



Numerical study of block shear limit state in welded gusset plates

M. Ghaderi-Garekani^{*1}, S. Maleki²

¹Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology

²Professor, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology

ABSTRACT: The block shear failure is a common limit state that governs the base metal strength in welded connections. The framework for block shear strength prediction adopted by current design specifications is originally based on research results on bolted joints. Also, in the past few studies conducted on welded connections, the mechanical properties of the steel used are distinct from the commonly applied steel in Iran. In this paper, first, a nonlinear finite element model with ductile damage capability was developed and validated against available test results on welded gusset plate connections. Then, a parametric study was performed on connection length, connection width, welding configuration, and gusset plate thickness, in which, the strain and stress distribution, as well as the block shear rupture path, were investigated. The results showed that the mechanics of block shear failure in welded connections is different from bolted ones for reasons like stress triaxiality development in tensile failure plane due to the existence of additional constraint against necking of base metal fibers adjacent to the weld. Evaluation of existing block shear strength equations revealed that the AISC block shear design equations provide so conservative capacities, on average 36%, for welded connections. Accordingly, a new block shear strength equation was developed, such that, the predicted nominal block shear strengths are, on average about 5% on the conservative side; however, using the LRFD load and resistance factors in the design along with this equation, the safety needed for this limit state is ensured.

Review History:

Received: May, 03, 2021

Revised: Sep. 09, 2021

Accepted: Oct. 02, 2021

Available Online: Oct. 16, 2021

Keywords:

Block shear

Gusset plate

Welded connection

Base metal strength

Finite element analysis

1- Introduction

Block shear failure is one of the probable failure modes for welded structural steel connections in which a block of base metal material surrounding the welded region is detached from the connecting element. The most remarkable feature of this failure mode is a variable contribution of two stress components: tensile stresses in the planes perpendicular to the loading direction and shear stresses in the planes parallel to the loading direction. The ANSI/AISC 360-16 specification [1] suggests the block shear nominal strength, R_n , as the lesser of the following two equations:

$$R_n = 0.6F_u A_{mv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (1)$$

$$R_n = 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (2)$$

where F_y and F_u are the yield and tensile strengths of the steel material, respectively, A_{mv} and A_{gv} are the net and gross areas subjected to shear, respectively, A_{nt} is the net area subjected to tension and U_{bs} is a reduction coefficient for nonuniform tensile stresses. It should be noted that in welded connections, the gross and net areas are identical; hence, Eq. (2) always governs and also $U_{bs} = 1$. The block shear design strength equation in current North American design standards has been mainly based on research results of steel members with bolted connections and later was extended to encompass welded connections. The structural behavior and the block shear capacity of gusset plates with bolted end connections have been studied by a number of researchers [2-4]. However, for welded connections, research studies are scarce [5]. Topkaya [6] investigated the BS failure in welded gusset plates through experimental and numerical studies. It was shown that the mechanics of block shear failure in such connections is different from bolted connections. Oosterhof and Driver [7] conducted numerical and experimental research on BS failure in concentrically loaded welded lap plate connections.

*Corresponding author's email: majid.ghaderi69@student.sharif.



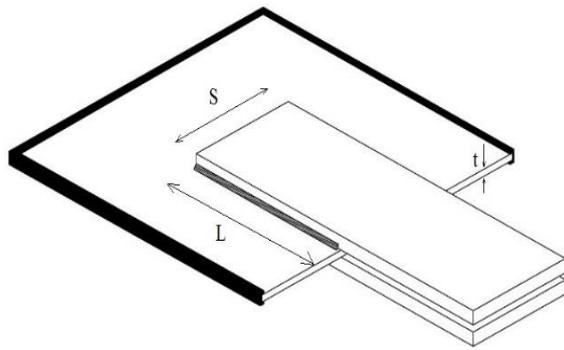


Fig. 1. A typical welded lap plate connection

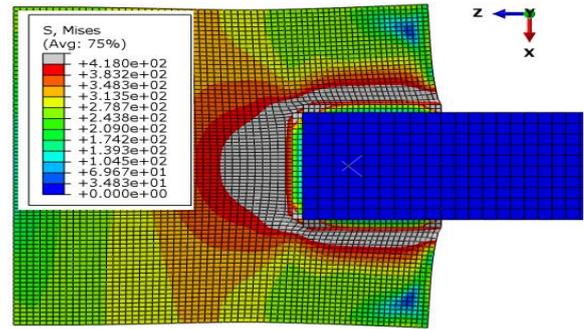


Fig. 2. Von Mises stress contours at the ultimate

This paper discusses the numerical study that has been carried out to investigate the block shear strength of welded gusset plates. Once validated by comparison with the available test data, the nonlinear finite element (FE) model was employed to conduct a parametric study in order to examine the effects of various parameters such as connection geometry and weld arrangement on the block shear strength of welded gusset plates. Finally, as the main objective of this research, a new block shear strength prediction equation was proposed.

2- Methodology

The general purpose finite element (FE) software ABAQUS [8] was used to simulate the models of welded gusset plate connections shown in Figure 1. The FE models are assembled from three parts: lap plates, gusset plates, and welds. Two types of welding arrangements are considered. Weld group type (A) has only longitudinal welds, while weld group type (B) has both longitudinal and transverse welds. The three-dimensional element (C3D8R) is used to mesh all components of the model. Stress-strain data were taken from the result of the coupon test of S235 steel [9]. The von Mises yield criterion and its associated flow rule were used to detect the onset of plastic deformation in the gusset plate. In order to input the data into ABAQUS, the engineering stress-strain data were converted to true stress and strain values. To obtain an accurate failure pattern, the “Damage for Ductile Metals” module available in ABAQUS was utilized to consider material strength degradation due to the initiation and evolution of cracks. The FE modeling assumptions described above were validated through simulation of the available test data. Table 1 indicates a summary of the geometric parameters involved (as defined in Figure 1), for twenty welded gusset plate connections.

3- Results and discussion

The data gathered from the FE analyses showed that all models failed in block shear with a U-shaped failure path, including a tensile plane and two shear planes. Figures 2 and 3 illustrate and von Mises and PEEQ contours at the ultimate

capacity level for model #1. Block shear fracture is initiated from the critical zone located at the corners of the tensile plane and then is propagated to shear rupture in shear planes.

The tensile and shear stress distribution along the failure planes at the ultimate strength for models #1 and #16 are shown in Figures 4 and 5, respectively. As seen in the figures, the tensile and shear stresses distribute on the failure planes uniformly, except for the edges where stress concentration exists. The average shear stress on the shear plane is about $0.6F_u$, and the average tensile stress on the tensile plane is about 20% higher than F_u due to stress triaxiality presence. Also, comparing the results of models #1 and #16 shows that transverse weld presence has no significant influence on stress distribution as well as, the block shear capacity, as shown in Figure 6.

Table 1. Models properties

Model #	Type	L (mm)	S (mm)	t (mm)
1	A	100	100	4
2	A	75	100	4
3	A	50	75	4
4	A	125	100	4
5	A	100	75	4
6	A	100	100	5
7	A	75	100	5
8	A	50	75	5
9	A	125	100	5
10	A	100	75	5
11	A	100	100	6
12	A	75	100	6
13	A	50	75	6
14	A	125	100	6
15	A	100	75	6
16	B	100	100	4
17	B	75	100	4
18	B	50	75	4
19	B	125	100	4
20	B	100	75	4

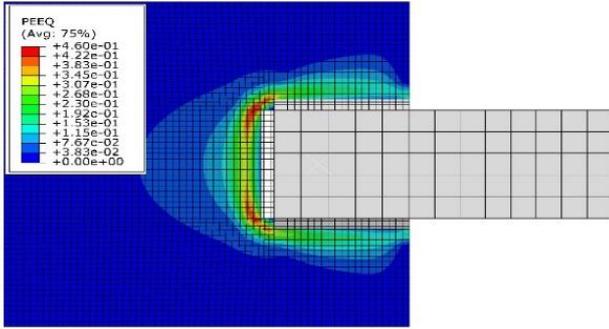


Fig. 3. PEEQ contours at the ultimate load

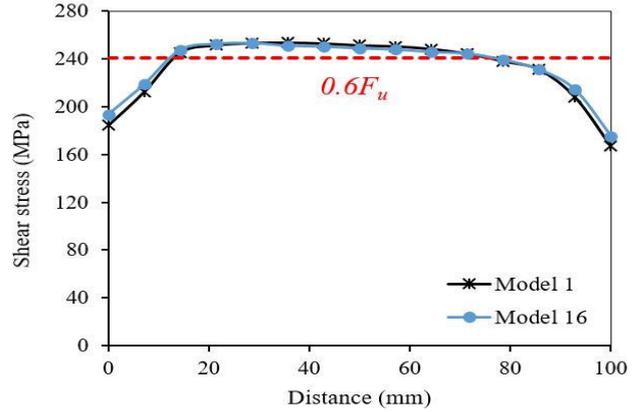


Fig. 5. Tensile stress distribution in models #1 and #16

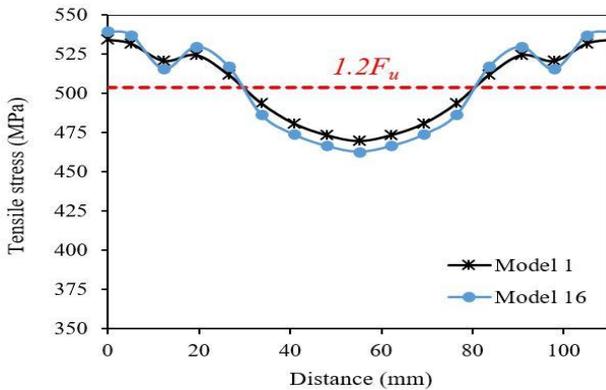


Fig. 4. Tensile stress distribution in models #1 and #16

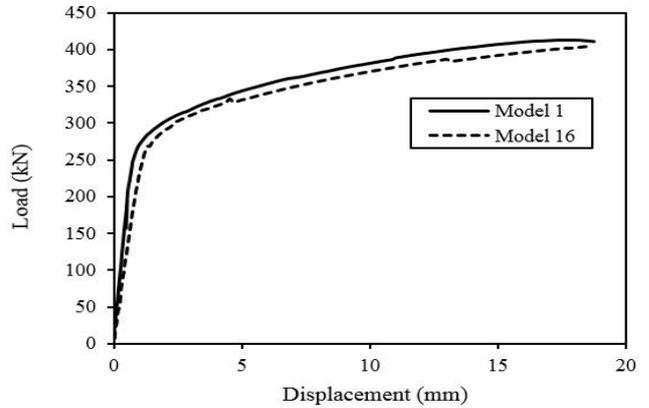


Fig. 6. Load-displacement response in models #1 and #16

The results showed that the stress triaxiality presence in the tensile failure plane makes the block shear failure mechanism in welded plates different from those in bolted ones. Indeed, fibers of the base metal in the net tensile failure plane of bolted connections can freely endure necking both in the direction of the plate thickness as well as in the perpendicular direction to the loading, while in welded connections, necking is allowed only in the thru thickness direction. Considering these phenomenological aspects, the nominal block shear design equation of a welded gusset plate under a single component concentric loading is proposed in Eq. (3). The new equation provides a more accurate estimation of block shear strength, especially for the structural steel which is common in Iran.

$$R_n = 1.2F_u A_{nt} + 0.6F_u A_{gv} \quad (3)$$

4- Conclusion

The block shear failure mechanism in welded gusset plates differs from those in bolted ones for reasons like the presence of stress triaxiality in the tensile plane, and equality of net and gross areas of shear planes.

