



Ferdowsi
University of
Mashhad

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

Page Journal: civil-ferdowsi.um.ac.ir



Iranian
Concrete
Institute



Pavement
Engineering
Association of Iran

Performance Evaluation of Welded Moment Frame with Reduced Beam Section and Stiffener

Research Article

Mohammad-Amin Jalali¹, Amin Rafiee²

DOI: [10.22067/jfcei.2023.82042.1224](https://doi.org/10.22067/jfcei.2023.82042.1224)

1. Introduction

One of the common seismic load carrying systems for buildings is steel moment resisting frame. It usually shows high ductility subject to earthquake loads. After 1994's Northridge earthquake, the engineers learned that the traditional beam-to-column connections may severely be damaged. This damage may mostly happen in the complete-joint-penetration type of welded connections.

In order to correct the seismic behavior and performance of these connections, the improvement in the quality of the welding process is firstly suggested by the researchers, and after many sophisticated studies, Reduced-Beam-Section (RBS) connections was proposed. In this way, the connections are modified by reducing the beam section. Thereby, a reliable area for energy dissipation is provided with the structure. The studies also showed that by using RBS connections, the plastic hinge is transferred from the panel zone to the beam section. Thereby, the hinge is formed in a place far enough from the column face.

In addition to the strategy of reducing the beam flange in RBS connections, another alternative for preventing catastrophic structural collapse induced by connection failures is using Reduced-Web-Section (RWS) connections. In a RWS connection, the seismic behavior and performance of the connection is modified by reducing beam's web section, instead of its flange.

This study explored the impacts of the elliptical web reductions (RWS-E) and radial flange reductions (RBS-R) and also the impacts of using stiffeners on the performance and behavior of beam, connection, and steel moment RBS and RWS frames.

2. Finite-Element model

Using nonlinear Finite-Elements (FE) model and 3D elements in ABAQUS software, we carry out the nonlinear-static analyses of the frames subjected to cyclic loadings and check Von-Mises criterion. To this end, a benchmark experimental test is adopted from the recent literature, and by comparing its results with the results of the numerical model of this study, the FE model is verified. Figure 1 shows the FE model, its

loading, and boundary conditions. In this model, Shell element of S4R (3D-8Node) is used. Moreover, the boundary condition, in the three ends, is as follows: (1) $U_x = U_{Ry} = U_{Rz} = 0$; (2) $U_x = U_y = U_z = U_{Ry} = U_{Rz} = 0$; and, (3) $U_x = U_z = U_{Ry} = U_{Rz} = 0$.

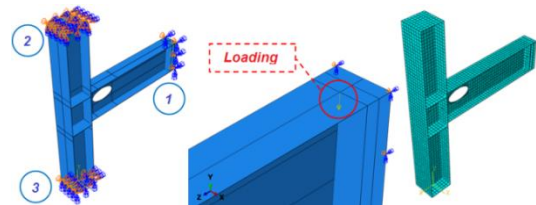


Figure 1. FE model, loading, and boundary conditions

The loadings of FE model are performed according to the AISC 341 as shown in Figure 2, in which, the drift angle was plotted versus the number of loading cycles.

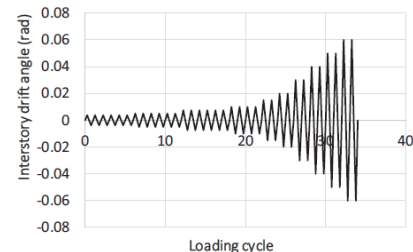


Figure 2. Cyclic loading protocol

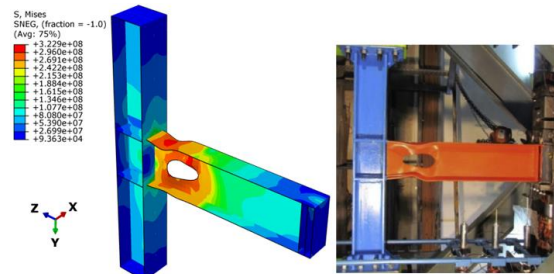


Figure 3. The deformation and stress distribution results

*Manuscript received, April 2, 2023, Revised, May 13, 2023, Accepted, June 26, 2023 .

¹. MSc student, Department of Civil Engineering, University of Maragheh, Maragheh, Iran.

². Corresponding author. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Maragheh, Maragheh, Iran.

Email: a.rafiee@maragheh.ac.ir

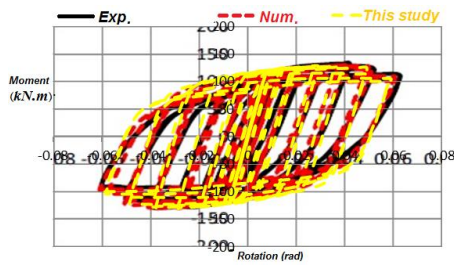


Figure 4. The cyclic moment-rotation curve results

As Figure 3 shows, the deformation and stress distribution in both experimental and numerical models are the same. Moreover, Figure 4 shows that the cyclic moment-rotation curves of both models correspond.

3. The stiffener's effects on the RWS-E connections

To study the impacts of using stiffener on the cyclic performance of RWS-E connections, four models are considered according to Table 1.

Table 1. RWS-E connection models

Model	Reduction values (mm)			Stiffener's thickness (mm)
	a	b	h	
RWS-E	240	480	240	-
RWS-E-St5	240	480	240	5
RWS-E-St8	240	480	240	8
RWS-E-St10	240	480	240	10

Figure 5 shows the place of the installation of the stiffeners. These elliptical stiffeners have a width of 2.5 cm in each side of the beam's web. Moreover, the stress distribution at the final step of the loading is shown in Figure 6 for the four models.

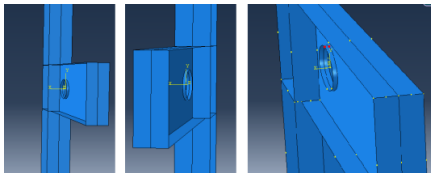


Figure 5. The stiffener's detail

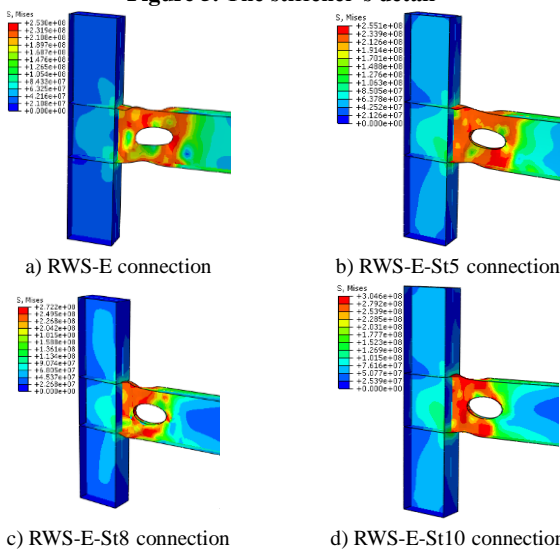


Figure 6. Stress distribution at final loading step (connections)

4. Cyclic performance of frames with reduced connections

The cyclic performance of the frames with reduced

connections is studied using four models as described in Table 2. For these models, Figure 7 shows the Von-Mises stress distribution at the final step of the loading.

Table 2. Frame models with reduced connections

Model	Reduction values (mm)				Stiffener's thickness (mm)
	a	b	h	4c	
F-FBS	-	-	-	-	-
F-RBS-R	240	480	-	240	-
F-RWS-E	240	480	240	-	-
F-RWS-E-St5	240	480	240	-	5

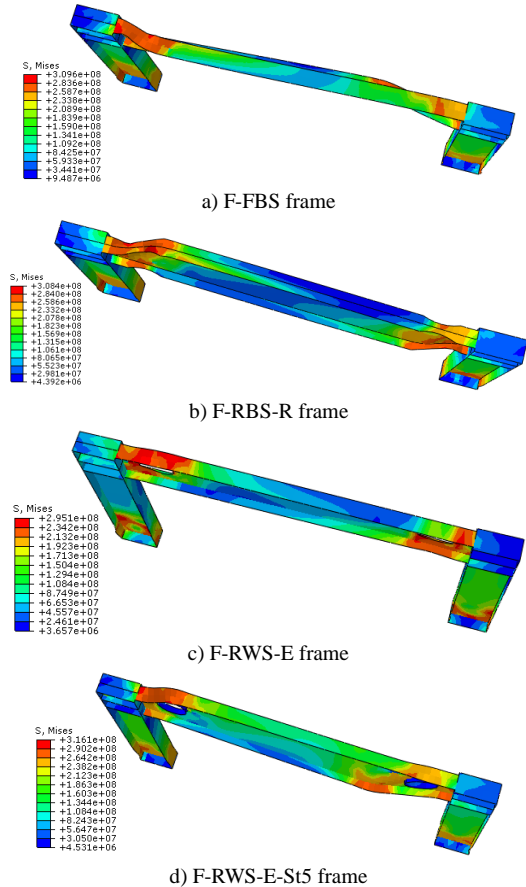


Figure 7. Stress distribution at final loading step (frames)

5. Conclusion

Based on the analytical results, following conclusions are drawn:

1. In the beam with no reductions, maximum stresses and strains occur in the web. By reducing the web section of the beam, maximum stresses and strains are transferred to the location of the reduced section;
2. The ratio of maximum strength to the strength at the final step of loading, and also, the value of dissipated energy, show that, in comparison with the connections with radial-shaped reductions, the connections with elliptical-shaped reductions have less strength degradation and more ductility;
3. The RWS-E connection dissipates 15% more energy compared to the RBS-R connection. This shows the higher ductility of RWS-E connection;
4. The frame with RBS-R connection shows less shear capacity compared to other investigated frames.



ارزیابی عملکرد قاب خمشی جوشی با مقطع تیر کاهش یافته و سخت کننده*

مقاله پژوهشی

محمدامین جلالی^(۱) امین رفیعی^(۲)

DOI: 10.22067/jfcej.2023.82042.1224

چکیده در این پژوهش، تأثیر برش‌های بیضوی در جان و شعاعی در بال و نیز سخت‌کننده، بر رفتار تیر، اتصال و قاب خمشی فولادی مطالعه می‌شود. با روش اجزاء محدود و المان‌های سه‌بعدی در ABAQUS تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی قاب تحت بارگذاری چرخه‌ای انجام و از معیار شکست افون-میز استفاده می‌شود. نتایج نشان می‌دهد در تیر بدون مقطع کاهش یافته بیشینه تنش‌ها و کرنش‌ها در جان تیر رخ می‌دهد و با ایجاد برش در جان، بیشینه تنش‌ها و کرنش‌ها به محل مقطع تیر کاهش یافته انتقال می‌یابد. نسبت مقاومت بیشینه به مقاومت در گام نهایی بارگذاری و نیز میزان انرژی مستهلک شده نشان می‌دهد، در مقایسه با اتصال با برش شعاعی، اتصال با برش بیضوی تنزل مقاومت کمتر و شکل‌پذیری بیشتری دارد.

