

Numerical finite element parametric study to investigate the performance of SPSW in RC frame

B. Kioumarsi, M. Gholhaki* , A. Kheyroddin

Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT: Studies conducted on the performance of Steel Plate Shear Walls (SPSWs) indicate high stiffness, capacity, ductility and significant potential of energy absorption of this lateral seismic system. In this regard, using SPSWs in Reinforced Concrete (RC) structures has recently been considered by researchers. In this paper, two different connection types have been proposed and numerically investigated to connect SPSW to RC frame (RCF). In the first type connection, SPSW has been connected to RCF by a few studs through fish plates. However, in the second type, it has been connected to RCF by additional stirrups, which has been welded to the endplate. The behavior of connections has been evaluated using non-linear finite element analysis (NLFEA). A parametric study has been conducted on the thickness of SPSWs and the placement of studs and stirrups through the length of columns. Results of the specimens with different types of connections demonstrated that using both connection types leads to a prominent increase in stiffness and capacity comparing to the reference RCF. Investigating the placement of studs and stirrups showed that there is no need to use studs and stirrups in whole column height. Similar results can be obtained by connection in a length of 0.3 or 0.2 of the column clear height. The dual system behavior factor of special RCF with SPSW was estimated to be 8.

Review History:

Received: 2018-12-08

Revised: 2019-02-06

Accepted: 2019-02-09

Available Online: 2019-02-20

Keywords:

Steel Plate Shear Wall (SPSW)

Non-Linear Finite Element Analysis (NLFEA)

Reinforced Concrete Frame (RCF)

Behavior Factor

Ductility

1. INTRODUCTION

In recent decades application of SPSW as a lateral load resisting system is taken into consideration, especially in medium and high-rise buildings. Major experimental and analytical studies was toward SPSW in steel frame. However, the idea of using thin SPSW has been considered by Timler and Kulak in Alberta university for the first time, which was based on plate girder theory [1].

Recent researches show that composite SPSW and SPSW with and without stiffeners have sufficient stiffness for controlling lateral displacement, ductile failure mechanism and high energy absorption [2-7]

In this paper, two connection methods have been investigated numerically to connect infill plate to RCF. In the first connection method, SPSW has been connected to the beams and columns through embedded studs. However, in the second method of connection, additional stirrups transfer the loads between SPSW and RCF. This parametric study aims to investigate the effect of partial connection of SPSW to RCF on the capacity, stiffness, ductility and behavior factor of the system. In this regard, full connection has been compared to three different lengths of connection. Three different thicknesses have been investigated, as well.

2. FE MODELING AND VERIFICATION

To verify the finite element model (FEM), SPIW1, which

*Corresponding author's email: mgholhaki@semnan.ac.ir

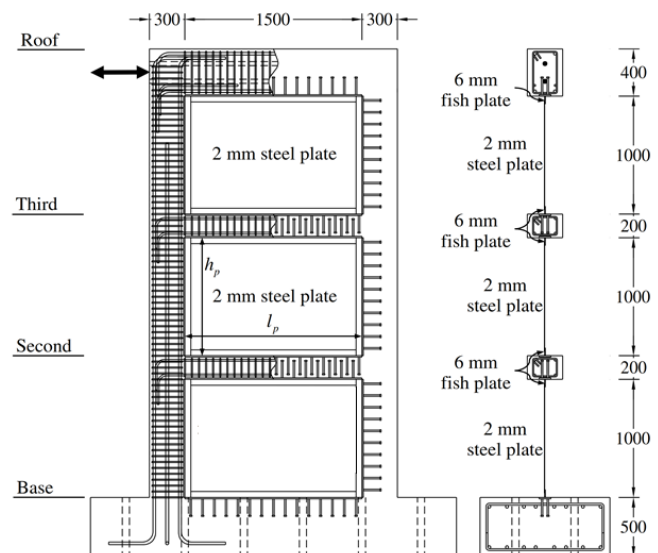


Fig. 1. Details of experimental specimen (mm) [8]

is one of the experimental models of Choi and Park [8], is selected. The selected specimen is a three-story one-bay one-third scale RCF with thin SPSW. Geometrical details of experimental specimen have been illustrated in "Fig. 1".

The load-story drift ratio curve for FE model has been compared to that of experimental specimen, in "Figure

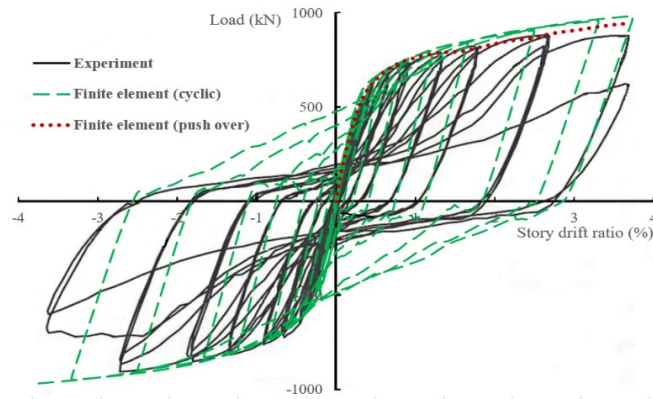


Fig. 2. Verification of experimental specimen

Table 1. Characteristics of investigated models (mm)

Connection Type	Thickness of SPSW	Abbreviation for different connection Types			
		Full column length connection	100 mm in two ends of column	200 mm in two ends of column	300 mm in two ends of column
Stud	t= 1.5	Stud-U-1.5	Stud-100-1.5	Stud-200-1.5	Stud-300-1.5
	t= 2.0	Stud-U-2.0	Stud-100-2.0	Stud-200-2.0	Stud-300-2.0
	t= 2.5	Stud-U-2.5	Stud-100-2.5	Stud-200-2.5	Stud-300-2.5
Stirrup	t= 1.5	Stir-U-1.5	Stir-100-1.5	Stir-200-1.5	Stir-300-1.5
	t= 2.0	Stir-U-2.0	Stir-100-2.0	Stir-200-2.0	Stir-300-2.0
	t= 2.5	Stir-U-2.5	Stir-100-2.5	Stir-200-2.5	Stir-300-2.5

2". As it is observed in this Figure, in both cyclic and push over analysis, there are a good agreement between analytical and experimental specimens. However, there are complete agreement in the linear parts of the experimental and analytical model in the both cyclic and push over analysis. Analytical maximum load carrying capacity over corresponding value of the experimental specimen is 1.05, which shows only 5% difference.

In this article for investigating the performance of SPSW in RCF, two connection methods have been used. Both methods are applicable to new structures. Under consideration, parameters are the thickness of the infill plate and length of connection between the RCF column and SPSW. For considering the thickness of the infill plate three values of 1.5, 2.0 and 2.5 have been considered. However, for considering different values for the second parameter, a full connection between RCF column and SPSW and 100, 200 and 300 mm connection in both sides of the column have been selected. In Table 1, characteristics of all specimens are presented.

3. RESULT AND DISCUSSION

Comparison of the load-displacement behaviors of specimens for all the thicknesses for both stud and stir connections in full and partially connected specimens illustrates proper compatibility in the same thicknesses.

In the stir specimens, the maximum load-carrying capacities for the specimens with 2.5 and 1.5 mm thickness of the infill plates show 11.63% increase and 12.73% decrease regarding the corresponding value of the specimen with 2 mm thickness, respectively. However, in the stud specimens, the maximum load-carrying capacities for the specimens with 2.5 and 1.5 mm thickness of the infill plate illustrate 13.82% increase and 14.76% decrease in comparison with corresponding value of the specimen with 2 mm thickness, respectively.

