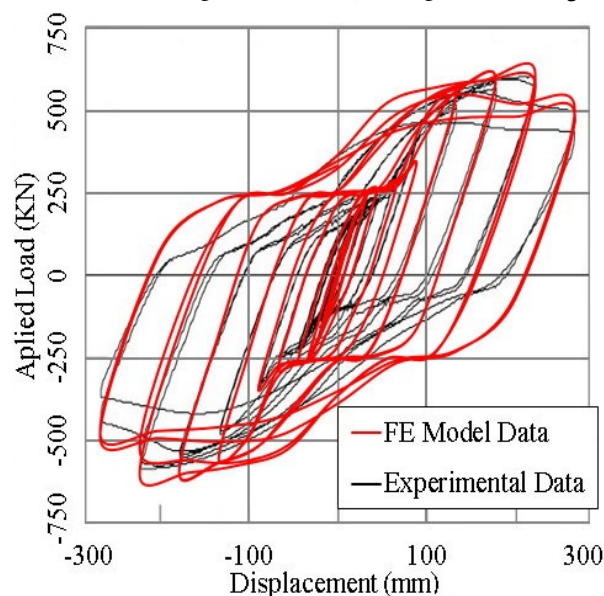


Fig. 5. Comparison between experimental and FE hysteresis curves

مشاهده می‌شود که نمودار مربوط به نمونه اجزاء محدود نسبت به نمونه آزمایشگاهی دارای اختلاف قابل قبولی بوده و رفتار کلی این دو نمونه مشابه یکدیگر است. بیشینه نیروی اعمالی به ترتیب در تحلیل عددی حدود ۶۱۰ کیلونیوتن و در نمونه آزمایشگاهی حدود ۵۷۵ کیلونیوتن است. این اختلاف نیز شاید به دلیل عدم دسترسی به بعضی مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی در آزمایشگاه مانند مشخصات قید تماسی و خطاهای آزمایشگاهی باشد. اگرچه در نمونه آزمایشگاهی پدیده لاغر شدگی (Pinching effect) بیشتر از نمونه عددی رخ داده است، مقایسه شکل خرابی نمونه آزمایشگاهی و نمونه اجزاء محدود که در شکل (۶) قابل مشاهده است، حاکی از یکسان بودن مد خرابی در هر دو نمونه است. پس روش استفاده شده دارای درستی کافی بوده و برای مدل‌سازی سایر نمونه‌ها مناسب است.

حدود ۰/۰۱ رادیان دارای رفتار ارتجاعی بوده و پس از آن بدون افت ظرفیت تا دوران ۰/۰۶ رادیان رفتاری فرا ارتجاعی دارند. با توجه به شکل پذیری کافی در اتصال، بارگذاری چرخه‌ای پس از دوران ۰/۰۶ رادیان ادامه نیافته است.

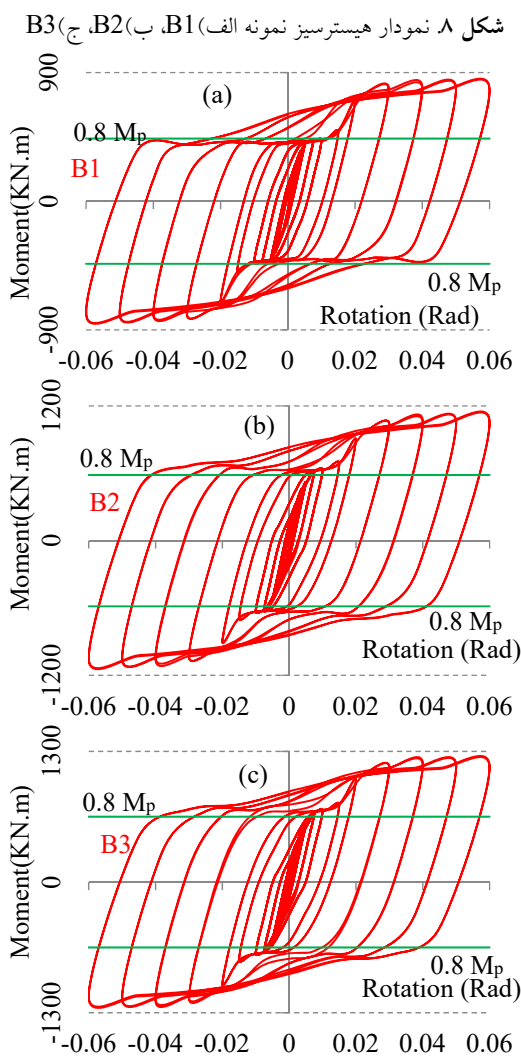


Fig. 8. Hysteresis curves, (a) B1, (b) B2, (c) B3

پس در نمونه‌های B نیز هیچ زوال مقاومتی تا دوران ۰/۰۶ رادیان مشاهده نشده و در نتیجه عملاً استفاده از ضخامت بال ۳۵ میلی‌متر برای $L/D=9$ حتی در قاب‌های خمشی ویژه نیز مجاز به نظر می‌رسد.