The average shear stress on the shear plane is about $0.6F_u$, and the average tensile stress on the tensile plane is about 20% higher than F_u due to stress triaxiality presence.

Considering these phenomenological aspects, a new nominal block shear design equation of welded gusset plates under a single component concentric loading is proposed which provides a more accurate estimation of block shear strength, especially for structural steel, which is common in Iran.

References

- [1] AISC, ANSI / AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings, in, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2016.
- [2] G.L. Kulak, G.Y. Grondin, AISC LRFD rules for block shear in bolted connections- A review., Engineering

- Journal, 38 (2001) 199-203.
- [3] C. Topkaya, A finite element parametric study on block shear failure of steel tension members, *Journal of Constructional Steel Research*, 60 (2004) 1615-1635.
- [4] D.D. Clements, L.H. Teh, Active shear planes of bolted connections failing in block shear, *Journal of structural engineering*, 139(3) (2013) 320-327.
- [5] S. Maleki, M. Ghaderi-Garekani, Block shear failure in welded gusset plates under combined loading, *Journal of Constructional Steel Research*, 170 (2020) 106079.
- [6] C. Topkaya, Block shear failure of gusset plates with welded connections, *Engineering Structures*, 29 (2007) 11-20.
- [7] S.A. Oosterhof, R.G. Driver, Effects of connection geometry on block shear failure of welded lap plate connections, *Journal of Constructional Steel Research*, 67 (2011) 525-532.
- [8] V. ABAQUS, 6.16 Documentation, in: Dassault Systemes Simulia Corporation, 2016.
- [9] H.T. Zhu, M.C.H. Yam, A.C.C. Lam, V.P. Iu, The shear lag effects on welded steel single angle tension members, *Journal of Constructional Steel Research*, 65 (2009) 1171-1186.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

Majid Ghaderi-Garekani, Shervin Maleki, Numerical study of block shear limit state in welded gusset plates, Amirkabir J. Civil Eng., 54(5) (2022) 383-386.

DOI: [10.22060/ceej.2021.19991.7309](https://doi.org/10.22060/ceej.2021.19991.7309)





مطالعه عددی حالت حدی برش قالبی در صفحات گاست با اتصال جوشی

مجید قادری گرکانی^{*}، شروین ملکی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۲/۱۳
بازنگری: ۱۴۰۰/۰۶/۱۸
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۷/۱۰
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۷/۲۴

کلمات کلیدی:

برش قالبی
صفحه گاست
اتصالات جوشی
فلز پایه
تحلیل اجزاء محدود

خلاصه: پدیده‌ی برش قالبی یک حالت حدی رایج حاکم بر مقاومت فلز پایه در اتصالات جوشی است. مطالعات اندکی پیرامون این حالت حدی در اتصالات جوشی انجام شده، ضمن اینکه چارچوب آیین‌نامه‌های فعلی جهت محاسبه مقاومت برش قالبی نیز اساساً برای اتصالات پیچی ارائه شده است. در مطالعات معدود انجام شده در این خصوص نیز، مشخصات مکانیکی فولاد مورد استفاده با فولاد رایج در ایران تفاوت داشته، ضمن اینکه مطالعه تحلیلی و عددی جامعی نیز صورت نگرفته است. در این پژوهش، ابتدا مدل عددی با استفاده از روش اجزا محدود و بهره‌گیری از مدل‌سازی «خرابی برای فلزات شکل‌پذیر» ساخته شده، سپس، فرضیات روش مدل‌سازی با مقایسه نتایج عددی و داده آزمایشگاهی موجود مورد صحت‌سنجی قرار گرفته است. در ادامه نمونه‌هایی از اتصال جوشی صفحه گاست مورد مطالعه قرار گرفته و توزیع کرنش و تنش و همچنین مسیر پارگی برش قالبی در آن‌ها بررسی شد. نتایج نشان داد که مکانیزم خرابی برش قالبی در اتصالات جوشی متفاوت با اتصالات پیچی می‌باشد؛ که وجود قید اضافی در برابر فرآیند باریک‌شدگی فلز پایه در مجاورت فلز جوش از عوامل اصلی این تفاوت می‌باشد. مطالعه قیاسی بین مقاومت اسمی پیش‌بینی شده توسط معادله AISC و ظرفیت‌های به دست آمده از تحلیل عددی نشان داد که این معادله به طور میانگین ۳۶٪ محافظه‌کارانه است. بر این اساس، معادله جدیدی ارائه شد که مقاومت اسمی محاسبه شده توسط آن کمتر از ۵٪ محافظه‌کارانه بوده، ضمن اینکه ضرایب افزایش بار و کاهش مقاومت نیز قابلیت اطمینان مورد نیاز در طراحی را ایجاد خواهد نمود.

۱- مقدمه

حاصل از معادلات (۱) و (۲) به عنوان مقاومت اسمی برش قالبی در نظر گرفته می‌شود:

$$R_n = U_{bs} F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{gv} \quad (1)$$

$$R_n = U_{bs} F_u A_{nt} + 0.6 F_u A_{nv} \quad (2)$$

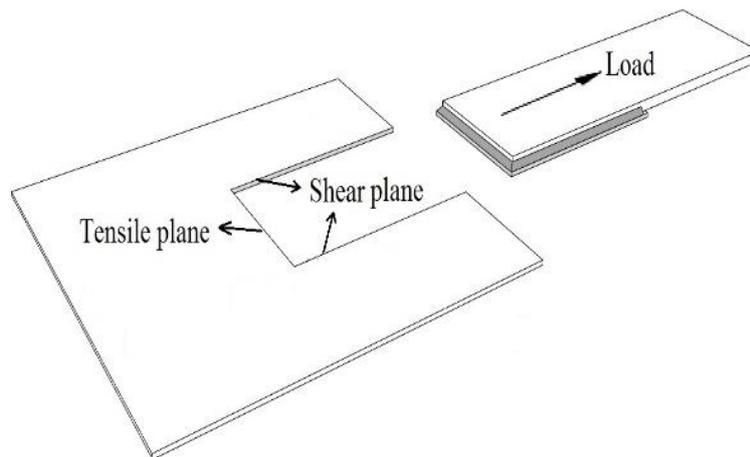
که در این معادلات، F_u و F_y به ترتیب تنش تسلیم و نهایی فولاد، A_{nt} سطح مقطع خالص تحت کشش، و A_{gv} و A_{nv} نیز به ترتیب سطح مقطع کلی و خالص تحت برش می‌باشند. همچنین، ضریب U_{bs} ضریب توزیع تنش بوده که برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی یک و برای توزیع غیر یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود. در اتصال جوشی به دلیل

مقاومت اتصال جوشی تابع مقاومت دو عنصر تشکیل دهنده اتصال، یعنی فلز جوش و فلز پایه می‌باشد. فلز پایه در اتصالات جوشی شامل عضو اتصال^۱ و جزء اتصال^۲ می‌باشد. پدیده‌ی برش قالبی یک حالت حدی رایج بر مقاومت فلز پایه در اتصالات جوشی است که در آن قطعه‌ای از مصالح فلز پایه از ناحیه‌ی اتصال جدا می‌شود. مطابق با چارچوب معرفی شده در آیین‌نامه ۳۶۰ AISC [۱]، ظرفیت برش قالبی در اتصال جوشی با فرض یک مسیر خرابی از پای خطوط جوش (بر روی فلز پایه)، سپس تفکیک صفحات خرابی^۳ با توجه به جهت بارگذاری به صفحات برشی و کششی و در نهایت محاسبه مقاومت کششی و برشی روی هر کدام از صفحات شکست و جمع آن‌ها محاسبه می‌شود (شکل ۱)، که بر این مینا، حداقل ظرفیت

- 1 Connection member
- 2 Connecting element
- 3 Failure planes

^{*} نویسنده عهده‌دار مکاتبات: majid.ghaderi69@student.sharif.edu





شکل ۱. شکل کلی گسیختگی برش قالبی در اتصال جوشی

Fig. 1. Typical block shear rupture in welded connections

جمله آیین نامه AISC [۱] (روابط (۱) و (۲)) جهت تخمین ظرفیت برش قالبی اساساً برای اتصالات پیچی بنا نهاده شده است، با این حال، استفاده از همان روابط برای کنترل این حالت حدی در اتصالات جوشی نیز توسط توصیه می‌گردد. همچنین اغلب مطالعات تجربی و تحلیلی صورت گرفته پیرامون این حالت حدی، به اتصالات پیچی اختصاص یافته است [۵-۱۲] و تحقیقات اندکی پیرامون این حالت حدی بر روی اتصالات جوشی صورت پذیرفته است [۱۳]. در پژوهشی با هدف بررسی رفتار برش قالبی در اتصالات جوشی، به مدل‌سازی و انجام آزمایش بر روی ۱۱ نمونه‌ی ورق گاست با بارگذاری کششی پرداخته شد. در این مطالعه با در نظر گرفتن نتایج حاصل از تست‌های آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی بر روی نمونه‌ها، بیان شد که مکانیزم برش قالبی به عنوان یک حالت حدی خرابی در اتصالات جوشی متفاوت از اتصالات پیچی می‌باشد. یکی از جنبه‌های بارز این تفاوت، وجود تنش سه محوره در صفحه خرابی کششی برش قالبی می‌باشد که سبب افزایش مقاومت نهایی کششی به اندازه $1.25F_u$ می‌شود [۱۴]. با در نظر گرفتن این اثر، نشان داده شد که روابط آیین‌نامه AISC پیش‌بینی دقیقی از مقاومت برش قالبی در اتصال جوشی نداشته و بر این مبنای رابطه جدیدی جهت محاسبه ظرفیت برش قالبی اتصال جوشی در فلز پایه به صورت زیر ارائه شد:

$$R_n = 1.25F_u A_{gt} + \frac{F_u}{\sqrt{3}} A_{gv} \quad (۴)$$

عدم وجود سوراخ در مقطع، سطح مقطع خالص و کلی برابر بوده و بنابراین مقاومت اسمی برش قالبی با فرض توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو، از تک معادله زیر به دست خواهد آمد:

$$R_n = F_u A_{gt} + 0.6F_y A_{gv} \quad (۳)$$

که A_{gt} سطح مقطع کلی تحت کشش می‌باشد.

