



Influence of Crack on the Behavior of Steel Plate Shear Wall Under Lateral Loading

A. Ghamari^{1*}, V. Broujerdian²

¹ Department of Civil Engineering, Darreh Shahr Branch, Islamic Azad University, Darreh Shahr, Iran.

² Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran.

ABSTRACT: Experimental and numerical studies of Steel Plate Shear Wall (SPSW) and its successful performance under past earthquakes have introduced this system as a lateral bearing system. There is a lot of unknown information about SPSW despite reported numerous studies. The effect of crack on the SPSW behavior is one of the unknown aspects of SPSW. Although crack had affected some experimental tests, its effect on the SPSW behavior has not been investigated comprehensively. Even in numerical studies, due to the complicity of the crack in modeling and analyzing especially in nonlinear studies, it has not been evaluated comprehensively. Because of the thin steel plate and inherent welding, the emerging of the crack in SPSW is deniable. Therefore, in this paper, the effect of central and edge cracks on the behavior of SPSW was studied numerically and parametrically. Numerical results indicated that the central crack is more destructive than edge cracks in case of fracture, ultimate strength, and energy absorption. Although small cracks do not have a considerable effect on the behavior of SPSW, the central crack with a long length leads the SPSW to fracture in the elastic zone. Moreover, although long edge crack reduces ultimate strength and energy absorption, it does not lead the SPSW to fracture. Due to the difficulty of crack modeling and crack analysis in SPSW, the necessary relations were proposed to obtain a pushover diagram without needing to modeling. The proposed relation estimates the pushover diagram of the system in good agreement with FE results.

Review History:

Received: Aug. 17, 2019

Revised: Dec. 13, 2019

Accepted: Dec. 28, 2019

Available Online: Mar. 02, 2020

Keywords:

Steel Shear Wall

Crack

Seismic Behavior

Stiffness

Strength

1. Introduction

Steel Plate Shear Walls (SPSWs) are capable systems against lateral loading [1]. This system enjoys high stiffness and strength as well as considerable ductility [2]. This system had shown ductile behavior in past earthquakes [3]. These advantages pursued designers to use them in their projects. Also, some strategic building has been built using SPSW. Generally, in small-scale and full-scale laboratory studies, a continuous infill steel plate is used [2-6] that is dissimilar with real projects condition. Due to the limitation of steel plates in the case of practical dimensions and SPSWs technical construction, the constructor utilizes two plates for infill plates. The two plates are welded together at mid-height of the infill plate that is susceptible to crack.

Since it is used thin plates for infill plates of SPSWs systems and due to the nature of the crack, existing of the crack in the infill plate is undeniable. Also, in some experimental studies [7,8], the emerging of crack was reported although the main feature of those studies was not to study crack in SPSW. Therefore, there is a gap in knowledge in this field. In so doing, in this study, the effect of crack on the SPSW is investigated numerically and parametrically.

2. Methodology

Numerical studies are carried out using the Finite Element (FE) method. In so doing, the capacities of ANSYS and ABAQUS software are used. The crack initiation is obtained by ABAQUS and then the crack propagation is modeled by ANSYS. This technic is because of the limitations of the mentioned software and their capabilities in modeling and analyzing.

The geometrical properties and crack location at mid-height of infill plate in FE models are shown in Fig. 1. The infill plate equals 4mm was designed for all models. The boundary frame was designed to resist the post-buckling behavior of the infill plate. For each model, a specific name was selected that contains two parts. The first part, EF or CF represents edge or central crack, respectively. The second part shows the crack length in mm. Models with the crack length of 4, 8, 16, 32, 64, 128, 256, 512, and 1024 mm were modeled.

3. Results and discussion

4. Load-displacement curve

The load-displacement curves of FE models are shown in Fig. 2 Based on the figure, edge crack leads the curve down but it is not causing to sudden fracture of SPSW. Leading

*Corresponding author's email: aghamari@alumni.iust.ac.ir



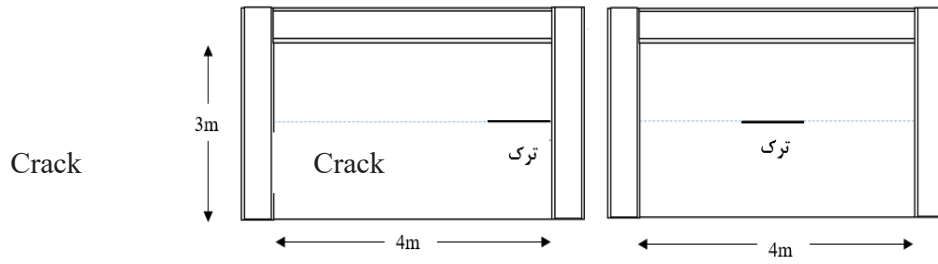


Fig. 1. Cracked SPSW

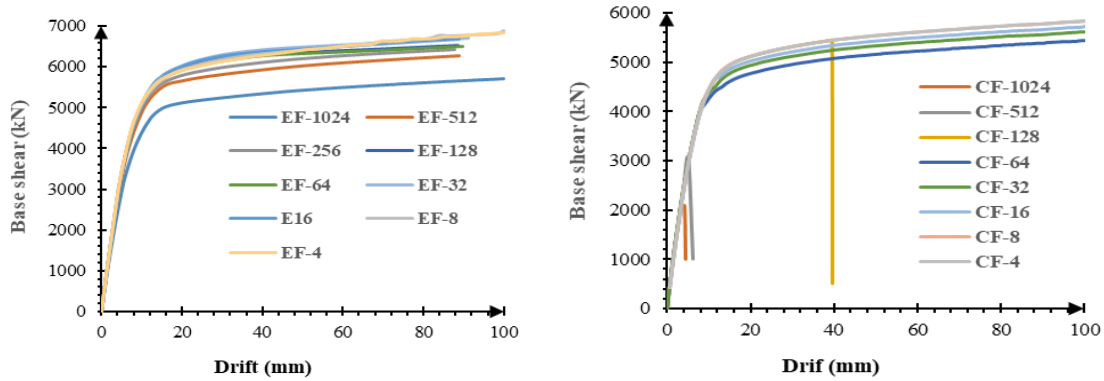


Fig. 2. Load-displacement curve of FE models

the curve down represents reducing in ultimate strength and energy absorption. But, walls with a central crack length greater than 3.2% of infill plate are fractured suddenly. Moreover, central crack length greater than 12.8% of infill plate cause fracture of the wall in the elastic zone. It is concluded that walls with a central crack length great than 12.8% should not be used as seismic zones.

4.1. Stress in SPSW

Fig. 3 shows the yielded state of SPSW for edge and central crack at ultimate drift. As shown in this figure, long crack length prevents forming of stress tension field action in the infill plate. Also, a crack with a small length does a considerable effect on the tension stress field action. Moreover, in-wall with long central crack, yielding is concentrated at two ends of the crack. In the other words, the infill plate dosed participate in energy-absorbing because of fracturing of the infill plate in the elastic zone. But, in-wall with a long central crack, a considerable area of infill plate is yielded however the tension field action is not completed.

5. Parametric model

Modeling of SPSW is complicated even without accounting cracks. Considering the crack effect, the complexity of modeling is further enhanced. To overcome this problem a parametric model is proposed for cracked SPSW. For this meaning, displacement and strength of infill plate and mainframe are calculated separately. To archive the pushover curve of cracked SPSW, the obtained curves are

combined together. Shear displacement of infill plate, Δ_{wp} , without taking into account of crack effect is obtained from Eq. (1).

$$\Delta_{wp} = \frac{0.65 \sigma_t}{E} \frac{3 + \sin^2 2\alpha}{\sin 2\alpha} d \quad (1)$$

Where E is the Yang modulus, σ_t is the tension yield strength, d is the frame height, and α is the tension field action.

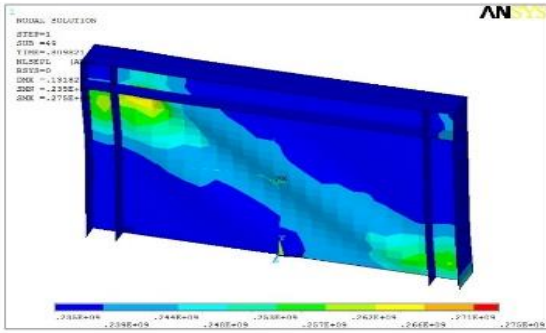
It is assumed that ultimate strength, F_f , and ultimate elastic displacement, Δ_f , of the mainframe are calculated when two hinges are formed at the two ends of columns.

$$\Delta_f = \frac{M_p d^2}{6E I_c} \quad (2)$$

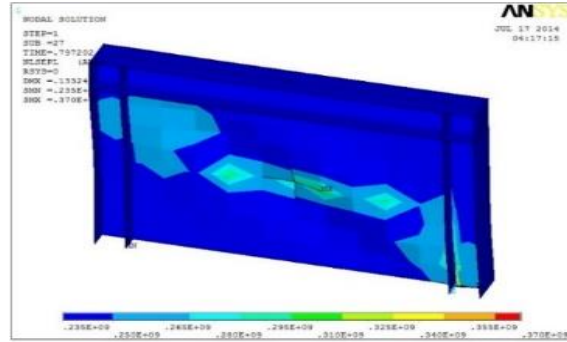
$$F_f = \frac{4M_p}{d} \quad (3)$$

Where I_c and M_p are the moment of inertia and plastic moments of the column. The load-displacement of uncracked SPSW is drawn using the Eq. (1) to (3) inelastic zone. To tack into account of crack, the infill plate length, b, is modified. If it is assumed that b_2 be cracked infill and cracked equal to, and crack propagated length be b_1 therefore the modified infill plate length accounting cracking is equal to $b_2 = b - b_1$. Therefore, the shear strength of the cracked infill plate is calculated by Eq. (4).

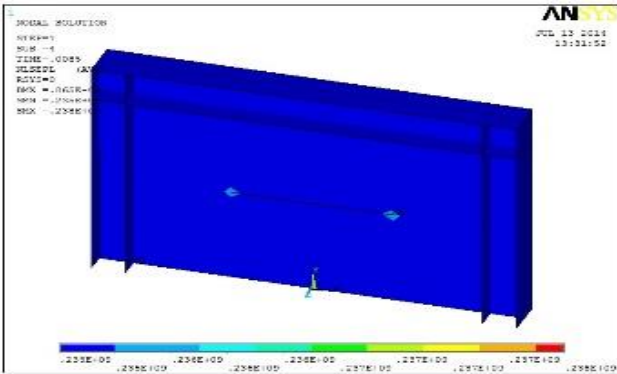
$$F_{w2} = (\tau_{cr} + 0.5 \sigma_t \sin 2\alpha) b_2 \cdot t \quad (4)$$



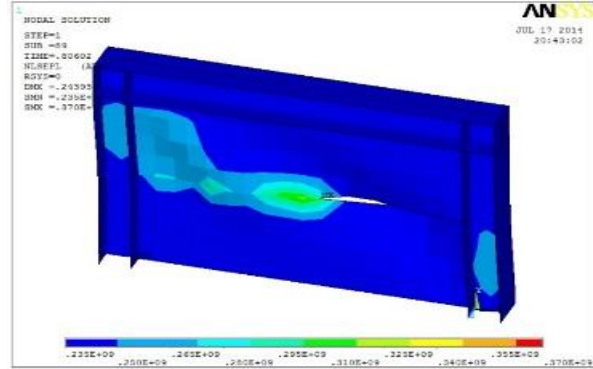
CF-4



EF-4



CF-1024



EF-1024

Fig. 3. Yielding of SPSW for edge and central cracks

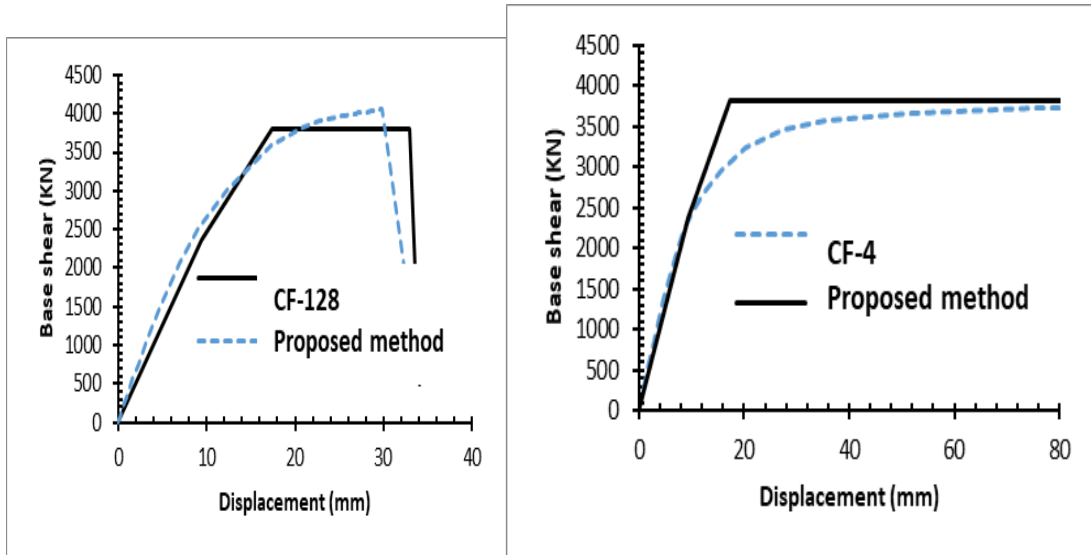


Fig. 4. Comparing of proposed method with FE results

5.1. Verification of parametric method

In Fig. 4, the FE results are compared with the proposed method to evaluate the accuracy of results. As seen in the figure, the proposed method shows a good agreement with FE results. Its error in elastic zone is around 2% in calculating stiffness. In addition, it calculates the ultimate strength 5% lower than FE results.

6. Conclusions

In this paper, the effect of crack on the behavior of SPSW was studying numerically and parametrically. The results are summarized as follows:

- Crack with small length does not considerable effect on the behavior of SPSW.
- Both long edge and central cracks in infill plate reduce

the ultimate strength and energy absorption of SPSW. But, central cracks are more critical than edge cracks.

- In central crack length greater than 3.2% of infill plate length, it causes to suddenly fracture of SPSW in the inelastic zone. Moreover, the wall with central crack length greater than 3.2% of infill plate length, fractured in the elastic zone with significantly low energy absorption.

- Central long crack prevents forming the yielding of diagonal infill plate whereas edge crack does not considerably impact on it.

- The proposed parametric model is in good agreement with FE results in the case of predicting the pushover curve.