مطابق با شکل‌های (۹ الف، ب و ج) نمونه‌های C1، C2 و C3 تا دوران حدود ۰/۰۱ رادیان تغییر شکل ارتجاعی داشته و سپس تا دوران نظیر تغییر مکان نسبی طبقه برابر با ۰/۰۴ رادیان تغییر شکل فرا ارتجاعی داشته و پس از آن ظرفیت دورانی

۳-۱- مقایسه نمونه‌ها بر اساس ضخامت بال تیر

در نمونه‌های A1، A2 و A3 حداکثر مقاومت در دوران ۰/۰۶ رادیان رخ داده است. نمودار هیسترسز در شکل‌های (۷ الف، ب و ج) نشان می‌دهد که هر سه نمونه از دوران حدود ۰/۰۱ تا ۰/۰۶ رادیان تغییر شکل فرا ارتجاعی داشته و افت مقاومتی ندارند.

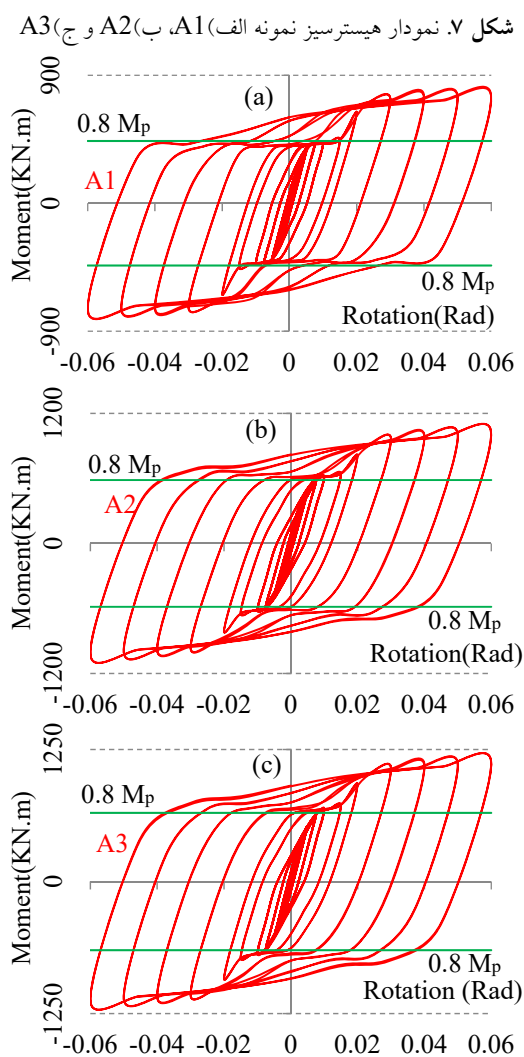


Fig. 7. Hysteresis curves, (a) A1, (b) A2, (c) A3

مشاهده می‌شود که در نمونه‌های A که در آن‌ها $L/D=12$ کاهش مقاومتی حتی تا دوران ۰/۰۶ رادیان وجود ندارد و استفاده از ضخامت بال تیر برابر با ۳۵ میلی‌متر برای نمونه A3 امکان‌پذیر به نظر می‌رسد.

در نمونه‌های B1 و B2 و B3، با بررسی نمودارهای هیسترسز به ترتیب در شکل (۸ الف، ب و ج) مشاهده می‌شود که نمونه‌ها تا دوران نظیر تغییر مکان نسبی طبقه در

تغییر شکل فرا ارتجاعی هستند و سپس ظرفیتش کاهش می‌یابد. با توجه به نمودار هیسترسز شکل (۱۰ ج) مشاهده می‌شود که نمونه D3 ابتدا تا دوران ۰/۰۱ رادیان تغییر شکل ارتجاعی داشته و سپس تا تغییر مکان نسبی برابر با ۰/۰۳ رادیان تغییر شکل فرا ارتجاعی دارد. مشخص است که دوران فرا ارتجاعی قبل از افت مقاومت کمتر از ۰/۰۳ رادیان است.

در نمونه‌های D یعنی $L/D=6$ قبل از دوران ۰/۰۴ رادیان کاهش مقاومت مشاهده می‌شود و نمونه D3 قبل از رسیدن به دوران ۰/۰۴ رادیان دچار کاهش مقاومت می‌شود اما به محدوده زیر $0.8M_p$ نمی‌رسد. بنابراین این نمونه ضوابط قاب‌های خمشی متوسط را مطابق با الزامات لرزه‌ای مبحث دهم دارا است. در نتیجه به نظر می‌رسد اگرچه استفاده از $L/D=6$ و ضخامت بال تیر برابر با ۳۵ میلی‌متر برای قاب‌های خمشی ویژه (SMF) نیاز به مطالعات بیشتری دارد، اما برای قاب‌های خمشی متوسط (IMF) قابل استفاده است.

شکل ۱۰. نمودار هیسترسز نمونه الف (D1)، ب (D2) و ج (D3)