پدیده برش قالبی اولین بار طی مطالعات آزمایشگاهی بر روی تیرهای سرسازی شده با اتصال پیچی مشاهده شد [۲]. طبق این مشاهدات ظرفیت برش قالبی در این تیرها ۲۴٪ کم‌تر از تیرهای مشابه سرسازی نشده گزارش گردید و در ادامه پیشنهاد گشت که ظرفیت برش قالبی به صورت مجموع مقاومت‌های کششی و برشی روی سطوح گسیختگی محاسبه گردد، گرچه در این مطالعه رابطه‌ای جهت محاسبه‌ی این ظرفیت ارائه نشد. در ادامه، نتایج آزمایشگاهی بر روی نمونه‌هایی از تیرهای سرسازی شده با اتصال پیچی منجر به شناخت بیشتر این حالت خرابی شده به طوری که نتیجه گردید که خرابی برش قالبی حاصل از ترکیب گسیختگی کششی در یک مقطع تحت اثر تنش کششی و تسلیم یا گسیختگی برشی در یک یا دو مقطع تحت اثر تنش برشی می‌باشد [۳ و ۴]. ضمن اینکه بهره‌گیری از ترکیب سطح مقطع کششی خالص و سطح مقطع برشی کل مناسب‌ترین مقادیر را منجر می‌شود [۴]. فرمول‌بندی آیین‌نامه‌های بین‌المللی موجود از

استفاده از همان روابط برای اتصالات جوشی نیز توصیه شده است. علاوه بر این، در پژوهش‌های محدود صورت گرفته پیرامون این حالت حدی در اتصالات جوشی، مشخصات مکانیکی مصالح مورد استفاده با مصالح فولادی رایج در ایران متفاوت بوده و صحت نتایج و روابط ارائه شده جهت محاسبه مقاومت برش قالبی با استفاده از فولاد ساختمانی رایج در ایران بایستی مورد بررسی ارزیابی گیرد. در این پژوهش، مطالعه عددی به روش اجزاء محدود با بهره‌گیری از چارچوب «خرابی برای فلزات شکل‌پذیر»^۱ بر روی نمونه‌هایی از اتصال جوشی صفحه گاست صورت پذیرفته، به طوری که مسیر دقیق شروع و گسترش خرابی تعیین شده و وضعیت تنش بر روی صفحات شکست مورد بررسی قرار خواهد گرفت. همچنین اثرات پارامترهای هندسی اتصال و همچنین پیکره‌بندی جوش بر روی مکانیزم وقوع این حالت حدی مورد بررسی قرار می‌گیرد. در نهایت نیز مطالعه قیاسی بین ظرفیت برش قالبی ارائه شده توسط معادلات موجود با نتایج به دست آمده از تحلیل عددی انجام گرفته و معادله پیشنهادی جهت تخمین دقیق‌تر ظرفیت برش قالبی گاست در اتصال جوشی ارائه خواهد شد.

۲- مطالعه عددی

۲-۱- کلیات

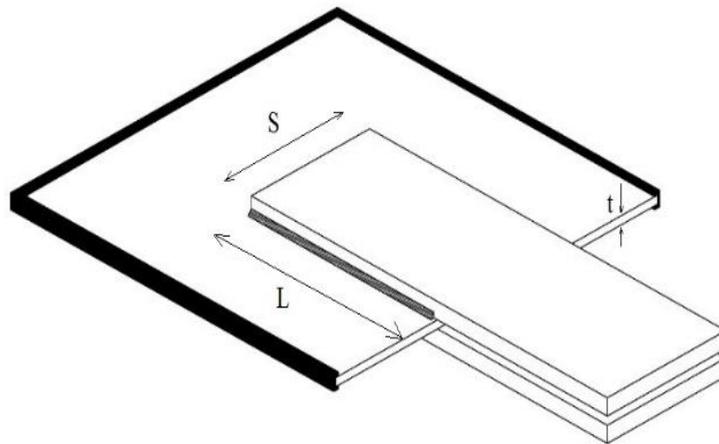
اتصال پوششی نشان داده شده در شکل ۲ به منظور مطالعه حالت حدی برش قالبی در فلز پایه مورد استفاده قرار گرفته است. این مدل اتصال به دلیل سادگی آن، جهت بررسی رفتار و مقاومت فلز پایه (ورق گاست) مناسب می‌باشد که در آن مطابق با شکل، دو تسمه (عضو اتصال)، توسط جوش گوشه (وسیله اتصال) بر روی صفحه گاست (جزء اتصال)، متصل شده‌اند. دو نوع پیکره‌بندی برای اتصال جوشی در نظر گرفته شده است به صورتی که نوع اول استفاده از جوش‌های طولی و نوع دوم استفاده از جوش‌های طولی و عرضی به طور توأم می‌باشد (شکل ۳). همچنین، با توجه به استفاده از دو تسمه به عنوان عضو اتصال، تقارن حاکم شده سبب می‌شود که اثرات مرتبط با پدیده تاخیر برش بر روی صفحه گاست ایجاد نگردد. بر این اساس، مدل‌های عددی طوری در نظر گرفته شده‌اند که با توجه به ضخامت کمتر گاست، انواع مکانیزم‌های خرابی اعم از تسلیم و گسیختگی بر روی آن رخ دهد. بارگذاری در مرکز سطح اتصال وارد خواهد شد که در واقع همان مرکز سطح گروه جوش می‌باشد.

علاوه بر این، در این مطالعه، نشان داده شد که وجود یا عدم وجود جوش در صفحه کششی، اثری بر روی رخداد پدیده برش قالبی نداشته و حالت حدی حاکم بر فلز پایه (ورق گاست) برش قالبی می‌باشد [۱۴]. در مطالعه دیگری با هدف دست‌یابی به فهم کامل‌تری از رفتار برش قالبی در اتصالات جوشی، به مدل‌سازی عددی و انجام آزمایش بر روی نمونه‌هایی با اتصال ورق بر روی گاست پرداخته شد [۱۵]. عرض ورق اتصال، طول جوش و حضور یا عدم حضور جوش عرضی پارامترهای هندسی مورد مطالعه در این تحقیق بودند. بر مبنای تحلیل‌های انجام گرفته در این پژوهش، رابطه زیر جهت محاسبه ظرفیت برش قالبی در اتصالات جوشی تحت اثر بار کششی و بدون برون محوری به صورت زیر پیشنهاد شد:

$$R_n = 1.25F_u A_{gt} + \frac{F_u + F_y}{2\sqrt{3}} A_{gv} \quad (5)$$

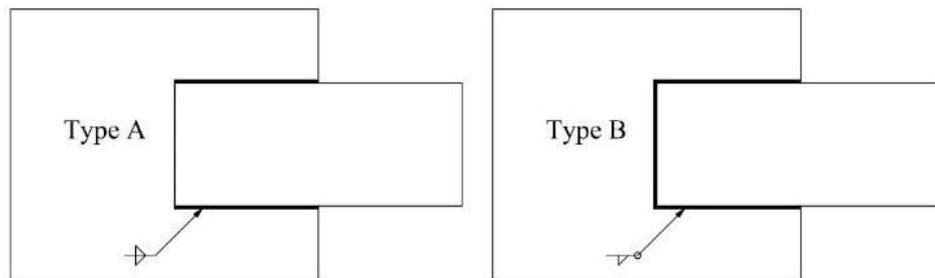
در مطالعه‌ای به بررسی پدیده گسیختگی برش قالبی در اتصالات جوشی اعضای با نیمرخ قوطی و دایروی به ورق اتصال پرداخته شد [۱۶]. در این پژوهش تعداد ۲۵ نمونه آزمایشگاهی مورد مطالعه قرار گرفتند که در تمامی نمونه‌ها گسیختگی به صورت برش قالبی در عضو اتصال رخ داد. در مطالعه تجربی [۱۷]، مشاهده شد که مکانیزم خرابی برش قالبی در تیرهای سرسازی شده با انتهای جوشی در مقایسه با تیرهای سرسازی شده با اتصال انتهایی پیچی، کاملاً متفاوت می‌باشد. همچنین نتایج این تحقیق نشان داد که وقوع پدیده برش قالبی با گسیختگی صفحه کششی همراه بوده است. در این حالت یعنی خرابی برش قالبی، گسیختگی در صفحه برشی مشاهده نشده است. این موضوع به این معناست که گسیختگی کششی نسبت به گسیختگی برشی سریع‌تر اتفاق افتاده است. مطالعاتی نیز اخیراً پیرامون حالت حدی برش قالبی در اتصال جوشی اعضای ساخته شده از فولاد ضد زنگ صورت گرفته که در آن‌ها با بررسی تنش‌ها روی سطوح گسیختگی، ترکیب آن‌ها با یکدیگر در مجاورت صفحات برشی و کششی و همچنین ارزیابی روابط فعلی آیین‌نامه‌ها در خصوص فولاد ساختمانی برای این نوع فولادها مورد بررسی قرار گرفته است [۲۰-۱۸].