References

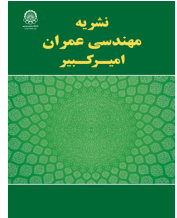
- [1] M. Gholipour, M.M. Alinia, Behavior of multi-story code-designed steel plate shear wall structures regarding bay width. *Journal of Constructional Steel Research*, 122 (2016) pp. 40–56.
- [2] R.G. Driver, G.L. Kulak, D.J.L. Kennedy, A.E. Elwi, Cyclic tests of four-story steel plate shear wall. *Journal of Structural Engineering*. 124 (1998) pp.112-20.
- [3] S. Sabouri. C. Ventura. M. Kharrazi, Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 12 (2005) pp. 878-889.
- [4] J. Jonah J. Shishkin. Robert Driver. Gilbert Driver. Analysis of Steel Plate Shear Walls Using the Modified Strip Model. *Structural Engineering Report No. 261*. University of Alberta, (2013).
- [5] A.R. Rahai. M. Alipour, Behavior and Characteristics of Innovative Composite Plate Shear Walls. The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction. *Procedia Engineering*, 14 (2011) pp. 3205–3212
- [6] D. Dubina, F. Dinu, Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. *Thin-Walled Structures*, 78 (2014) pp. 57–69.
- [7] C. Lin. K. Tsai, Y. Lin. K. Wang, B. Qu. M. Bruneau, Full Scale Steel Plate Shear Wall: NCRE/MCEER Phase I Tests, *Proceeding of the 9th Canadian Conference on Earthquake Engineering*. Ottawa. Canada. (2007).
- [8] M. Guendel. B. Hoffmeister, M. Feldmann, Experimental and numerical investigations on Steel Shear Walls for seismic Retrofitting”. *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics*. EUROLYN. (2011).

HOW TO CITE THIS ARTICLE:

A. Ghamari, V. Broujerdian, *Influence of Crack on the Behavior of Steel Plate Shear Wall Under Lateral Loading*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(4) (2021): 321-324.

DOI: [10.22060/ceej.2020.16928.6396](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.16928.6396)





بررسی تأثیر ترک بر رفتار دیوار برشی فولادی تحت بار جانبی

علی قمری^{۱*}، وحید بروجردیان^۲

۱- واحد دره شهر، دانشگاه آزاد اسلامی، دره شهر، ایران
۲- دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۰۵/۲۶
بازنگری: ۱۳۹۸/۰۹/۲۲
پذیرش: ۱۳۹۸/۱۰/۰۷
ارائه آنلاین: ۱۳۹۸/۱۲/۱۲

کلمات کلیدی:

دیوار برشی فولادی
ترک
رفتار لرزه‌های
سختی
مقاومت

خلاصه: مطالعات آزمایشگاهی و عددی انجام شده بر روی دیوار برشی فولادی و همچنین عملکرد موفق آن در زلزله‌های گذشته، این سیستم را به عنوان یک سیستم کارا در برابر بارهای جانبی معرفی کرده است. هر چند مطالعات وسیعی (به جز مطالعات در خصوص تأثیر ترک بر رفتار دیوار برشی فولادی) بر روی این سیستم انجام شده است، اما همچنان ناشناخته‌هایی در خصوص این سیستم وجود دارد. تأثیر ترک بر رفتار دیوار برشی فولادی یکی از ناشناخته‌ها در خصوص دیوار برشی فولادی است که به دلیل پیچیدگی‌های تحلیل غیرخطی ترک و گسترش آن حتی با استفاده از نرم افزارهای المان محدود، به طور جامع مورد بحث بررسی قرار نگرفته است. از طرفی با توجه ضخامت کم ورق فولادی و ماهیت جوش، وجود ترک در این سیستم غیرقابل انکار و اجتناب ناپذیر است. بنابراین در این مقاله، تأثیر ترک‌های میانی و کناری و گسترش آنها بر رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که ترک‌های میانی در ورق فولادی اثر مخرب تری نسبت به ترک‌های کناری دارد. وجود ترک‌های میانی با طول زیاد باعث می‌شود که سیستم رفتار غیرالاستیک را تجربه نکند و در ناحیه الاستیک گسیخته شود. همچنین گسترش ترک تأثیر کمی بر سختی الاستیک دارد. با توجه به پیچیدگی‌های ترک بر رفتار دیوار برشی فولادی، معادلات لازم برای دستیابی به نمودار پوش آور آن ارائه شده است که بدون نیاز به مدل‌سازی المان محدود، رفتار سیستم با دقت بسیار بالا قابل پیش‌بینی است.

۱- مقدمه

پروژه‌های عمرانی است [۳]. در مطالعات آزمایشگاهی کوچک مقیاس و حتی اکثر مطالعات آزمایشگاهی به صورت تمام مقیاس انجام شده در این زمینه [۲-۶] از ورق‌های یکپارچه استفاده شده است که با وضعیت موجود در پروژه‌های عملی و اجرایی متفاوت است.

با توجه به ارتفاع طبقه و عرض ورق‌های موجود و همچنین تکنیک‌های اجرایی، معمولاً در واقعیت نمی‌توان از ورق یکپارچه برای اجرای دیوار برشی فولادی استفاده نمود. و یا حتی اگر از ورق فولادی یک پارچه استفاده شود، وجود وصله در ورق فولادی اجتناب ناپذیر است. شکل ۱ نمایی از دیوار برشی فولادی اجرا شده‌ای را نشان می‌دهد که از دو ورق مجزا تشکیل شده و به وسیله جوش به هم

دیوار برشی فولادی یک سیستم باربر جانبی است که در زلزله‌های گذشته و مطالعات عددی و آزمایشگاهی، رفتار مناسبی داشته است [۱]. سیستم مذکور، علاوه بر رفتار شکل پذیر، دارای سختی و مقاومت قابل توجهی است که موجب اقتصادی شدن طرح می‌شود [۲]. با توجه به مزایای برشمرده شده، این سیستم به عنوان یک سیستم باربر جانبی در سازه‌های متعددی در دنیا مورد استفاده قرار گرفته است و در حال حاضر گزینه‌ای مناسب و مورد قبول مجریان و طراحان به عنوان یک سیستم باربر جانبی موفق برای استفاده در *نویسنده عهده‌دار مکاتبات: aghamari@alumni.iust.ac.ir





شکل ۱. نمونه اجرایی دیوار برشی فولادی

Fig. 1. Schematic construction of steel plate shear wall

مطالعات می‌توان دریافت که حتی در شرایط کنترل شده آزمایشگاهی هم ترک به وجود می‌آید تبعاً در شرایط اجرای کارگاهی این وضعیت بسیار وخیم‌تر خواهد بود. Lin تست‌های آزمایشگاهی را برای بررسی تاثیر نوع بارگذاری دینامیکی و استاتیکی بر پارامترهای لرزه‌ای دیوار برشی فولادی، انجام داد [۷]. نتایج نشان داد دیوار برشی فولادی در بارگذاری استاتیکی، سختی اولیه بیشتر از بارگذاری دینامیکی نشان خواهد داد. اما گسترش ترک ناگهانی در طبقه اول مطابق شکل ۲ در این آزمایش تمام مقیاس ایجاد شد.



شکل ۲. گسترش ترک در مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی دو طبقه [۷]

Fig. 2. Crack propagation in two-story experimental test [7]

متصل شده‌اند. با توجه به مشکلات اجرایی این جوش و اینکه چنین جوشی در محل اجرا انجام خواهد شد، حتی با وجود جوشکار ماهر و نظارت مناسب، کیفیت مناسبی نخواهد داشت. برای رفع این مشکل می‌توان از اتصال پیچی نیز استفاده نمود اما با توجه به افزایش هزینه ساخت، مجریان تمایلی به وصله پیچی ندارند و معمولاً در سراسر دنیا این وصله به صورت جوشی (جوش دو ورق دیوار در کنار هم) انجام می‌شود. با توجه به ضخامت کم ورق‌های فولادی، و مشکلات اجرایی ذکر شده، وجود ترک محتمل است. نقص هندسی نظیر وجود ترک، عموماً در اثر بارهای رفت و برگشتی، خوردگی، جوشکاری ناقص و... به وجود می‌آید که با گسترش آن، امکان گسیختگی کلی نیز وجود خواهد داشت. حتی اگر ترک آن نیز تشخیص داده شود، تعمیر دیوار به راحتی قابل انجام نیست. لذا باید بررسی شود که وجود ترک تا چه حدی قاب اغماض یا قابل تعمیر است. همچنین ترک در چه ناحیه‌ای از دیوار بیشترین تاثیر بر رفتار لرزه‌ای را خواهد داشت و نمودار بار-تغییر مکان سازه چگونه قابل دستیابی است. لذا در این مقاله اثر وجود ترک در ورق فولادی و تاثیر آن بر نمودار پوش آور سازه مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

در بسیاری از مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی دیوار برشی فولادی، ایجاد ترک و رشد آن گزارش شده‌است. در این آزمایش‌ها، هر چند هدف پژوهشگران ارزیابی جوش، ترک و گسترش آن نبوده است اما با توجه به ماهیت جوش، ناخواسته ایجاد می‌شود و گسترش پیدا می‌کند و آزمایش دیوار را تحت تاثیر قرار خواهد داد. با بررسی این



شکل ۳. گسترش ترک در ورق فولادی [۸]
Fig. 3. Crack propagation in infill plate [8]

از چنین وضعیتی می‌توان در خصوص دیوارهای برشی فولادی نیز استفاده نمود هر چند رفتار پس کمانشی آن‌ها بسیار با هم متفاوت است.

۲- رفتار ورق دارای ترک

علاوه بر مهندسی عمران، سازه‌های جدار نازک در دیگر زمینه‌های مهندسی از قبیل هوافضا، کشتی‌سازی، و مهندسی مکانیک دارای کاربرد وسیع هستند. پانل‌های جدار نازک در محدوده الاستیک خطی، تنش‌های اصلی کششی و فشاری یکسانی را تحمل می‌کنند. با افزایش تنش برشی، پانل برشی تحت اثر تنش‌های فشاری کمانش نموده و تغییرشکل خارج از صفحه در جهت قطری نشان می‌دهد. تأثیر ترک و نقص‌های اجرایی بر رفتار کمانشی و همچنین ظرفیت باربری پانل‌های جدار نازک باید بررسی و در روند طراحی در نظر گرفته شود [۱۲-۱۸]. در سیستم دیوار برشی فولادی نیز، در اکثر موارد، مد غالب بر رفتار سازه، کمانش ورق می‌باشد.

تحقیقات گسترده‌ای در زمینه‌ی رفتار ورق‌ها و پوسته‌های ترک‌دار انجام شده‌است. سیه و لی رفتار ورق ترک خورده را تحت اثر بارهای محوری کششی و فشاری بررسی نمودند. این محققین نشان دادند که با افزایش طول ترک، ظرفیت قبل از کمانش^۱ ورق کاهش می‌یابد [۱۹]. شاو و هوانگ رفتار کمانشی ورق ترک خورده را تحت اثر نیروی کششی و به کمک روش اجزاء محدود بررسی نمودند. در این پژوهش اثر طول ترک، شرایط مرزی و همچنین بارگذاری دو

محققان آلمانی [۸]، بررسی رفتار دیوار برشی فولادی را برای ارزیابی قابلیت‌های آن در بهسازی لرزه‌ای مورد بررسی قرار دادند. در یکی از این آزمایش‌ها به دلیل گسترش ترک، شکل ۳، در ورق فولادی، شکل پذیری پایین نشان داد. هر چند اهداف این محققان در راستای ارزیابی ترک و گسترش آن نبود اما نتیجه نشان داد که گسترش ترک باعث کاهش شدید شکل پذیری می‌شود.

Berman و همکاران در سال ۲۰۰۵ اتصال ورق به قاب محیطی در دیوار برشی فولادی را مورد مطالعه قرار دادند [۹]. این محققان دو نوع اتصال به قاب محیطی با استفاده از اپوکسی و همچنین استفاده از جوش کامل که در آن لبه‌های ورق روی هم هم‌پوشانی داشتند و با استفاده از جوش گوشه، ورق فولادی به قاب محیطی ساخته شد، مورد بررسی قرار دادند وضعیت اتصال پیشنهادی پس از انجام تست موید عملکرد نه چندان مناسب آن است. این محققان دستاورد مناسبی برای کنترل ترک دست نیافتند. خرازی علاوه بر ارائه مدل بار-تغییر مکان برای دیوار برشی فولادی، نمونه اتصال ورق فولادی به قاب محیطی را برای جلوگیری از گسترش ترک پیشنهاد داد. این نمونه در حد پیشنهاد بود و پس از آن مورد ارزیابی محققان قرار نگرفته است [۱۰].

در سال ۲۰۱۵ محققان دانشگاه امیرکبیر و دانشگاه لازیو ایتالیا [۱۱] مطالعاتی را بر روی ورق‌های موج‌دار دارای ترک انجام دادند. نتایج این تحقیقات نشان می‌دهد که طول اولیه ترک در گسترش ترک اهمیت دارد. این محققان همچنین تأثیر هندسه ورق دارای ترک میانی بر رفتار پس کمانشی را تحت اثر برش را بررسی نمودند.

اتصال پیچی ترکدار را به کمک روش مذکور بررسی نمودند [۴۴]. در این پژوهش نیز از روش XFEM به منظور بررسی شروع و گسترش ترک استفاده می‌شود.

۲-۲- مبانی روش XFEM

در روش XFEM، تابع جابجایی u ، به صورت رابطه (۱) تعریف می‌شود.

$$u = \sum_{i=1}^N N_i(x) \left[u_i + H(x) a_i + \sum_{a=1}^4 F_a(x) b_i^a \right] \quad (1)$$

در این رابطه، $N_i(x)$ تابع شکل عمومی گره^۵، u_i بردار جابه‌جایی گرهی عمومی^۶ مربوط به بخش پیوسته حل اجزای محدود، $H(x)$ تابع مربوط به پرش گسسته در سطح ترک، a_i پارامتر مربوط به بردار درجات آزادی، $F_a(x)$ تابع الاستیک مجانب نوک ترک و b_i^a نیز پارامتر مربوط به درجات آزادی^۷ خواهد بود. تابع پرش گسسته در سطح ترک، $H(x)$ ، به صورت رابطه (۲) معرفی می‌شود.

$$H(x) = \begin{cases} 1 & \text{if } (x - x^*) \cdot n \geq 0 \\ -1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (2)$$

که در آن، x یک نمونه نقطه گوس و x^* نقطه‌ای بر روی ترک و نزدیک به نقطه x می‌باشد. توابع مجانب نوک ترک، $F_a(x)$ ، در یک مصالح ایزوتروپ الاستیک به صورت رابطه (۳) در نظر گرفته می‌شود.

$$F_a(x) = \left[\sqrt{r} \sin \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \cos \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \sin \right] \quad (3)$$

که در آن، θ و r به ترتیب زاویه ترک با افق و فاصله از نوک ترک است. بر اساس آن، $\theta = 0$ مماس بر سطح ترک در اطراف نوک ترک و $\sqrt{r} \sin \frac{\theta}{2}$ نمایانگر عدم پیوستگی در سطح ترک می‌باشد.