واژه‌های کلیدی تیر مقطع کاهش یافته، سخت کننده، بارگذاری چرخه‌ای، روش اجزاء محدود غیرخطی.

Performance Evaluation of Welded Moment Frame with Reduced Beam Section and Stiffener

Mohammad-Amin Jalali

Amin Rafiee

Abstract In this research, the effect of the elliptical web reduction and radial flange reduction and also the stiffener, on the behavior of beam, connection and steel moment frame is studied. By using Finite-Elements Method and 3D elements in ABAQUS, the nonlinear-static analyses of the frame under cyclic loading are carried out and the Von-Mises criterion is checked. The results show that in the beam with no reductions, maximum stresses and strains occur in the web. By reducing the web section of the beam, maximum stresses and strains are transferred to the location of the reduced section. The ratio of maximum strength to the strength at the final step of loading, and also, the value of dissipated energy, show that, in comparison with the connections with radial-shaped reductions, the connections with elliptical-shaped reductions have less strength degradation and more ductility.

Key Words Reduced beam section; Stiffener; Cyclic loading; Nonlinear finite-elements method.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۱/۳۱ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۲/۴/۵ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد عمران-سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه مراغه، مراغه، ایران

(۲) نویسنده مسئول: استادیار گروه عمران-سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه مراغه، مراغه، ایران

مقدمه

می تواند به اندازه دال کامپوزیت کف در کاهش کمانش جانبی RBS موثر باشد. بر اساس تحقیق سواتی و همکاران [6] اتصالات با مقطع کاهش یافته شعاعی شکل در پروفیل های هندی باعث افزایش شکل پذیری و انتقال مفصل پلاستیک به داخل تیر می شود. مطالعات پاکومیز و همکاران [7] بر روی عملکرد اتصالات با تیر مقطع کاهش یافته ساخته شده از پروفیل های اروپایی نشان می دهد نیاز به بازمینی مجدد در مشخصات هندسی مقطع کاهش یافته پیشنهاد شده در آیین نامه اروپا وجود دارد [8,9]. سوفیا و همکاران [10] با در نظر گرفتن مشخصات هندسی ناحیه کاهش یافته خارج از محدودیت های پیشنهادی توسط آیین نامه EC8 نتیجه گرفتند اتصالات با مقطع کاهش یافته دارای شکل پذیری مناسبی هستند [11]. بر اساس مطالعات داورپناه و همکاران [12] نیاز به تحقیقات بیشتری به منظور استفاده از متغیرهای ناحیه کاهش یافته پیشنهادی توسط آیین نامه AISC، در پروفیل های فولادی رایج در ایران وجود دارد [13-15].

از میان پژوهش های اخیر که به موضوع مطالعه رفتار تیرها، اتصالات و قاب های با تیر RBS و RWS پرداخته اند، می توان به مراجع [16-21] اشاره کرد. با این حال، در پژوهش های بسیار معدودی به مطالعه اثر سخت کننده بر رفتار این تیرها پرداخته شده است. مطالعه اثر سخت کننده صرفاً بر اتصالات دارای تیر RBS را می توان در پژوهش هایی همچون کانائو و همکاران [22] و رودسری و همکاران [23] یافت. با توجه به مرور فوق بر پژوهش های پیشین، هدف از تحقیق حاضر، بررسی عملکرد قاب خمشی جوشی با مقطع تیر مقطع کاهش یافته در جان، تحت بارگذاری چرخه ای می باشد.

صحت سنجی نتایج مدل سازی اجزاء محدود با مدل آزمایشگاهی

در این بخش برای صحت سنجی، نمونه آزمایشگاهی داورپناه و همکاران [14] مورد بررسی قرار می گیرد. طبق شکل (۱) در این تحقیق دو نمونه اتصال تیر به ستون که به وسیله جوش به همدیگر متصل شده اند، در نظر گرفته می شود. یک اتصال با کاهش در مقطع بال تیر (شکل 1-a) و یک اتصال با کاهش در مقطع جان تیر (شکل 1-b) ساخته شد.

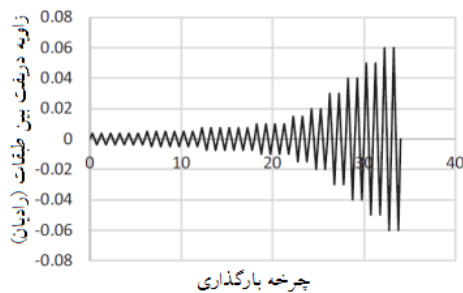
در نمونه ها از تیر با IPE270 و ستون با IPE200 استفاده شده است. ابعاد ورق پیوستگی، سخت کننده ها و ورق مضاعف یا تقویتی

به دنبال زلزله نورتریج تحقیقات مختلفی با هدف تفسیر چگونگی وقوع خرابی های پدید آمده و تعیین چگونگی تعمیر ساختمان های آسیب دیده به عمل آمد و بررسی طرح های گوناگون جدید به منظور دستیابی به عملکرد رضایت بخش در اتصالات شروع شد [1]. بر اساس نتایج این تحقیقات دو استراتژی، تضعیف موضعی مقطع تیر و تقویت اتصال، به منظور دور نمودن محل تشکیل مفصل از ناحیه بحرانی اتصال که همان بر ستون می باشد، اتخاذ شد و بر پایه این دو استراتژی انواع اتصالات پس از زلزله نورتریج ارائه گردید. این اتصالات پیشنهادی شامل اتصال خمشی با ورق کناری، اتصال با مقطع تیر کاهش یافته، اتصال ماهیچه ای، اتصال تقویت شده با پشت بند، اتصال صلب پیچی با سپری انتهایی، اتصال صلب پیچی با صفحه انتهایی، اتصال با مقطع تیر کاهش یافته و اتصال خمشی پس کشیده می باشد. نتایج تحقیقات انجام شده بر روی انواع مختلف این اتصالات نشان دهنده موثر بودن آنها در انتقال مفصل پلاستیک تیر به بیرون از ناحیه چشمه اتصال، ظرفیت دورانی بالا، شکل پذیری و جذب انرژی بالای آنها است.

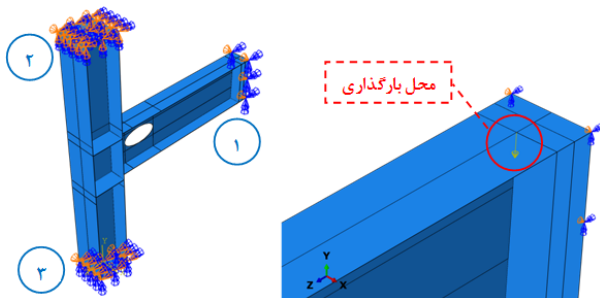
به علت صرف وقت و هزینه بیشتر به دلیل ساخت و بازرسی جوش و نیاز به عناصر اضافی و مشکلات معماری در استراتژی اول، انتخاب گزینه دوم ضروری به نظر می رسد. در اتصالات با مقطع کاهش یافته به منظور حصول رفتار لرزه ای مطلوب، استراتژی تضعیف موضعی مقطع تیر اتخاذ شده است [2]. اتصالات با مقطع کاهش یافته به دلیل رفتار شکل پذیر، جذب انرژی بالا و کاهش هزینه نسبت به روش های دیگر مورد استقبال بیشتر طراحان و فعالان صنعت ساختمان گردید.

مطالعات آزمایشگاهی انجام شده توسط چن و همکاران نشان می دهد که کاهش سختی قاب های خمشی در اثر استفاده از اتصالات RBS به جای اتصالات خمشی معمولی، تنها ۳ درصد است که پذیرفتنی و قابل قبول است [3]. جونز و همکاران [4] بر طبق مطالعات خود به این نتیجه رسیده اند که جوش دادن جان تیر به بال ستون احتمال شکست جوش را در اتصالات RBS کاهش می دهد. بر اساس نتایج حاصل از مطالعات ژانگ و ریکلز [5] دال کف کامپوزیت، قید برای تیرها مهیا می کند و با جلوگیری از حرکت جانبی بال، ناپایداری تیر را در ناحیه ی RBS کاهش می دهد. همچنین بر اساس نتایج این تحقیق مقاومت چشمه ی اتصال یکی از عوامل موثر در میزان گشتاور پیچشی ستون بوده و مهار جانبی مکمل

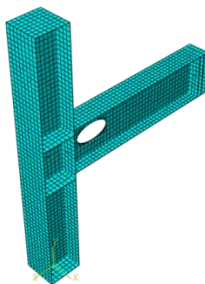
شده است. در مدل شکل (۴-الف) شرایط مرزی در محل های ۱، ۲ و ۳ با توجه به جهت محورهای مختصات عبارتند از: در محل $U_x = U_y = U_z = 0$ (۱)؛ در محل $U_x = U_{Ry} = U_{Rz} = 0$ (۲)؛ در محل $U_x = U_z = U_{Ry} = U_{Rz} = 0$ (۳)؛ و در محل $U_{Ry} = U_{Rz} = 0$ ؛ در این مدل سازی از المان Shell نوع S4R انتخاب شده است. المان S4R یک المان سه بعدی و هشت گرهی است که در آن از روش انتگرال گیری کاهش یافته به منظور حل انتگرال ها استفاده می شود (شکل ۴-ب).