4. CONCLUSION

In this paper, performance of SPSW in RCF by two different connection methods has been investigated.

SPSW connected to RCF via studs and additional stirrups. Understudy parameters were the thickness of infill plate, which varied by values of 1.5, 2 and 3 mm, and the length of connection between RCF columns and SPSW. The results are:

- The specimens with additional stirrup show higher ductility and stiffness regarding to the corresponding stud specimens. The average ductility of the specimens are 1.76 and 1.34 times larger than the reference RCF, respectively. The elastic stiffness of mentioned specimens are 16.57 and 10.58 times larger than the reference RCF, respectively.

-The average behavior factor of RCF with SPSW has been estimated equal to 8.

- The related results of the both stir and stud specimens with 200 and 300 mm length of connection, between the infill plate and RCF columns, show good compatibility with the corresponding value of the full connected specimens. It shows that, the connection in 0.2 to 0.3 length of the columns can be substitute with full-length connection of the columns.

REFERENCES

[1] P. Timler, G.L. Kulak, Experimental study of steel plate shear

walls, Department of civil engineering, University of Alberta, 1983.

- [2] L.J. Thorburn, G.L. Kulak, C. Montgomery, Analysis of steel plate shear walls, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada., 1983.
- [3] S. Sabouri-Ghomi, M. Gholhaki, Tests of two three-story ductile steel plate shear walls, in: Structures Congress 2008: Crossing Borders, 2008, pp. 1-12.
- [4] M. Elgaaly, Thin steel plate shear walls behavior and analysis, Thin-Walled Structures, 32(1) (1998) 151-180.
- [5] R. Driver, G. Kulak, D. Kennedy, A. Elwi, Cyclic test of four-story steel plate shear wall, Journal of Structural Engineering, 124(2) (1998) 112-120.
- [6] A. Arabzadeh, M. Soltani, A. Ayazi, Experimental investigation of composite shear walls under shear loadings, Thin-Walled Structures, 49(7) (2011) 842-854.
- [7] B. Kioumarsi, M. Gholhaki, A. Kheyroddin, M. Kioumarsi, Analytical study of building height effects over Steel Plate Shear Wall Behavior, International Journal of Engineering and Technology Innovation, 6(4) (2016) 255-263.
- [8] I.-R. Choi, H.-G. Park, Cyclic loading test for reinforced concrete frame with thin steel infill plate, Journal of Structural Engineering, 137(6) (2011) 654-664.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

B. Kioumarsi, M. Gholhaki, A. Kheyroddin, Numerical finite element parametric study to investigate the performance of SPSW in RC frame, Amirkabir J. Civil Eng., 52(6) (2020) 371-374.

DOI: [10.22060/ceej.2019.15418.5916](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.15418.5916)





مطالعه پارامتریک عددی اجزا محدود برای بررسی عملکرد دیوار برشی فولادی در قاب بتن آرمه

بنیامین کیومرثی، مجید قلهکی*، علی خیرالدین

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷-۰۹-۱۷
بازنگری: ۱۳۹۷-۱۱-۱۷
پذیرش: ۱۳۹۷-۱۱-۲۰
ارائه آنلاین: ۱۳۹۷-۱۲-۰۱

کلمات کلیدی:

دیوار برشی فولادی
تحلیل اجزاء محدود غیرخطی
قاب بتن آرمه
ضریب رفتار
شکل پذیری

خلاصه: مطالعات انجام شده در زمینه عملکرد دیوارهای برشی فولادی، نشان دهنده سختی و ظرفیت باربری بالا و شکل پذیری و قابلیت جذب انرژی قابل توجه این سیستم جانبی لرزه‌ای بوده است. بر این اساس در سال‌های اخیر استفاده از دیوارهای برشی فولادی در سازه‌های بتن آرمه نیز مورد توجه محققان قرار گرفته است. در این مقاله برای اتصال دیوار برشی فولادی به قاب بتن آرمه دو روش اتصال مختلف با تحلیل عددی مورد بررسی قرار گرفت. در اتصال اول، دیوار برشی فولادی به وسیله گل‌میخ‌هایی که در تیرها و ستون‌ها قرار گرفته‌اند و در اتصال دوم، با خاموت‌های اتصال که در قسمت‌های میانی خاموت‌های اصلی تیرها و ستون‌ها جای گذاری شده‌اند، به قاب بتن آرمه متصل گردید. رفتار اتصالات با استفاده از تحلیل اجزای محدود غیرخطی مورد مطالعه قرار گرفت. مطالعه پارامتریک انجام شده، ضخامت دیوار برشی فولادی و طول اتصال ورق فولادی پرکننده در ستون‌ها می‌باشد. نتایج نشان داد که استفاده از هر دو روش اتصال باعث افزایش چشمگیر ظرفیت و سختی نمونه‌ها نسبت به قاب بتن آرمه اولیه شده است. بررسی نتایج تغییر در طول اتصال ورق فولادی پرکننده به ستون‌ها نشان داد که نیازی به استفاده از گل‌میخ‌ها و خاموت‌های اتصال در کل ارتفاع ستون نبوده و با حذف گل‌میخ‌ها و خاموت‌های اتصال در نواحی میانی می‌توان با اتصال در طولی معادل $0.2/3$ یا $0.3/3$ ارتفاع آزاد ستون در دو انتهای ستون به نتایج مشابه دست یافت. همچنین ضریب رفتار سیستم دوگانه قاب بتن آرمه ویژه با دیوار برشی فولادی ۸ تخمین زده شد.

۱- مقدمه

سخت‌کننده، با و بدون بازشو و دیوار برشی فولادی مرکب نشان داده است که این سیستم باربر جانبی از سختی مناسب برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی، مکانیسم شکست شکل‌پذیر و جذب انرژی بالا برخوردار است [۶-۲].

عملکرد مناسب لرزه‌ای دیوار برشی فولادی سبب شده است تا استفاده از دیوار برشی فولادی در مقاوم‌سازی سازه‌های فولادی و بتن آرمه مورد توجه قرار گیرد. در مطالعه انجام شده در سال ۲۰۰۲ برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌های فولادی انعطاف‌پذیر با استفاده از دیوار برشی فولادی با مقاومت تسلیم پایین، نتایج نشان داده است که استفاده از پانل فولادی نازک باعث کاهش قابل توجه دررفت طبقه بدون افزایش قابل توجه در شتاب طبقه می‌شود [۷]. در مطالعه عددی انجام شده در سال ۲۰۱۶، اثر پارامتر ارتفاع ساختمان بر سیستم

در چند دهه اخیر استفاده از دیوارهای برشی فولادی به عنوان سیستم باربر جانبی لرزه‌ای در سازه‌های با ارتفاع متوسط و بلند مورد توجه قرار گرفته است. عمده تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی انجام شده معطوف به سیستم دیوار برشی فولادی در قاب‌های فولادی بوده و ایده استفاده از دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، برای اولین بار در دانشگاه آلبرتا^۱ کانادا توسط تیملر^۲ و کولاک^۳ بر اساس نتایج مطالعات انجام شده بر روی تیوروق‌ها مطرح شد [۱].

تحقیقات انجام شده در رابطه با دیوار برشی فولادی با و بدون

- 1 Alberta
- 2 Timler
- 3 Kulak

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mgholhaki@semnan.ac.ir

سازه‌ای دیوار برشی فولادی بررسی شده است. نتایج نشان داده است که در سازه‌های با سیستم باربر جانبی دیوار برشی فولادی شاخص تاخیر برشی با افزایش تعداد طبقات افزایش می‌یابد. بدین معنا که نسبت نیروی محوری ستون‌های گوشه‌ای نسبت به ستون‌های میانی در سازه‌های بلندتر بیشتر می‌شود [۸].