همانطور که عنوان شد، اکثر مطالعات تجربی و عددی بر روی حالت حدی برش قالبی پیرامون اتصالات پیچی صورت گرفته است، و روابط آیین‌نامه AISC [۱] نیز اساساً برای اتصالات پیچی توسعه یافته‌اند اگر چه



شکل ۲. نمونه اتصال پوششی جوشی

Fig. 2. A typical welded lap plate connection



شکل ۳. انواع پیکره‌بندی گروه جوش

Fig. 3. Weld group arrangement

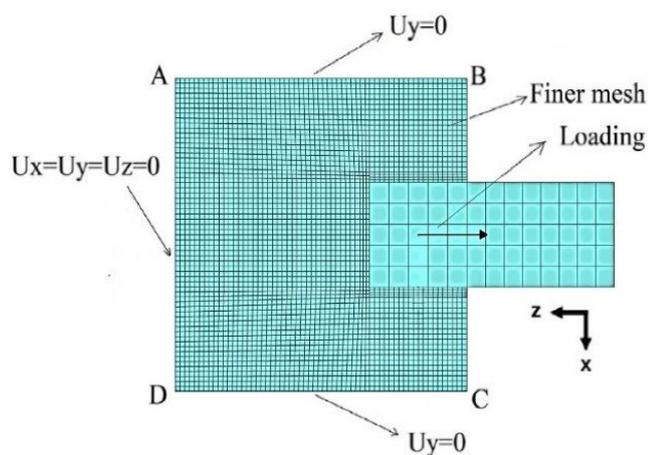
نرم‌افزار آباکوس [۲۱] صورت پذیرفته است. با توجه به شکل‌پذیری زیاد مصالح فولادی و با فرض منطقی ثابت گرفتن حجم مصالح در تغییر شکل‌های بزرگ، از المان سه بعدی توپر هشت گره‌ای که در محیط نرم‌افزار C3D8RH نامیده می‌شود، با روش انتگرال‌گیری کاهش یافته استفاده شده است. تسمه‌ها به وسیله جوش‌های گوشه طولی (و یا طولی و عرضی همزمان) به صفحه گاست متصل شده‌اند. به منظور مدل‌سازی جوش‌های گوشه، هر کدام از وجوه پارت جوش توسط قید گره^۲ در محیط آباکوس به وجوه متناظر از صفحات تسمه و صفحه گاست مقید شدند. به دلیل

مشخصات هندسی مدل‌های مورد بررسی در جدول ۱ نشان داده شده است. در تمامی مدل‌ها ضخامت تسمه‌ها برابر ۱۲ میلی‌متر و بعد جوش نیز ۶ تا ۸ میلی‌متر طوری طرح شده که خرابی در صفحه گاست رخ دهد؛ بدان معنا که مقاومت تسمه‌ها و جوش بیشتر از مقاومت نهایی حاصل شده برای صفحه گاست باشد.

۲-۲- مدل‌سازی اجزاء محدود

روش اجزای محدود ابزاری قدرتمند برای تحلیل سازه‌ها و ساختارهای مکانیکی می‌باشد. در این پژوهش مدل‌سازی اجزای محدود با استفاده از

1 ABAQUS
2 Tie



شکل ۴. نمونه مش بندی مدل اجزاء محدود

Fig. 4. Typical meshing of finite element models

مهندسی و یا رابطه تنش- کرنش واقعی ارائه شود. تنش مهندسی به صورت زیر تعریف می شود:

$$\sigma_{eng} = \frac{P}{A_0} \quad (6)$$

که در آن P نیروی محوری و A_0 سطح مقطع اولیه است. تنش واقعی در همین حالت از رابطه زیر به دست می آید:

$$\sigma_{true} = \frac{P}{A} \quad (7)$$

که در آن A سطح مقطع لحظه ای است. از آنجا که سطح مقطع در طول بارگذاری کاهش می یابد، تنش واقعی در کشش بزرگتر از تنش مهندسی است. برای کرنش های کوچک، تنش مهندسی تقریباً برابر تنش واقعی بوده، اما برای کرنش های بزرگتر تفاوت قابل ملاحظه ای بین این دو وجود دارد. در تحلیل هایی که تغییر شکل های بزرگ مورد نظر می باشد، پیشنهاد می گردد که به جای استفاده از مقادیر تنش و کرنش مهندسی، از منحنی تنش-کرنش واقعی استفاده شود. در این گونه تحلیل ها، سطح مقطع نمونه به میزان قابل توجهی تغییر می کند و به همین جهت منحنی های تنش-کرنش واقعی مشخصات مصالح را دقیق تر بیان می کنند. روابط زیر با

جدول ۱. مشخصات مدل ها

Table 1. Models properties

Model #	Type	L (mm)	S (mm)	t (mm)
1	A	100	100	4
2	A	75	100	4
3	A	50	75	4
4	A	125	100	4
5	A	100	75	4
6	A	100	100	5
7	A	75	100	5
8	A	50	75	5
9	A	125	100	5
10	A	100	75	5
11	A	100	100	6
12	A	75	100	6
13	A	50	75	6
14	A	125	100	6
15	A	100	75	6
16	B	100	100	4
17	B	75	100	4
18	B	50	75	4
19	B	125	100	4
20	B	100	75	4

اینکه مدل ها طوری در نظر گرفته شده اند که خرابی در صفحه گاست اتفاق می افتد، اندازه مش^۱ در تسمه ها و جوش اثری بر روی نتایج ندارد. بنابراین، مطالعه حساسیت نتایج به اندازه مش در صفحه گاست صورت گرفته و اندازه مش برابر ۵ میلی متر انتخاب گردید. شکل ۴ نشان دهنده نمونه مدل اجزاء محدود ساخته شده می باشد.

۲-۳- خواص مصالح

به منظور نزدیک بودن مشخصات مکانیکی فولاد مورد استفاده در این پژوهش با فولاد رایج مورد استفاده در سازه های فولادی ایران، از خصوصیات مصالح بر اساس نتایج تست کششی استاندارد انجام شده در مطالعه [۲۲] بر روی نمونه هایی از فولاد S235 استخراج گشته که بر اساس آن، مدول ارتجاعی برابر 203 GPa، ضریب پواسون برابر ۰/۳ و مقاومت تسلیم و گسیختگی به ترتیب برابر 268 MPa و 418 MPa در نظر گرفته شده است. همچنین، از معیار تسلیم فون مایسز و معیار سخت شوندگی ایزوتروپیک برای مدل سازی قسمت غیرخطی مصالح استفاده شده است. رفتار تنش-کرنش تک محوری می تواند بر اساس رابطه تنش-کرنش

1 Mesh

و همچنین تنش متوسط هیدرواستاتیک، $\bar{\sigma}$ ، نیز به صورت متوسط تنش‌های اصلی است:

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (12)$$

و تنش معادل فون مایسز نیز به صورت تعریف می‌گردد:

$$\sigma_m = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2}{2}} \quad (13)$$

با توجه دوباره به رابطه (۸)، رسم نمودار ε_0^{pl} بر حسب η در واقع مبین مکان هندسی شکست^۱ می‌باشد که در این مطالعه از مکان هندسی شکست پیشنهاد شده توسط [۲۳] استفاده شده است. این معیار شکست که برای فولاد و آلومینیوم رایج در صنعت پیشنهاد شده است به صورت زیر می‌باشد:

$$\varepsilon_0^{pl} = \begin{cases} \infty & \eta < -\frac{1}{3} \\ \frac{C_1}{1+3\eta} & -\frac{1}{3} < \eta < 0 \\ C_1 + (C_2 - C_1) \left(\frac{\eta}{\eta_0}\right)^2 & 0 < \eta < \eta_0 \\ C_2 \left(\frac{\eta}{\eta_0}\right) & \eta > \eta_0 \end{cases} \quad (14)$$

در رابطه بالا، ضریب C_1 ، برابر ε^{pl} در برش خالص و همچنین ضریب C_2 نیز که به آن ضریب شکل‌پذیری گفته می‌شود، برابر با ε^{pl} در کشش تک محوره می‌باشد که از طریق کاهش سطح مقطع نمونه (A_R) در تست کششی استاندارد مطابق ذیل به دست می‌آید:

$$C_2 = -\ln(1 - A_R) \quad (15)$$

فرض حجم ثابت نمونه طی بارگذاری جهت تبدیل مقادیر مهندسی به مقادیر واقعی پیشنهاد شده است:

$$\sigma_{true} = \sigma_{eng} (1 + \varepsilon_{eng}) \quad (8)$$

$$\varepsilon_{true}^p = \ln(1 + \varepsilon_{eng}) - \frac{\sigma_{true}}{E} \quad (9)$$

که در این روابط:

σ_{true} و ε_{true}^p برابر تنش واقعی و کرنش پلاستیک واقعی، σ_{eng} و ε_{eng} برابر تنش و کرنش مهندسی و E برابر با مدول ارتجاعی ماده می‌باشد.

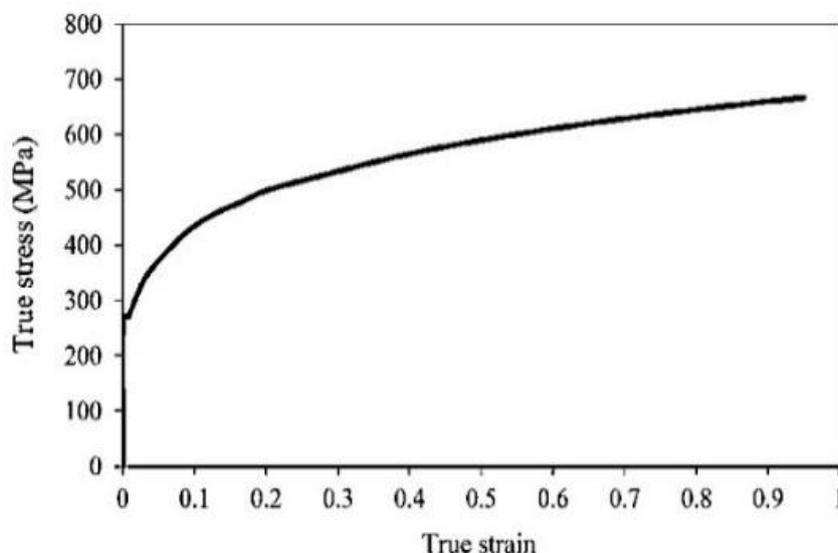
۲-۴- معیار خرابی

به منظور بررسی دقیق مکانیزم خرابی در فلز پایه و کسب اطلاع دقیق از مسیر گسیختگی فلز پایه، از مدل‌سازی آسیب در شبیه‌سازی اجزای محدود استفاده شده است. بر این اساس در تکمیل رفتار الاستوپلاستیک شرح داده شده در بخش قبل، مدل‌سازی شکست نیز به رفتار مصالح اضافه می‌گردد. در این پژوهش از معیار «خرابی برای فلزات انعطاف‌پذیر» که بر اثر وجود حفره و رشد آن در فلزات است، استفاده می‌شود. هنگامی که تنش تسلیم به حداکثر مقدار خود می‌رسد، لحظه رسیدن کرنش پلاستیک معادل، ε^{pl} ، به کرنش پلاستیک در شروع شکست، ε_0^{pl} ، تابعی از تنش سه محوره، η ، می‌باشد:

$$\varepsilon_0^{pl} = \varepsilon^{pl}(\eta) \quad (10)$$

که در رابطه بالا، η نسبت تنش متوسط هیدرواستاتیک به تنش معادل فون مایسز تعریف می‌شود:

$$\eta = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_m} \quad (11)$$



شکل ۵. منحنی تنش-کرنش صحیح فولاد S235

Fig. 5. True stress-strain curve for S235 steel

در رابطه بالا k ثابت مقاومت^۲ و m ثابت سخت شونده^۳ نامیده می‌شوند که برای فولاد مورد استفاده در این پژوهش، به ترتیب برابر ۶۷۳/۵ و ۰/۱۹ محاسبه گردیده است. در نهایت منحنی تنش-کرنش صحیح ورودی به نرم‌افزار آباکوس مطابق شکل ۵ می‌باشد:

در نرم‌افزار آباکوس که در این پژوهش برای مدل‌سازی عددی مورد استفاده قرار گرفته است، ویژگی «خرابی و آسیب پیش رونده»^۴ برای شبیه‌سازی شروع و گسترش خرابی و شکست موجود می‌باشد. با در نظر گرفتن یک معیار شکست از پیش تعیین شده مانند معادله (۱۲)، خرابی بر اساس برآورده شدن رابطه زیر شروع می‌شود:

$$\omega_D = \int \frac{d\varepsilon^{-pl}}{\varepsilon_D^{-pl} \left(\eta, \bar{\varepsilon} \right)} = 1 \quad (18)$$

که در این رابطه، ω_D متغیر حالت می‌باشد که هم‌راستا با افزایش تغییر شکل پلاستیک افزایش می‌یابد. معادله فوق نشان دهنده این است که برای تعیین شروع خرابی مجموع تغییر شکل‌های پلاستیک مورد استفاده قرار می‌گیرد [۲۵].