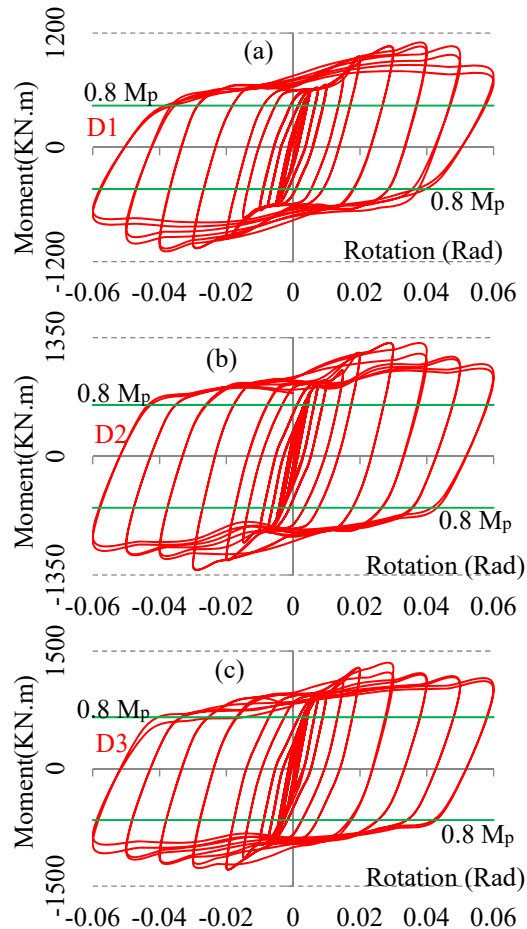


Fig. 10. Hysteresis curves, (a) D1, (b) D2, (c) D3

اتصال کاهش می‌یابد که اگرچه این کاهش در نمونه‌های C2 و C3 مشهودتر است اما افت مقاومت خمشی اتصال به محدوده $0.8M_p$ نمی‌رسد.

شکل ۹. نمودار هیسترسز نمونه الف (C1)، ب (C2) و ج (C3)

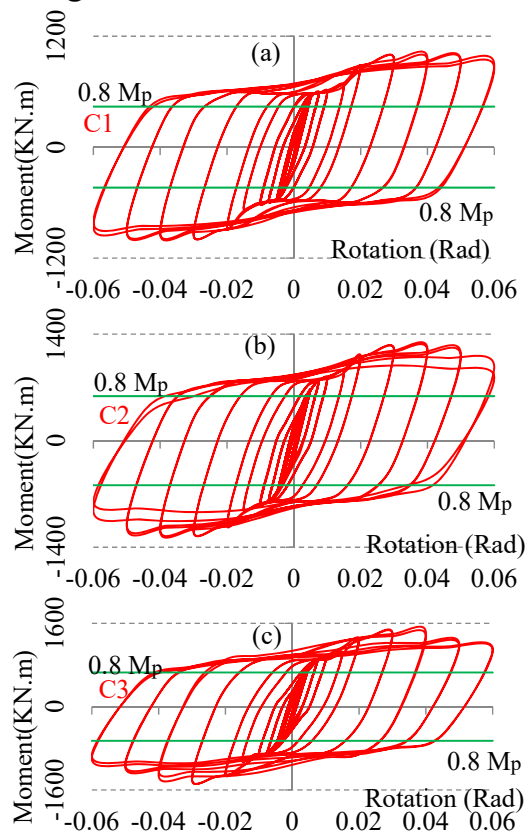


Fig. 9. Hysteresis curves, (a) C1, (b) C2, (c) C3

در نمونه‌های C یعنی $L/D=7$ بعد از دوران ۰/۰۴ رادیان کاهش مقاومت مشاهده شده است. در نمونه C3 که ضخامت بال ۳۵ میلی‌متر است مقدار لنگر از ۱۴۱۰ کیلو نیوتون.متر در دوران ۰/۰۴ رادیان به ۱۱۰۰ کیلو نیوتون.متر در دوران ۰/۰۶ رادیان رسیدن است. البته باز هم با توجه به ضوابط لرزه‌ای مبحث دهم مقررات ساختمان از آنجا که تا دوران ۰/۰۴ رادیان کاهش قابل توجهی در مقاومت نمونه صورت نپذیرفته است و مقاومت اتصال به حد $0.8M_p$ نرسیده است. پس استفاده از این نوع اتصال با $L/D=7$ و ضخامت بال تیر برابر با ۳۵ میلی‌متر حتی برای قاب‌های خمشی ویژه نیز مناسب است.

همچنین مطابق با شکل‌های (۱۰ الف و ۱۰ ب) نمونه‌های D1 و D2 پس از تغییر شکل ارتجاعی تا دوران نظیر تغییر مکان نسبی طبقه حدود ۰/۰۱ رادیان تا دوران ۰/۰۴ رادیان دارای

۳-۲- مقایسه نمونه‌ها بر اساس L/D

با مقایسه ظرفیت نمونه‌های مشابه با L/D متغیر درمی‌یابیم که کاهش L/D باعث افزایش مقاومت اتصال می‌شود. البته این موضوع در اولین بار به دلیل کاهش لنگر وارد شده به اتصال بدیهی به نظر می‌رسد. با این حال، افزایش ظرفیت مقطع اندازه شیب بیشتری نسبت به کاهش L/D دارد. برای نمونه با مشاهده نمودار هیسترسیز در شکل (۷ الف) مربوط به نمونه A1 و شکل (۹ الف) مربوط به نمونه C1 مشخص می‌شود که با وجود یکسان بودن مقطع تیر، مقطع ستون و ضخامت و ابعاد ورق‌های روسری و زیرسری هر دو اتصال، رابطه (۱) برقرار است. مقایسه بقیه نمونه‌های مشابه نیز همین ویژگی را نشان می‌دهد.

$$\frac{M_{0.04A1}}{M_{0.04C1}} = 1.35 < \frac{(\frac{L}{D})_{A1}}{(\frac{L}{D})_{C1}} = 1.71 \quad (1)$$

از سوی دیگر، با کاهش L/D محدوده تغییر شکل فرا ارتجاعی نمونه نیز با شیب بیشتری کاهش می‌یابد. برای مثال با ملاحظه منحنی نمونه‌های A1 و C1 مشخص می‌شود که طول ناحیه فرا ارتجاعی در نمونه A1 بیشتر از طول مذکور در نمونه C1 است. بنابراین، اگرچه با کاهش L/D ظرفیت اتصال افزایش می‌یابد ولی به دلیل کاهش محدوده فرا ارتجاعی ممکن است اتصال مذکور قابل استفاده در قاب خمشی ویژه نیست.