در سال ۲۰۰۸، مطالعه آزمایشگاهی در مقیاس کامل به منظور بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه موجود با استفاده از ورق‌های فولادی نازک انجام شد. نتایج نشان داد که استفاده از ورق فولادی نازک باعث افزایش مقاومت و سختی قاب بتن‌آرمه اولیه به ترتیب به میزان ۱۰ و ۲ برابر شده است [۹].

در مطالعه آزمایشگاهی انجام شده در سال ۲۰۱۰ که برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه، از ورق‌های فولادی و آلومینیومی استفاده شده است، نتایج نشان داده است که استفاده از هر دو نوع ورق باعث افزایش قابل‌ملاحظه‌ای در ظرفیت اتلاف انرژی سیستم شده و بدین ترتیب افزودن ورق‌های فولادی و آلومینیومی به دلیل عملکرد مناسب، روش‌های مناسبی برای مقاوم‌سازی و افزایش سختی سازه‌های بتن‌آرمه موجود می‌باشند [۱۰].

در مطالعه آزمایشگاهی که در سال ۲۰۱۱ به منظور بررسی عملکرد دیوار برشی فولادی در قاب بتن‌آرمه انجام شده و در این تحقیق سیستم‌های قاب بتن‌آرمه، دیوار برشی بتن‌آرمه، دیوار برشی فولادی متصل شده به قاب بتن‌آرمه با و بدون بازشو مورد آزمایش قرار گرفته و عملکرد آن‌ها مقایسه شده‌اند، نتایج نشان‌دهنده شکل‌پذیری بهتر سیستم قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی در مقایسه با سیستم قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی بتن‌آرمه بوده و افزودن دیوار برشی فولادی به قاب بتن‌آرمه باعث افزایش چشمگیر ظرفیت، سختی و ظرفیت اتلاف انرژی سیستم شده است [۱۱].

در مطالعه آزمایشگاهی انجام شده در سال ۲۰۱۲، که برای بهبود عملکرد قاب بتن‌آرمه از دیوار برشی خارجی استفاده شده است، نتایج نشان‌دهنده عملکرد مطلوب دیوار برشی خارجی در افزایش ظرفیت و سختی سیستم بوده است [۱۲].

در مطالعه آزمایشگاهی که در سال ۲۰۱۵ برای مقاوم‌سازی قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی انجام گرفته و در این مطالعه برای اتصال دیوار برشی فولادی به قاب بتن‌آرمه از بولت استفاده شده است، نتایج نشان داده است که مقاوم‌سازی قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی باعث افزایش ظرفیت باربری قاب بتن‌آرمه به میزان ۴-۵ برابر

شده و شکل‌پذیری نمونه را افزایش داده است [۱۳].

در سال ۲۰۱۵، مطالعه تحلیلی برای پیشنهاد راه‌حل بهینه برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه و بنایی موجود، انجام شد. مطالعه نخست مربوط به مقاوم‌سازی یک سازه بتن‌آرمه با ابعاد کامل با سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر زلزله، با مصالح فلزی است که عملکرد آن در تحقیقات قبلی به طور آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج مطالعه، یک راه‌حل بهینه برای سیستم فولاد سرد نورد شده، برای سبکی، اقتصادی بودن و پایداری ارائه کرد [۱۴].

در مطالعه آزمایشگاهی انجام شده در سال ۲۰۱۷، که یک دیوار برشی فولادی با ستون مرکب با اتصال جزئی^۱ و تیر با مقطع کاهش‌یافته^۲ در مقیاس بزرگ در دانشگاه آلبرتا برای بررسی رفتار سیستم و ارزیابی پارامترهای مؤثر در رفتار لرزه‌ای این سیستم مورد آزمایش قرار گرفته است. نتایج نشان داده است که تحت بار چرخه‌ای شبه استاتیکی تا زمان مشاهده خرابی شدید، نمونه‌ها مشخصات مطلوبی مانند سختی الاستیک، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی بالایی را نشان دادند [۱۵].

در مطالعه عددی انجام شده در سال ۲۰۱۸، برای بهسازی قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی، چهار روش اتصال پیشنهادی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که در هر نوع اتصال صلبیت اعضای مرزی نقش مهمی در استفاده بهینه از ظرفیت دیوار برشی فولادی داشته و استفاده از دیوار برشی فولادی باعث افزایش چشمگیر ظرفیت و سختی سیستم نسبت به قاب بتن‌آرمه اولیه شده و بدین ترتیب سیستم قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی شکل‌پذیری و ضریب رفتار بهتری را نسبت به قاب بتن‌آرمه اولیه نشان داده است [۱۶].

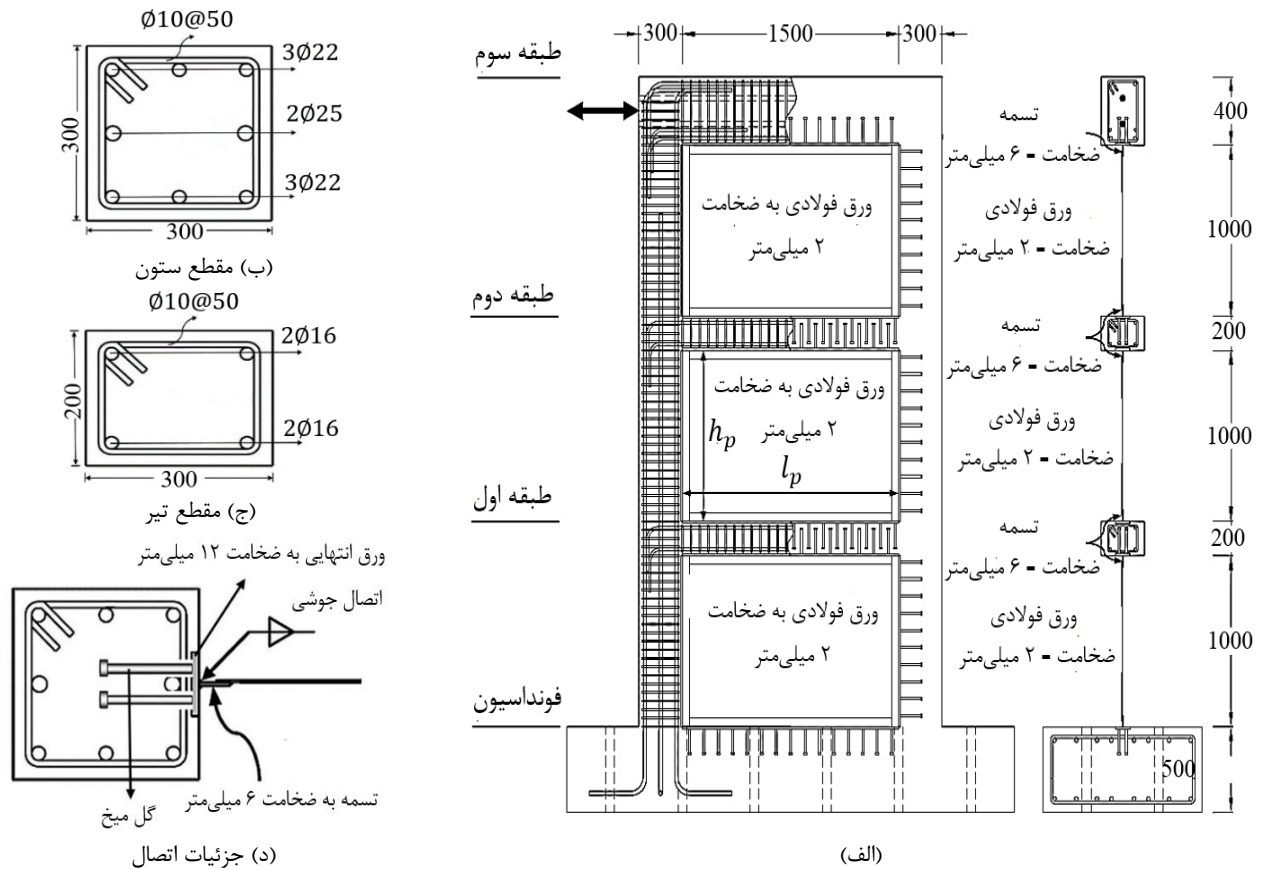
در سازه‌هایی که سیستم باربر جانبی آن‌ها دیوار برشی فولادی می‌باشد، نیروی میدان کششی ورق فولادی پرکننده باعث تشکیل ترک‌های قائم در بتن می‌شود که باعث شکست ناگهانی ستون می‌شود. برای جلوگیری از هر خرابی ناشی از ترک و نیروی اضافی ناشی از نیروی میدان کششی، می‌توان از ورق فولادی پرکننده که به صورت جزئی به ستون متصل شده است، استفاده کرد. اتصال جزئی توسط چوی^۳ و پارک^۴ برای قاب خمشی فولادی دارای دیوار برشی فولادی مورد بررسی قرار گرفته است [۱۷]. با عدم اتصال ورق