همچنین C_1 نیز مطابق با رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

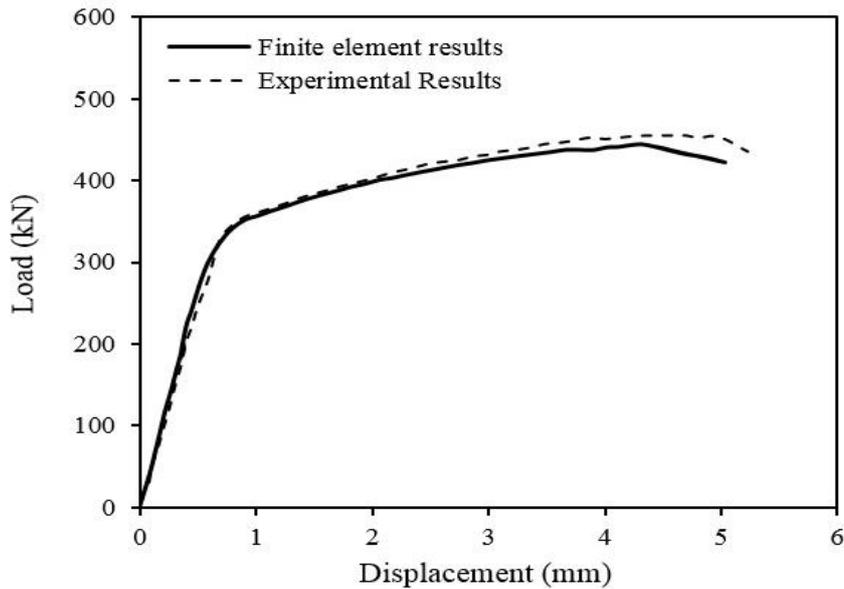
$$C_1 = C_2 \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \right)^{1/m} \quad (16)$$

که در این رابطه، پارامتر m از برازش نمودار تنش-کرنش واقعی مصالح از نقطه سخت شونده تا شروع باریک شدگی^۱ به دست می‌آید. در ناحیه‌ی پلاستیک و قبل از شروع باریک شدگی، کرنش در عضو به صورت یکنواخت می‌باشد و از این رو روابط (۶) و (۷) حاکم می‌باشند. اما پس از شروع پدیده‌ی باریک شدگی کرنش در عضو به صورت غیریکنواخت بوده و فرضیات این روابط دیگر برقرار نخواهد بود. بنابراین بایستی نمودار تنش-کرنش واقعی تا کرنش برابر یک برون‌یابی گردد که یکی از روش‌های معمول برون‌یابی استفاده از رابطه توانی زیر بین تنش و کرنش می‌باشد [۲۴]:

$$\sigma = k\varepsilon^m \quad (17)$$

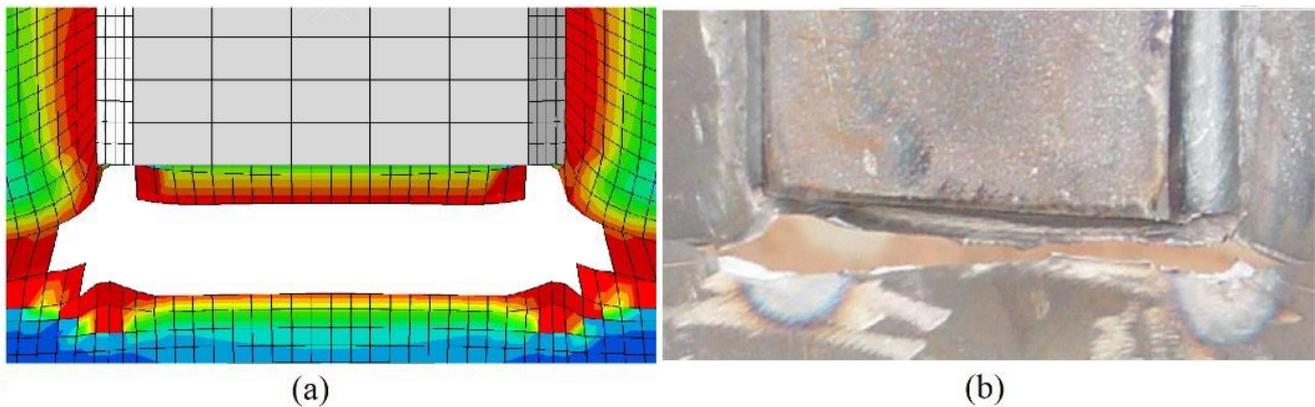
- 2 Strength coefficient
- 3 Strain hardening exponent
- 4 Progressive damage and failure

- 1 Necking



شکل ۶. مقایسه پاسخ نیرو-تغییر مکان مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی مطالعه [۱۴]

Fig. 6. Comparison of the numerical findings and experimental results [14]

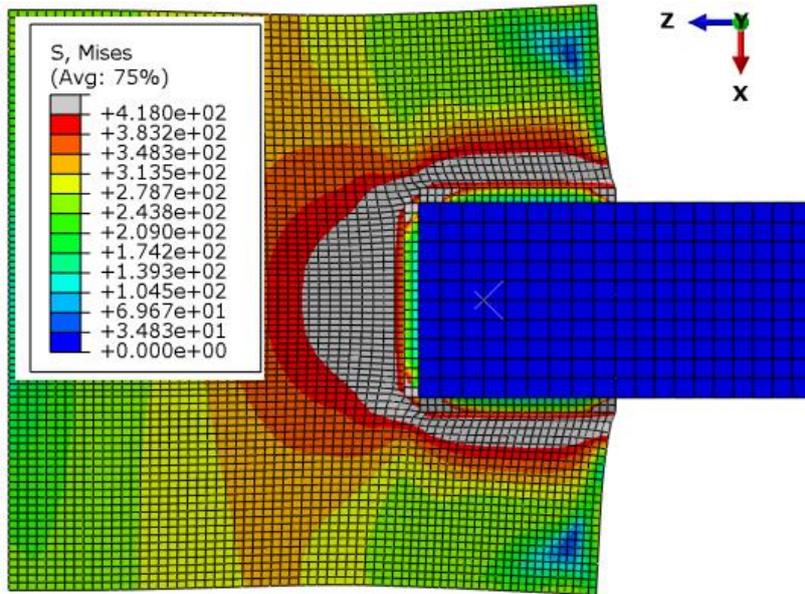


شکل ۷. مقایسه الگوی پارگی در (a) مدل عددی و (b) تست آزمایشگاهی مطالعه [۱۴]

Fig. 7. Comparison of fractured profile: (a) numerical model and (b) test observation [14]

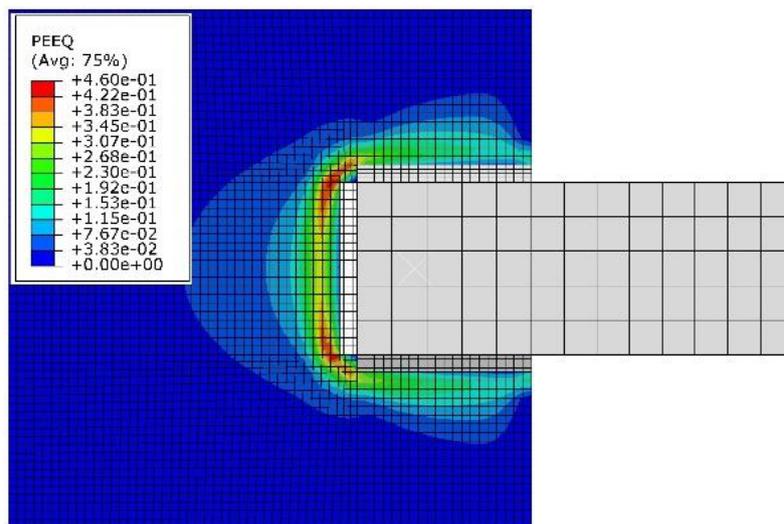
حاصل از تست آزمایشگاهی در شکل ۶ نشان داده شده است که بیانگر دقت قابل قبول روش مدل سازی اجزا محدود می باشد. همچنین به منظور صحت سنجی روش مدل سازی خرابی، الگوی پارگی مشاهده شده در مطالعه تجربی با خرابی شبیه سازی شده در آباکوس در شکل ۷ مقایسه شده اند، که بیانگر دقت قابل قبول مدل در پیش بینی الگوی پارگی در صفحه گاست می باشد.