محوره بررسی گردید [۲۰]. ریکس و همکارانش به کمک روش اجزاء محدود رفتار کمانشی و پس کمانشی ورق ترک خورده را تحت اثر بار کششی بررسی نمودند. مطابق نتایج این تحقیق، تغییر شکل های پس کمانشی منجر به تشدید تمرکز تنش در نوک ترک شده که این امر با افزایش طول ترک، افزایش می‌یابد [۲۱]. در راستای این پژوهش‌ها نیز، تحقیقات متعددی به بررسی تأثیر وجود ترک بر پانل‌های جدار نازک تحت اثر برش خالص [۷، ۲۲-۵]، پانل تحت اثر فشار محوری [۲۳-۲۶] و پانل تحت اثر کشش محوری [۲۷-۲۹] پرداخته‌اند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، تحقیقات انجام شده به بررسی رفتار ورق مجزا و خارج از سیستم سازه‌ای پرداخته‌اند. در این راستا، تأثیر وجود ترک بر رفتار سازه‌ی دارای ورق ترک‌دار و پارامترهای طراحی لرزه‌ای آن در نظر گرفته نشده‌است. بدین منظور، در این پژوهش اثر وجود ترک در دیوار برشی فولادی با در نظر گرفتن تأثیر آن بر رفتار کلی سازه مد نظر قرار می‌گیرد.

۲-۱- بررسی عددی گسترش ترک

امروزه به منظور بررسی ترک و گسترش آن؛ از روش‌های عددی پیشرفته مانند مدل ناحیه چسبنده^۱، روش ترک مجازی^۲ و همچنین روش اجزای محدود بسط یافته^۳ (XFEM) استفاده می‌شود. محققان مختلفی از مدل ناحیه چسبنده و روش ترک مجازی به منظور بررسی ترک و گسترش آن استفاده نموده‌اند [۲۹-۳۵]. روش ناحیه چسبنده و ترک مجازی تنها اجازه گسترش ترک از گوشه المان‌های اجزای محدود را فراهم می‌سازد که در این حالت، نتایج مدل‌سازی به اندازه و شکل ترک حساس خواهد بود. به منظور رفع این محدودیت و نقص، محققان روش XFEM را ارائه نمودند که با استفاده از این روش به سادگی قابلیت مدل‌سازی شروع و گسترش ترک بدون نیاز به مش‌بندی مجدد ناحیه نوک ترک^۴ میسر می‌شود [۳۶-۴۱]. استفاده از روش مذکور، گسترش چشم‌گیری داشته است. در این راستا، کامپیلهو و همکارانش [۴۲] و همچنین گولسکی و همکارانش [۴۳] از روش XFEM برای بررسی رفتار ورق‌های کامپوزیت استفاده نمودند. در سال ۲۰۱۲، ونگ و همکاران رفتار

- 1 Cohesive Zone Model
- 2 Virtual Crack Closure Technique (VCCT)
- 3 Extended Finite Element Method (XFEM)
- 4 Along arbitrary, solution-dependent paths without re-meshing crack-tip field

5 General nodal shape function
6 General nodal displacement
7 Product of the enriched degree of freedom vector

اما در این نرم افزار تشخیص شروع ترک و زاویه گسترش آن معمولاً با واگرایی نتایج مواجه می‌شود. بنابراین هر کدام از نرم افزارهای مذکور دارای ضعف و قوت در این زمینه هستند که از قابلیت هر دو نرم افزار برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی ترک دار استفاده شد. بنابراین مدل‌ها در ABAQUS مدل‌سازی شده و محل شروع ترک و جهت رشد آن تعیین می‌شوند سپس به ANSYS انتقال داده شده تا تحلیل غیرخطی آن مجدداً آن‌ها بر اساس زاویه ترک استخراج شده از نرم افزار ABAQUS انجام شده و خروجی‌های لازم استخراج گردد.

۴- مشخصات مصالح

از آن‌جا که ماده مینا فولاد بوده و اصولاً یک ماده شکل پذیر محسوب می‌شود، رفتار ترک‌ها به صورت چسبنده و بر اساس مدل Dugdale مدل‌سازی شده است [۴۵]. با توجه به ضخامت کم ورق فولادی و رفتار غیرخطی هندسی ناشی از آن، فرمولاسیون کرنش جابجایی و معادلات تعادل بر اساس پیش فرض تغییرشکل‌های بزرگ مد نظر قرار گرفته است. برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی مصالح، از رفتار الاستیک-پلاستیک کامل با سطح تسلیم Von-Mises استفاده شده است. همچنین برای تسریع در مدل‌سازی و تحلیل‌ها از ترکیب قابلیت‌های دو نرم افزار ANSYS و ABAQUS استفاده شده است. بنابراین مسیر گسترش ترک در ABAQUS (با استفاده از المان Solid) تشخیص داده شد سپس بر اساس قابلیت APDL در نرم افزار ANSYS تمام المان‌ها به صورت SHELL با در نظر گرفتن گسترش ترک منطبق بر مسیر به دست آمده در نرم افزار ABAQUS مدل‌سازی و تحلیل می‌شود. برای لحاظ کردن اثر گسترش ترک و همچنین شرایط گسیختگی آن، باید مشخصات مکانیکی و هندسی فولاد به درستی لحاظ شود که قابلیت در نظر گرفتن اثر ترک را داشته باشد. در این راستا لازم است بر اساس اصول گسیختگی مصالح، مشخصات لازم به نرم افزار معرفی گردد. مشخصات مکانیکی فولاد ST۳۷ (که از آن به عنوان مصالح مدل‌های عددی استفاده شده است) با در نظر گرفتن اثر شاخص گسیختگی از رابطه زیر تبعیت می‌کند.

$$\sigma = A + B \varepsilon_p^m \quad (5)$$

پارامترهای رابطه ۵ بر اساس قانون مدل گسیختگی Bonora

همچنین برآیند تنش در نوک ترک مطابق رابطه (۴) محاسبه می‌شود.

$$t = \begin{Bmatrix} t_s \\ t_n \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{ss} & & \\ & K_{nn} & \\ & & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_s \\ \delta_n \\ \delta_t \end{Bmatrix} = K\delta \quad (4)$$

در این رابطه، t بردار برآیند اسمی تنش^۱ بوده که شامل سه مؤلفه t_s ، t_n و t_t و جابه‌جاییهای متناظر δ_s ، δ_n و δ_t می‌باشد [۳۵].

۳- روش انجام تحقیق

در این مقاله، اثر ترک بر رفتار دیوار برشی فولادی مورد بررسی قرار خواهد گرفت. بدین منظور، ابتدا تاثیر نوع ترک در گوشه و وسط وصله میان دو ورق بررسی خواهد شد سپس معادلات لازم مستخرج از مطالعه پارامتریک برای دست یابی به نمودار بار-تغییر مکان ارائه خواهد شد. مطالعات عددی با استفاده از روش اجزای محدود بسط یافته (XFEM) انجام می‌شود. به منظور تعیین محل شروع ترک و گسترش آن از نرم افزار ABAQUS استفاده می‌شود. قابل ذکر است در این پژوهش شرط ایجاد ترک به عنوان معیار شروع خرابی^۲ بر اساس معیار ماکزیمم تنش اصلی^۳ و قانون گسترش ترک^۴ مطابق معیار انرژی بر اساس معیار قانون نمایی^۵ استفاده می‌شود.

در این مقاله از نرم افزار ABAQUS بر اساس قابلیت آن در تعیین شروع و رشد ترک استفاده می‌شود اما با توجه به قابلیت‌های APDL نرم افزار ANSYS در پردازش مرحله به مرحله، از این نرم افزار برای تحلیل‌های غیرخطی نهایی استفاده خواهد شد. هرچند نرم افزار ABAQUS قابلیت بسیار بالایی در تعیین شروع و رشد ترک دارد و زاویه رشد ترک را با دقت بسیار بالایی محاسبه می‌کند اما ترسیم نمودار بار-تغییر سیستم با وجود همزمان ترک و تسلیم اجزا در آن وجود ندارد. از طرفی ترسیم نمودار بار-تغییر مکان با وجود ترک، گسترش آن، و تسلیم اجزا در ANSYS به راحتی میسر است

-
- 1 Nominal traction stress vector
 - 2 Damage initiation criteria
 - 3 Maximum principal stress damage (Maxps)
 - 4 Damage evolution law
 - 5 Energy-based damage evolution law based on a power law criterion

جدول ۱. مشخصات مکانیکی فولاد ST37
Table 1. The mechanical properties of ST37 steel

پارامترهای منحنی			پارامترهای گسیختگی				
A (MPa)	B (MPa)	m	ϵ_{th}	ϵ_f	D_0	D_{cr}	α
217	233.7	0.6428	0.259	1.4	0.0	0.065	0.2175

برای فولاد ST37 از مرجع [۴۵] استخراج می‌شود که در جدول ۱ آورده شده‌است.

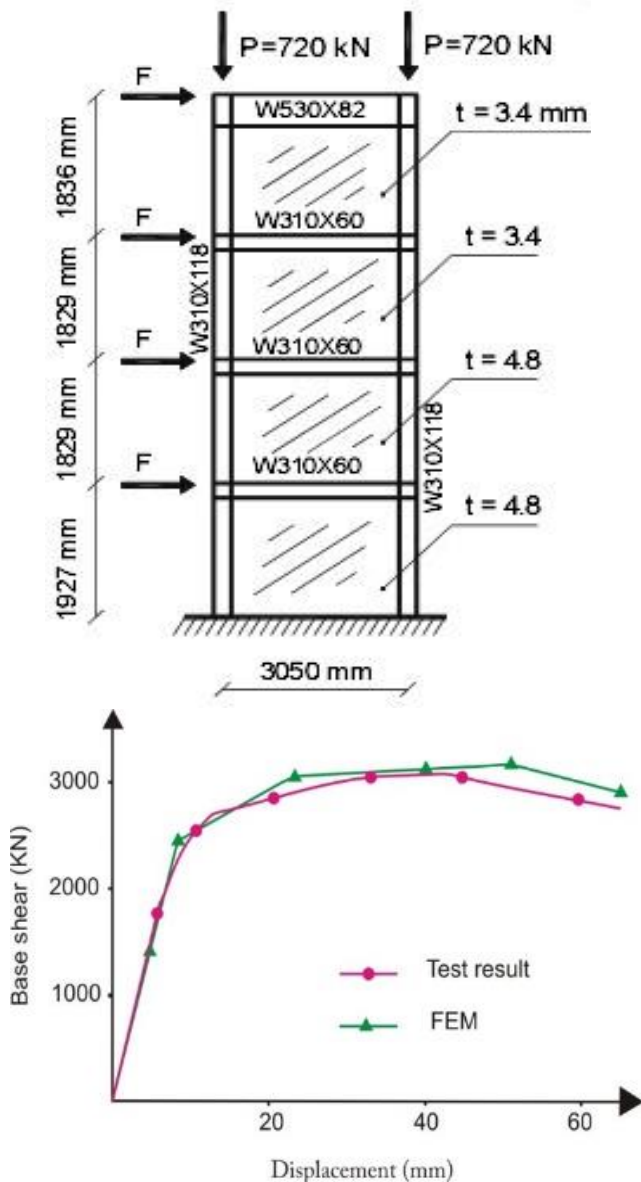
۵- مطالعه عددی

۵-۱- تصدیق مدل‌سازی عددی

مطالعه دیوار برشی فولادی ترکدار، پژوهشی جدید بوده و مطالعات آزمایشگاهی قبلی مربوط به اثر ترک در دیوار برشی فولادی در دسترس نیست. بنابراین فقط صحت‌سنجی فرضیات و فرآیند مدل‌سازی المان محدود قابل انجام است. بدین منظور، نتایج دو مدل آزمایشگاهی شامل یک دیوار برشی فولادی کامل (بدون ترک) و یک ورق دارای ترک تحت اثر کشش با نتایج مدل‌سازی المان محدود مقایسه می‌شود.

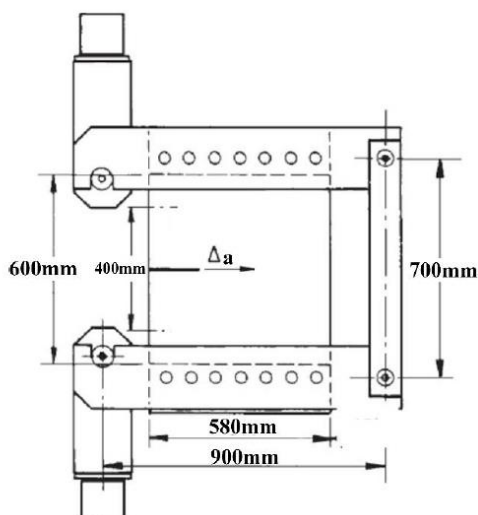
برای اطمینان از نتایج نرم افزار ANSYS، نتایج آن با نتایج تست آزمایشگاهی مرجع [۴] مقایسه شده‌است. در تست آزمایشگاهی، بار اعمال شده به دو صورت بارهای جانبی رفت و برگشتی در تراز طبقات و بارگذاری ثقلی به منظور لحاظ نمودن اثرات $P-\Delta$ بر روی سازه در انتهای ستون‌های تراز آخر اعمال شده‌است. هندسه دیوار برشی فولادی در شکل ۳ نمایش داده شده‌است.

المان Shell برای مدل‌سازی تمام اجزای دیوار برشی به کار گرفته می‌شود. برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی مدل، حالت تغییر شکل یافته متناظر با مود اول کمانش ناشی از تحلیل کمانش الاستیک به نرم‌افزار معرفی و سپس تحلیل غیرخطی هندسی و غیرخطی مصالح انجام گرفت. برای مقایسه نتایج آزمایشگاهی و المان محدود، منحنی بار-تغییر مکان از منحنی هیستریزس مدل آزمایشگاهی استخراج گردید که مقایسه آن در شکل ۴ نمایش داده شده‌است. مقایسه نتایج نشان می‌دهد که در ناحیه الاستیک، نتایج المان محدود کاملاً منطبق بر نتایج آزمایشگاهی است. در ناحیه غیرخطی مدل‌سازی المان محدود خطایی در حدود ۳٪ در محاسبه مقاومت نهایی دیوار را نشان می‌دهد. همچنین سطح زیر نمودار



شکل ۴. مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی [۴]

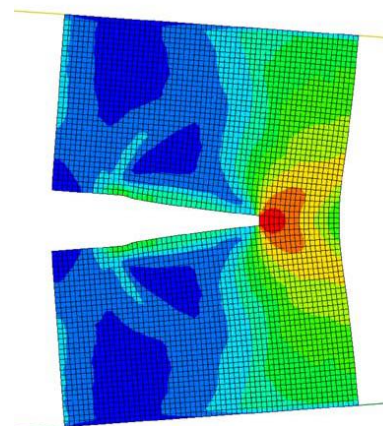
Fig. 4. Comparison of numerical results with experimental results [4]



مدل آزمایشگاهی گسترش ترک [46]



نتیجه تست مدل آزمایشگاهی [46]



مدل سازی در ABAQUS

شکل ۵. مقایسه نتایج تست و المان محدود ABAQUS

Fig. 5. Comparison of experimental results with finile element results of ABAQUS

شده است. حرف اول معرف ترک میانی، CF، یا ترک کناری، EF، است. بخش دوم معرف طول ترک بر حسب میلی متر می باشد. به عنوان مثال، CF-۸ معرف دیوار برشی فولادی با ترک میانی به طول ۸ mm است.