شکل ۳ پروتکل بارگذاری [24]



(الف)

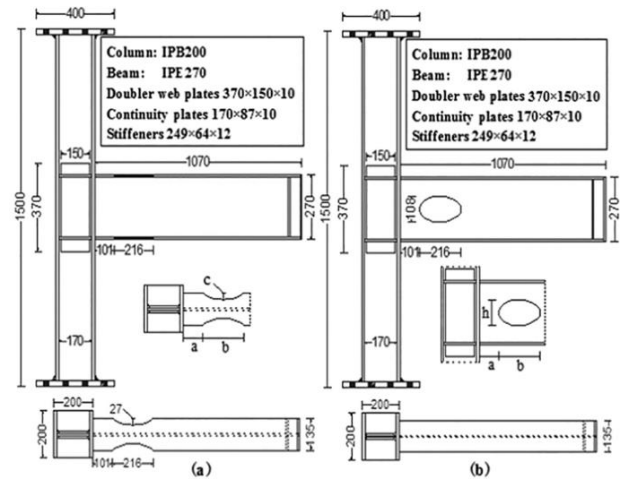


(ب)

شکل ۴ مدل عددی پژوهش حاضر: (الف) ساخت شرایط مرزی و بارگذاری؛ (ب) مش بندی مدل از نوع S4R

تغییر شکل و توزیع تنش رخ داده در نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود در شکل (۵) نشان داده شده است. شکل (۶) نیز

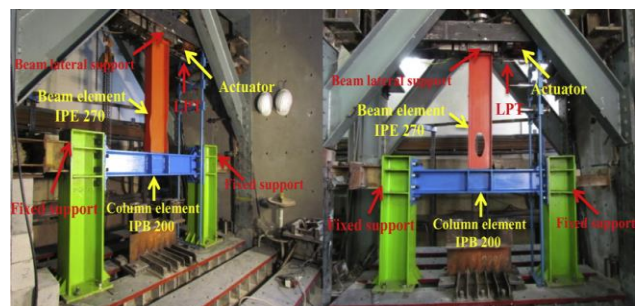
جان به ترتیب $P170 \times 87 \times 10$ ، $P249 \times 64 \times 12$ و $P370 \times 150 \times 10$ می باشد. مشخصات مقاطع کاهش یافته تیر در جدول (۱) [14] و پارامترها در داخل شکل (۱) معرفی شده اند. شکل (۲) روند آزمایش دو نمونه را نشان می دهد. در این شکل همچنین مشخصات کلی تیر و ستون معرفی شده است.



شکل ۱ دو نمونه آزمایشگاهی اتصال تیر به ستون [14]

جدول ۱ مقدار پارامترهای کاهش یافته تیر

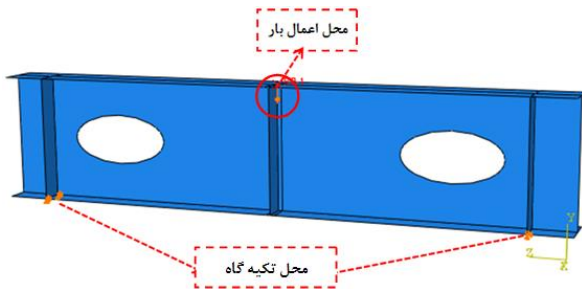
پارامتر	A	b	c	h
اندازه (mm)	$0.75bf=101$	$0.8db=216$	$0.2bf=27$	$0.4db=108$



شکل ۲ روند انجام آزمایش در آزمایشگاه [14]

شرایط مرزی باید مشابه نمونه آزمایشگاهی معرفی شوند. در این راستا، مطابق با نمونه آزمایشگاهی در بالا و پایین ستون تکیه گاه تعریف شده است. بارگذاری به صورت چرخه ای و مطابق پروتکل بارگذاری AISC 341 [24] اعمال شد که در شکل (۳) نشان داده شده است. بارگذاری اعمالی بر ابتدای تیر در شکل (۴) نشان داده

نشان داده شده است. در مدل شکل (۷) شرایط مرزی در محل تکیه‌گاه‌ها با توجه به جهت محورهای مختصات عبارت است از: $U_x = U_y = U_z = 0$; مشخصات مکانیکی فولاد، مورد استفاده در این تحقیق در جدول (۲) ارائه شده است.



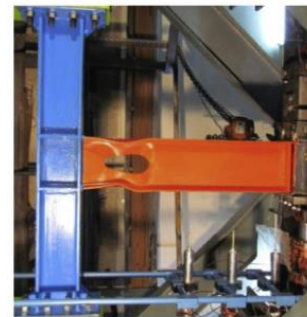
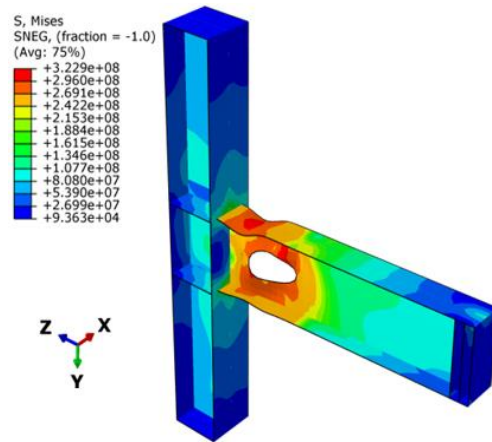
شکل ۷ تیر با مقطع کاهش یافته

در این بخش، به بررسی تأثیر متغیرهای هندسی ناحیه‌ی کاهش یافته بر عملکرد تیر و تعیین متغیرهای بهینه پرداخته می‌شود. تیر مورد مطالعه در تحلیل‌های پارامتریک لازم است به گونه‌ای طراحی شود که شرایط ایجاد مفصل پلاستیک تیر در فاصله‌ای محدود از بر ستون فراهم شود. به این منظور، معمولاً فاصله مرکز مفصل پلاستیک تیر از بر ستون بر اساس توصیه‌های آیین‌نامه‌ای برابر عمق تیر (d_b) در نظر گرفته می‌شود. با توجه به این نکته مشخصات هندسی مدل‌ها مطابق جدول (۳) در نظر گرفته شدند. در این جدول، معرف تیر بدون مقطع کاهش یافته، RWS-E معرف تیر مقطع کاهش یافته در جان به روش برش بیضوی، عدد اول معرف اندازه فاصله ابتدای ناحیه‌ی کاهش یافته از بر تکیه‌گاه بر حسب نسبتی از عمق تیر، عدد دوم نماینده‌ی طول ناحیه‌ی کاهش یافته بر حسب نسبتی از عمق تیر و عدد آخر معرف اندازه عمق ناحیه کاهش یافته بر حسب نسبتی از عمق تیر می‌باشد. برای مثال RWS-0.2-0.8-0.4 تیر با برش بیضوی در جان است که $h = 0.4d_b$ و $b = 0.8d_b$ ، $a = 0.2d_b$

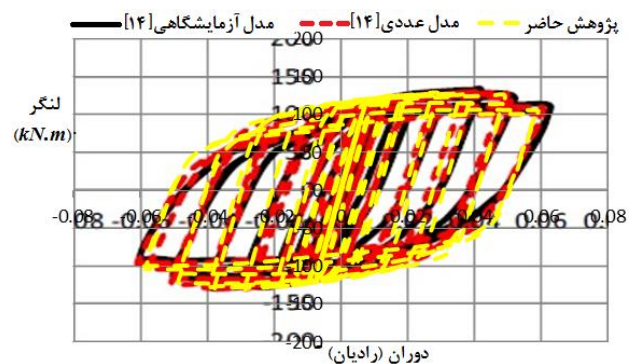
جدول ۲ مشخصات مکانیکی مدل الاستوپلاستیک برای فولاد [14]

نوع مقطع	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)
بال تیر	۲۶۵،۱	۴۰۵،۳	۱۹۶،۵
جان تیر	۲۵۰،۳	۳۹۸،۴	۱۹۱،۳
بال ستون	۲۸۶،۶	۴۱۵،۸	۱۹۸،۷
جان ستون	۲۹۵،۵	۴۰۳،۲	۱۹۶،۳

تطابق مناسب نمودارهای لنگر-دوران نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود در تحقیق حاضر را نشان می‌دهد.



شکل ۵ تطابق نتایج مربوط به نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود



شکل ۶ مقایسه نتایج اجزای محدود تحقیق حاضر با نمونه مرجع

مدل‌سازی نمونه‌های پیشنهادی

مطالعه عددی بر متغیرهای ناحیه کاهش یافته تیر با برش

بیضوی

طول دهانه تیر مورد نظر ۲/۴ متر می‌باشد. مقطع تیر مورد استفاده IPE 600 انتخاب شد. محل اعمال بارگذاری و تکیه‌گاه‌ها در شکل (۷)

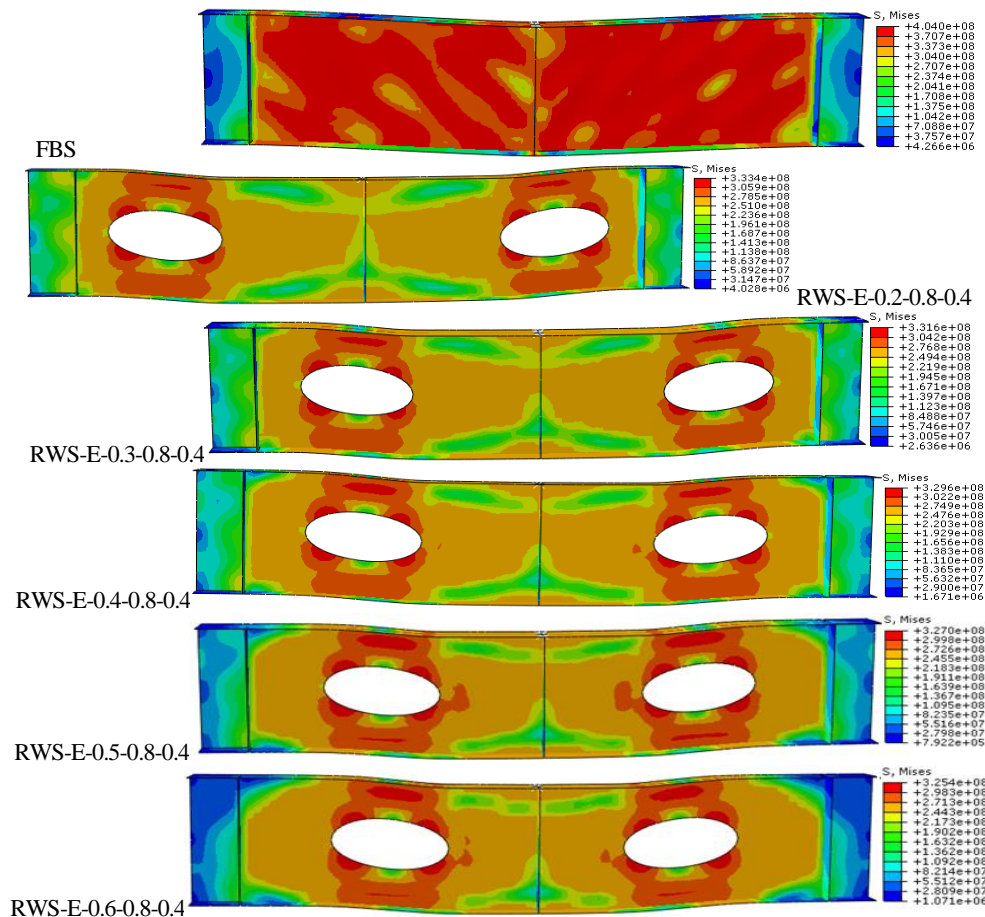
جدول ۳ جزئیات متغیرهای هندسی ناحیه‌ی کاهش‌یافته‌ی تیر با برش بیضوی