۲-۵- اعتبار سنجی مدل سازی عددی
نمونه ای از اتصال جوشی مشابه شکل ۲، موجود در ادبیات تحقیق [۱۴] جهت صحت سنجی روش مدل سازی مورد استفاده قرار گرفت که در آن ضخامت ورق گاست برابر ۴ میلی متر و ضخامت تسمه ها برابر ۱۵ میلی متر ساخته می باشد و تسمه ها با جوش طولی با بُعد ۷ میلی متر به ورق متصل شده اند. منحنی نیرو-تغییر مکان حاصل از تحلیل عددی در مقابل نتایج



شکل ۸. توزیع تنش فون مایسز در ظرفیت نهایی

Fig. 8. Von Mises stress contours at the ultimate load level



شکل ۹. توزیع کرنش پلاستیک معادل در ظرفیت نهایی

Fig. 9. PEEQ contours at the ultimate load level

۳- یافته‌ها و تفسیر نتایج

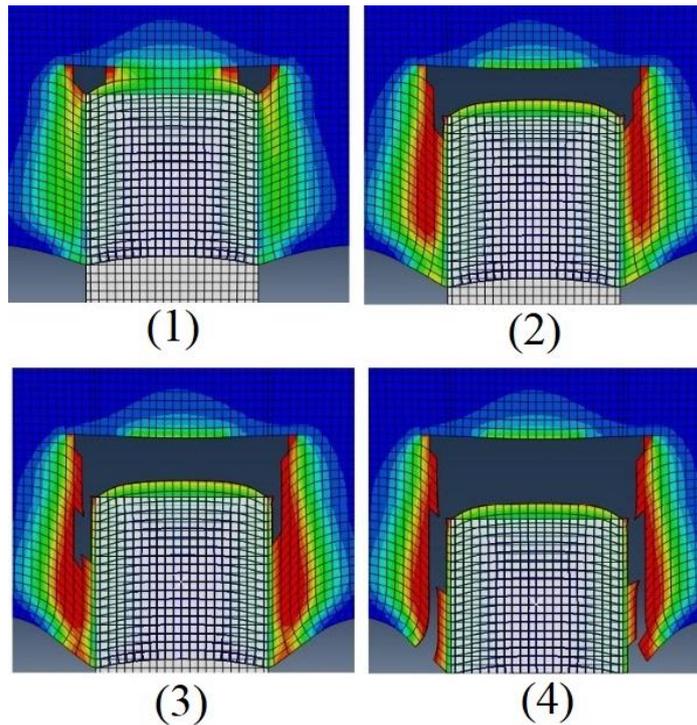
۳-۱- الگو و صفحات خرابی

بر طبق یافته‌های حاصل از تحلیل اجزاء محدود، تمامی مدل‌ها در حالت حدی برش قالبی با مسیر خرابی^۱ به صورت U شکل گسیخته شده به طوری که بلوک گسیختگی از یک صفحه کششی و دو صفحه برشی

تشکیل می‌شود. توزیع تنش فون مایسز در ظرفیت نهایی اتصال در شکل ۸ نشان داده شده است. همچنین، شکل ۹ نشان دهنده توزیع کرنش پلاستیک معادل حداکثر^۲ (PEEQ) در ظرفیت نهایی برای مدل ۱ می‌باشد که توجه به آن توجه نشان می‌دهد که PEEQ در دو کنج صفحه کششی در مقایسه با صفحات برشی مقادیر بیشتری را اتخاذ کرده است.

1 Failure path

2 Peak equivalent plastic strain



شکل ۱۰. شروع و گسترش پارگی برش قالبی در مدل ۱ (شماره اشکال بیانگر ترتیب رخدادهاست)

Fig.10. Progression of block shear fracture in model #1

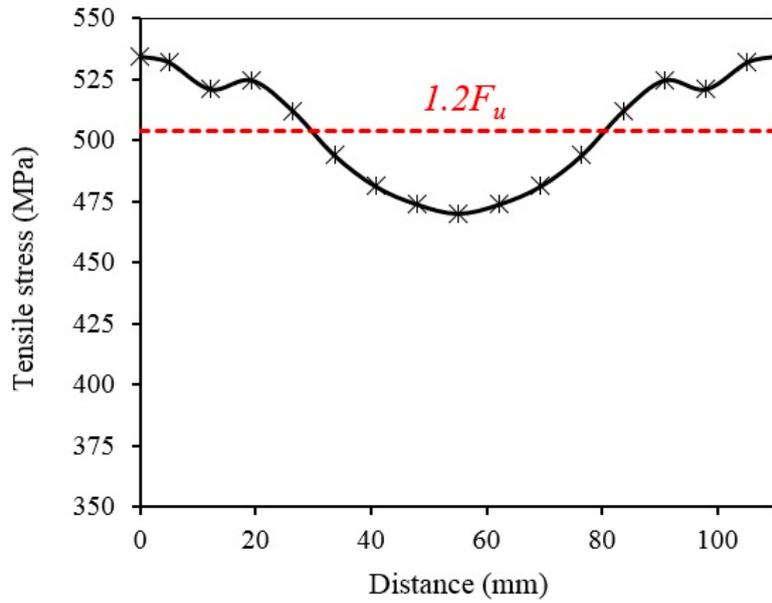
اعمال نیرو در صفحه اتصال، بار از طریق فواصل موجود بین پیچ‌ها منتقل می‌گردد، این در حالی است که در اتصالات جوشی مقاومت جوشکاری وابسته به جهت بار می‌باشد [۱۳]. در برش قالبی اتصالات پیچی، خرابی با شروع پدیده باریک شدگی در صفحه خالص تحت کشش که آزادی انتقالی لازم هم در جهت عمود بر نیرو و هم در جهت ضخامت را دارد، آغاز می‌گردد. این در حالی است که، در اتصالات جوش داده شده، فلز پایه مجاور جوش، تنها در جهت ضخامت خود آزادی لازم برای باریک شدگی را دارد. این قید اضافی سبب تولید تنش سه محوره در طول صفحه کششی و به تبع آن، افزایش در حدود ۱۰ تا ۳۰ درصد بر روی ظرفیت باربری فولاد بعد از مقاومت نهایی آن یعنی F_u می‌شود.

توزیع تنش برشی در طول صفحات برشی نیز در شکل ۱۲ نشان داده شده است. مطابق این نمودار، تنش برشی بر روی این صفحات به طور میانگین به $0.6F_u$ می‌رسد. اگر چه که در دو انتهای صفحات برشی اندکی کاهش در مقادیر تنش مشاهده می‌شود. به طور کلی در سایر مدل‌ها نیز نتایج مشابه فوق به دست آمد.

از این موضوع می‌توان نتیجه گرفت که شروع گسیختگی ابتدا در صفحه کششی رخ داده و سپس به صفحات برشی گسترش می‌یابد. علاوه بر این، نتایج تحلیل عددی نشان می‌دهد که شروع پارگی در گاست ابتدا از صفحه کششی آغاز شده و به طور دقیق‌تر در دو سر ناحیه کششی اتفاق می‌افتد. شکل ۱۰ نشان دهنده ترتیب پارگی صفحات و چگونگی گسترش آن برای مدل ۱ می‌باشد. همانطور که دیده می‌شود، پارگی ابتدا از صفحه کششی آغاز شده و سپس به صفحات برشی می‌رسد.

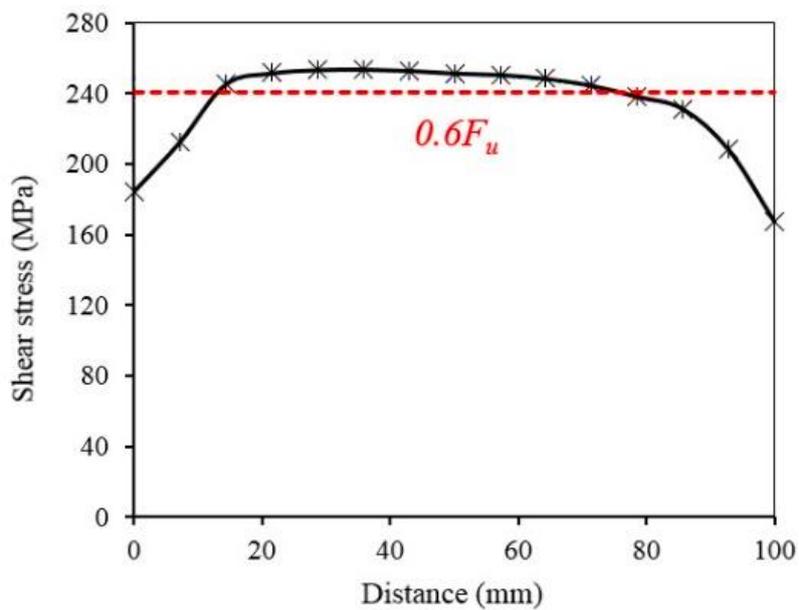
۳-۲- توزیع تنش روی صفحات خرابی

به منظور درک دقیق‌تر نحوه شروع گسیختگی و گسترش آن، توزیع تنش در لحظه حداکثر ظرفیت بر روی صفحات گسیختگی مورد بررسی قرار گرفت. شکل ۱۱ نشان دهنده توزیع تنش کششی در طول صفحه کششی می‌باشد. مطابق این نمودار، تنش کششی بر روی این صفحه به طور میانگین به $1.2F_u$ می‌رسد، که بیش‌ترین مقدار را در دو انتهای صفحه و در محل تقاطع با صفحات برشی اتخاذ می‌کند. در اتصالات پیچی، مستقل از جهت



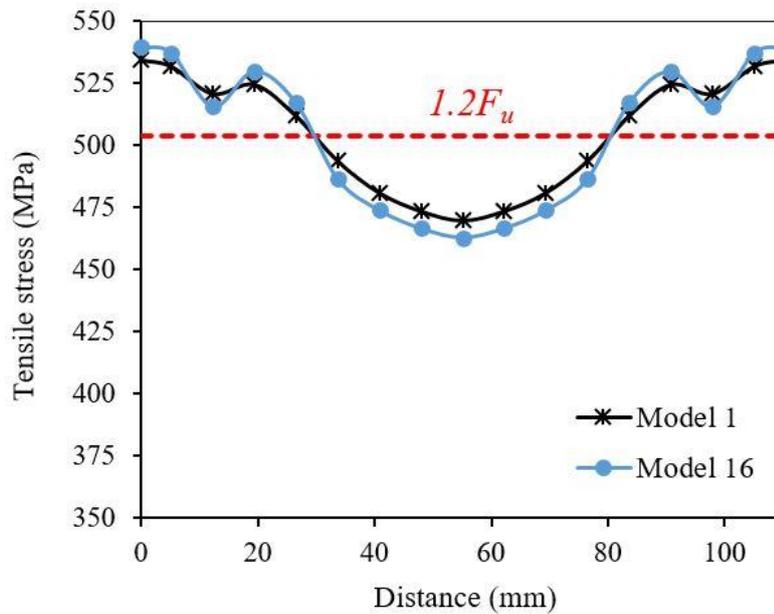
شکل ۱۱. توزیع تنش کششی روی صفحه کششی در مدل ۱