۶- بحث و بررسی نتایج

۶-۱- نمودار بار- تغییر مکان

در شکل ۷ نمودار بار-تغییر مکان مدل های عددی نشان داده شده است. همان گونه که از این نمودارها نمایان است، در مدل های دارای ترک میانی، افزایش طول ترک باعث کاهش مقاومت و جذب انرژی می شود. در ترک های با طول بیش از ۳/۲٪ طول ورق، دیوار به طور ناگهانی دچار گسیختگی شده و در ترک های با طول بیش از ۱۲/۸٪ طول ورق، دیوار بدون آنکه وارد فاز غیرخطی شود، گسیخته می شود. این بدان معناست که دیوار با چنین ترکی را نمی توان به عنوان یک سیستم باربر جانبی در نظر گرفت. از طرف دیگر در دیوارهای با ترک کناری، در هیچ یک از مدل ها تا تغییر مکان نهایی گسیختگی رخ نمی دهد. بنابراین چنین می توان استنباط نمود که ترک های میانی بحرانی تر از ترک های کناری است. علت اصلی این پدیده آن است که قطر اصلی دیوار وظیفه باربری را بر عهده دارد.

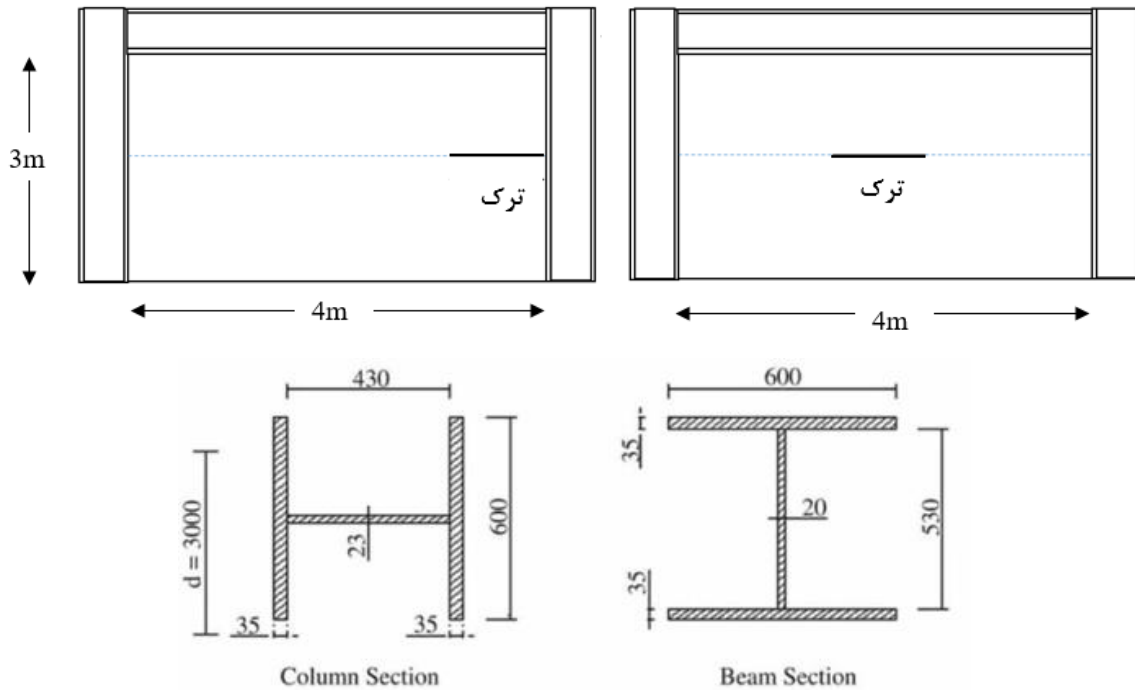
بار-تغییر مکان به روش المان محدود ۵٪ با نمودار بار-تغییر مکان مستخرج از تست آزمایشگاهی اختلاف دارد که حاکی دقت قابل قبول مدل سازی المان محدود است.

در دیگر صحت سنجی، یک تست آزمایشگاهی از مرجع [۴۶] انتخاب شده است که در شکل ۵ جزئیات آن نمایش داده شده است. ورق در این تست حاوی یک ترک به طول ۳۰۰ mm است و بارها به صورت تغییر مکان کنترل از دو طرف به آن اعمال گردید. روش XFEM که قبلا تشریح گردید استفاده شده است برای تحلیل المان محدود این مدل آزمایشگاهی با استفاده از ABAQUS استفاده شد. مقایسه گسترش ترک و مدل المان محدود در شکل ۵ حاکی از دقت بسیار بالای مدل سازی المان محدود است.

۲-۵- معرفی مدل های عددی

مدل هایی برای بررسی تأثیر موقعیت اولیه ترک بر رفتار دیوار برشی فولادی انتخاب شده است. ضخامت ورق فولادی در تمامی مدل ها برابر ۷ mm و طول ورق فولادی و ارتفاع طبقه به ترتیب برابر ۴ m و ۳ m انتخاب شد. قاب محیطی بر اساس ضوابط آئین نامه AISC طراحی شده تا مقاومت لازم در برابر بارهای پس کمانش ورق را داشته باشد. در شکل ۶ مشخصات هندسی قاب محیطی و همچنین موقعیت ترک نمایش داده شده است.

مطابق جدول ۲، نام هر مدل از دو حرف و یک عدد تشکیل



شکل ۶. معرفی دیوار ترک دار
Fig. 6. Introduce of cracked wall

جدول ۲. مشخصات مدل‌های المان محدود

Table 2. Properties of finite element models

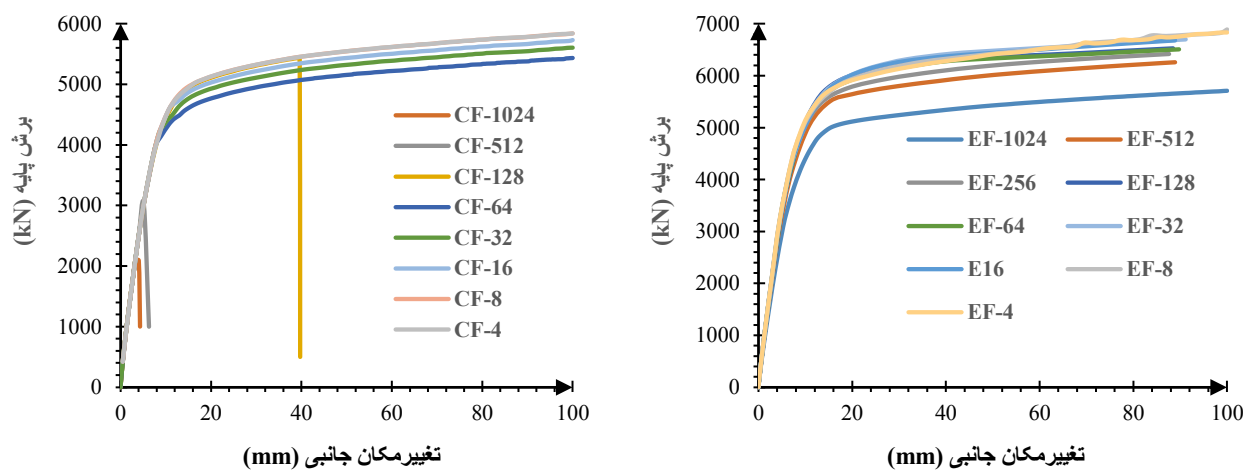
مدل	طول ترک (mm)	نسبت طول ترک به طول دیوار (%)	نوع ترک
CF-4	4	0.10	میانی
CF-8	8	0.20	میانی
CF-16	16	0.40	میانی
CF-32	32	0.80	میانی
CF-64	64	1.60	میانی
CF-128	128	3.20	میانی
CF-256	256	6.40	میانی
CF-512	512	12.80	میانی
CF-1024	1024	25.60	میانی
EF-4	4	0.20	کناری
EF-8	8	0.80	کناری
EF-16	16	1.60	کناری
EF-32	32	3.20	کناری
EF-64	64	1.60	کناری
EF-128	128	3.20	کناری
EF-256	256	6.40	کناری
EF-512	512	12.80	کناری
EF-1024	1024	25.60	کناری

۶-۲- سختی و مقاومت

در جدول ۲، سختی و مقاومت دیوارهای برشی فولادی با نوع ترک کناری و میانی نشان شده است. نتایج نشان می‌دهد که هر دو نوع ترک (میانی و کناری) با طول کمتر از $3/2\%$ طول ورق، تأثیر کمی بر سختی و مقاومت دارند. اما در ترک‌های با طول بیش از $3/2\%$ طول ورق، ترک باعث کاهش قابل ملاحظه سختی و مقاومت می‌شود. با مقایسه نمودارهای شکل ۸ می‌توان دریافت که افزایش طول اولیه ترک همواره با کاهش شدیدتر مقاومت دیوارهای با ترک میانی نسبت به دیوارهای با ترک کناری است. حال آن‌که کاهش سختی برای دیوارهای با ترک کناری با طول بیش از $3/2\%$ طول ورق، در ترک کناری بیشتر از ترک میانی است.

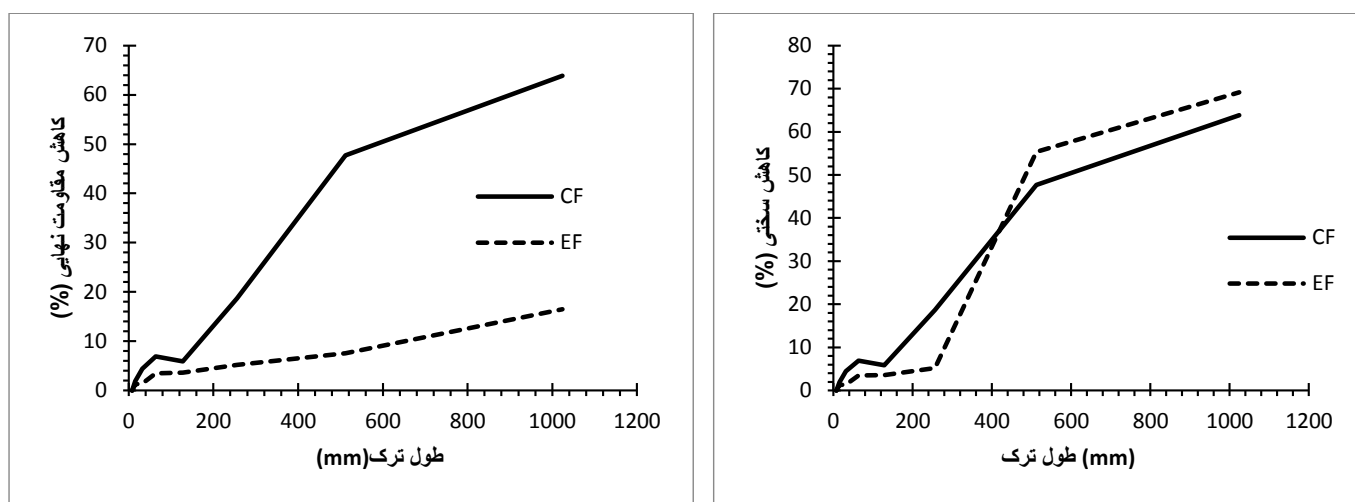
۶-۳- جذب انرژی

سازه باید بتواند انرژی اعمالی به سازه را از طریق تغییرشکل‌های غیرخطی جذب نماید. هر سازه‌ای که قابلیت جذب انرژی بالاتری داشته باشد، عملکرد بهتری در برابر بارهای لرزه‌ای خواهد داشت. با رجوع به جدول ۳ مشاهده می‌شود که با افزایش طول ترک، جذب انرژی سیستم به شدت کاهش می‌یابد. مقایسه جذب انرژی مدل‌های



شکل ۷. نمودار بار-تغییر مکان مدل‌های با ترک

Fig. 7. Load-displacement curve of models include crack



شکل ۸. نمودار طول ترک در برابر درصد کاهش سختی و مقاومت

Fig. 8. Digram of crack length versus percent reduction in stiffness and strength

جدول ۳. سختی و مقاومت ترک‌های میانی و کناری

Table 3. Stiffness and strength of systems with edges and middle cracks

طول ترک (mm)	CF		EF	
	مقاومت نهایی (kN)	سختی (kN/mm)	مقاومت نهایی (kN)	سختی (kN/mm)
4	5776	641.78	6769	752.11
8	5776	641.78	6769	752.11
16	5664	629.33	6682	742.44
32	5520	613.33	6676	741.78
64	5376	597.33	6535	726.11
128	5436	604	6525	725
256	4696	521.78	6418	713.11
512	3022-Elastic	335.78	6258	695.33
1204	2088-Elastic	232	5651	627.89

جدول ۴. جذب انرژی سیستم‌های با ترک میانی

Table 4. Energy absorption of systems with middle cracks

مدل	طول ترک (mm)	4	8	16	32	64	128	256	512	1024
CF	جذب انرژی (KN.mm)	455	454	453	438.5	424	180.3	38.5	10.8	5.7
	درصد کاهش جذب انرژی در مقایسه با دیوار با ترک 4mm		0.22	0.44	3.63	6.81	60.37	91.54	97.63	98.75
EF	جذب انرژی (KN.mm)	545	528	531	548	528	522	504	498	446
	درصد کاهش جذب انرژی در مقایسه با دیوار با ترک 4mm		3.12	2.57	0.55	3.12	4.22	7.52	8.62	18.17

جدول ۵. مقایسه دیوار با ترک میانی و کناری

Table 5. Comparison of walls with edge and middle cracks

طول ترک (mm)	EF/CF		
	سختی	مقاومت نهایی	جذب انرژی
4	1.18	1.18	1.15
8	1.18	1.18	1.16
16	1.18	1.18	1.17
32	1.21	1.21	1.25
64	1.22	1.22	1.25
128	1.20	1.20	2.89
256	1.37	1.37	13.09
512	2.07	2.07	46.11
1024	2.71	2.71	78.24

دارای ترک به طول 4 mm نشان می‌دهد که کاهش جذب انرژی دیوارهای با ترک میانی بین ۰/۲۲٪ تا ۹۸/۷۵٪ است اما این کاهش برای سیستم‌های با ترک کناری بین ۳/۱۲٪ تا ۱۸/۱۷٪ می‌باشد که برای هر دو نوع ترک کاهش بسیار چشمگیر می‌باشد. بنابراین چنین می‌توان نتیجه گیری نمود که کاهش جذب انرژی ترک میانی بسیار بحرانی تر از ترک کناری است.