۳-۳- تنش در ورق‌های زیرسری و روسری

جدول (۸) که حاوی تنش فون میزز در ورق‌های زیرسری و روسری نمونه‌ها است، نشان می‌دهد که رفتار قابل توجه فرا ارتجاعی در ورق‌های مذکور دیده نشده و تنش موجود در حدود تنش تسلیم فولاد است.

جدول ۸. پیشینه تنش ورق‌های زیرسری و روسری

Specimens ID	Maximum stress(MPa)
A1	247
A2	254
A3	250
B1	246
B2	249
B3	249
C1	246
C2	249
C3	248
D1	248
D2	241
D3	244

Table 8. Maximum stress in top & bottom plates

۳-۴- گیرداری و شکل‌پذیری نمونه‌ها

طبق الزامات آیین‌نامه ANSI/AISC 341-16 ظرفیت دوران نظیر تغییر مکان جانبی نسبی در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه به ترتیب برابر با ۰/۰۲ و ۰/۰۴ رادیان بوده و نباید مقاومت اتصال در حد دورانی مذکور کمتر از ۸۰٪ لنگر پلاستیک تیر باشد. همچنین مطابق با الزامات لرزه‌ای مبحث دهم و تذکر بخش تفسیر آیین‌نامه ANSI/AISC 341-16، برای قاب‌های خمشی ویژه باید حدود ۰/۰۳ رادیان از دوران اتصال در ناحیه فرا ارتجاعی قرار داشته باشد. با توجه به شکل‌های (۶ تا ۹) مشاهده می‌شود که تمام نمونه‌ها مقاومت کافی برای استفاده در قاب خمشی ویژه را دارند. برای بررسی شکل‌پذیری نمونه‌ها از شاخص متعارف شکل‌پذیری که در رابطه (۲) تعریف شده است استفاده می‌شود. [12]

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

در رابطه (۲)، m شاخص شکل‌پذیری، θ_s دوران متناظر با لنگر الاستیک و θ_u دوران نهایی اتصال است. برای نمونه، با توجه به شکل (۱۱) که پوش منحنی هیسترسیز لنگر-دوران نمونه A1 است، مقدار شاخص شکل‌پذیری برابر با ۵/۵ بدست می‌آید.

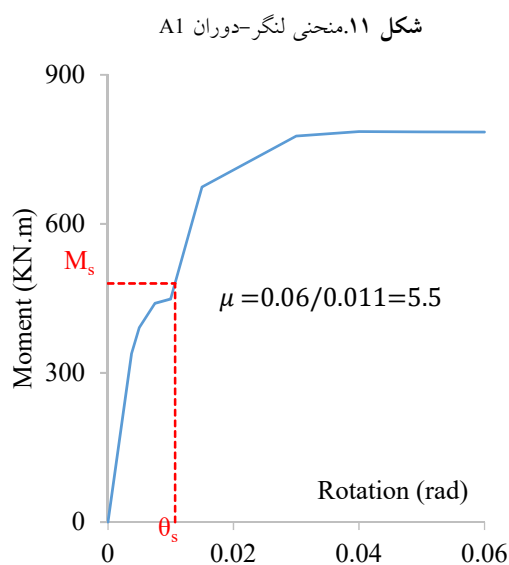


Fig. 11. Moment-Rotation curve of A1

جدول ۹. شکل پذیری نمونه‌ها

Model ID	m	m _n
A1	5.5	6.2
A2	4.0	5.8
A3	3.9	5.9
B1	4.1	6.5
B2	4.8	6.4
B3	6.0	6.6
C1	15.9	8.8
C2	12.8	15.7
C3	13.3	11.4
D1	15.7	15.0
D2	15.3	14.2
D3	15.0	13.7

Table 9. Ductility of specimens

۳-۵- محل تشکیل مفصل پلاستیک

مطابق با شکل (۱۳)، مقادیر تنش فون میزز برای نمونه A1 در محدوده ۴۵ تا ۵۲ سانتی‌متری روی تیر از بر ستون از حد تسلیم عبور کرده است. پس در این ناحیه مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود. در شکل (۱۴) که نمونه A2 را نشان می‌دهد در فاصله ۴۲ تا ۶۲ سانتی‌متری روی تیر از بر ستون تنش‌ها از تنش تسلیم تجاوز نموده، بنابراین مفصل پلاستیک نیز در این ناحیه تشکیل می‌شود. همچنین طبق شکل (۱۵) مربوط به نمونه A3 در فاصله ۴۰ تا ۶۵ سانتی‌متری روی تیر از بر ستون تنش در تیر بیشتر از تنش تسلیم بوده، بنابراین مطابق با انتظار مفصل پلاستیک در این ناحیه تشکیل می‌شود.