1 Partially encased composite columns (PEC)

2 Reduced beam section (RBS)

3 Choi

4 Park



شکل ۱. جزئیات نمونه آزمایشگاهی (میلی متر) [۱۱]
 Fig. 1. Details of experimental specimen (mm)

شده‌اند، به قاب بتن‌آرمه متصل گردید. هدف از مطالعه پارامتریک، بررسی اتصال جزئی ورق فولادی پرکننده بر عملکرد دیوار برشی فولادی در قاب بتن‌آرمه می‌باشد که برای این منظور، اتصال کامل ورق‌های فولادی پرکننده به ستون‌ها با اتصال جزئی با سه طول مختلف مقایسه شدند. لازم به ذکر است که این مسئله برای سه ضخامت مختلف برای ورق فولادی پرکننده انجام شد. عملکرد هر نوع اتصال در بهبود ظرفیت، سختی، شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب بتن‌آرمه اولیه مورد بررسی قرار گرفت.

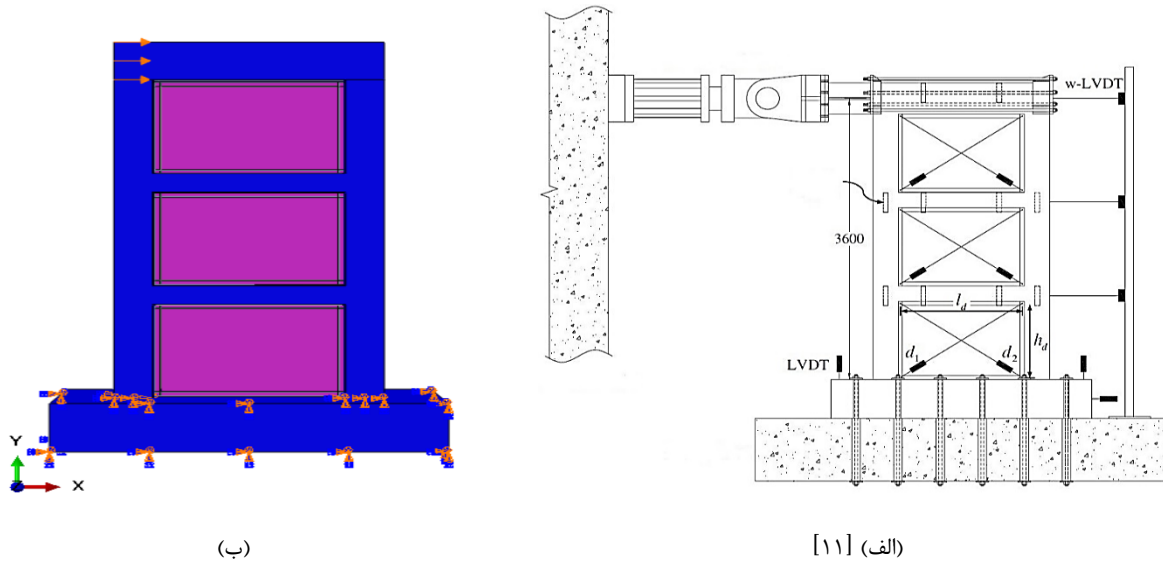
۲- مدل‌سازی اجزای محدود

۲-۱- صحت‌سنجی نمونه آزمایشگاهی

نمونه آزمایشگاهی انتخابی برای صحت‌سنجی با نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس، نمونه SPIW^۱ مطالعه آزمایشگاهی چوی و پارک [۱۱] می‌باشد. نمونه‌ی مورد بررسی قاب بتن‌آرمه یک دهانه سه‌طبقه با دیوار برشی فولادی نازک با مقیاس یک‌سوم است. در شکل ۱-الف

انتهایی دیوار برشی فولادی به ستون، ممان خمشی و نیروی برشی منتقل‌شونده به ستون کاهش پیدا کرده و تشکیل ترک‌های قائم بتن بهبود می‌یابد. با این حال در اتصال تیر - ستون برای بهبود خرابی اتصال تیر-ستون، می‌توان ستون‌ها را به ورق فولادی متصل کرد. زمانی که از اتصال جزئی استفاده می‌شود، سطح موثر میدان کششی کاهش می‌یابد و بنابراین نیروی میدان کششی ورق فولادی کاهش می‌یابد. اگرچه چوی و پارک [۱۷] عملکرد سازه فولادی دارای دیوار برشی فولادی با اتصال جزئی را مطالعه کرده‌اند، مطالعه برای بررسی تاثیر اتصالات جزئی بر روی قاب بتن‌آرمه با ورق فولادی پرکننده مورد نیاز است.

در این مقاله برای اتصال دیوار برشی فولادی به قاب بتن‌آرمه دو روش اتصال با تحلیل عددی اجزای محدود مورد بررسی قرار گرفت. دیوار برشی فولادی، در اتصال اول به وسیله گل‌میخ‌ها که در تیرها و ستون‌ها جای‌گذاری شده‌اند و در اتصال دوم به وسیله خاموت‌های اتصال که در میان خاموت‌های اصلی تیرها و ستون‌ها جای‌گذاری



شکل ۲. بارگذاری (الف) نمونه آزمایشگاهی، (ب) مدل اجزای محدود
 Fig. 2. Loading (a) experimental specimen, (b) finite element model (FEM)

مطابق شکل ۱-ب برای اتصال ورق فولادی پرکننده به قاب بتن آرمه از دو ردیف گل‌میخ به طول ۱۵۰ میلی‌متر در فواصل ۱۰۰ میلی‌متر در تیرها و ستون‌ها استفاده شده است. ورق پرکننده با اتصال جوشی به وسیله تسمه به ضخامت ۶ میلی‌متر و عرض ۵۰ میلی‌متر به ورق انتهایی به ضخامت ۱۲ میلی‌متر و عرض ۱۰۰ میلی‌متر متصل شده است.