h (mm)	b (mm)	a (mm)	نمونه	
-	-	-	FBS	
۱۰۸	۲۱۶	۵۴	RWS-E-0.2-0.8-0.4	گروه الف
۱۰۸	۲۱۶	۸۱	RWS-E-0.3-0.8-0.4	
۱۰۸	۲۱۶	۱۰۸	RWS-E-0.4-0.8-0.4	
۱۰۸	۲۱۶	۱۳۵	RWS-E-0.5-0.8-0.4	
۱۰۸	۲۱۶	۱۶۲	RWS-E-0.6-0.8-0.4	
۱۰۸	۱۳۵	۱۰۸	RWS-E-0.4-0.5-0.4	گروه ب
۱۰۸	۱۶۲	۱۰۸	RWS-E-0.4-0.6-0.4	
۱۰۸	۱۸۹	۱۰۸	RWS-E-0.4-0.7-0.4	
۱۰۸	۲۱۶	۱۰۸	RWS-E-0.4-0.8-0.4	
۱۰۸	۲۴۳	۱۰۸	RWS-E-0.4-0.9-0.4	گروه ج
۵۴	۲۱۶	۵۴	RWS-E-0.4-0.8-0.2	
۸۱	۲۱۶	۸۱	RWS-E-0.4-0.8-0.3	
۱۰۸	۲۱۶	۱۰۸	RWS-E-0.4-0.8-0.4	
۱۳۵	۲۱۶	۱۳۵	RWS-E-0.4-0.8-0.5	
۱۶۲	۲۱۶	۱۶۲	RWS-E-0.4-0.8-0.6	

برای تعیین مقادیر بهینه متغیرهای ناحیه‌ی کاهش‌یافته، مدل‌ها در سه گروه بررسی می‌شوند: در گروه الف، متغیرهای طول برش بیضوی (b) و عمق برش بیضوی (h) مطابق با نمونه آزمایشگاهی ثابت در نظر گرفته می‌شود و فاصله ابتدای ناحیه‌ی کاهش یافته از بر ستون (a) تغییر می‌یابد؛ در گروه ب، متغیرهای a و h ثابت می‌باشند و متغیر b تغییر می‌یابد؛ و در گروه ج، متغیرهای a و b ثابت می‌باشند و متغیر h تغییر خواهد یافت.

بررسی نتایج

تغییر شکل و توزیع تنش فون میزز رخ داده در تیرهای گروه الف در شکل (۸) ارائه شده است. همان‌طور که از این شکل مشخص است در تیر بدون مقطع کاهش یافته بیشترین تنش‌ها در جان تیر رخ داده است و با ایجاد برش بیضوی در جان ماکزیمم تنش‌ها به محل مقطع کاهش یافته انتقال می‌یابد. همچنین نتایج این بخش نشان می‌دهد با دور شدن محل بازشو از تکیه‌گاه مقدار تنش رخ داده در تیر کمی کاهش می‌یابد.

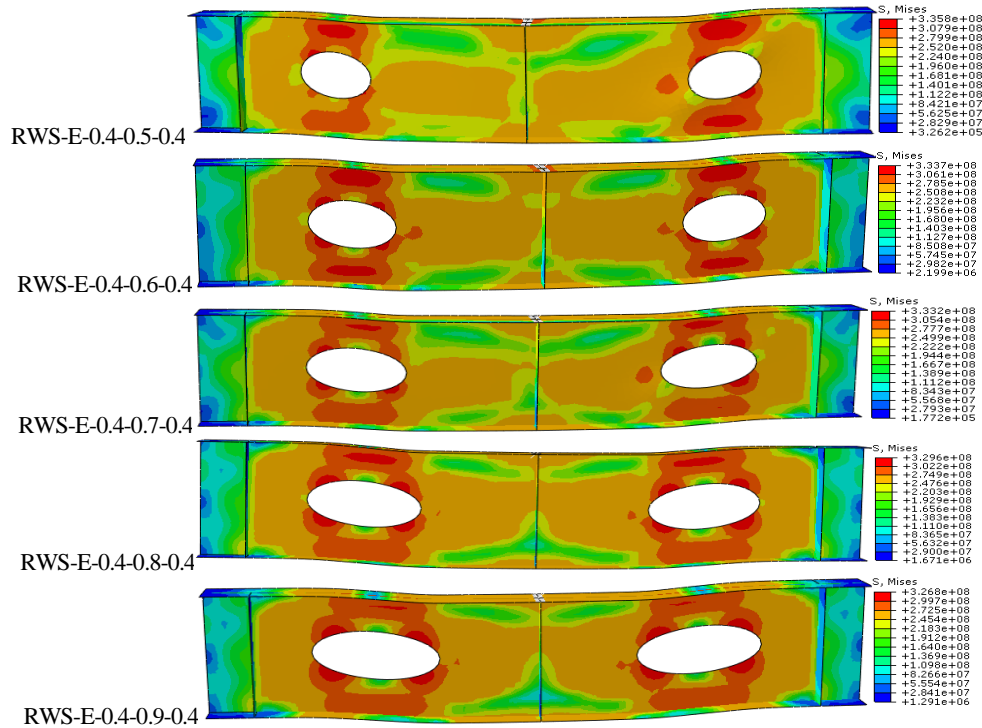


شکل ۸ تغییر شکل و توزیع تنش فون میزز رخ داده در تیرهای گروه الف

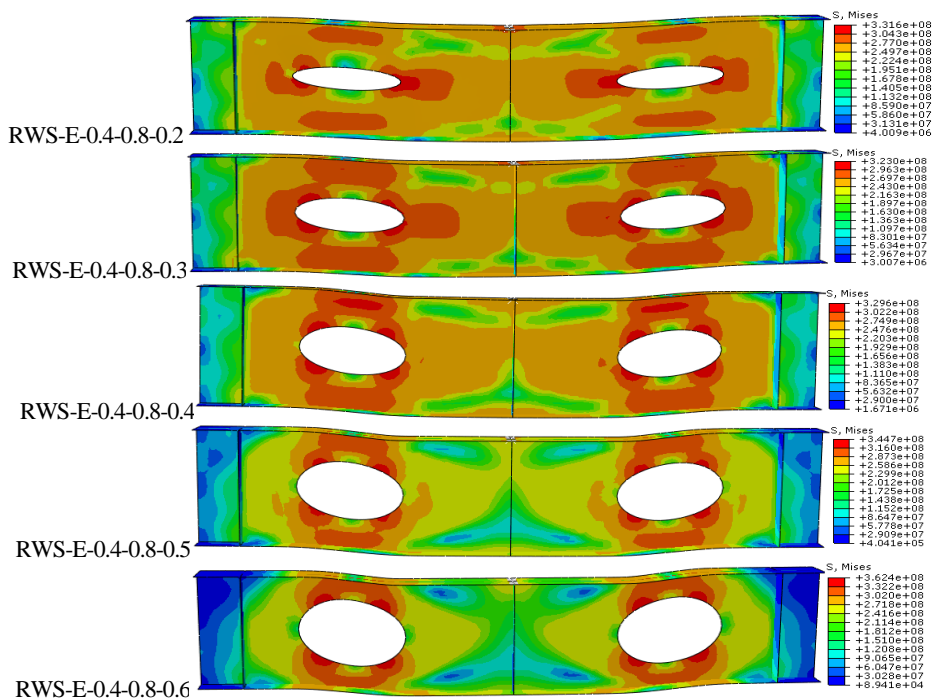
در شکل (۱۰) ارائه شده است. همان طور که در این شکل مشخص است ماکزیمم تنش ها در محل مقطع کاهش یافته تیر رخ داده است. با دقت در نتایج درمی یابیم که تا عمق بازشو به مقدار ۳۰ تا ۴۰ درصد ارتفاع مقطع، مقدار تنش ها روند نزولی دارد و پس از آن روند صعودی شده است.

شکل (۹) تغییر شکل و توزیع تنش فون میز در تیرهای گروه ب را نشان می دهد. مطابق با نتایج این شکل بیشترین تنش ها در محل بازشو رخ داده است. همچنین با افزایش طول بازشو تنش ها مقدار کمی کاهش می یابد.

تغییر شکل و توزیع تنش فون میز رخ داده در تیرهای گروه ج

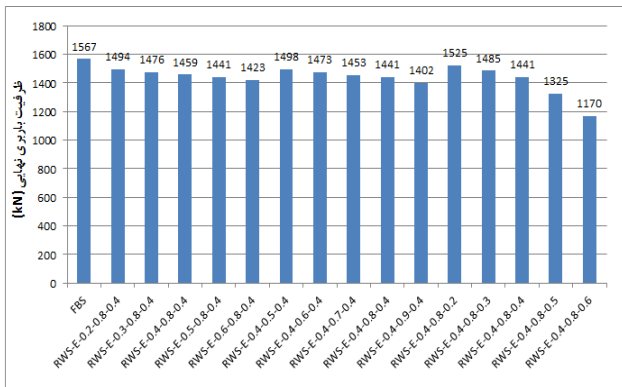


شکل ۹ تغییر شکل و توزیع تنش فون میز (Pa) رخ داده در تیرهای گروه ب



شکل ۱۰ تغییر شکل و توزیع تنش فون میز (Pa) رخ داده در تیرهای گروه ج

ظرفیت باربری مدل‌ها در نمودار میله‌ای شکل (۱۲) ارائه شده است. بر اساس نتایج این شکل تغییرات عمق بازشو بیشترین تأثیر را بر ظرفیت باربری تیر دارد. به گونه‌ای که ایجاد بازشو با عمق ۲۰ تا ۶۰ درصد ارتفاع تیر سبب کاهش ظرفیت باربری تیر به میزان ۲/۷ تا ۲۵ درصد نسبت به تیر بدون مقطع کاهش یافته می‌شود.