۴-۶- مقایسه اثر ترک‌های میانی و کناری

در شکل ۹ نمودار بار- تغییر مکان دیوارهای با ترک کناری و ترک میانی با هم مقایسه شده‌است. این نمودارها نشان می‌دهد که ترک‌های میانی اثر مخربتری نسبت به ترک‌های کناری دارند و هر چه طول اولیه ترک بیشتر باشد، اثر آن چشمگیر تر خواهد بود. همچنین مشاهده می‌شود که در مدل‌های با ترک کناری، هر چند افت سختی و مقاومت وجود داشته اما در ناحیه الاستیک در دیوارها گسیختگی رخ نداده است.

به منظور ارزیابی دقیقتر اثر نوع ترک، نسبت پارامترهای لرزه‌ای دیوار در دو حالت ترک کناری و میانی در جدول ۵ ارائه شده‌است. نتایج این جدول نشان می‌دهد که اختلاف نتایج و بحرانی بودن ترک‌های میانی در مقایسه با ترک کناری در ترک‌های با طول بیشتر نمایان تر است. دلیل اصلی آن نیز گسیختگی دیوارهای با ترک میانی بلند در ناحیه الاستیک می‌باشد. البته در ترک‌های با طول کوتاه نیز، سختی، مقاومت و جذب انرژی دیوار با ترک کناری بیشتر می‌باشد.

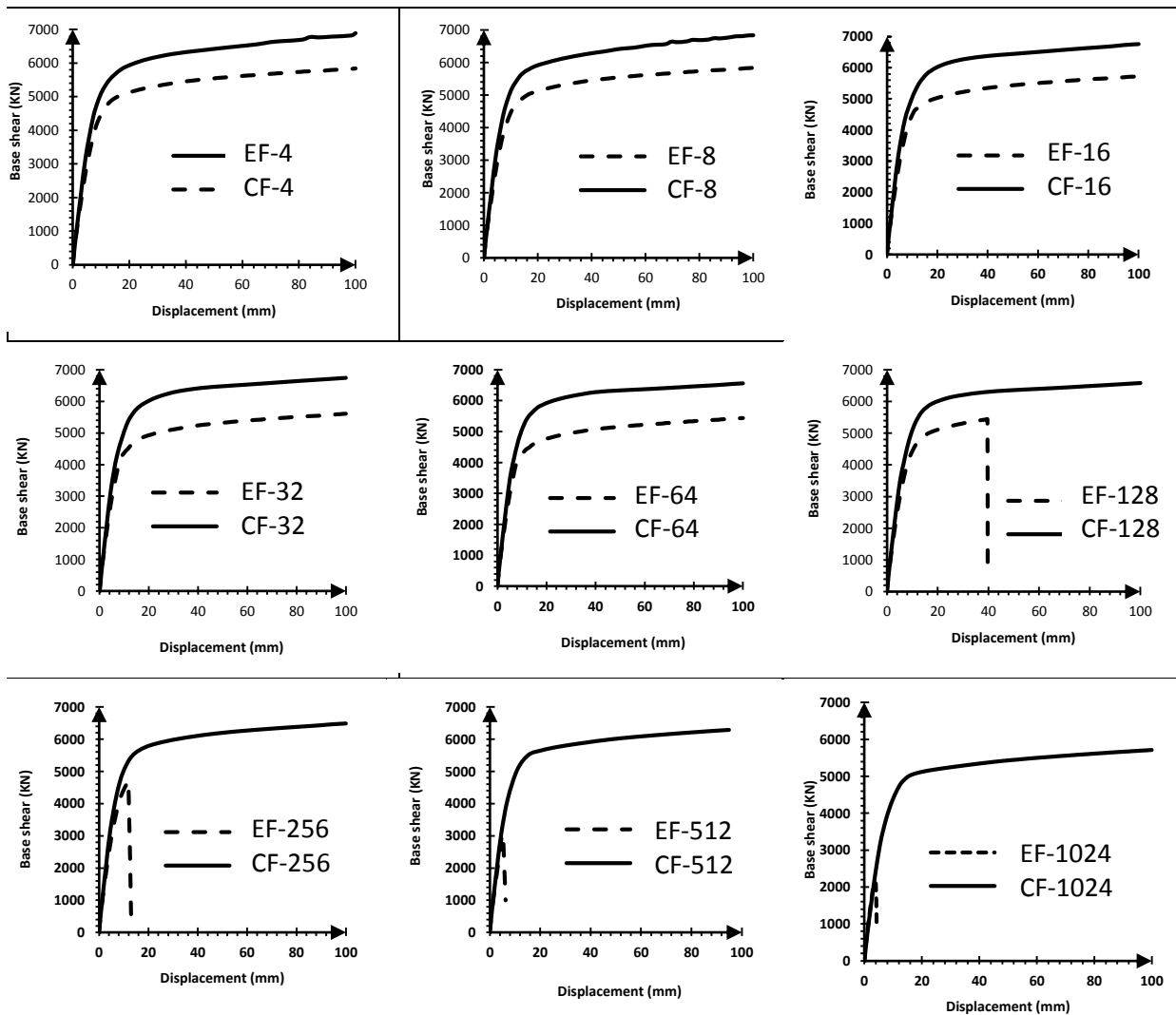
۵-۶- وضعیت تسلیم سازه

در شکل ۱۱ و ۱۲ وضعیت تسلیم سازه برای هر دو نوع ترک

کناری و میانی نمایش داده شده‌است. همان‌گونه که از این شکل نمایان است، وجود ترک تاثیری در محل شروع تسلیم ورق فولادی و تشکیل میدان کشش قطری ندارد مگر آنکه طول اولیه ترک زیاد باشد که شروع تسلیم سازه از محل ترک آغاز می‌گردد. افزایش طول اولیه ترک میانی مانع از تشکیل میدان کشش قطری می‌شود. در دیوارهای دارای ترک میانی به طول ۸٪ طول ورق، میدان کشش قطری ناقص ایجاد می‌شود. همچنین در دیوارهای با ترک به طول بیش از ۸٪ طول ورق، میدان کشش قطری تشکیل نمی‌شود. اما در دیوارهای با ترک کناری، با افزایش طول ترک محل شروع میدان کشش قطری تغییر می‌یابد و به جای آنکه میدان کشش قطری در ورق تشکیل شود، مفصل پلاستیک در قاب محیطی ایجاد می‌شود.

۷- مدل پارامتریک دیوار برشی فولادی

تحلیل دیوار برشی فولادی به روش المان محدود حتی بدون لحاظ کردن اثر ترک، پیچیده و زمان‌بر است. لحاظ کردن اثر ترک در مدل‌سازی دیوار برشی فولادی، بر این پیچیدگی می‌افزاید. لذا ارائه



شکل ۹. نمودار بار- تغییر مکان

Fig. 9. Load-displacement curve of models include crack

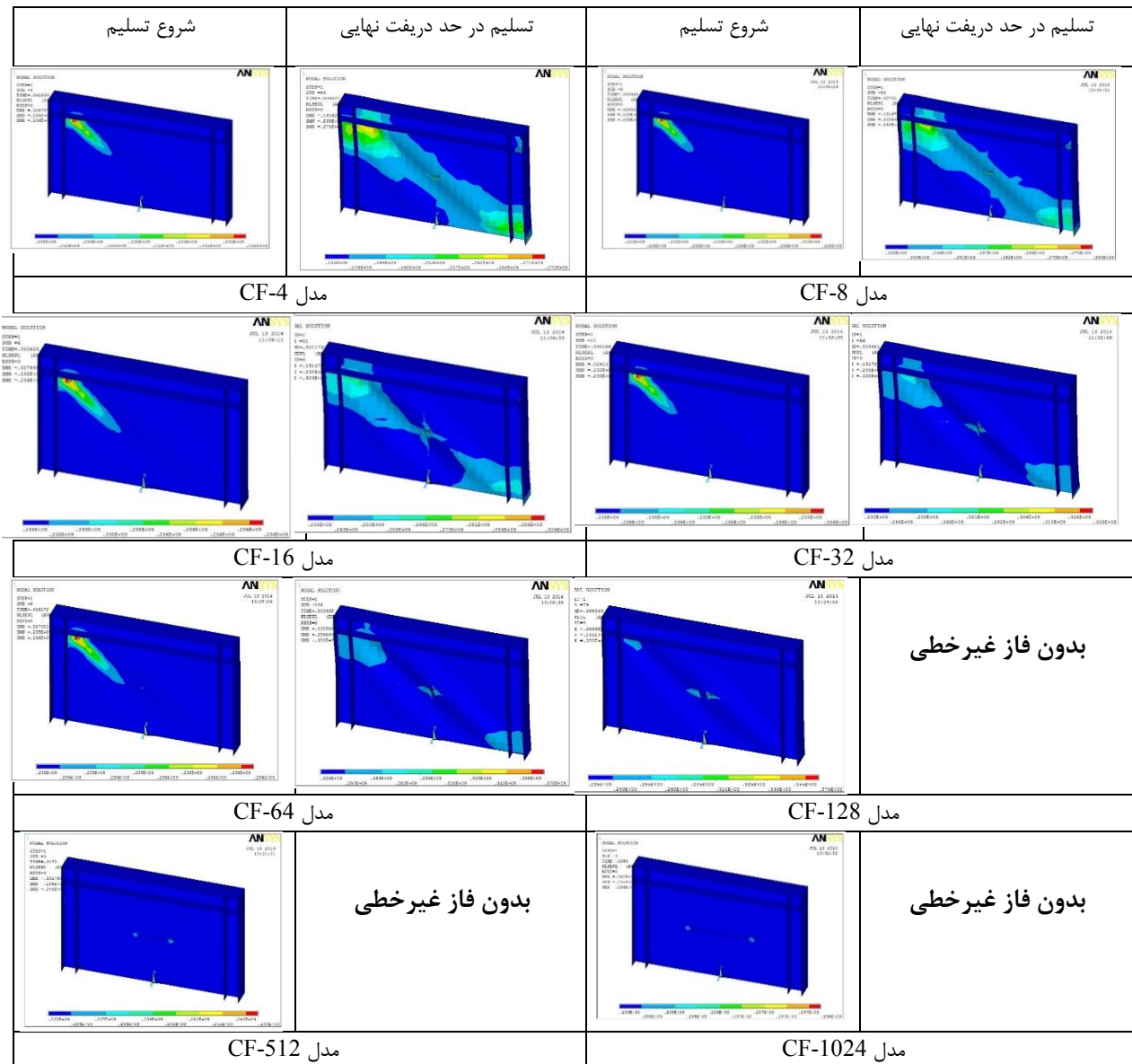
ورق دیوار برشی فولادی لاغر، معمولاً تحت اثر بارهای کم کماتش می‌کند و این کماتش معمولاً قبل از تسلیم آن آغاز می‌شود. تنش کماتش برشی الاستیک بر اساس تئوری کلاسیک بر پایه تحقیقات Basler [۴۷] برابر است با:

$$\tau_{cr} = \frac{K_v \cdot \pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \quad (۶)$$

$$\begin{cases} K_v = 5.34 + \frac{4}{(d/b)^2} & \frac{d}{b} \leq 1 \\ K_v = 4 + \frac{5.34}{(d/b)^2} & \frac{d}{b} > 1 \end{cases} \quad (۷)$$

که در این رابطه، σ_t معادل تنشی است که ورق فولادی تسلیم می‌شود، E به ترتیب مدول الاستیسیته و مدول برشی هستند و

یک مدل برای دستیابی به نمودار بار-تغییر مکان بدون مدل‌سازی المان محدود، مخصوصاً برای اهداف مقاوم سازی ضروری است. برای دستیابی به نمودار بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی حاوی ترک از ایده اصلاح طول ورق استفاده می‌شود. در این ایده ابتدا نمودار بار-تغییر مکان دیوار بدون در نظر گرفتن ترک در ناحیه الاستیک محاسبه خواهد شد. پس از آن، اثر رشد و گسترش ترک با اصلاح طول ورق فولادی لحاظ خواهد شد. در صورتی که یک دیوار برشی فولادی به عنوان یک طبقه مجزا در نظر گرفته شود، شکل ۱۲، برای دستیابی به دیاگرام بار - تغییر مکان برشی آن با توجه به تئوری ارائه شده، می‌توان ورق فولادی و قاب را از یکدیگر تفکیک نموده و دیاگرام مذکور را برای هر کدام به دست آورد و سپس با جمع آثار آن‌ها دیاگرام را رسم کرد.



شکل ۱۰. وضعیت تسلیم در دیوار با ترک میانی

Fig. 10. The yielding state of wall with middle crack

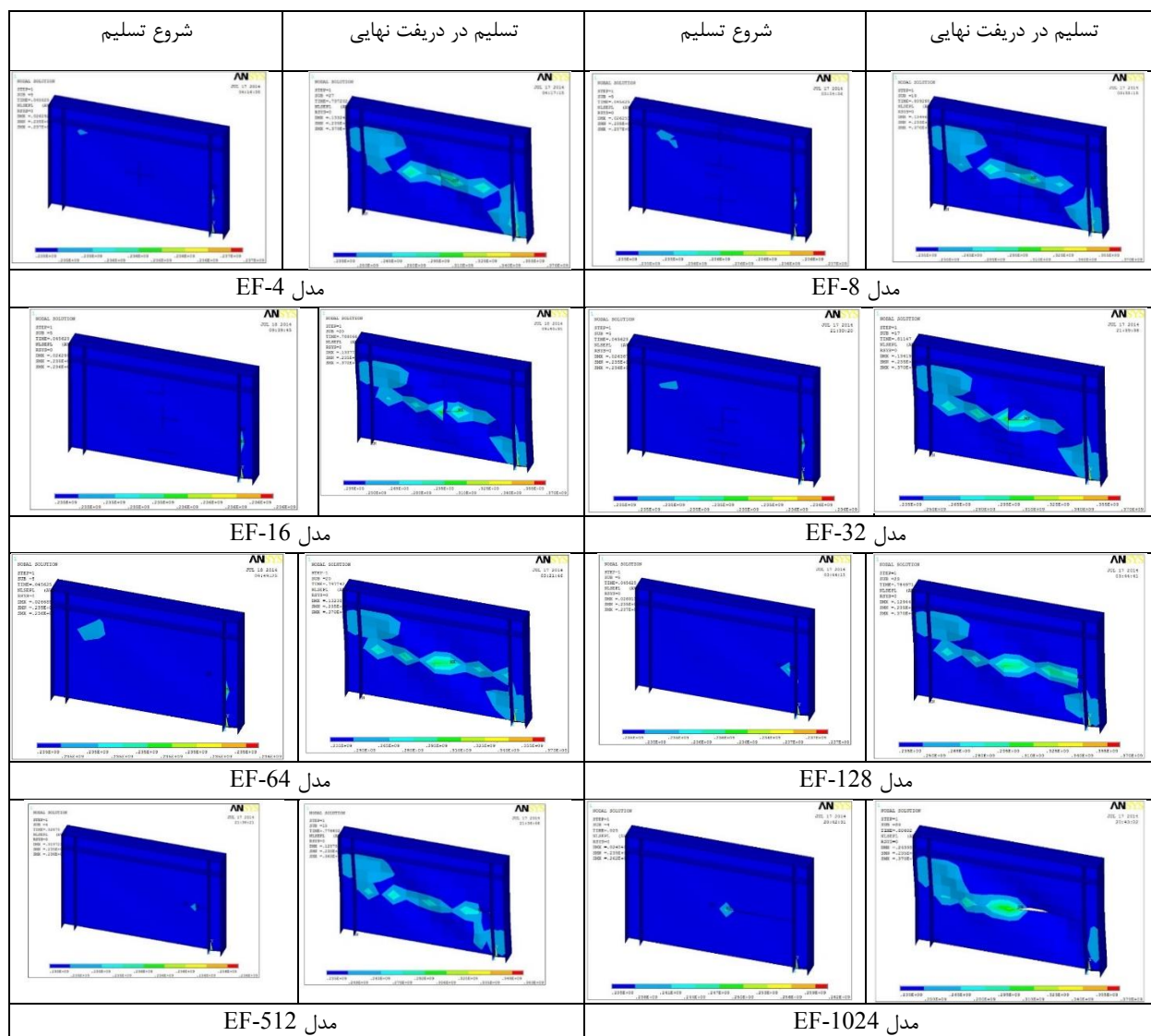
$$\begin{aligned} \sigma_{xx} &= \sigma_{ty} \cdot \sin^2 \theta \\ \sigma_{yy} &= \sigma_{ty} \cdot \cos^2 \theta \\ \sigma_{xy} &= \sigma_{yx} = \tau_{cr} + 0.5\sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta \end{aligned} \quad (8)$$

تغییر مکان ورق در هنگام جاری شدن U_{we} یا به عبارت دیگر تغییر مکان حد الاستیک ورق برابر است با

$$U_{we} = \left(\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_t}{E \cdot \sin 2\theta} \right) d \quad (9)$$

همچنین نیروی برشی ورق در هنگام کمانش برابر

θ نیز زوایه تنش‌های میدان کشش قطری است. اگر یک المان را از ورق جان دیوار برشی فولادی^۱ را نمایش دهیم، وضعیت تنش‌های ورق فولادی قبل و بعد از کمانش مطابق شکل ۱۳ است. مقدار تنش‌های ایجاد شده در شکل ۱۳ نمایش داده شده است، به صورت زیر می‌باشد. در این روابط σ_{ty} تنش تسلیم است.