مطابق شکل ۲-الف بارگذاری در نمونه آزمایشگاهی به صورت کنترل تغییر مکان در تیر فوقانی اعمال شده است. در شکل ۲-ب شرایط مرزی مدل اجزای محدود نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مانند نمونه آزمایشگاهی فونداسیون به صورت گیردار در نظر گرفته شده است. برای تحلیل نمونه اجزای محدود، تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام گرفت و تغییرمکانی برابر با بیشترین تغییرمکان هدف وارد شده به نمونه آزمایشگاهی به مدل وارد شد.

در این تحقیق برای مدل‌سازی ورق فولادی پرکننده از المان پوسته‌ای چهار گره‌ای با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته^۱، برای گل‌میخ‌ها و آرماتورها از المان دو گره‌ای خرپایی^۲ و برای قاب بتنی و ورق‌های اتصال از المان سه‌بعدی هشت گره‌ای با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته^۳، استفاده گردید.

مشخصات مصالح بتن و فولاد نمونه آزمایشگاهی در جدول ۱

- | | |
|---|-------|
| 1 | S4R |
| 2 | T3D2 |
| 3 | C3D8R |

ابعاد هندسی و جزئیات آرماتورها و در شکل ۱-ب و ج به ترتیب مقطع ستون و تیر نشان داده شده است. ابعاد مقطع ستون، تیر (طبقه اول و دوم) و تیر فوقانی به ترتیب 300×300 ، 300×200 و 300×400 میلی‌متر مربع می‌باشد. برای اطمینان از مود تغییرشکل تحت برش، ستون‌ها در قاب دارای دیوار برشی فولادی، به گونه‌ای طراحی شده‌اند که دارای مقاومت کافی در برابر میدان نیروی کششی ناشی از ورق فولادی پرکننده باشند. طبق تحقیقات پارک و همکاران [۱۷] میدان نیروی کششی به‌طور یکنواخت در طول ستون و ثابت در دو انتها فرض شده است. در طراحی قاب پیرامونی، نیروی محوری (P_u)، لنگر خمشی (M_u) و نیروی برشی (V_u) وارد بر ستون به‌طور تقریبی با روابط ۱ تا ۳ محاسبه شده است [۱۱].

$$P_u = n_s h_s F_y t \sin \alpha \cos \alpha \quad (1)$$

$$M_u = \frac{1}{12} R_y F_y t h_s^2 \sin^2 \alpha \quad (2)$$

$$V_u = \frac{1}{2} R_y F_y t h_s \sin^2 \alpha \quad (3)$$

که n تعداد طبقات، h_s ارتفاع طبقات، R_y ضریب افزایش مقاومت برای دیوار برشی فولادی، F_y و t تنش تسلیم طراحی و ضخامت ورق فولادی پرکننده، α زاویه انحراف میدان کششی (α برای طراحی اولیه 45° فرض شده است).

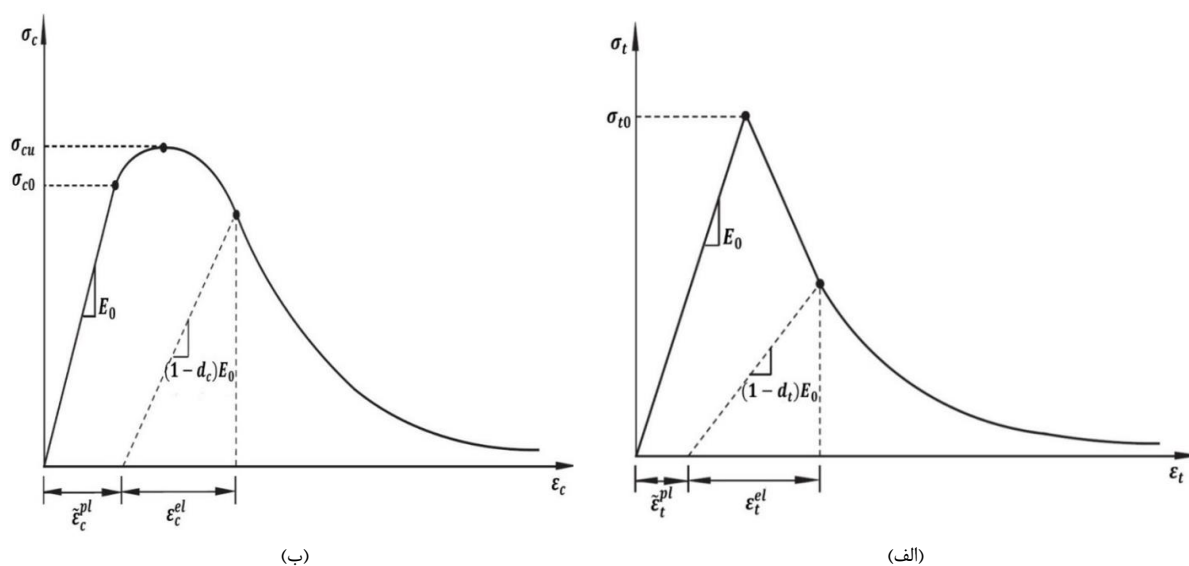
جدول ۱. مشخصات مصالح فولادی
Table 1. Material properties of steel

نام عضو	مشخصات				تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)
	ستون	آرماتور طولی	مساحت (mm ²)	۳۳۳۶	قطر (mm)	۲۵
درصد آرماتور (%)			۳/۷	۲۲		۴۳۰
آرماتور عرضی		فاصله (mm)	۵۰	۱۶		۴۷۱
		مساحت (mm ²)	۷۹۴	۱۰		۴۸۶
تیر	آرماتور طولی	درصد آرماتور (%)	۱/۳	۱۳	۲۴۰	۳۷۰
		فاصله (mm)	۶۰	۱۰	۴۸۶	۵۹۰
	ورق فولادی اتصالات	ضخامت (mm)			۱۲	۲۴۰
ورق فولادی اتصالات	۶				۲۴۰	۳۶۰
ورق فولادی پرکننده	۲				۳۰۲	۴۴۰

جدول ۲. مشخصات پیشنهادی استفاده شده برای مدل پلاستیک آسیب دیده بتن

Table 2. Suggested parameters for CDP model of concrete

Dilation angle	Eccentricity	fb0/fc0	K	Viscosity Parameter
۳۶	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۷	۰/۰۰۱



شکل ۳. منحنی تنش-کرنش بتن تحت (الف) کشش تک محوری، (ب) فشار تک محوری [۱۸]