شکل ۱۲ ظرفیت باربری مدل‌ها

مطالعه عددی بر عملکرد چرخه‌ای اتصالات FBS، RBS-R و RWS-E

در این بخش از تحقیق به بررسی تأثیر عمق برش بال و جان بر عملکرد چرخه‌ای این اتصالات پرداخته می‌شود. مدل‌ها مطابق جدول (۴) در نظر گرفته شده‌اند. در این جدول معرف اتصال مرسوم بدون مقطع کاهش یافته، RBS-R معرف اتصال کاهش یافته به روش برش شعاعی و RWS-E اتصال کاهش یافته به روش برش بیضوی در جان تیر است.

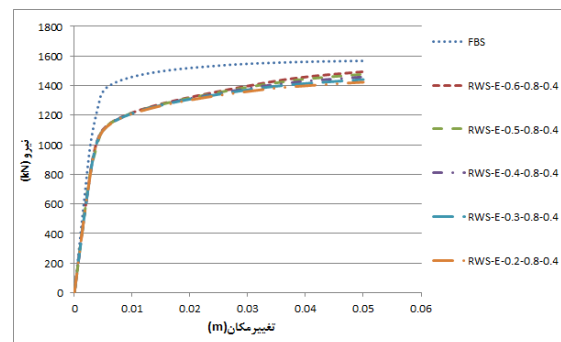
جدول ۴ مدل‌های مورد بررسی

مدل	a (mm)	b (mm)	h (mm)	4c (mm)
FBS	-	-	-	-
RWS-E-0.4-0.8-0.4	۲۴۰	۴۸۰	۲۴۰	-
RBS-R-0.4-0.8-0.4	۸۱	۲۱۶	-	۲۴۰

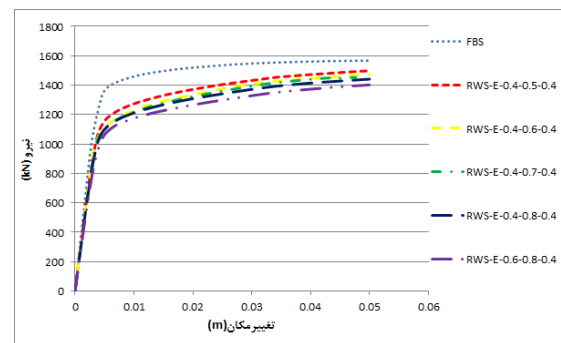
بررسی نتایج

کانتورهای تنش به دست آمده از تحلیل‌های چرخه‌ای برای اتصالات RBS-R و RWS-E و اتصال معمولی بدون مقطع کاهش یافته (FBS) بر اساس معیار تسلیم‌شدگی فون میزز در گام نهایی بارگذاری در شکل (۱۳) ارائه شده است. تنش فون میزز (q) مطابق رابطه (۱) تعریف می‌شود.

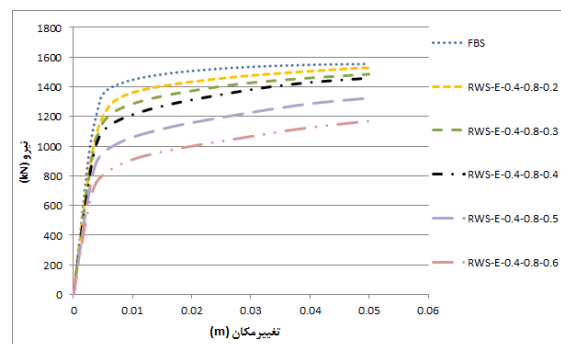
منحنی نیرو-تغییر مکان مدل‌های گروه الف در شکل (۱۱-الف) ارائه شده است. بر اساس این شکل با ایجاد بازشو در جان ظرفیت باربری تیر کاهش می‌یابد. همان‌طور که از نتایج این شکل مشخص است با دور شدن محل بازشو از تکیه‌گاه ظرفیت باربری مقداری افزایش می‌یابد. تأثیر طول بازشو بر منحنی نیرو-تغییر مکان تیر در مدل‌های گروه ب مطابق شکل (۱۱-ب) بررسی شده است. نتایج این شکل نشان می‌دهد که با افزایش طول بازشو ظرفیت باربری مقداری کاهش می‌یابد. منحنی نیرو-تغییر مکان مدل‌های گروه ج در شکل (۱۱-ج) ارائه شده است. بر اساس این شکل با افزایش عمق بازشو ظرفیت باربری تیر کاهش می‌یابد، (خصوصاً تیرهای با بازشوهایی به عمق‌های ۵۰ و ۶۰ درصدی ارتفاع تیر).



(الف)



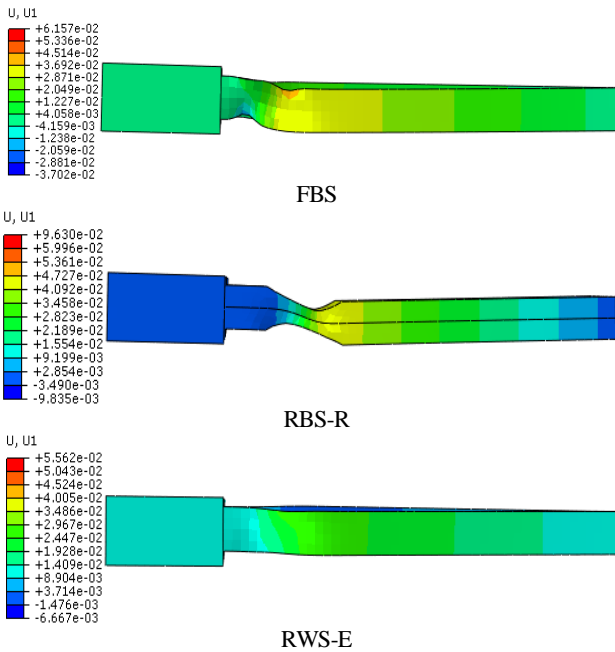
(ب)



(ج)

شکل ۱۱ منحنی نیرو-تغییر مکان: (الف) مدل‌های گروه الف؛ (ب) مدل‌های گروه ب؛ (ج) مدل‌های گروه ج

بروز پدیده تغییرشکل جانبی-پیچشی در تیر اشاره نمود. تغییرشکل جانبی اتصالات در شکل (۱۴) نشان داده شده است. بر اساس این شکل تحت اعمال بارگذاری چرخه‌ای، بیشترین تغییرشکل جانبی در اتصال RBS-R رخ داده است. ماکزیمم تغییرشکل جانبی رخ داده در اتصالات FBS، RBS-R و RWS-E به ترتیب ۶۱، ۹۶ و ۵۵ میلی‌متر می‌باشد.



شکل ۱۴ تغییرشکل جانبی اتصالات

برای ارزیابی و مقایسه شکست شکل پذیر دو محل در یک مدل اجزاء محدود و یا بین مدل‌های مختلف در یک محل، اندیس شکست معیار مناسبی است. اندیس شکست (Rupture Index (RI) از رابطه (۲) به دست می‌آید.

$$RI = \frac{\left(\frac{PEEQ}{\epsilon_y}\right)}{\exp\left(1.5\frac{p}{q}\right)} \quad (2)$$

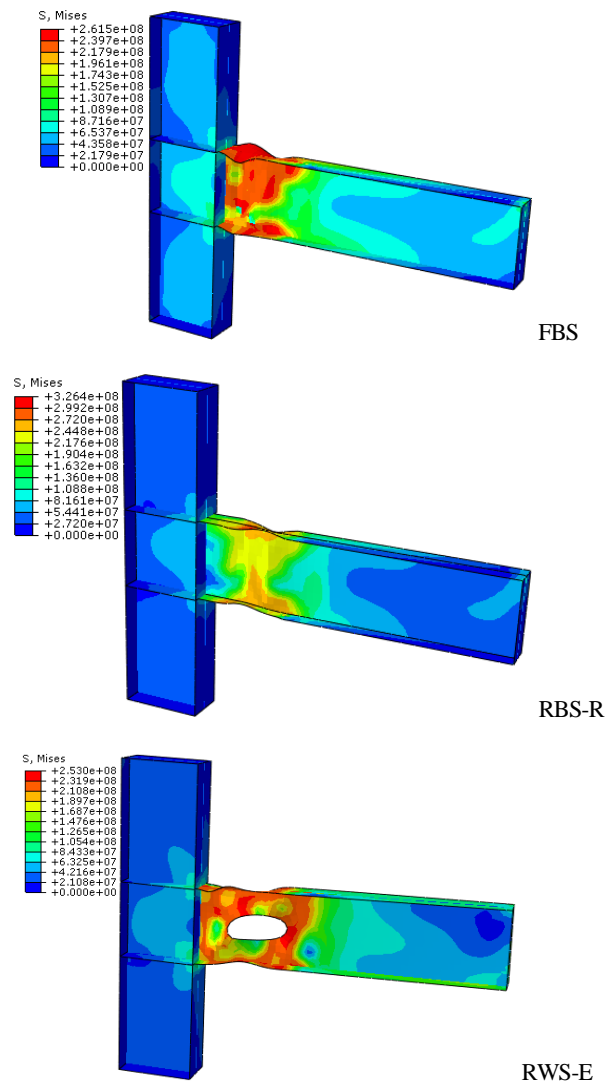
که ϵ_y کرنش تسلیم است. نرخ تنش هیدرواستاتیک (Hydrostatic stress) به تنش فون-میزز $\left(\frac{p}{q}\right)$ ، نرخ سه محوری (Triaxiality ratio) (TR) نامیده می‌شود. همچنین، کرنش پلاستیک معادل (Equivalent plastic strain) (PEEQ) را می‌توان از رابطه (۳) محاسبه کرد.

$$PEEQ = \sqrt{\frac{2}{3} \epsilon_{ij}^{pl} \epsilon_{ij}^{pl}} \quad (3)$$

در این رابطه، ϵ_{ij}^{pl} مولفه‌های کرنش پلاستیک در راستاهای i و j است.