شکل ۱۳. توزیع تنش در نمونه A1 (Pa)

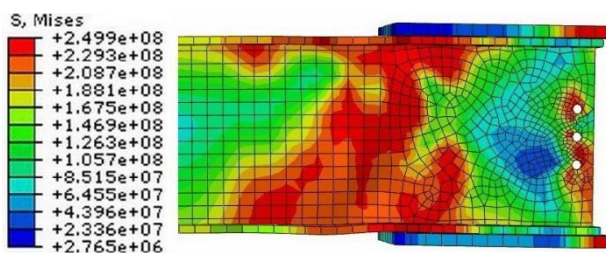


Fig. 13. Stress distribution in A1 (Pa)

برای در نظر گرفتن شکل‌پذیری بر پایه مفهوم جذب انرژی نیز از شاخص نامان و جیانگ^۱ که مطابق رابطه (۳) قابل مشاهده است، استفاده شده است. [13]

$$\mu_n = \frac{1}{2} \left(\frac{E_t}{E_{el}} + 1 \right) \quad (3)$$

در رابطه (۳) m_n شاخص شکل‌پذیری نامان، E_t کل سطح زیر نمودار منحنی بار-تغییر شکل و E_{el} سطح زیر قسمت باربرداری منحنی بار-تغییر شکل است. برای نمونه، با توجه به شکل (۱۲) که پوش منحنی هیسترسیز نیرو-تغییر شکل نمونه A1 است، مقدار شاخص شکل‌پذیری نامان برابر با $6/2$ بدست می‌آید. با توجه به جدول (۹) که در آن شاخص شکل‌پذیری همه نمونه‌ها مطابق با روابط (۳ و ۴) درج شده است مشاهده می‌شود که در بیشتر نمونه‌ها با افزایش ضخامت بال تیر شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. به دلیل عدم افت مقاومت اتصال بیش از ۲۰٪ لنگر پلاستیک تیر، برای تمام نمونه‌ها مقدار θ_u برابر با $0/06$ لحاظ شده است.

شکل ۱۲. سطح زیر منحنی لنگر-دوران نمونه A1

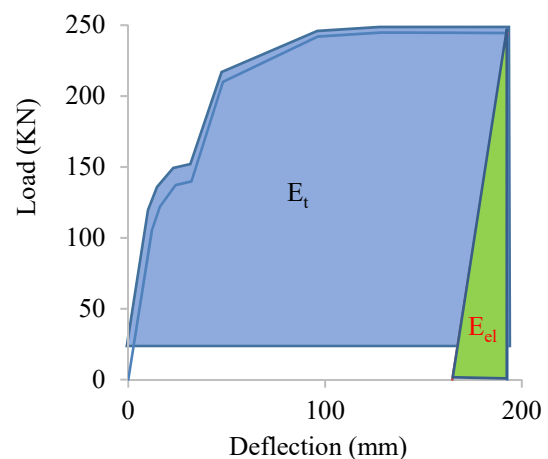


Fig. 12. Area under the M-θ curve of A1

شکل ۱۴. توزیع تنش در نمونه A2 (Pa)

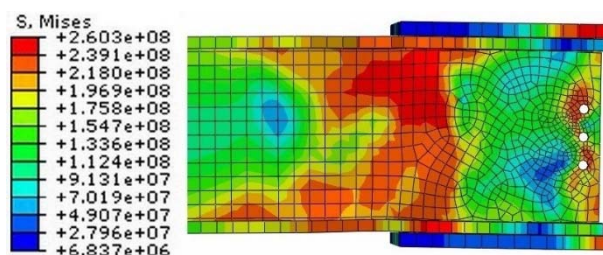


Fig. 14. Stress distribution in A2 (Pa)

شکل ۱۷. توزیع تنش در نمونه B2 (Pa)

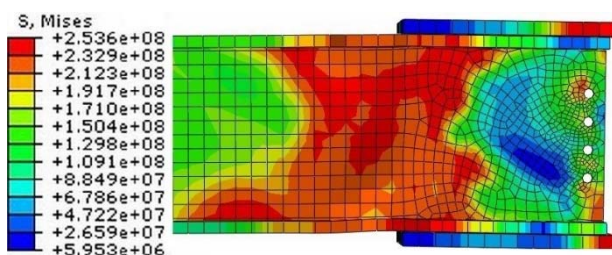


Fig. 17. Stress distribution in B2 (Pa)

شکل ۱۵. توزیع تنش در نمونه A3 (Pa)

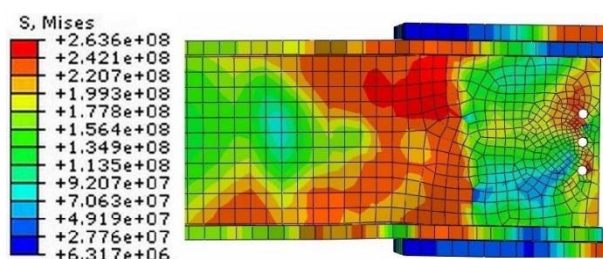


Fig. 15. Stress distribution in A3 (Pa)

شکل ۱۸. توزیع تنش در نمونه B3 (Pa)

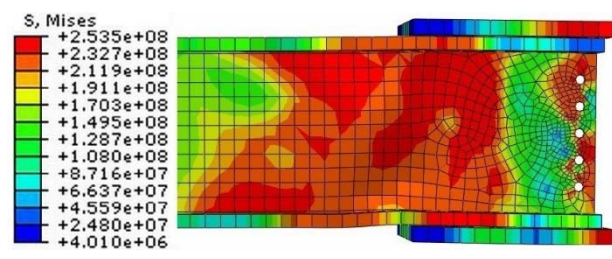


Fig. 18. Stress distribution in B3 (Pa)

مطابق با شکل (۱۶) تنش فون میزز در نمونه B1، در فاصله ۴۵ تا ۵۲ سانتی متری از بر ستون از مقدار تنش تسلیم تجاوز نموده و در نتیجه مفصل پلاستیک در این ناحیه ایجاد شده است. با توجه به شکل‌های (۱۷ و ۱۸) مشخص است که تنش در نمونه‌های B2 و B3 به ترتیب در فاصله ۴۰ تا ۷۰ سانتی متری و ۳۰ تا ۴۵ سانتی متری روی تیر از بر ستون بیش از حد تسلیم بوده و در نتیجه در نواحی مذکور مفاصل پلاستیک تشکیل شده است.