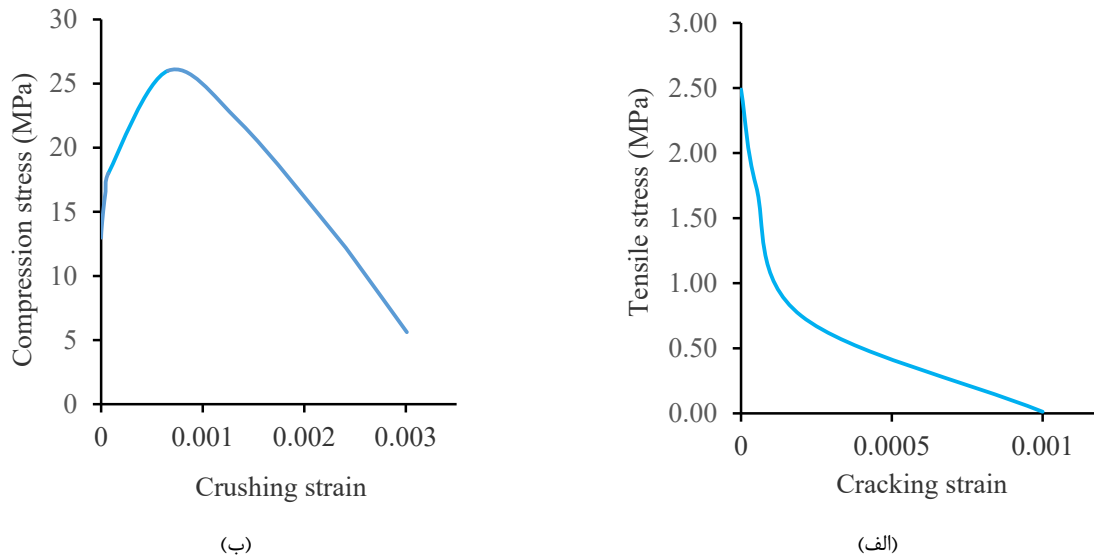
Fig. 3. Stress-strain curves of concrete under (a) uniaxial tension and (b) uniaxial compression

استفاده شد. مشخصات پیشنهادی استفاده شده برای مدل پلاستیک آسیب دیده بتن در جدول ۲ ارائه شده است. بر اساس نرم افزار آباکوس برای منحنی کششی و فشاری بتن، نیاز به تعریف رفتار الاستیک، پلاستیک و خرابی بتن می باشد. مطابق شکل ۳، E_0 سختی الاستیک اولیه، $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ و $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ به ترتیب کرنش پلاستیک کششی و فشاری معادل، d_c و d_t به ترتیب خرابی کششی و فشاری می باشد. σ_{cu} و σ_{c0} به ترتیب تنش تسلیم فشاری اولیه و

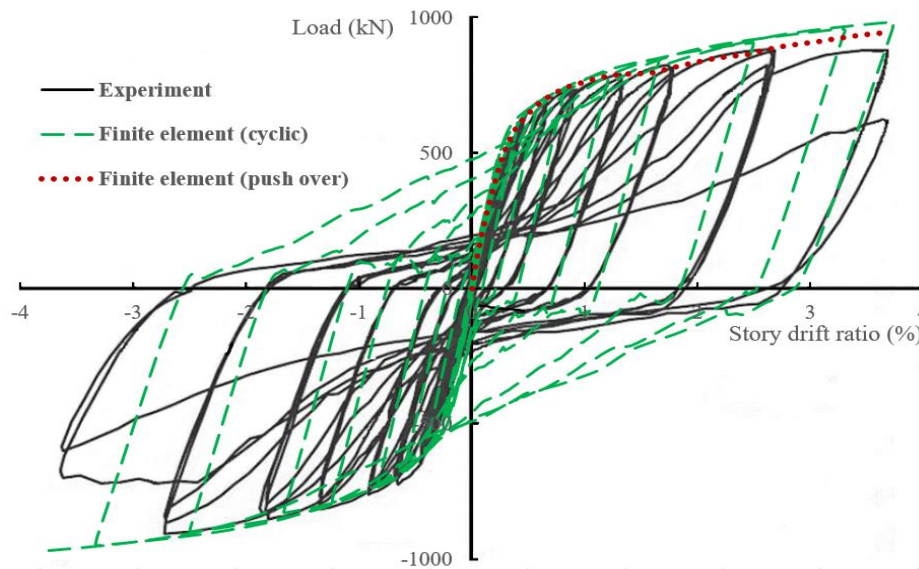
ارائه شده است. مدول الاستیسیته بتن و فولاد به ترتیب ۲۴۰۰۰ و ۲۰۶۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون به ترتیب ۰/۱۵ و ۰/۳ و مقاومت فشاری بتن ۲۶/۴ مگاپاسکال می باشد. برای مدل سازی رفتار فولاد در مدل اجزای محدود از نمودار دوخطی تنش-کرنش با درصد سخت شوندگی ۱ درصد استفاده شد.

برای مدل سازی رفتار بتن از مدل پلاستیک آسیب دیده بتن^۱

1 Concrete damaged plasticity



شکل ۴. رفتار بتن در مدل پلاستیک آسیب‌دیده (الف) رفتار کششی، (ب) رفتار فشاری [۱۹]
 Fig. 4. Behavior of concrete in CDP model, (a) tension behavior, (b) compression behavior



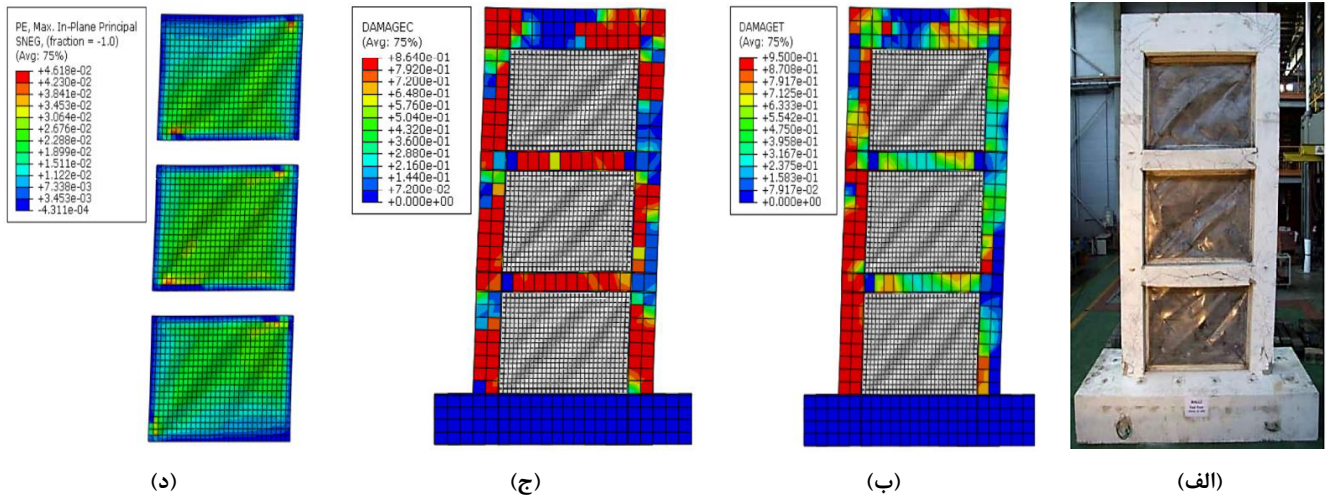
شکل ۵. صحت‌سنجی نمونه آزمایشگاهی
 Fig. 5. Verification of experimental specimen

در شکل ۴، مقایسه منحنی بار-درصد دررفت نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، هر دو منحنی چرخه‌ای و پوش آور مدل اجزای محدود انطباق خوبی را با نمونه آزمایشگاهی نشان داده است. هر دو منحنی چرخه‌ای و پوش آور در ناحیه خطی کاملاً بر منحنی نمونه آزمایشگاهی منطبق هستند. نسبت مقاومت حداکثر نمونه اجزای محدود به نمونه آزمایشگاهی ۱/۰۵ یعنی دارای اختلاف ۵٪ می‌باشد. در شکل ۵-الف

تنش فشاری نهایی می‌باشد. رابطه تنش-کرنش تحت کشش و فشار تک محوره مطابق شکل ۳ و رابطه ۴ و ۵ محاسبه می‌شود [۱۸]. منحنی تنش-کرنش استفاده‌شده برای بتن در کشش و فشار در شکل ۴ ارائه شده است.