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} \quad (1)$$

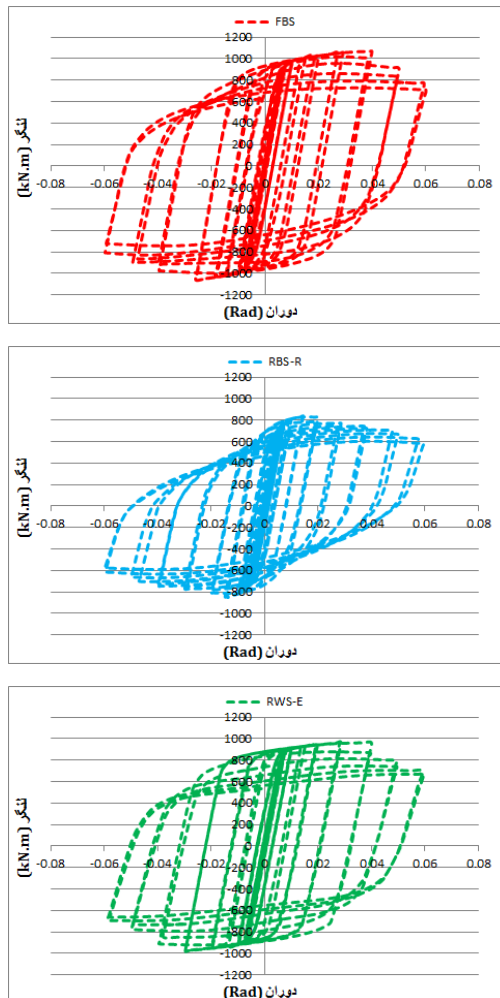
که $S_{ij} = \sigma_{ij} + p\delta_{ij}$ مؤلفه تانسور تنش انحرافی؛ p تنش هیدرواستاتیک و δ_{ij} دلتای کرونیگر می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۱۳) دیده می‌شود، ماکزیمم تنش برای اتصالات RBS-R و RWS-E در ناحیه مقطع کاهش یافته در تیر رخ داده است و برای اتصال FBS تمرکز ماکزیمم در ناحیه اتصال می‌باشد. در اتصال بدون مقطع کاهش یافته ماکزیمم تغییرشکل‌ها در نزدیک بر اتصال رخ داده است در حالی که برای اتصالات کاهش یافته ماکزیمم تغییرشکل‌ها در محل مقطع کاهش یافته رخ می‌دهد. همچنین، مقدار تنش اتصالات RWS-E نسبت به اتصالات RBS-R کمتر می‌باشد.



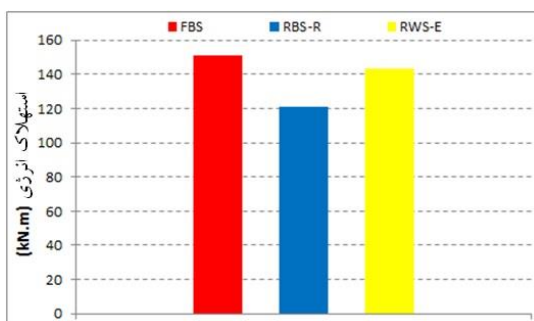
شکل ۱۳ توزیع تنش فون میز در گام نهایی بارگذاری

از جمله معایب اتصالات کاهش یافته در بال، می‌توان به امکان

می‌شود. شکل (۱۷) انرژی مستهلک شده‌ی مدل‌ها را نشان می‌دهد. استهلاک انرژی اتصالات RBS-R و RWS-E به ترتیب حدود ۲۰٪ و ۵٪ نسبت به اتصال FBS کمتر است. واضح است که مدل FBS دارای مدول مقطع پلاستیک بالاتر نسبت به اتصال کاهش یافته می‌باشد.

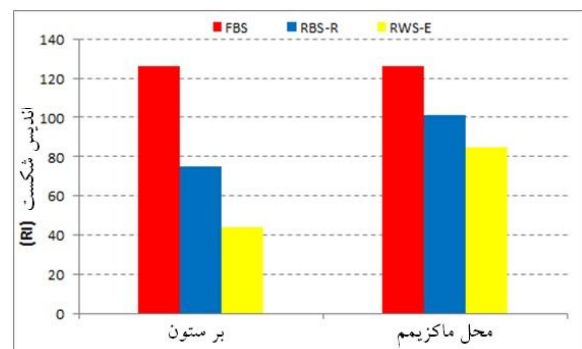


شکل ۱۶ منحنی‌های چرخه‌ای



شکل ۱۷ استهلاک انرژی اتصالات

با توجه به شکل (۱۳) بیشترین تمرکز تنش‌ها برای اتصال FBS در ناحیه بر ستون می‌باشد و برای اتصالات RBS-R و RWS-E در ناحیه مقطع کاهش یافته رخ داده است. محل‌های تمرکز تنش‌ها نواحی مستعد رخ دادن شکست می‌باشند. بنابراین در این بخش مقدار اندیس شکست در ناحیه رخ دادن ماکزیمم تنش برای اتصالات محاسبه شد. همچنین به منظور ارزیابی امکان رخ دادن شکست جوش اتصال، اندیس شکست در ناحیه بر ستون نیز محاسبه شد. مقدار اندیس شکست در نواحی ذکر شده در شکل (۱۵) ارائه شده است. اتصال FBS دارای بیشترین مقدار اندیس شکست می‌باشد. مقدار RI برای اتصال RBS-R نسبت به اتصال RWS-E بیشتر است. اندیس شکست بالا احتمال رخ دادن پارگی در دررفت‌های پایین را افزایش می‌دهد، بنابراین پتانسیل شکست برای اتصال RBS-R و اتصال FBS نسبت به اتصال RWS-E بیشتر می‌باشد.



شکل ۱۵ اندیس شکست در بر ستون و محل ماکزیمم PEEQ

پاسخ هیستریزس لنگر-دوران اتصالات در شکل (۱۶) نشان داده شده است. همان‌طور که از نتایج این شکل مشخص است ماکزیمم مقاومت خمشی برای اتصالات FBS و RWS-E در زوایه دررفت ۰/۰۴ رادیان رخ داده است و برای اتصال RBS-R در زوایه دررفت ۰/۰۲ رادیان رخ داده است و بعد از این زوایای دررفت اتصال دچار تنزل مقاومت می‌شود. نسبت مقاومت ماکزیمم به مقاومت در ۰/۰۶ رادیان برای اتصالات FBS، RBS-R و RWS-E به ترتیب برابر ۰/۶۶، ۰/۶۴ و ۰/۷۰ می‌باشد که نشان‌دهنده تنزل مقاومت کمتر اتصال RWS-E است.

طراحی شکل‌پذیر اتصالات، نیاز به استهلاک انرژی ایجاد شده در سازه ناشی از زلزله دارد. انرژی مستهلک شده از طریق سطح محصور شده به وسیله‌ی حلقه‌های هیستریزس در هر سیکل محاسبه

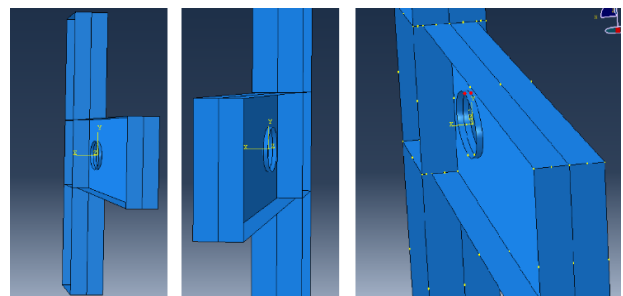
بررسی تأثیر استفاده از سخت کننده بر عملکرد اتصال

RWS-E

در این بخش از تحقیق به بررسی تأثیر استفاده از سخت کننده بر عملکرد چرخه‌ای اتصالات RWS-E پرداخته می‌شود. مدل‌ها مطابق جدول (۵) در نظر گرفته شده‌اند. مدل RWS-E مدل بدون سخت کننده و مدل‌های RWS-E-St5، RWS-E-St8 و RWS-E-St10 مدل‌های دارای سخت کننده هستند که در آنها ضخامت سخت کننده، به ترتیب، ۵، ۸ و ۱۰ میلی‌متر است. شکل (۱۸) محل تعبیه سخت کننده و نوع آن را نشان می‌دهد. در مدل‌های فوق‌الذکر، سخت کننده حلقوی بیضوی از هر دو طرف جان تیر به اندازه ۲٫۵ سانتیمتر (پهنای کل ۵ سانتیمتر)، دور تا دور ناحیه برش خورده تعبیه شده‌اند. عرض بال تیر ۲۲ سانتیمتر و عمق مقطع تیر ۶۰ سانتیمتر است و عرض بال ستون ۳۰ سانتیمتر و عمق مقطع ستون ۶۰ سانتیمتر می‌باشد.

جدول ۵ مدل‌های مورد بررسی

مدل	a (mm)	b (mm)	h (mm)	سخت کننده (mm)
RWS-E	۲۴۰	۴۸۰	۲۴۰	-
RWS-E-St5	۲۴۰	۴۸۰	۲۴۰	۵
RWS-E-St8	۲۴۰	۴۸۰	۲۴۰	۸
RWS-E-St10	۲۴۰	۴۸۰	۲۴۰	۱۰

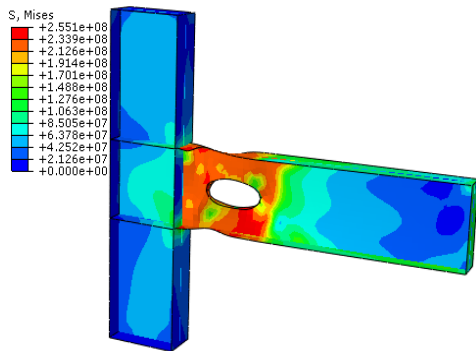


شکل ۱۸ جزئیات سخت کننده

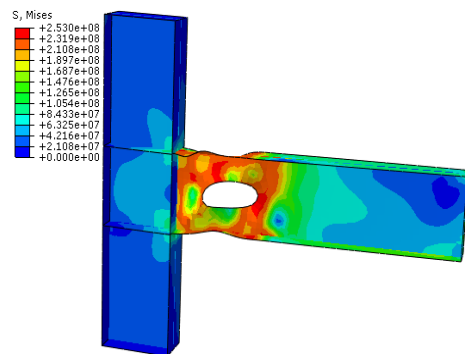
بررسی نتایج

شکل (۱۹) توزیع تنش فون میز در اتصالات را نشان می‌دهد. همان‌طور که از این شکل مشخص است، استفاده از سخت کننده عملکرد اتصال را از لحاظ دور کردن تنش‌ها از بر ستون چندان بهبود بخشیده است. با دقت در نتایج مشاهده می‌شود که با افزایش ضخامت ورق سخت کننده تنش‌ها و تغییر شکل‌ها به مقدار جزئی به

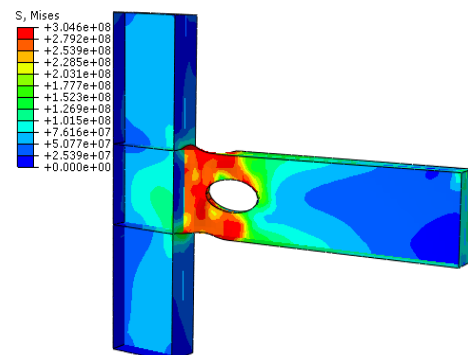
بر ستون نزدیک‌تر می‌شوند.