شکل ۱۶. توزیع تنش در نمونه B1 (Pa)

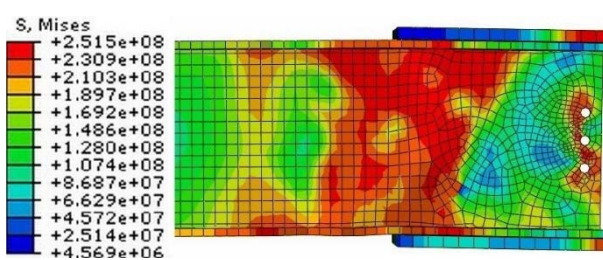


Fig. 16. Stress distribution in B1 (Pa)

شکل ۱۹. توزیع تنش در نمونه C1 (Pa)

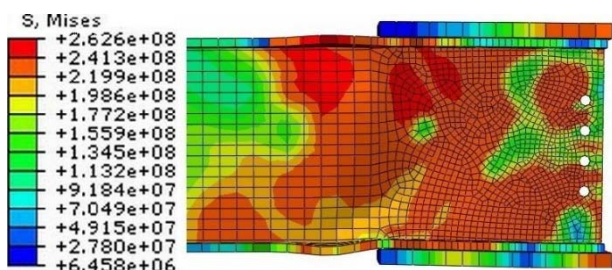


Fig. 19. Stress distribution in C1 (Pa)

با توجه به شکل (۱۹) تنش فون میزز در نمونه C1 در فاصله ۴۲ تا ۶۵ سانتی متری روی تیر از بر ستون از تنش تسلیم فراتر رفته است. در نمونه C2 که در شکل (۲۰) قابل مشاهده است، تنش فون میزز در فاصله ۳۰ تا ۸۰ سانتی متری روی تیر از بر ستون از حد تسلیم بیشتر بوده و در نمونه C3 نیز که در شکل (۲۱) نشان داده شده است، تنش فون میزز در محدوده ۶۰ تا ۱۰۰ سانتی متری روی تیر از بر ستون از تنش حد تسلیم بیشتر است و در محدوده ذکر شده در تیرها، مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود.

شکل ۲۳. توزیع تنش در نمونه D2 (Pa)

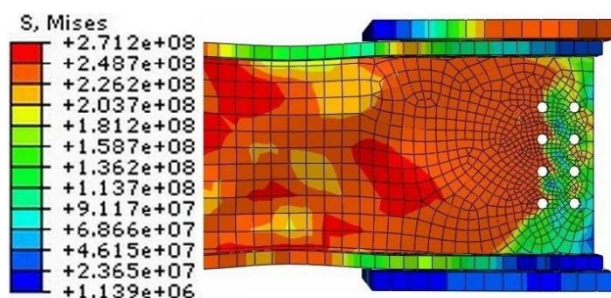


Fig. 23. Stress distribution in D2 (Pa)

شکل ۲۴. توزیع تنش در نمونه D3 (Pa)

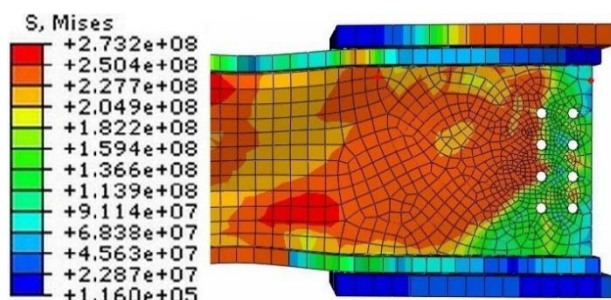


Fig. 24. Stress distribution in D3 (Pa)

۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، رفتار چرخه‌ای اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های زیرسری و روسری که اتصالی از پیش تأیید شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه AISC است، بررسی شده و درباره ضوابط بخش الزامات لرزه‌ای شامل محدودیت نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع و ضخامت بال تیر در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه تحقیق شده که نتایج ذیل حاصل شد:

۱- مطابق با الزامات لرزه‌ای مبحث دهم نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع تیر نباید از ۹ در قاب‌های ویژه و از ۷ در قاب‌های خمشی کمتر در نظر گرفته شود اما با توجه به نتایج این پژوهش به نظر می‌رسد که با محدود نمودن ضخامت بال مقطع تیر به ۳۰ میلی‌متر حتی در نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع برابر با ۶ نیز شکل‌پذیری کافی برای ارضای معیارهای قاب خمشی متوسط وجود دارد. همچنین انتخاب ضخامت ۳۵ میلی‌متر برای بال مقطع تیر و $L/D=6$ در قاب‌های خمشی متوسط (IMF) بلامانع می‌باشد.