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (4)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (5)$$



شکل ۶. نمونه آزمایشگاهی در تغییر مکان نهایی: (الف) تغییر شکل نمونه آزمایشگاهی، (ب) خرابی کششی بتن (ج) خرابی فشاری بتن، کرنش پلاستیک حداکثر دیوار برشی فولادی

Fig. 6. Experimental specimen in ultimate displacement: (a) deformation of experimental specimen, (b) damage of concrete in tension, (c) damage of concrete in compression, (d) maximum plastic strain of steel plate shear wall

جدول ۳. مشخصات نمونه‌های مورد بررسی (میلی‌متر)

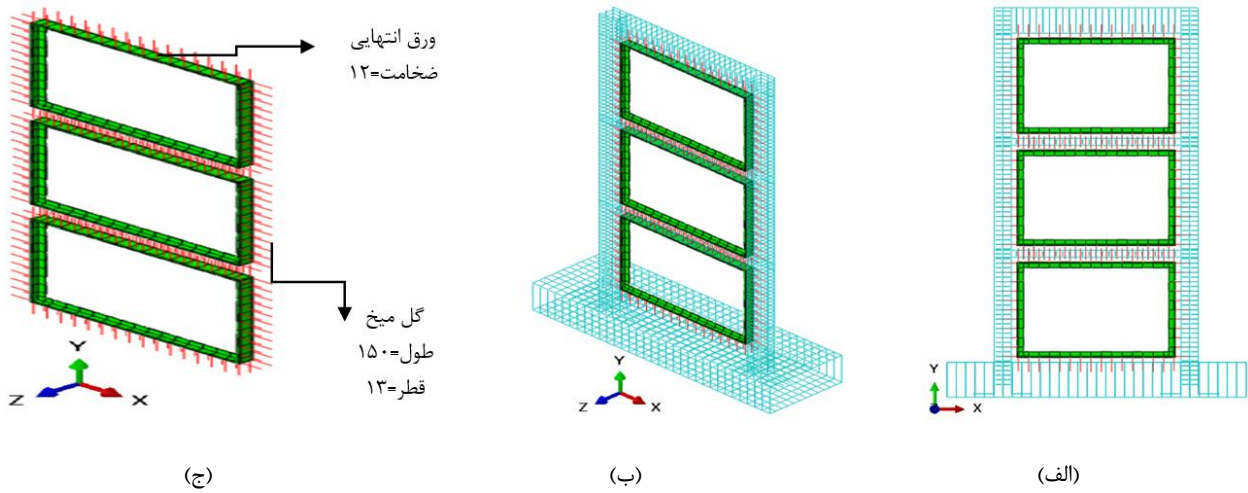
Table 3. Characteristics of investigated models (mm)

علامت اختصاری انواع مختلف اتصال				ضخامت ورق دیوار برشی	نوع اتصال
اتصال در ۳۰۰ میلی‌متر از دو انتهای ستون	اتصال در ۲۰۰ میلی‌متر از دو انتهای ستون	اتصال در ۱۰۰ میلی‌متر از دو انتهای ستون	اتصال در تمام ارتفاع ستون		
Stud-300-1.5	Stud-200-1.5	Stud-100-1.5	Stud-U-1.5	t= 1.5	گل‌میخ
Stud-300-2.0	Stud-200-2.0	Stud-100-2.0	Stud-U-2.0	t= 2.0	
Stud-300-2.5	Stud-200-2.5	Stud-100-2.5	Stud-U-2.5	t= 2.5	
Stir-300-1.5	Stir-200-1.5	Stir-100-1.5	Stir-U-1.5	t= 1.5	خاموت اضافه
Stir-300-2.0	Stir-200-2.0	Stir-100-2.0	Stir-U-2.0	t= 2.0	
Stir-300-2.5	Stir-200-2.5	Stir-100-2.5	Stir-U-2.5	t= 2.5	

بتن‌آرمه از دو روش اتصال مختلف استفاده شده است. هر دو روش اتصال برای سازه‌های نوساخت کاربرد دارد. پارامترهای مورد بررسی در مطالعه پارامتریک در هر دو نوع اتصال، ضخامت ورق فولادی پرکننده و طول اتصال دیوار برشی فولادی به ستون قاب بتن‌آرمه می‌باشد. برای بررسی پارامتر ضخامت ورق فولادی پرکننده، نمونه‌ها با ورق فولادی با سه ضخامت ۱/۵ و ۲ و ۲/۵ میلی‌متر و برای بررسی پارامتر طول اتصال دیوار برشی فولادی به ستون، نمونه‌ها یک‌بار با اتصال کامل و سپس با اتصال در طول ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی‌متر در دو انتهای ستون مدل‌سازی شدند. علت انتخاب حداقل ضخامت ۱/۵ میلی‌متر برای ورق فولادی پرکننده، رابطه ارائه‌شده در FEMA

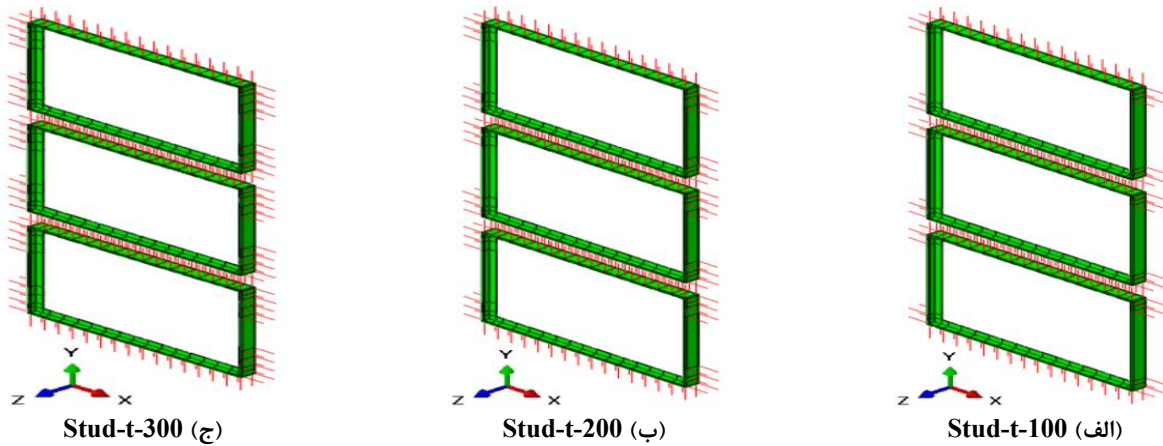
تاج به‌ترتیب تغییر شکل نهایی نمونه آزمایشگاهی و خرابی کششی و فشاری بتن در مدل اجزای محدود مقایسه شده است. مقایسه نواحی آسیب‌دیده بتن در مدل اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی تطابق خوبی را نشان می‌دهد. شکل ۵-د کرنش پلاستیک ورق فولادی پرکننده در تغییر مکان نهایی را نشان می‌دهد همان‌طور که مشاهده می‌شود، مانند نمونه آزمایشگاهی، در مدل اجزای محدود نیز ورق فولادی پرکننده در هر سه طبقه به‌طور کامل تسلیم شده است.