شکل ۱۱. وضعیت تسلیم در دیوار با ترک کناری

Fig. 11. The yielding state of wall with edge crack

است. $F_{wcr} = \tau_{cr} \cdot b \cdot t$ تغییر مکان متناظر با نیروی برشی کمانش

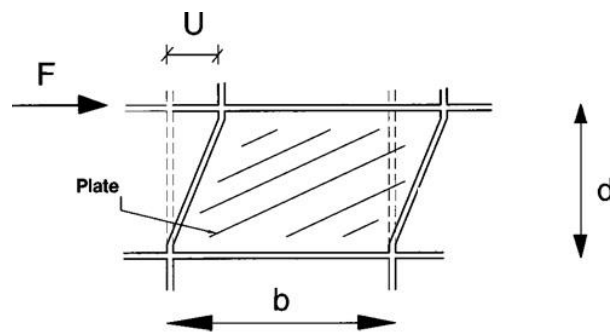
ورق، با توجه به رفتار برشی خالص آن، می توان از رابطه

$$U_{wcr} = 2 \frac{F_{wcr}}{E} (1 + \nu)$$

به دست آورد. با محاسبه نیرو و

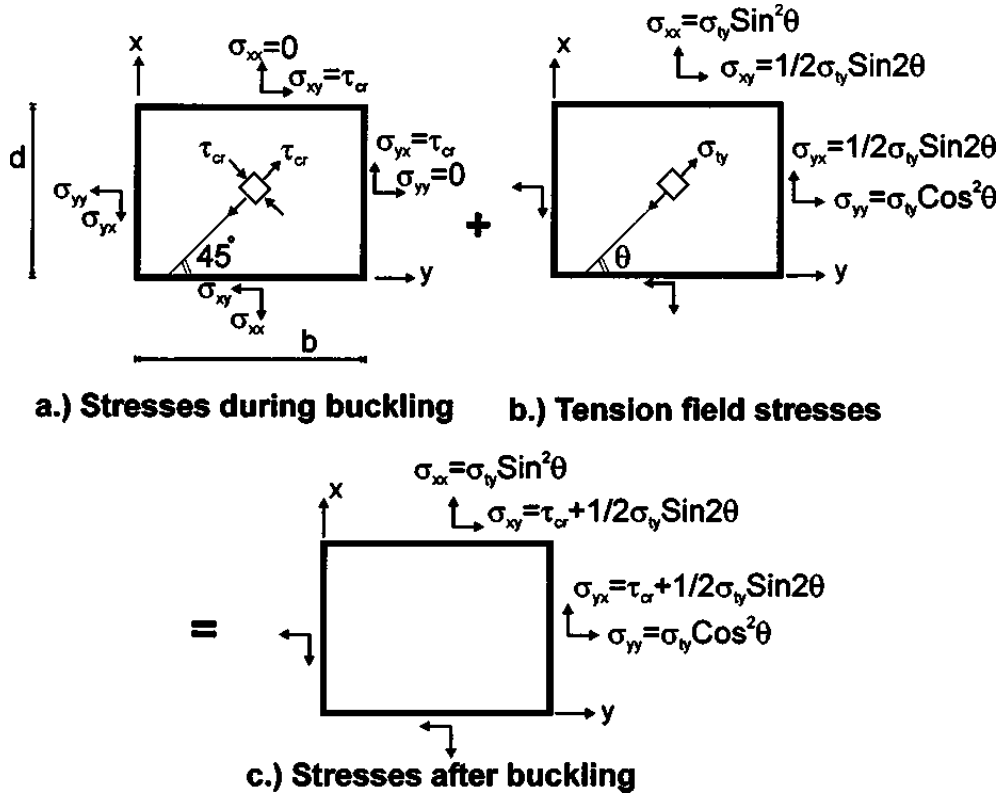
تغییر مکان برشی ورق و همچنین نیروی کمانش آن، دیاگرام نیرو - تغییر مکان برشی ورق مطابق شکل ۱۴ قابل دست یابی است. همان طور که در این شکل مشاهده می شود نقطه C حد کمانش و نقطه D حد جاری شدن ورق را نشان می دهد، که برای سادگی به جای خط CD. OD خط جایگزین می شود. پژوهشگران نشان داده اند که اثر چنین جایگزینی ناچیز است [۴۸].

معادله خط OC (مربوط به قبل از کمانش) و خط CD (مربوط



شکل ۱۲. فرض قاب مجزا

Fig. 12. The assumption of separated frame



شکل ۱۳. وضعیت تنش‌های دیوار برشی فولادی

Fig. 13. The stress state of stress in steel plate shear wall

$$\begin{aligned} \sigma_{xx(r,\theta)} &= \frac{KI}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right] - \frac{KII}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \left[2 + \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \right] \\ \sigma_{yy(r,\theta)} &= \frac{KI}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right] - \frac{KII}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \\ \sigma_{xy(r,\theta)} &= \frac{KI}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} + \frac{KII}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \left[2 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right] \end{aligned} \quad (13)$$

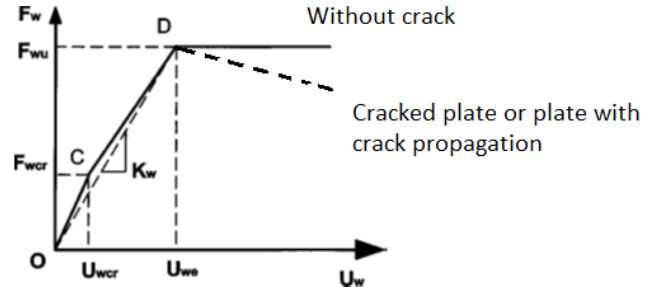
میدان تنش در نوک ترک برای هر سه نوع تنش در شکل (۱۵) نمایش داده شده است.

KI و KII در رابطه‌ی ۱۰ ضریب شدت تنش برای مد اول و دوم است که از رابطه‌ی ۱۳ برای ورق تحت اثر کشش و برش محاسبه می‌شود [۴۹]. در این رابطه a طول اولیه ترک و W طول ورق فولادی است.

چنانچه ترک ورق دیوار برشی فولادی ترکیبی از مدهای گسیختگی باشد، نرخ انرژی رها شده از جمع نرخ انرژی رها شده هر مد Gi حاصل می‌شود. نرخ رها شدن انرژی در هر مد بر اساس میدان تنش نوک ورق نیز قابل محاسبه است. به عبارت دیگر

$$G_I = \frac{1-\nu^2}{E} K_I^2 \quad \text{و} \quad G_{II} = \frac{1-\nu^2}{E} K_{II}^2 \quad \text{است. برای ترک در}$$

دیوار برشی فولادی، گسترش ترک وقتی آغاز می‌شود که رابطه (۱) برقرار شود. هنگام گسترش ترک مقدار انرژی باید صرف ایجاد منطقه



شکل ۱۴. دیاگرام بار-تغییر مکان برشی ورق

Fig. 14. The load-shear displacement curve of plate

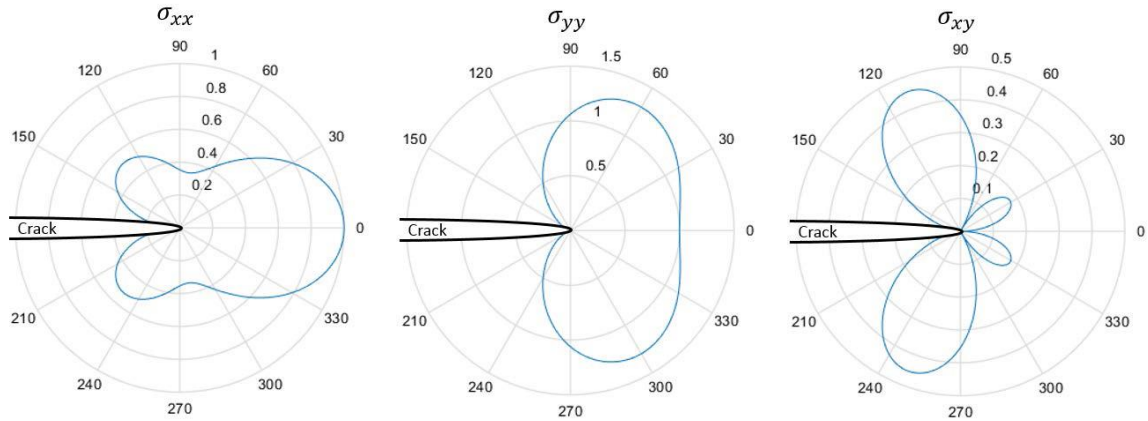
به پس از کمانش) به صورت زیر خواهد بود. در این رابطه، G مدول برشی ورق است.

$$F_w = \frac{Ebt}{2d(1+\nu)} U_w \quad (10)$$

$$F_w = \frac{Ebt}{2(1+\nu)d} U_w - \tau_{cr} bt \left(1 - \frac{1+\nu}{2} \sin^2 2\theta \right) \quad (11)$$

در صورت وجود ترک در ورق، میدان تنش در نوک ترک برابر

است با

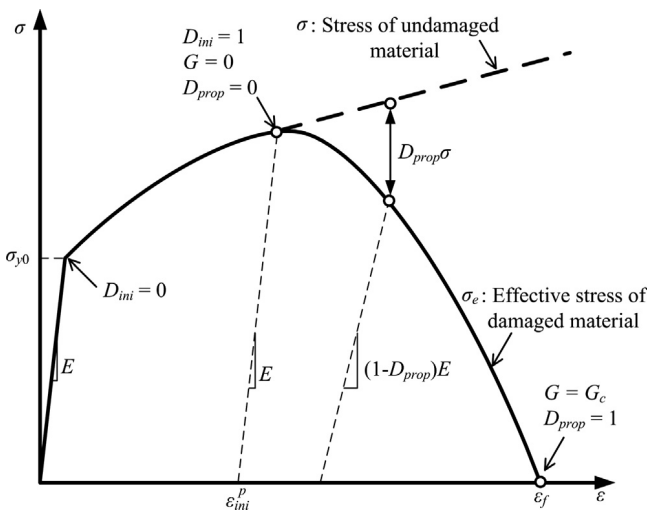


شکل ۱۵. وضعیت تنش‌ها در نوک ترک

Fig. 15. The state of stress at the crack tip

$$KI = 1.12 \frac{P}{tW} \sqrt{\pi a} - 0.231 \left(\frac{a}{W}\right) + 10.55 \left(\frac{a}{W}\right)^2 - 21.72 \left(\frac{a}{W}\right)^3 + 30.39 \left(\frac{a}{W}\right)^4 \quad (13)$$

$$KII = 4.886 \frac{P}{tW} \sqrt{\pi a} - 11.383 \left(\frac{a}{W}\right)^2 + 28.198 \left(\frac{a}{W}\right)^3 - 38.563 \left(\frac{a}{W}\right)^4 + 20.555 \left(\frac{a}{W}\right)^5$$



شکل ۱۶. نمودار کرنش پلاستیک معادل و کرنش پلاستیک در شروع گسیختگی

Fig. 16. Equivalent plastic strain and plastic strain at the beginning of rupture diagram

آزمایشگاهی تست شده، حاصل شده است [۵۰]، زاویه رشد ترک برابر است با:

تنش کمانش در ورق فولادی با وجود ترک بر اساس معیار

$$\theta_0 = \mp \left[155.5^\circ \frac{K_{II}}{K_I + K_{II}} \right] - 83.4^\circ \left[\frac{K_{II}}{K_I + K_{II}} \right]^2 \quad (18)$$

Shukla [۵۱] برابر است با

بنابراین اگر شدت تنش‌ها از تنش تسلیم حاصل شده بر اساس

پلاستیک جدید در نوک ترک شود. به عبارت دیگر با رسیدن G_i به G_{ic} ترک شروع به گسترش می‌کند. G_{ic} جز خواص ماده است. در این روابط عرض ترک w ، وقتیکه D_{prop} به مقدار واحد

$$D_{prop} = \frac{G}{G_c} = \left(\frac{G_I}{G_{Ic}}\right)^\beta + \left(\frac{G_{II}}{G_{IIc}}\right)^\gamma + \left(\frac{G_{III}}{G_{IIIc}}\right)^\eta = 1 \quad (14)$$

$$Gc = \int_0^{w_1} \sigma_e dw \quad (15)$$

$$D_{prop} = \frac{l_c (\epsilon_{eq}^p - \epsilon_{eq,ini}^p)}{W_1} \quad (16)$$

می‌رسد، σ_e تنش موثر گسیختگی مصالح است که در شکل ۱۸ توصیف شده است. برای ورق دیوار برشی فولادی که تحت اثر تنش نرمال و تنش برشی است. $\beta = \gamma = \eta = 1$ همچنین تنش موثر را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود.