شکل ۲۰. توزیع تنش در نمونه C2 (Pa)

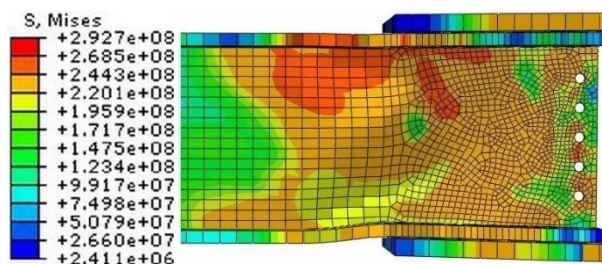


Fig. 20. Stress distribution in C2 (Pa)

شکل ۲۱. توزیع تنش در نمونه C3 (Pa)

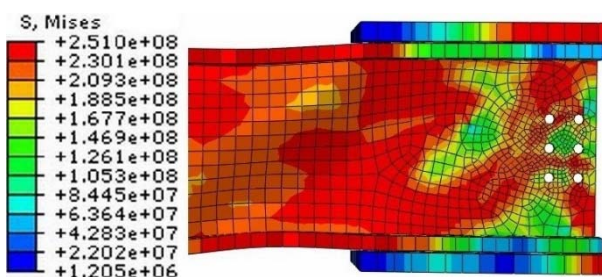


Fig. 21. Stress distribution in C3 (Pa)

در پایان برای نمونه‌های D1 و D2 و D3 مشاهده می‌شود که با کاهش نسبت دهانه آزاد به عمق مقطع تیر به ۶ مقادیر تنش در نقاط دورتری از بر ستون به ترتیب در فاصله ۴۰ تا ۷۵ سانتی‌متری و ۴۵ تا ۱۰۰ سانتی‌متری و ۵۰ تا ۱۱۰ سانتی‌متری از بر ستون از حد تسلیم تجاوز نموده، پس مفاصل پلاستیک در این نواحی تشکیل می‌شود. همچنین در حالت استفاده از دو ردیف پیچ در جان تیر ناحیه تسلیم از بر ستون دورتر می‌شود و این پدیده را می‌توان در شکل‌های (۲۱، ۲۳ و ۲۴) به ترتیب برای نمونه‌های C3 و D2 و D3 مشاهده نمود.

شکل ۲۲. توزیع تنش در نمونه D1 (Pa)

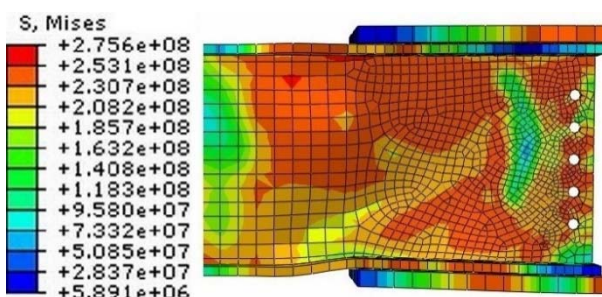


Fig. 22. Stress distribution in D1 (Pa)

- national building regulations. M.Sc. Thesis, Department of civil engineering, Imam Khomeini international university, Qazvin, Iran (In Persian).
- [2] Azhari, M., Mirghaderi, R., 2016 *Design of steel structures*, Arkan-e danesh, Isfahan, Iran (In Persian).
- [3] Schneider, S., Teeraparbong, I. 2000 *Bolted flange plate connections*, Rep. No. SAC/BD-00/05, Sacramento, California.
- [4] Sato, A., Newell, J., Uang, C.M., 2007 *Cyclic testing of bolted flange plate steel moment connections for special moment frames*, Department of structural engineering, Report No. SSRP-07/10, University of California, San Diego, La Jolla, California.
- [5] Lee, K., Li, R. and Chen, C., 2012 *Cyclic testing of bolted flange plate and double split tee type weak-axis steel moment connections*, *Applied Mechanics and Materials*, 204-208, 2913-2921.
- [6] Sahebi, M., Varmaghani, S., 2017 *Evaluating the behavior of moment connections in preventing the progressive collapse in steel moment frames*, *Structural and Construction Engineering*, 3(4), 35-48 (In Persian).
- [7] Tenth part of Iranian national building regulations, 2014, *Design and Construction of Steel Structures* Tehran, Iran (In Persian).
- [8] *Prequalified connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* (ANSI/AISC 358-16), 2016, American Institute of Steel Construction, USA
- [9] AhmadyJazany, R., 2017 *Improved design of drilled flange (DF) moment resisting Connection for seismic regions*, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(5), 1987-2020.
- [10] Helwe, M. B., Hantouche, E. G., 2019 *Methodology for Predicting the Alternate Block Shear Failure of Beams in Bolted Flange Plate and Double Tee Moment Connections*, *International Journal of Steel Structures*, 19(4), 1317-1330.
- [11] Hedayat, A. A., Jazebi, E., Asadabadi, S., Iranpour, A., 2018 *Flexural strength prediction of welded flange plate connections based on slenderness ratios of beam elements using ANN*, *Advances in Civil Engineering*, 2018(1), 1-17.
- [12] *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 341-16), 2016, American Institute of Steel Construction, USA.
- ۲- در بخش الزامات لرزه‌ای مبحث دهم ضخامت بال تیر به ۳۰ میلی‌متر محدود شده است لیکن با توجه به نتایج بدست آمده از این مطالعه به نظر می‌رسد که می‌توان ضخامت بال تیر را تا ۳۵ میلی‌متر افزایش داد.
- ۳- کاهش L/D به کمتر از ۷ و افزایش هم زمان ضخامت بال تیر به بیش از ۳۰ میلی‌متر، اگرچه موجب افت ظرفیت خمشی اتصال به کمتر از محدوده $0.8M_p$ نمی‌شود اما باعث کاهش قابل توجه مقاومت و شکل‌پذیری فرا ارتجاعی در اتصال شده و به نظر می‌رسد که معیار مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران و ضوابط آیین‌نامه ۳۴۱-۱۶ ASNI/AISC برای قاب خمشی ویژه را راضی نمی‌نماید.
- ۴- افزایش ضخامت بال تیر به ۳۵ میلی‌متر در محدوده مجاز L/D (حداقل ۷ و حداقل ۹ به ترتیب برای قاب خمشی متوسط و ویژه) سبب افزایش ظرفیت دورانی اتصال شده اما مانع تغییرشکل فرا ارتجاعی نمی‌شود.
- ۵- با توجه به تحلیل انجام شده، در هیچ یک از نمونه‌ها رفتار فرا ارتجاعی خارج از ناحیه حفاظت شده (S_H+d) در تیر مشاهده نمی‌شود. همچنین به جز در نمونه‌های B3 و D3 در محل آخرین ردیف پیچ در بال تیر رفتار فرا ارتجاعی مشاهده می‌شود. در نمونه‌های B3 و D3 ناحیه پلاستیک تیر، به ترتیب قبل و بعد از آخرین ردیف پیچ در بال مقطع تیر قرار دارد.
- ۶- با کاهش L/D از ۱۲ تا ۶، تغییرشکل فرا ارتجاعی کاهش یافته و در نتیجه ظرفیت دورانی اتصال کاهش می‌یابد. بنابراین، در این حالت ممکن است الزامات دوران فرا ارتجاعی برای قاب خمشی ویژه ارضا نشود.
- ۷- با افزایش ضخامت بال تیر شکل‌پذیری اتصال کاهش می‌یابد. افزایش شاخص شکل‌پذیری با کاهش نسبت L/D ، شاید به دلیل محدود نمودن دوران نهایی نمونه‌ها به ۰/۰۶ بوده است. پس پیشنهاد می‌شود در مطالعات آتی بارگذاری اتصال تا تخریب نمونه ادامه یابد.
- ### ۵- مراجع
- [1] Rahmani, K., 2016 *Study on seismic behavior of bolted flange plate moment connection (BFP) and requirements of tenth topic of*