Fig. 11. Tensile stress distribution on the tensile plane of model #1



شکل ۱۲. توزیع تنش برشی روی صفحه برشی در مدل ۱

Fig. 12. Shear stress distribution on the shear plane of model #1



شکل ۱۳. مقایسه توزیع تنش کششی روی صفحه کششی در مدل‌های ۱ و ۱۶

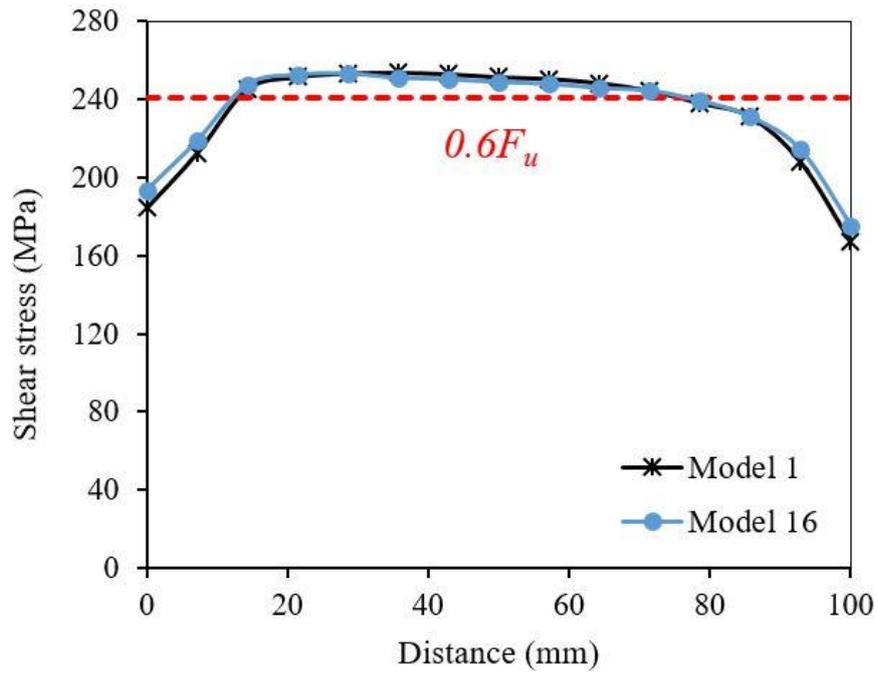
13. Comparison of tensile stress distribution in models #1 and #16.

۳-۴- ارزیابی معادله برش قالبی آیین‌نامه AISC

همان‌طور که عنوان شد، تمامی مدل‌ها در مُد خرابی برش قالبی گاست گسیخته شدند. جدول ۲ نشان دهنده ظرفیت برش قالبی گاست حاصل از تحلیل اجزاء محدود در مدل‌های مورد بررسی می‌باشد. در ستون دیگر جدول ۲، ظرفیت برش قالبی گاست در هر یک از مدل‌ها بر اساس معادله آیین‌نامه AISC (مشابه با آیین‌نامه ایران) به همراه نسبت ظرفیت حاصل از تحلیل عددی به ظرفیت پیش‌بینی شده توسط معادله AISC محاسبه شده است. مطابق با نتایج به دست آمده، مشاهده می‌شود که فرمول‌بندی موجود آیین‌نامه جهت پیش‌بینی ظرفیت برش قالبی، در اتصالات جوشی دقت کافی را نداشته و بسیار محافظه‌کارانه است که منجر به طراحی غیراقتصادی خواهد شد. در واقع با توجه به اینکه در اتصالات جوشی سطح مقطع کل و خالص تحت برش با یکدیگر برابر هستند، بنابراین در نظر گرفتن کوچک‌ترین مقدار از $0.6F_y A_{gv}$ و $0.6F_u A_{nv}$ به عنوان مقاومت سطوح برشی در معادله برش قالبی، فرض درستی نبوده، ضمن اینکه نتایج تحلیل عددی (نمودار شکل ۱۲) نشان می‌دهد که در صفحات برشی تنش در لحظه ظرفیت نهایی به طور میانگین به $0.6F_u$ رسیده است. همچنین، مکانیزم باریک‌شدگی

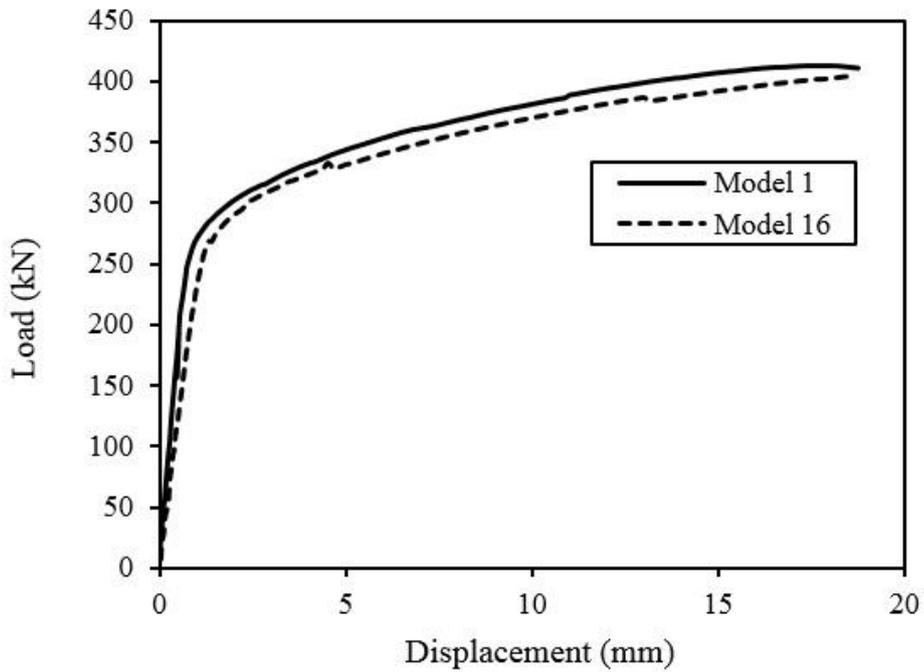
۳-۳- تاثیر حضور جوش عرضی

در اتصالات اعضای کششی روی صفحه گاست، در بعضی موارد از جوش عرضی در ترکیب با جوش‌های طولی به جهت ایجاد مقاومت بیشتر استفاده می‌شود. به منظور بررسی اثر حضور جوش عرضی بر روی حالت حدی برش قالبی در گاست جوش شده، نتایج مدل‌های ۱ تا ۵ با مدل‌های متناظرشان با اضافه شدن جوش عرضی یعنی مدل‌های ۱۵ تا ۲۰ (جدول ۱) مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج حاصل نشان داد که حضور خط جوش عرضی تاثیر قابل توجهی بر روی حالت حدی حاکم بر خرابی صفحه گاست نداشته و برش قالبی مُد خرابی آن می‌باشد. مقایسه توزیع تنش‌های کششی و برشی روی صفحات متناظرشان در مدل‌های ۱ و ۱۶ که در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ ارائه شده است، نشان دهنده وضعیت تنش مشابه روی صفحات گسیختگی این دو مدل می‌باشد. همچنین، مقایسه ظرفیت برش قالبی بین مدل‌های بدون جوش عرضی با مدل‌های دارای جوش عرضی نشان می‌دهد که تغییر ظرفیت نهایی اتصال کمتر از ۵ درصد می‌باشد. شکل ۱۵ نشان دهنده منحنی نیرو-تغییر مکان مدل‌های ۱ و ۱۶ می‌باشد. همان‌طور که دیده می‌شود، اثر جوش عرضی بر روی ظرفیت نهایی و روند پاسخ ناچیز می‌باشد.



شکل ۱۴. مقایسه توزیع تنش برشی روی صفحه برشی در مدل‌های ۱ و ۱۶

Fig. 14. Comparison of tensile stress distribution in models #1 and #16



شکل ۱۵. پاسخ نیرو-تغییر مکان در مدل‌های ۱ و ۱۶

Fig. 15. Comparison of load-displacement response in models #1 and #16

جدول ۲. مقاومت برش قالبی مدل‌ها و مقایسه نتایج

Table 2. Comparison of predicted block shear strengths and finite element results

Model	Finite element capacity (kN)	Nominal strength (kN)			
		AISC	Ratio*	Proposed	Ratio*
1	413.1	300.5	1.37	403.2	1.02
2	377.6	267.4	1.41	352.8	1.07
3	252.7	192.2	1.31	252.0	1.00
4	460.3	333.6	1.38	453.6	1.01
5	358.5	258.5	1.39	352.8	1.02
6	506.1	375.6	1.35	504.0	1.00
7	444.3	334.2	1.33	441.0	1.01
8	311.3	240.3	1.30	315.0	0.99
9	583.0	417.0	1.40	567.0	1.03
10	445.2	323.1	1.38	441.0	1.01
11	616.9	450.7	1.37	604.8	1.02
12	544.3	401.0	1.36	529.2	1.03
13	356.4	288.4	1.24	378.0	0.94
14	694.5	500.4	1.39	680.4	1.02
15	532.8	387.7	1.37	529.2	1.01
16	404.5	300.5	1.35	403.2	1.00
17	383.2	267.4	1.43	352.8	1.09
18	256.5	192.2	1.33	252.0	1.02
19	454.7	333.6	1.36	453.6	1.00
20	361.4	258.5	1.40	352.8	1.02
Avg.			1.36		1.02
Std. deviation			0.04		0.03

*Finite element capacity / Predicted capacity

معادله پیشنهاد شده با دقت قابل قبولی مقاومت اسمی برش قالبی مدل‌ها را پیش‌بینی می‌کند.

مقایسه نتایج به دست آمده از این تحقیق که در قالب معادله (۱۷) بیان شد با معادلات (۴) و (۵) که توسط محققان قبلی برای پیش‌بینی برش قالبی در صفحات گاست جوش شده پیشنهاد شده است [۱۴ و ۱۵] نشان می‌دهد که میزان فراتر رفتن تنش در صفحه کششی از مقاومت نهایی فولاد در این دو معادله تقریباً با میزان به دست آمده برای مدل‌های ساخته شده با فولاد مورد استفاده در ایران برابر است. آنچه مورد اختلاف بین معادله پیشنهادی این پژوهش و معادله (۵) است وضعیت تنش روی صفحات برشی می‌باشد، به طوری که در معادله (۵) ترکیبی از مقاومت تسلیم و گسیختگی برشی روی سطوح برشی در نظر گرفته می‌شود که با توزیع تنش به دست آمده در این پژوهش روی صفحات برشی (شکل ۱۲) متفاوت است. همچنین، معادله (۴) مشابه با معادله پیشنهادی این مقاله، مقاومت گسیختگی را به عنوان مقاومت سطوح برشی در نظر می‌گیرد که آن در فرم تنش فون مایسز ارائه کرده است.