که در این رابطه ϵ_{eq}^p و $\epsilon_{eq,ini}^p$ به ترتیب کرنش پلاستیک

$$\sigma_e = (1 - D_{prop}) \sigma \quad (17)$$

معادل و کرنش پلاستیک در شروع گسیختگی مطابق شکل ۱۶ است. بر اساس معیار Richard که بر اساس تعداد زیادی مدل‌های

همچنین انتگرال گیری از رابطه ی ۲۳، انرژی کرنشی برابر است با در این رابطه I_c ممان اینرسی ستون ها است. سایر پارامترها در

$$U = \left[\frac{1}{2E} (\sigma_t^2 \cos^4 \alpha + \sigma_t^2 \sin^4 \alpha - 2 \vartheta \sigma_t^2 \cos^2 \alpha \sin^2 \alpha) + \frac{1+\vartheta}{4E} \sigma_t^2 \sin^2 \alpha \right] b \cdot d \cdot t \quad (24)$$

قسمت قبلی تعریف شدند. با در نظر گرفتن ضریب پواسون برابر ۰٫۳ و همچنین به کمک روابط مثلثاتی، رابطه فوق به صورت زیر ساده می شود.

کار نیروی خارجی ورق برابر $\Delta_w = F_w$ است. با مساوی قرار

$$U = \frac{1.3\sigma_t^2}{8E} (3 + \sin^2 2\alpha) b d t \quad (26)$$

کار خارجی و انرژی کرنشی، تغییر مکان برشی Δ_{wp} به صورت زیر محاسبه می شود.

برای دستیابی به دیاگرام نیرو - تغییر مکان برشی قاب، با فرض

$$\Delta_{wp} = \frac{0.65 \sigma_t}{E} \frac{3 + \sin^2 2\alpha}{\sin 2\alpha} d \quad (27)$$

اتصال خمشی تیر به ستون می توان دیاگرام شکل ۱۷ را با استفاده از معادلات ۲۸ تا ۳۰ به دست آورد.

برای قاب خمشی در ناحیه الاستیک، سختی برابر است با

که در آن I_{bd} و I_{cd} به ترتیب برابر ممان اینرسی ستون و تیر

$$K_f = \frac{24Ec}{d^3} \frac{12\rho + 1}{12\rho + 4} \quad (28)$$

است. همچنین $\rho = \frac{I_{bd}}{4I_{cd}}$ است. در این رابطه، ارتفاع قاب برابر

ارتفاع خالص ستون یا همان ارتفاع ورق در نظر گرفته می شود. نیروی برش قاب پس از تشکیل مفصل پلاستیک در ستونها، F_p به عنوان ظرفیت برشی یا نیروی برشی نهائی معرفی می شود. و تغییر مکان Δ متناطر با تغییر مکان حد الاستیک (شروع تغییر مکان پلاستیک) قاب بوده و برابر است با:

بنابراین با استفاده از معادلات ۲۷، ۲۸ و ۲۹ نمودار بار-تغییر

$$\tau_{cr} = \frac{K_{lc} K_{llc}}{\sqrt{\pi a} \sqrt{K_{llc}^2 \sin^2(2\theta)^2 - K_{lc}^2 \sin^2(2\theta)^2 + K_{lc}^2}} \quad (19)$$

معیار Von Mises کمتر شود، گسترش ترک به صورت الاستیک ایجاد می شود. و اگر تنش های بیشتر از تنش تسلیم باشد، ورق تسلیم شده و بیشتر انرژی ورق صرف میدان تسلیم نوک ترک می شود. بر اساس معیار Von Mises ورق زمانی تسلیم می شود که رابطه زیر برقرار شود.

$$\begin{aligned} & \text{با توجه به اینکه ضخامت ورق فولادی کم است، بنابراین وضعیت} \\ & (\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 \\ & + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{xz}^2 + \sigma_{yz}^2) = 2F_y^2 \quad (20) \end{aligned}$$

تنش ها به صورت Plan stress است و تنش های $\sigma_z = \sigma_{yz} = \sigma_{xz}$ برابر صفر است. بنابراین با در نظر داشتن رابطه ی ۲۰ را می توان به صورت زیر ساده نمود

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 + 3\tau_{xy}^2 = F_y^2 \quad (21)$$

مقادیر تنش ها:

بنابراین مقدار تنش معادل تسلیم ورق برابر است با:

$$3\tau_{cr}^2 + 3\tau_{cr} \sigma_t \sin 2\theta + \sigma_t^2 - F_y^2 = 0 \quad (22)$$

پس مقاومت برشی ورق با در نظر گرفتن کمانش و تسلیم بدون

$$\sigma_t = 1.5\tau_{cr} \sin 2\theta \pm \sqrt{(1.5\tau_{cr} \sin 2\theta)^2 - (3\tau_{cr}^2 - F_y^2)} \quad (23)$$

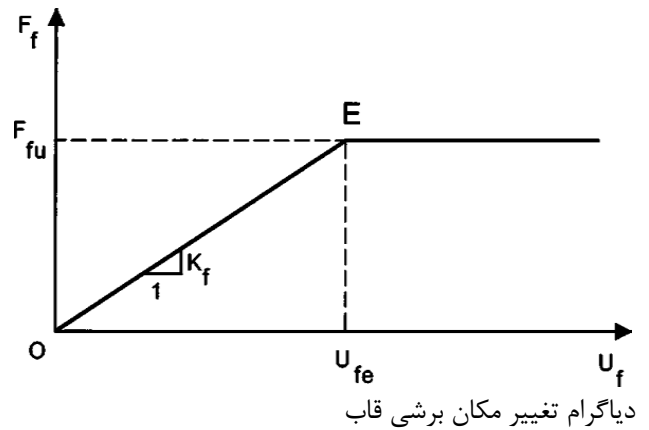
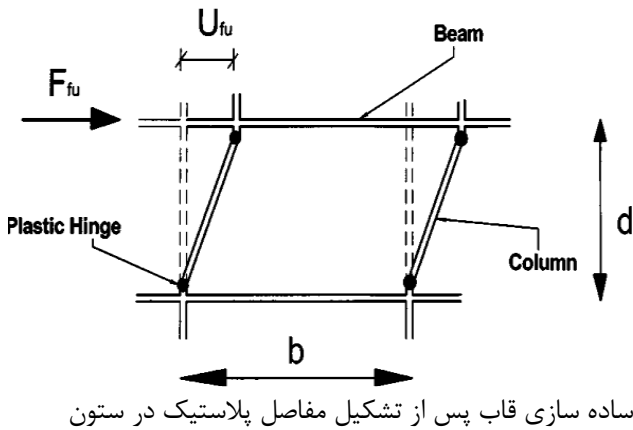
در نظر گرفتن وجود ترک برابر است با

همچنین شروع تغییر مکان پلاستیک برشی ورق، Δ_{wp} ، از مساوی

$$F_w = \tau_{cr} \cdot b \cdot t = (\tau_{cr} + 0.5 \sigma_t \sin 2\theta) b \cdot t \quad (24)$$

قرار دادن کار نیروی برشی و انرژی کرنشی ورق، U ، به دست می آید. محاسبه Δ_{wp} با در نظر گرفتن اثر میدان کشش قطری برابر است با θ با جایگذاری زاویه برابر زاویه میدان کشش قطری α و

$$\begin{aligned} U = \iiint \left[\frac{1}{2E} (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - 2\vartheta \sigma_x \sigma_y) \right. \\ \left. + \frac{1}{2G} \tau_{xy}^2 \right] dx dy dz \quad (25) \end{aligned}$$



شکل ۱۷. نمودار بار-تغییر مکان قاب خمشی
Fig. 17. The load-displacement curve of moment frame

سازی و همچنین طراحی سازه در جهت اطمینان است.

۸- نتیجه گیری

در این مقاله اثر ترک و گسترش آن در دیوار برشی فولادی مورد بررسی قرار گرفت که نتایج آن به صورت خلاصه در زیر آورده است. در ترک‌های میانی با طول بیش از ۳/۲٪ طول ورق، دیوار به طور ناگهانی دچار گسیختگی می‌شود که مقدار جذب انرژی آن در ناحیه غیرخطی بسیار کم است اما در ترک‌های با طول بیش از ۱۲/۸٪ طول ورق، دیوار بدون آنکه وارد فاز غیرخطی شود گسیخته شده است. این بدان معناست که دیوار با چنین ترکی را نمی‌توان به عنوان یک سیستم باربر جانبی شکل پذیر در نظر گرفت.

بر خلاف نوع ترک‌های میانی، در دیوارهای با ترک کناری، در هیچ یک از مدل‌ها تا تغییر مکان نهایی گسیختگی رخ نمی‌دهد. بنابراین چنین می‌توان استنباط نمود که ترک‌های میانی بحرانی تر از ترک‌های کناری است.

نتایج نشان می‌دهد که وجود ترک با طول اولیه کم، تأثیر بسیار ناچیزی بر سختی و مقاومت دارد؛ اما در ترک‌های با طول بیش از ۳/۲٪ طول ورق، هر دو پارامتر کاهش قابل ملاحظه‌ای نشان می‌دهند. با افزایش طول ترک، جذب انرژی سیستم به شدت کاهش می‌یابد. با توجه به ضرورت جذب انرژی در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا، در صورت وجود ترک با طول بیش از ۱۰٪ طول ورق دیوار، نمی‌توان دیوار را به عنوان سیستم باربر لرزه‌ای مناسب در نظر گرفت، زیرا رفتار آن محدود به ناحیه الاستیک خواهد شد.

وجود ترک کناری باعث کاهش سختی و مقاومت می‌شود، اما تا

$$\Delta_f = \frac{M_p d^2}{6E I_c} \quad (29)$$

$$F_f = \frac{4M_{fu}}{d} \quad (30)$$

مکان دیوار برشی فولادی در ناحیه الاستیک ترسیم می‌شود. برای ترسیم بار-تغییر مکان در ناحیه پلاستیک اثر گسترش ترک لحاظ می‌شود. برای اصلاح طول ورق b ، در روابط بار-تغییر مکان ورق، به جای تاثیر مستقیم اثر گسترش ترک، مقدار طول اصلاح شده را جایگزین می‌کنیم. اگر فرض کنیم طول ورق ترک دار برابر b_p باشد، که در آن $b_1 - b_p = b_p$ است. بنابراین مقاومت ورق ترک دار برابر است با

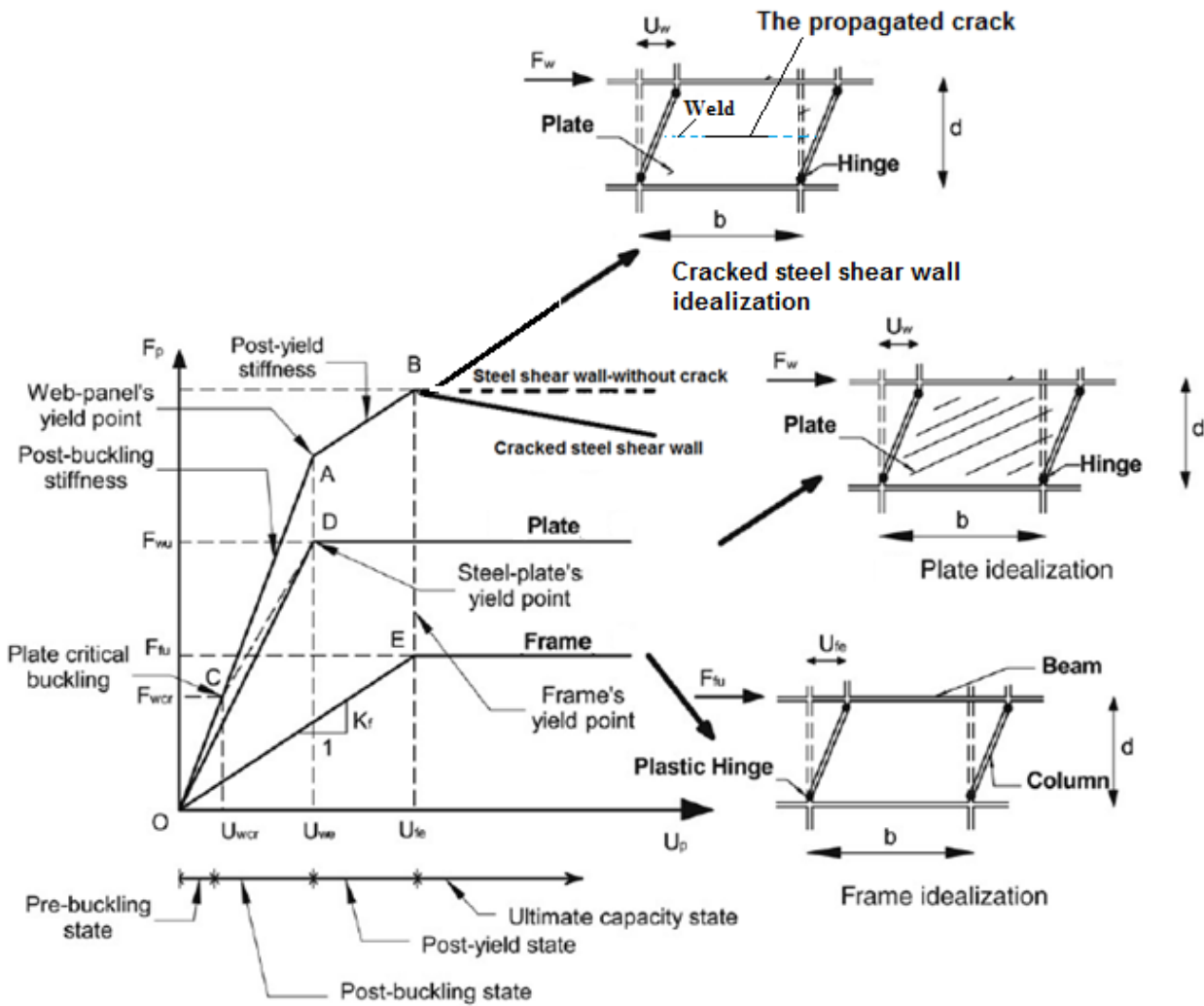
بنابراین نمودار بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی به صورت

$$F_{w2} = (\tau_{cr} + 0.5 \sigma_t \sin 2\alpha) b_2 \cdot t \quad (31)$$

شکل ۱۸ قابل ترسیم است.

۷-۱- بررسی دقت مدل پارامتریک

برای ارزیابی دقت مدل پیشنهاد شده در شکل ۱۹ نمودار بار-تغییر مکان مدل‌های المان محدود و با مدل پارامتریک پیشنهادی مقایسه شده است. همان گونه که از این نمودارها نمایان است، مدل پارامتریک پیشنهادی محل شروع گسیختگی سازه را با دقت بسیار مناسبی ارزیابی می‌کند همچنین در ناحیه الاستیک تقریباً منطبق بر مدل المان محدود است و خطای آن کمتر از ۲٪ است. اما در ناحیه غیر الاستیک مقداری مقاومت نهایی را کمتر (که خطای آن کمتر از ۵٪) از نتایج المان محدود ارزیابی می‌کند که برای مسائل مقاوم



شکل ۱۸. نمودار بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی ترک‌دار

Fig. 18. The load- displacement curve of cracked steel plate shear wall

باعث کاهش سختی به میزان ۱ تا ۲ درصد می‌گردد اما وجود شکاف منطبق بر مسیر گسترش ترک، سختی را حدود ۷٪ کاهش می‌دهد. این روند کاهش سختی در خصوص مقاومت دیوار مقداری متفاوت است. یعنی گسترش ترک و شکاف منطبق بر مسیر گسترش ترک مقاومت یکسانی نشان می‌دهند و باعث افت مقاومت نهایی دیوار به مقدار ۱۳٪ شده‌اند.