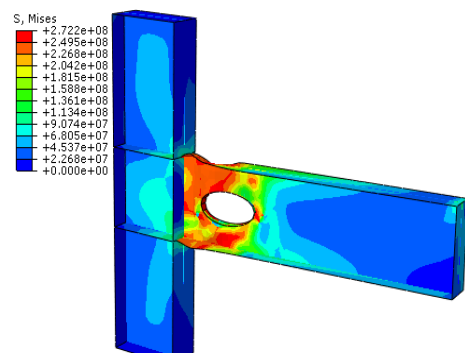
RWS-E



RWS-E-St5



RWS-E-St8

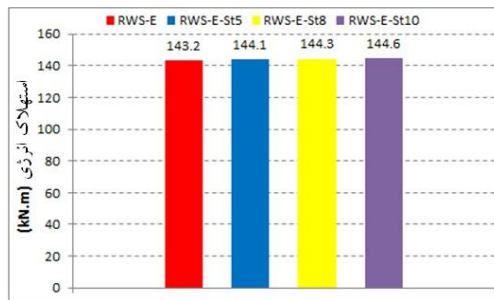


RWS-E-St10

شکل ۱۹ توزیع تنش فون میز در گام نهایی بارگذاری

پاسخ هیستریزیس لنگر-دوران اتصالات در شکل (۲۰) نشان

شده است.



شکل ۲۱ استهلاک انرژی اتصالات

بررسی تأثیر استفاده از سخت کننده بر عملکرد قاب با اتصالات RWS-E

در این بخش از تحقیق به بررسی تأثیر استفاده از سخت کننده بر عملکرد چرخه‌ای قاب با اتصالات RWS-E پرداخته می‌شود. مدل‌ها مطابق جدول (۶) در نظر گرفته شده‌اند. در این مدل‌ها که در شکل (۲۲) نیز نشان داده شده‌اند، جزئیات قاب‌ها عبارتند از: ارتفاع کامل ستون‌ها ۳٫۲ متر است؛ عمق مقطع ستون‌ها ۶۰ سانتیمتر می‌باشد؛ عرض بال ستون‌ها نیز ۳۰ سانتیمتر انتخاب شده است. همچنین، طول خالص تیر ۴٫۸ متر است؛ عرض بال تیر ۲۲ سانتیمتر می‌باشد؛ عمق مقطع تیر نیز ۶۰ سانتیمتر انتخاب شده است. علاوه بر این، در مدل‌های مذکور، سخت کننده‌های حلقوی بیضوی شکل از هر دو طرف جان تیر به اندازه ۵ سانتیمتر (پهنای کل ۱۰ سانتیمتر)، و ضخامت ۵ میلیمتر، دور تا دور ناحیه برش خورده تعبیه شده‌اند. اقطار بیضی برش خورده نیز ۲۴ سانتیمتر (قطر قائم) در ۴۸ سانتیمتر (قطر افقی) می‌باشند.

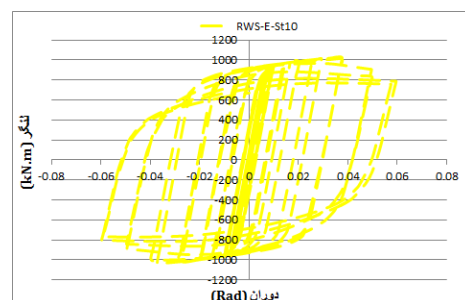
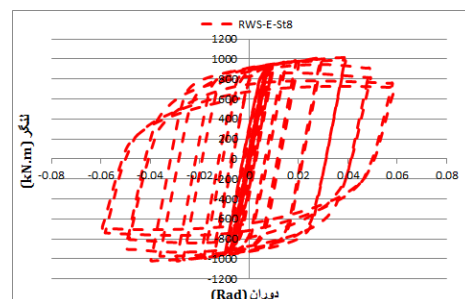
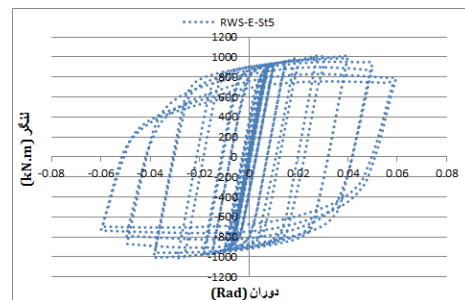
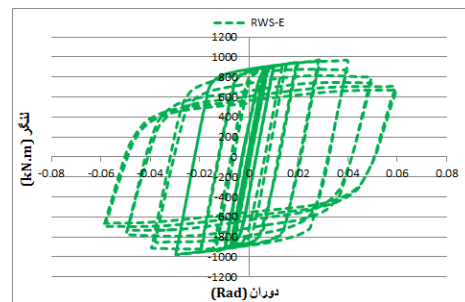
جدول ۶ مدل‌های مورد بررسی

مدل	a (mm)	b (mm)	h (mm)	4c (mm)	سخت کننده (mm)
F-FBS	-	-	-	-	-
F-RBS-R	۲۴۰	۴۸۰	-	۲۴۰	-
F-RWS-E	۲۴۰	۴۸۰	۲۴۰	-	-
F-RWS-E-St5	۲۴۰	۴۸۰	۲۴۰	-	۵

بررسی نتایج

توزیع تنش فون میز در اتصالات در شکل (۲۲) نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل مشخص است، در قاب‌های F-FBS، F-RBS-R و F-RWS-E-St5 بیشترین تنش‌ها و تغییرشکل‌ها

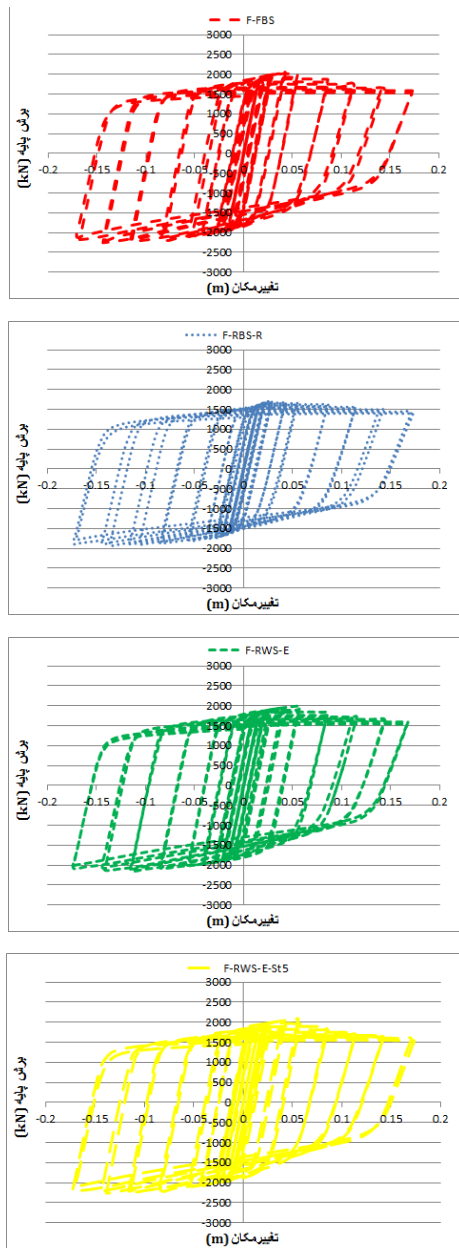
داده شده است. همان‌طور که از این شکل مشخص است ماکزیمم مقاومت خمشی اتصالات در زوایه دریافت ۰/۰۴ رادیان رخ داده و بعد از این زوایه اتصال دچار تنزل مقاومت می‌شود. با دقت در نتایج این منحنی‌ها درمی‌یابیم وجود سخت کننده بر کاهش عملکرد چرخه‌ای اتصال تأثیر جزئی دارد. تأثیر افزایش ضخامت ورق سخت کننده نیز بر کاهش عملکرد چرخه‌ای اتصال ناچیز است.



شکل ۲۰ منحنی‌های چرخه‌ای اتصالات

شکل (۲۱) انرژی مستهلک شده‌ی اتصالات را نشان می‌دهد. همان‌طور که از نتایج این شکل مشخص است استفاده از ورق سخت کننده به مقدار کم سبب افزایش استهلاک انرژی در اتصالات

سخت کننده بر کاهش عملکرد چرخه‌ای تأثیر قابل ملاحظه‌ای ندارد.

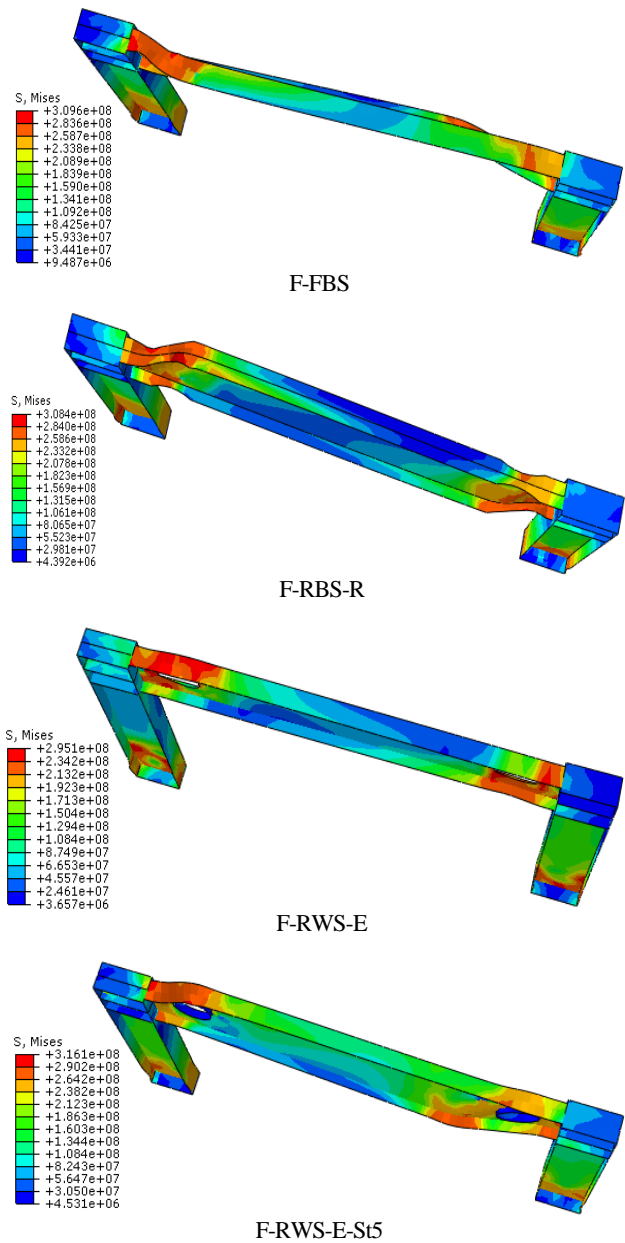


شکل ۲۳ منحنی‌های چرخه‌ای برش پایه-تغییر مکان

نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، اثرات برش بیضوی در جان تیر، برش شعاعی در بال تیر و نیز اثر وجود سخت کننده تیر، بر رفتار تیر، اتصال و قاب خمشی فولادی RBS و RWS مطالعه شد. با استفاده از روش اجزاء محدود غیرخطی با المان‌های سه‌بعدی در نرم افزار ABAQUS، تحلیل‌های قاب تحت بارگذاری چرخه‌ای انجام شد. از معیار شکست فون-میزز و کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) جهت ارزیابی

در نواحی نزدیک به اتصال رخ داده است. همچنین این قاب‌ها دچار کماتش‌های پیچشی جانبی شده‌اند. اما در قاب F-RWS-E علاوه بر دور کردن تنش‌ها از بر ستون تغییر شکل و کماتش کمتری در آن رخ داده است.