فلز پایه در صفحه کششی، به علت مجاورت با فلز جوش برخلاف اتصالات پیچی دارای قید اضافی در راستای عمود بر نیرو بوده که این موضوع سبب ایجاد تنش سه محوره در فلز پایه اتصال می‌گردد و در نتیجه باعث می‌شود ظرفیت کششی آن تا حدود ۲۰ درصد بیش از مقاومت نهایی فولاد ادامه یابد (مراجعه به شکل ۱۱).

بر این اساس، با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته، با در نظر گرفتن اثرات تنش سه محوره و توزیع تنش در صفحات برشی و کششی معادله زیر جهت تخمین برش قالبی صفحه گاست در اتصالات جوشی متناسب با فولاد S235 که دارای خواص مکانیکی نزدیک به فولاد مورد استفاده در ایران بوده و معادل فولاد St-37 می‌باشد، پیشنهاد می‌گردد:

$$R_n = 1.2F_u A_{gt} + 0.6F_u A_{gv} \quad (19)$$

بر این مبنای ظرفیت تمامی مدل‌ها با استفاده از این معادله محاسبه شده و نتایج حاصله در جدول ۲ درج شده است. همانطور که مشاهده می‌شود،

۴- نتیجه گیری

پدیده‌ی برش قالبی یک حالت حدی رایج بر مقاومت فلز پایه در اتصالات جوشی است. چارچوب معرفی شده در آیین‌نامه AISC جهت پیش‌بینی ظرفیت برش قالبی اساس برای اتصالات پیچی ارائه شده است، با این وجود استفاده از همان معادلات برای اتصالات جوشی نیز توصیه می‌شود. در این پژوهش، مطالعه عددی به روش اجزاء محدود با بهره‌گیری از چارچوب «خرابی برای فلزات شکل‌پذیر» بر روی نمونه‌هایی از اتصال جوشی صفحه گاست صورت پذیرفته و نتایج ذیل به دست آمد:

۱- مکانیزم وقوع خرابی در حالت حدی برش قالبی در اتصالات جوشی متفاوت با اتصالات پیچی می‌باشد. در اتصالات پیچی، مستقل از جهت اعمال نیرو در صفحه اتصال، بار از طریق فواصل موجود بین پیچ‌ها منتقل می‌گردد، در حالی که در اتصالات جوشی مقاومت جوشکاری وابسته به جهت بار است. علاوه بر این، در برش قالبی اتصالات پیچی، خرابی با شروع پدیده باریک‌شدگی در صفحه خالص تحت کشش که آزادی انتقالی لازم هم در جهت عمود بر نیرو و هم در جهت ضخامت را دارد، آغاز می‌گردد، اما، در اتصالات جوشی، فلز پایه مجاور جوش، تنها در جهت ضخامت خود آزادی لازم برای باریک‌شدگی را دارد.

۲- بررسی توزیع کرنش پلاستیک در لحظه آغاز گسیختگی که متناظر با حداکثر ظرفیت اتصال است نشان داد که در پدیده برش قالبی اتصالات جوشی، همواره شروع گسیختگی از صفحه خرابی کششی بوده و سپس در ادامه در صفحات برشی گسترش می‌یابد.

۳- بررسی توزیع تنش‌های کششی و برشی بر روی صفحات خرابی متناظرشان نشان داد که تنش کششی بر روی صفحه خرابی کششی به طور میانگین به $1.2F_u$ می‌رسد، که بیش‌ترین مقدار خود را در دو انتهای صفحه و در محل تقاطع با صفحات برشی اتخاذ می‌کند. در واقع وجود قید اضافی در برابر باریک‌شدگی، سبب تولید تنش سه محوره در طول صفحه کششی و به تبع آن، افزایش در حدود ۱۰ تا ۳۰ درصد بر روی ظرفیت باربری فولاد بعد از مقاومت نهایی آن یعنی F_u می‌شود. علاوه بر این، تنش برشی نیز بر روی صفحات خرابی برشی به طور میانگین به $0.6F_u$ می‌رسد. اگر چه که در دو انتهای صفحات برشی اندکی کاهش در مقادیر آن مشاهده می‌شود.

۴- حضور یا عدم حضور جوش عرضی تاثیر قابل توجهی بر روی حالت حدی حاکم بر خرابی صفحه گاست نداشته و برش قالبی مد خرابی آن می‌باشد. همچنین، مقایسه ظرفیت برش قالبی بین مدل‌های بدون جوش عرضی با مدل‌های دارای جوش عرضی نشان داد که تغییر ظرفیت نهایی

اتصال کمتر از ۵ درصد است.

۵- فرمول‌بندی موجود آیین‌نامه AISC جهت پیش‌بینی ظرفیت برش قالبی، در اتصالات جوشی دقت کافی را نداشته و به طور میانگین برای مدل‌های مورد بررسی ۳۶٪ محافظه کارانه است که منجر به طراحی غیراقتصادی خواهد شد. بر اساس نتایج به دست آمده از تحلیل اجزاء محدود، معادله‌ای جهت محاسبه مقاومت برش قالبی در اتصال جوشی صفحه گاست پیشنهاد شد که در آن وضعیت واقعی تنش روی صفحات گسیختگی در نظر گرفته شده است. همچنین، مقایسه ظرفیت پیش‌بینی شده توسط معادله پیشنهادی با نتایج حاصل از تحلیل عددی نشان داد که تخمین مقاومت اسمی با معادله پیشنهادی کمتر از ۵٪ محافظه کارانه بوده، ضمن اینکه ضرایب کاهش مقاومت و افزایش بار مورد استفاده در طراحی شاخص مورد نیاز قابلیت اطمینان را برقرار خواهند نمود.

منابع

- [1] AISC, ANSI / AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings, in, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2016.
- [2] P.C. Birkemoe, M.I. Gilmor, Behavior of bearing critical double-angle beam connections, Engineering Journal, 15(4) (1978).
- [3] J.A. Yura, P.C. Birkemoe, J.M. Ricles, Beam web shear connections: an experimental study, Journal of the Structural Division, 108 (1982) 311-325.
- [4] S.G. Hardash, R. Bjorhorde, New design criteria for gusset plates in tension, Engineering journal, 22(2) (1985).
- [5] T.J. Cunningham, J.G. Orbison, R.D. Ziemian, Assessment of American block shear load capacity predictions, Journal of Constructional Steel Research, 35 (1995) 323-338.
- [6] G.L. Kulak, G.Y. Grondin, AISC LRFD rules for block shear in bolted connections- A review., Engineering Journal, 38 (2001) 199-203.
- [7] C. Topkaya, A finite element parametric study on block shear failure of steel tension members, Journal of Constructional Steel Research, 60 (2004) 1615-1635.
- [8] R.G. Driver, G.Y. Grondin, G.L. Kulak, Unified block

- clip angle connection—Part I: Experimental study, *Journal of Constructional Steel Research*, 63(1) (2007) 96-115.
- [18] T. Kim, S. Hong, B. Hwang, J. Kim, Block shear capacity in cold-formed lean duplex stainless steel double-shear bolted connections, *Thin-Walled Structures*, 161 (2021) 107520.
- [19] H. Lee, B. Hwang, W. Yang, T. Kim, Block shear strength of cold-formed austenitic stainless steel (304 type) welded connection with base metal fracture, *Thin-Walled Structures*, 141 (2019) 489-508.
- [20] H.C. Lee, B.K. Hwang, T.S. Kim, Block Shear Strength Estimation of STS304L Stainless Steel Fillet-Welded Connection with Base Metal Fracture, *Journal of the Korean Society for Precision Engineering*, 35(6) (2018) 615-621.
- [21] V. ABAQUS, 6.16 Documentation, in: Dassault Systemes Simulia Corporation, 2016.
- [22] H.T. Zhu, M.C.H. Yam, A.C.C. Lam, V.P. Iu, The shear lag effects on welded steel single angle tension members, *Journal of Constructional Steel Research*, 65 (2009) 1171-1186.
- [23] Y.-W. Lee, T. Wierzbicki, Quick Fracture Calibration for Industrial Use, Report No. 115, Impact and Crashworthiness Laboratory, Massachusetts Institute of Technology, in, 2004.
- [24] J.H. Hollomon, Tensile deformation, *Aime Trans*, 12 (1945) 1-22.
- [25] H. Hooputra, H. Gese, H. Dell, H. Werner, A comprehensive failure model for crashworthiness simulation of aluminium extrusions, *International Journal of Crashworthiness*, 9 (2004) 449-464.
- shear equation for achieving consistent reliability, *Journal of Constructional Steel Research*, 62 (2006) 210-222.
- [9] L.H. Teh, D.D. Clements, Block shear capacity of bolted connections in cold-reduced steel sheets, *Journal of structural engineering*, 138(4) (2012) 459-467.
- [10] D.D. Clements, L.H. Teh, Active shear planes of bolted connections failing in block shear, *Journal of structural engineering*, 139(3) (2013) 320-327.
- [11] L.H. Teh, M.E. Uz, Block shear failure planes of bolted connections - Direct experimental verifications, *Journal of Constructional Steel Research*, 111 (2015) 70-74.
- [12] M.D. Elliott, L.H. Teh, Whitmore tension section and block shear, *Journal of Structural Engineering*, 145(2) (2019) 04018250.
- [13] S. Maleki, M. Ghaderi-Garekani, Block shear failure in welded gusset plates under combined loading, *Journal of Constructional Steel Research*, 170 (2020) 106079.
- [14] C. Topkaya, Block shear failure of gusset plates with welded connections, *Engineering Structures*, 29 (2007) 11-20.
- [15] S.A. Oosterhof, R.G. Driver, Effects of connection geometry on block shear failure of welded lap plate connections, *Journal of Constructional Steel Research*, 67 (2011) 525-532.
- [16] T.W. Ling, X.L. Zhao, R. Al-Mahaidi, J.A. Packer, Investigation of block shear tear-out failure in gusset-plate welded connections in structural steel hollow sections and very high strength tubes, *Engineering structures*, 29(4) (2007) 469-482.
- [17] M.C. Yam, Y. Zhong, A.C. Lam, V. Iu, An investigation of the block shear strength of coped beams with a welded

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

Majid Ghaderi-Garekani, Shervin Maleki, Numerical study of block shear limit state in welded gusset plates, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(5) (2022) 1925-1940.

DOI: 10.22060/ceej.2021.19991.7309