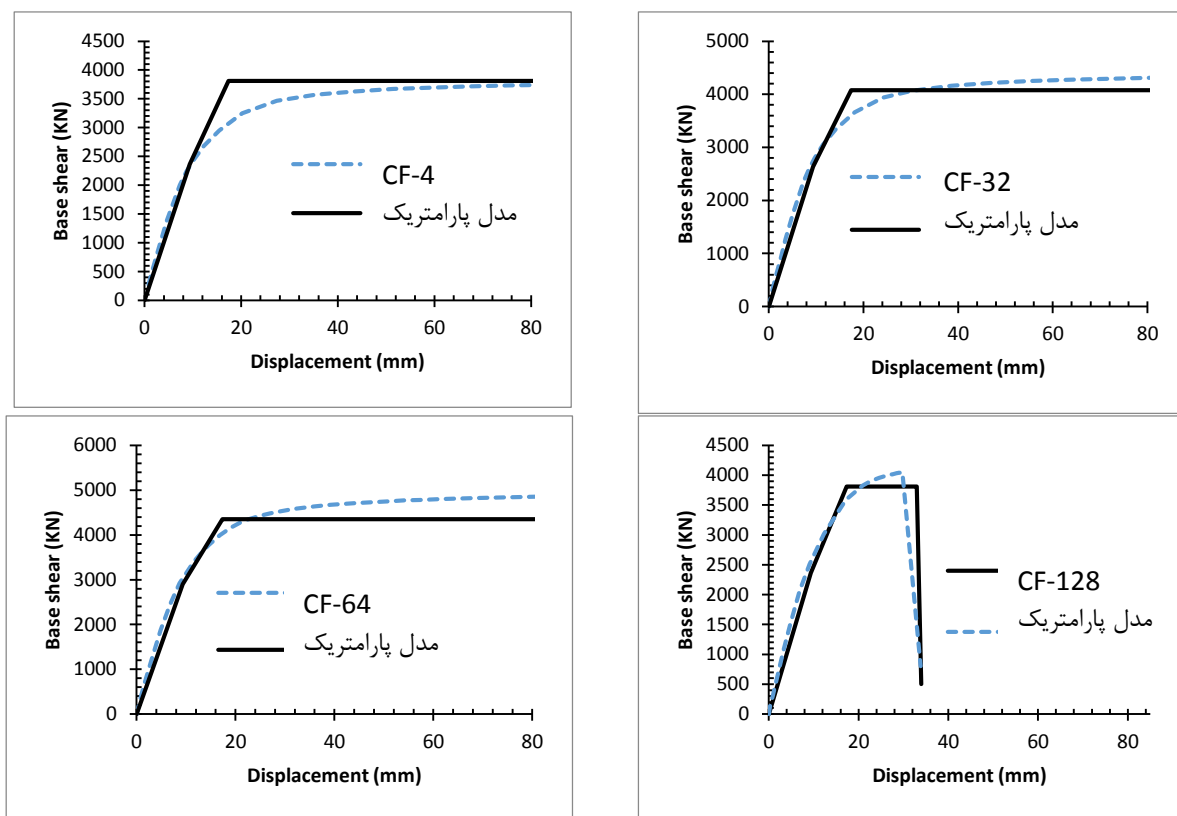
مراجع

- [1] M. Gholipour, M. M. Alinia, Behavior of multi-story code-designed steel plate shear wall structures regarding bay width. *Journal of Constructional Steel Research*, 122 (2016) pp. 40–56.
- [2] R.G. Driver. G.L. Kulak. D.J.L Kennedy. A.E. Elwi,

طولی برابر با ۲۵٪ طول دیوار؛ تأثیر چندانی بر ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت ندارد. همچنین کاهش جزئی ضریب رفتار، ناشی از وجود ترک کناری مشاهده می‌شود. ترک کناری با طول بیش از ۲۵٪ طول ورق منجر به کاهش جذب انرژی به میزان ۱۸٪ نسبت به دیوار بدون ترک می‌شود که در مقایسه با ترک‌های میانی بسیار کم می‌باشد.

با بررسی منحنی‌های بار-تغییر مکان می‌توان دریافت که در ناحیه غیرخطی گسترش ترک در دیوار رفتاری بین حالت ترک بدون گسترش و حالت شکاف منطبق بر مسیر گسترش ترک را طی می‌کند. این وضعیت در هر دو حالت ترک اولیه با طول ۸ mm و ۴ mm صادق است.

اثر گسترش ترک تأثیر کمی بر سختی الاستیک دارد و تنها



شکل ۱۹. مقایسه نمودار بار-تغییر مکان مدل پیشنهادی و المان محدود

Fig. 19. Comparison of load-displacement of proposed model with finite element

Tests". Proceeding of the 9th Canadian Conference on Earthquake Engineering. Ottawa. Canada. (2007).

- [8] M. Guendel, B. Hoffmeister, M. Feldmann, Experimental and numerical investigations on Steel Shear Walls for seismic Retrofitting". Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics. EURODYN. (2011).
- [9] J. Berman, M. Bruneau, Experimental investigation of light-gauge steel plate shear walls. ASCE Journal of Structural Engineering, 131 (2005), pp. 259-267.
- [10] M. Kharrazi, Fish plate behavior on Steel plate shear wall. Canadian journal of civil engineering, (2005), 96-108.
- [11] M. Yaghoobshahi, M.M. Alinia. N. Bonora. N. On the post buckling of flawed shear panels considering crack growth effect. Thin-Walled Structures. 97 (2015), pp.186-198.
- [12] A. N. Guz. M.S.H. Dyshel, Stability and residual strength of panels with straight and curved cracks. Theor. Appl. Fract.Mech, 41(2004) pp. 95-101.

Cyclic tests of four-story steel plate shear wall. Journal of Structural Engineering ASCE, 124(2) (1998) pp. 112_20.

- [3] A. Astaneh-Asl. Seismic behavior and design of steel plate shear walls. Steel tips report: Structural Steel Educational Council, (2000)
- [4] J. Shishkin, R. Driver, G. Driver, Analysis of Steel Plate Shear Walls Using The Modified Strip Model. Structural Engineering Report No. 261. University of Alberta, (2013).
- [5] A.R. Rahai. M. Alipour. Behavior and Characteristics of Innovative Composite Plate Shear Walls. The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction. Procedia Engineering, 14 (2011) pp. 3205-3212.
- [6] D. Dubina, F. Dinu, Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. Thin-Walled Structures, 78(2014) pp. 57-69.
- [7] C. Lin, K. Tsai, Y. Lin, K. Wang, B. Qu, M. Bruneau, Full Scale Steel Plate Shear Wall: NCREE/MCEER Phase I

- [24] C. W. Bert, K. K. Devarakonda, Buckling of rectangular plates subjected to nonlinearly distributed in-plane loading. *Journal of Solids Structures*, 40. (2003) pp. 4097–4106.
- [25] M. R. Khedmati, P. Edalat, M. Javidruzi, Sensitivity analysis of the elastic buckling of cracked plate elements under axial compression. *Thin-Walled Structures*, 47 (2009) pp. 522–536.
- [26] J. K. Paik, Y. V. Satish Kumar, J. M. Lee, Ultimate strength of cracked plate elements under axial compression or tension. *Thin-Walled Structures*, 43 (2005), 237–72.
- [27] N. Friedl, F. G. Rammerstorfer, F. D. Fischer, Buckling of stretched strips. *Computure and Structures*, 78 (2000). 185–190.
- [28] A.N. Guz, M. Dyshel, Fracture and buckling of thin panels with edge crack in tension. *Theoretical Applied. Fracture. Mechanic*, 36(2001) pp.57–60.
- [29] R. Brighenti, Buckling of cracked thin-plates under tension and compression. *Thin-Walled Structures*, 43(2005) pp. 209–224.
- [30] T. Siegmund, A numerical study of transient fatigue crack growth by use of an irreversible cohesive zone model. *International Journal of Fatigue*, 26 (9) (2004) pp. 929–939.
- [31] K.L. Roe, T. Siegmund, An irreversible cohesive zone model for interface fatigue crack growth simulation. *Eng. Fract. Mech*, 70(2) (2003) pp. 209–232.
- [32] J.L. Bouvard, J.L. Chaboche, F. Feyel. A cohesive zone model for fatigue and creep–fatigue crack growth in single crystal super alloys. *Int. J. Fatigue* 31(5) (2009) pp. 868–879.
- [33] P.F. Liu, S.J. Hou. J.K. Chu, Finite element analysis of postbuckling and delamination of composite laminates using virtual crack closure technique. *Compos. Struct.* 93(6) (2011) pp. 1549–1560.
- [34] S. A. Fawaz, Application of the virtual crack closure technique to calculate stress intensity factors for through cracks with an elliptical crack front. *Eng. Fract. Mech*, 59(3) (1998) pp. 327–342.
- [35] G. Servetti, X. Zhang, Predicting fatigue crack growth
- [13] J.K. Paik, Residual ultimate strength of steel plates with longitudinal cracks under axial compression—experiments. *Ocean Eng.* 35(2008) pp. 1775–1783.
- [14] J.K. Paik, Residual ultimate strength of steel plates with longitudinal cracks under axial compression—nonlinear finite element method investigations. *Ocean Eng*, 36(2009), 266–276.
- [15] R. Brighenti, Influence of a central straight crack on the buckling behaviour of thin plates under tension compression or shear loading, *International Journal of Mechanical Material Design*, 6 (2010) pp. 73–87.
- [16] Alinia. M.M.. Hosseinzadeh. S.A.A, Habashi. H.R.: Numerical modelling for buckling analysis of cracked shear panels. *Thin-Walled Structures*, 4 (2007a) pp. 1058–1067.
- [17] M.M. Alinia, S.A.A. Hoseinzadeh, H.R. Habashi, Influence of central cracks on buckling and postbuckling behavior of shear panels. *Thin-Walled Structures*, 45 (2007b) pp. 422–431
- [18] M.M. Alinia, S.A.A. Hoseinzadeh, H.R. Habashi, Buckling and post-buckling strength of shear panels degraded by near border cracks, *Journal of Constructional Steel Reseach*, 64 (2008) pp.1483–1494.
- [19] G. C.Sih, Y. D.Lee, Tensile and compressive buckling of plates weakened by cracks. *Theor Appl Fract Mech* 6 (1986) pp. 29–38.
- [20] D.Shaw, Y. H. Huang, Buckling behaviour of a central cracked thin plate under tension. *Eng Fract Mech*, 35 (1990) pp. 1019–27.
- [21] E. Riks, C.C. Rankin, F. A. Bargon, Buckling behaviour of a central crack in a plate under tension. *Eng Frac Mech*, 43 (1992) pp. 529–48.
- [22] M. M. Alinia, M. Dastfan, Behaviour of thin steel plate shear walls regarding frame members, *Journal of Constructional Steel Reseach*, 62(2006) pp. 730–738.
- [23] E. Byklum, J. Amdahl, A simplified method for elastic large deflection analysis of plates and stiffened panels due to local buckling. *Thin-Walled Structures*. 40 (2002) pp. 925–953.

- [43] G.L. Golewski, P. Golewski, T. Sadowski, Numerical modelling crack propagation under Mode II fracture in plain concretes containing siliceous fly-ash additive using XFEM method. *Comput. Mater. Sci*, 62(2012). pp. 75–78.
- [44] Z.Q. Wang, S. Zhou, J.F. Zhang, Progressive failure analysis of bolted single-lap composite joint based on extended finite element method. *Mater. Design*, 37 (2012) pp. 582–588.
- [45] N. Bonora. A nonlinear CDM model for ductile failure. *Eng. Fract. Mech.* 58 (2006)11–28.
- [46] B. C. Simonsen, R. Tornqvist, Experimental and numerical modelling of ductile crack propagation in large-scale shell structures. *Marine Structures*, 17 (2004) pp. 1–27.
- [47] K. Basler, Strength of plate girders in shear. *Trans. ASCE*, 128(2) (1963) pp. 683-719.
- [48] S. Sabouri-Ghomi, C. Ventura. A. Kharrazi. Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls. *Journal of Structural Engineering-ASCE*. 12 (2005) pp. 878-889.
- [49] Y. Murakami. *Stress Intensity Factors Handbook*. 1988.
- [50] H.A. Richard, M. Fulland, M. Sander, *Theoretical Crack Path Prediction*. Blackwell Publishing. (2004).
- [51] A. Shukla, *Practical fracture mechanics in design* (2nd ed.). New York. NY: Marcel Dekker. (2005).
- rate in a welded butt joint: the role of effective R ratio in accounting for residual stress effect. *Eng. Fract. Mech.* 76(11) (2009) pp. 1589–1602.
- [36] T. Belytschko, T. Black, Elastic crack growth in finite elements with minimal remeshing. *Int. J. Numer. Methods Eng*, 45(5) (1999) pp. 601–620.
- [37] T. Belytschko, H. Chen, J. Xu, Dynamic crack propagation based on loss of hyperbolicity and a new discontinuous enrichment. *Int. J. Numer. Methods Eng*, 58(12) (2003) pp. 1873–1905.
- [38] N. Moe's, T. Belytschko. T, Extended finite element method for cohesive crack growth. *Eng. Fract. Mech.* 69, (7) (2002) pp. 813–833.
- [39] N. Sukumar, N. Moe's, B. Moran. Extended finite element method for three-dimensional crack modeling. *Int. J. Numer. Methods Eng*. 48 (2000) (11) pp. 1549–1570.
- [40] N. Sukumar, Z.Y. Huang, J.H. Pre'vost, Partition of unity enrichment for bimaterial interface cracks. *International Journal of Numerical Methods Engineering*, 59(8) (2003). pp. 1075–1102.
- [41] E. Giner, N. Sukuma, J.E. Taranco'n, An Abaqus implementation of the extended finite element method. *Eng. Fract. Mech*, 76(3) (2009) pp. 347–368.
- [42] R.D.S.G. Campilho, M.D. Banea, F.J.P. Chaves, extended finite element method for fracture characterization of adhesive joints in pure mode I. *Comput. Mater. Sci*, 50(4) (2011) pp. 1543–1549.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

A. Ghamari, V. Broujerdian, *Influence of Crack on the Behavior of Steel Plate Shear Wall Under Lateral Loading*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(4) (2021): 1403-1424.

DOI: [10.22060/ceej.2020.16928.6396](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.16928.6396)