شکل ۲۲ توزیع تنش فون میز در گام نهایی بارگذاری

پاسخ هیستریز برش پایه-تغییر مکان قاب‌ها در شکل (۲۳) نشان داده شده است. همان‌طور که از نتایج این شکل مشخص است قاب با تیر مقطع کاهش یافته ظرفیت برشی کمتری نسبت به سایر قاب‌ها از خود نشان داده است. عملکرد چرخه‌ای سایر قاب‌ها تقریباً یکسان می‌باشد. با دقت در نتایج این منحنی‌ها درمی‌یابیم استفاده از

استفاده از سخت‌کننده تاثیر کمی در ارتقاء عملکرد قاب‌های خمشی با تیر مقطع کاهش یافته دارد، زیرا علاوه بر این که محل تشکیل مفصل پلاستیک را از بر ستون خیلی دور نمی‌کند، عملکرد چرخه‌ای قاب را نیز چندان بهبود نمی‌بخشد.

با افزایش ضخامت ورق سخت‌کننده تنش‌ها و تغییرشکل‌ها به بر ستون نزدیک‌تر می‌شوند. تأثیر استفاده از سخت‌کننده و نیز افزایش ضخامت ورق سخت‌کننده بر کاهش عملکرد چرخه‌ای اتصال ناچیز است. همچنین، استفاده از سخت‌کننده، به مقدار کم، سبب افزایش استهلاک انرژی در اتصال می‌شود.

در قاب‌های جوشی با تیر مقطع کامل، با تیر با برش شعاعی و با تیر با برش بیضوی همراه با سخت‌کننده، بیشترین تنش‌ها و تغییرشکل‌ها در نواحی نزدیک به اتصال رخ می‌دهد. همچنین این قاب‌ها دچار کماتش‌های پیچشی-جانبی می‌شوند. اما در قاب با برش بیضوی در جان تیر علاوه بر دور کردن تنش‌ها از بر ستون، تغییرشکل و کماتش کمتری در آن رخ می‌دهد.

قاب با تیر مقطع کاهش یافته به روش برش شعاعی، ظرفیت برشی کمتری نسبت به سایر قاب‌ها از خود نشان می‌دهد.

سپاسگزاری

نتایج استفاده شد. همچنین، به منظور اطمینان از صحت نتایج مدل-سازی‌های عددی انجام یافته، نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی پژوهش‌های پیشین تطبیق داده شد.

اهم نتایج به دست آمده از این تحقیق، به صورت زیر قابل نتیجه‌گیری هستند:

اتصال با تیر مقطع کامل، بیشترین مقدار اندیس شکست را دارد. مقدار اندیس شکست برای اتصال با تیر با مقطع کاهش یافته به روش برش شعاعی در بال نسبت به اتصال با برش بیضوی در جان بیشتر است. اندیس شکست بالا احتمال رخ دادن پارگی در دررفت-های پایین را افزایش می‌دهد، بنابراین پتانسیل شکست برای اتصال با برش بیضوی کمتر می‌باشد.

نسبت مقاومت ماکزیمم به مقاومت در گام نهایی بارگذاری برای اتصالات با مقطع کامل و با مقطع کاهش یافته به روش برش شعاعی و برش بیضوی به ترتیب برابر ۰/۶۶، ۰/۶۴ و ۰/۷۰ می‌باشد که نشان‌دهنده تنزل مقاومت کمتر اتصال با برش بیضوی است.

اتصال با برش بیضوی در جان حدود ۱۵ درصد انرژی بیشتری نسبت به اتصال با برش شعاعی مستهلک می‌کند، که بیانگر شکل-پذیری بیشتر این اتصال می‌باشد.

مراجع

- [1] Jones SL, Fry GT, Engelhardt MD. Experimental evaluation of cyclically loaded reduced beam section moment connections. *Journal of Structural Engineering*. vol. 128, no. 4. Pp.441-51, 2002.
- [2] Bertero VV. Performance of steel building structure during the Northridge earthquake. Report No. UCB/EERC-94/09. 1994.
- [3] S. J. Chen, C. H. Yeh, J. M. Chu, "Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance," *Journal of Structural Engineering*, vol. 122, no. 11, pp. 1292-1299, 1996. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1996\)122:11\(1292\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1996)122:11(1292))
- [4] S. L. Jones, G. T. Fry, M. D. Engelhardt, "Experimental Evaluation of Cyclically Loaded Reduced Beam Section Moment Connections," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 4, pp. 948-953, 2002. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(441\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(441))
- [5] Zhang X, Ricles JM. "Experimental evaluation of reduced beam section connections to deep columns". *Journal of Structural Engineering*. vol. 132, no.3, pp346-57. 2006;
- [6] S. Kumar, and D. Rao, "RHS beam-to-column connection with web opening—experimental study and finite element modeling," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 62, no. 8, pp. 739-46, 2005. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.11.016>

- [7] SAC Joint Venture. Guidelines Development Committee, SAC Joint Venture, Structural Engineers Association of California, Applied Technology Council, California Universities for Research in Earthquake Engineering. Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-frame Buildings. Federal Emergency Management Agency; 2000.
- [8] D. T. Pachoumis, E. G. Galoussis, C. N. Kalfas, and I. Z. Efthimiou, "Cyclic performance of steel moment-resisting connections with reduced beam sections experimental analysis and finite element model simulation," *Engineering Structures*, vol. 32, no. 9, pp. 2683-2692, 2010. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.04.038>
- [9] C. E. Sofias, C. N. Kalfas, and D. T. Pachoumis, "Experimental and FEM analysis of reduced beam section moment end plate connections under cyclic loading," *Engineering Structures*, vol. 59, pp. 320-329, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.11.010>
- [10] Code P. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Incorporating Corrigendum March. 2010.
- [11] S. El-Tawil, T. Mikesell, E. Vidarsson, S. Kunnath, "Strength and Ductility of FR Welded Bolted Connections," Report No. SAC/BD-98/01, SAC Joint Venture, Sacramento, CA, 1998.
- [12] ANSI/AISC 358-16. Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications.
- [13] M. Davarpanah, H. R. Ronagh, P. Memarzadeh, and F. Behnamfar, "Cyclic behaviour of elliptical-shaped reduced web section connection," *Journal of Structural Design*, vol. 24, pp. 955–973, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.02.016>
- [14] M. Davarpanah, H. Ronagh, P. Memarzadeh, and F. Behnamfar, "Cyclic behavior of welded elliptical-shaped RWS moment frame," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 175, pp. 106319, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106319>
- [15] H. R. Nazaralizadeh, H. Ronagh, P. Memarzadeh, and F. Behnamfar, "Cyclic performance of bolted end-plate RWS connection with vertical-slits," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 173, pp. 106236, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106236>
- [16] D. D. Yan, B. L. Zhou, X. Guo, F. Lai, X. Wei, Y. P. Xu, and M. Esfandi-Jahanian, "Investigation of behavior of interior steel connections with openings in beam web and flange under monotonic loading," *Advanced Steel Construction*, vol. 17, no. 4, pp. 340-348, 2021. <https://doi.org/10.18057/IJASC.2021.17.4.2>
- [17] H. R. Nazaralizadeh, H. Ronagh, P. Memarzadeh, and F. Behnamfar, "A practical design approach to bolted end-plate vertical-slits RWS connection," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 20, pp. 547-586, 2022. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01238-2>
- [18] K. D. Tsavdaridis, C. K. Lau, and A. Alonso-Rodríguez, "Experimental behaviour of non-seismical RWS connections with perforated beams under cyclic actions," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 183, pp. 106756, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106756>
- [19] F. F. Almutairi, K. D. Tsavdaridis, A. Alonso Rodriguez, P. G. Asteris, and M. E. Lemonis, "Hysteretic Behaviour of Composite Reduced Web Section (RWS) Connections for Seismic Applications," *Journal of Earthquake*

- Engineering*, 2023. <https://doi.org/10.1080/13632469.2023.2204172>
- [20] H. Y. Chang, C. T. Liao, S. Y. Kang, S. Y. Ho, and C. M. Lai, "Seismic performance of RWS moment connections to steel box-columns and H-beams with general sections," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 201, pp. 107691, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107691>
- [21] H. Yu, and W. Li, "Comparison of steel frames with RWS and WFP beam-to-column connections through seismic fragility analysis," *Advances in Structural Engineering*, vol. 24, no. 8, pp. 1583-1598, 2021. <https://doi.org/10.1177/1369433220977284>
- [22] I. Kanao, T. He, Z. Yu, K. Morisako, "Behavior of RBS Beams Reinforced by Stiffeners Subjected to Cyclic Loading," *Journal of Engineering*, vol. 2018, 2018. <https://doi.org/10.1155/2018/6173873>
- [23] M. Tahamouli-Roudsari, H. Jamshidi, and M. M. Zangeneh, "Experimental and numerical investigation of IPE reduced beam sections with diagonal web stiffeners," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 22, no. 4, pp. 533-552, 2018. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1234422>
- [24] American Institute of Steel Construction. Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction; 2002.