International RILEM Symposium (FRPRCS-2), 379-386.

[13] 13.Naaman, A. E., Jeong, S. M., 1995, *Structural ductility of concrete beams prestressed with FRP tendons, Non-metallic(FRP) reinforcement for concrete structures*, Proceeding of The Second

Cyclic Behavior of Bolted Flange Plate Moment Connection

F. Hamed^{1*}, K. Rahmani², S. B. Adibzadeh³

1- Assist. Prof., Dept. of Civil Engineering, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran

2- M.Sc., Dept. of Civil Engineering, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran

3- Ph.D. Student, Dept. of Civil Engineering, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran

*hamed¹@eng.ikiu.ac.ir

Abstract

Understanding the exact real performance of rigid connections in steel moment frames is very important. Not paying enough attention to the connection design process may lead not only to local connection damages but also other structural members' failure or even building collapse. According to seismic requirements of the tenth topic of national building regulations of Iran, and ASNI/AISC 341-16 clear span to depth ratio of the beam (L/D) in the prequalified bolted flange plate moment connection shall be limited to 7 and 9 or greater respectively for intermediate moment frames and special moment frames and the beam flange thickness shall be limited to 30 millimeters too. Although the beam depth is limited to 1000 millimeters in this type of prequalified moment connection, due to architectural limitations and urbanism requirements, it is usually unacceptable to design such deep beam in the conventional residential buildings. So, in spite of its wide use and practical utility because of exceeding the clear span to depth ratio or beam flange thickness limitations, applying this kind of moment connection in steel moment frame structures is sometimes impossible, especially in big span structures. To study the effect of these limitations on cyclic behavior of aforementioned rigid connection towel samples in L/D of 6, 7, 9, 12, and beam flange thickness of 20, 30, 35 were considered and modeled in a finite element software. First of all, the moment connection designed to have enough strength. Then, in terms of ductility, the moment connection acceptance criterion is to count the rotation corresponding to the related inter-story displacement of 0.04 and 0.02 in special moment frames and intermediate moment frames respectively. The results show that applying this type of connection in special moment frames in L/D of 7 and beam flange thickness up to 35 millimeters provides required ductility, and thus, is acceptable. In addition, the moment connection in L/D up to 12 which it's flange thickness limited to 30 millimeters has enough ductility to pass seismic requirements of the tenth topic of national building regulations. In intermediate steel moment frames, applying bolted flange plate connection in clear span to depth ratio of the beam up to 12 and the beam flange thickness up to 35 millimeters fulfills the seismic requirements. Comparison between models showed that although by increasing the beam flange thickness and decreasing clear span to depth ratio of the beam, the strength of the connection is improved up to 37%, the connection ductility is reduced and so, the connection capacity is decreased. The von Mises stress distribution in samples shows that the plastic hinges are almost located on the last row of bolts from column faces. The maximum stress in beams observed in the distance range of 20 to 100 centimeters from column faces has exceeded the yield stress and shows a protected zone. As expected, the beam's failure mode is top or bottom plate buckling. As a research suggestion, it seems that it is possible to combine these three limitations (clear span to depth ratio of the beam, beam section flange thickness, and beam section depth) to gain a more comprehensive and useful phrase.