۲-۲- مدل‌سازی نمونه‌ها با اتصالات پیشنهادی و مطالعه پارامتریک
در این مقاله برای بررسی عملکرد دیوار برشی فولادی در قاب



شکل ۷. اتصال گل میخ (Stud) با جای گذاری گل میخ در کل طول ستون (Stud-t-U): (الف) نمای دوبعدی (ب) نمای سه بعدی (ج) نحوه اتصال گل میخ به ورق انتهایی (میلی متر)

Fig. 7. Stud connection with placing of studs in total length of column (Stud-t-U) (mm): (a) 2D view, (b) 3D view, (c) details of studs connection to the end plate (mm)



شکل ۸. نمای سه بعدی اتصال گل میخ (Stud) با قرار گیری گل میخ در طول (الف) ۱۰۰ (ب) ۲۰۰ (ج) ۳۰۰ میلی متر از دو انتهای ستون

Fig. 8. 3D view of Stud connection with placing of studs at length of (a) 100, (b) 200, (c) 300 mm from ends of column

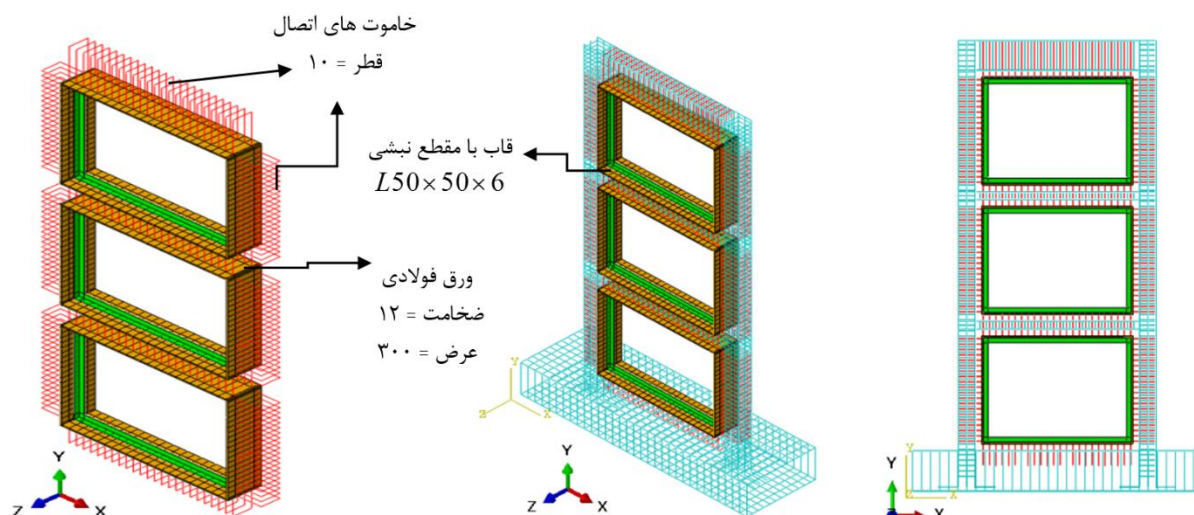
در این نوع اتصال، نمونه‌ها با قرار دادن گل میخ‌ها در طول ۲۰۰، ۳۰۰ و ۱۰۰ میلی متر (۰/۳، ۰/۲ و ۰/۱ ارتفاع آزاد ستون) از دو انتهای ستون، مدل سازی شدند (شکل ۸). برای نام گذاری نمونه‌های دارای اتصال گل میخ از عبارت Stud-t-L استفاده شد. که مفهوم عبارت‌ها از سمت چپ به راست به ترتیب وجود گل میخ در تیرها و ستون‌ها، حرف t ضخامت ورق فولادی پرکننده و L طولی از دو انتهای ستون که در آن گل میخ قرار داده شده به میلی متر می‌باشد. لازم به ذکر است که در نمونه‌ای که در آن گل میخ‌ها به طور یکنواخت در تمام طول ستون قرار دارد از حرف U در این قسمت استفاده شده است.

۴۵۰ [۲۰] (رابطه ۶) برای کنترل لاغری دیوار برشی فولادی می‌باشد. در جدول ۳ مشخصات تمامی نمونه‌های مورد بررسی ارائه شده است.

$$\frac{\min(L, h)}{t_w} \leq 25 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6)$$

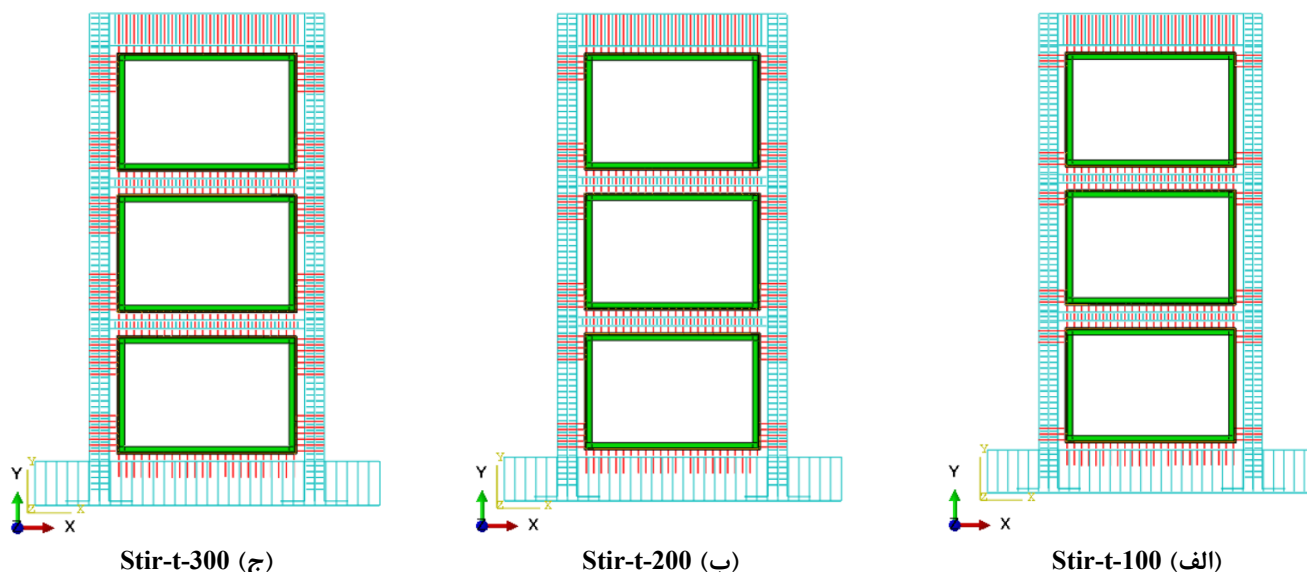
۲-۱-۲- اتصال گل میخ (Stud)

در شکل ۷ جزئیات اتصال گل میخ که اتصال مورد استفاده در نمونه آزمایشگاهی می‌باشد، نشان داده است. در نمونه آزمایشگاهی گل میخ‌ها به صورت سراسری در تیرها و ستون‌ها جای گذاری شده‌اند.



شکل ۹. اتصال (Stir) با جایگذاری خاموت اتصال در کل طول ستون (Stir-t-U): (الف) نمای دوبعدی (ب) نمای سه بعدی (ج) نحوه اتصال خاموت اتصال به قاب فولادی داخلی (میلی متر)

Fig. 9. Stir connection with placing of studs in total length of column (Stir-t-U) (mm): (a) 2D view, (b) 3D view, (c) details of connection of stirrups to internal steel plate frame (mm)



شکل ۱۰. نمای دوبعدی اتصال خاموت اضافه (Stir) با قرارگیری خاموت اتصال در طول (الف) ۱۰۰ (ب) ۲۰۰ (ج) ۳۰۰ میلی متری از دو انتهای ستون

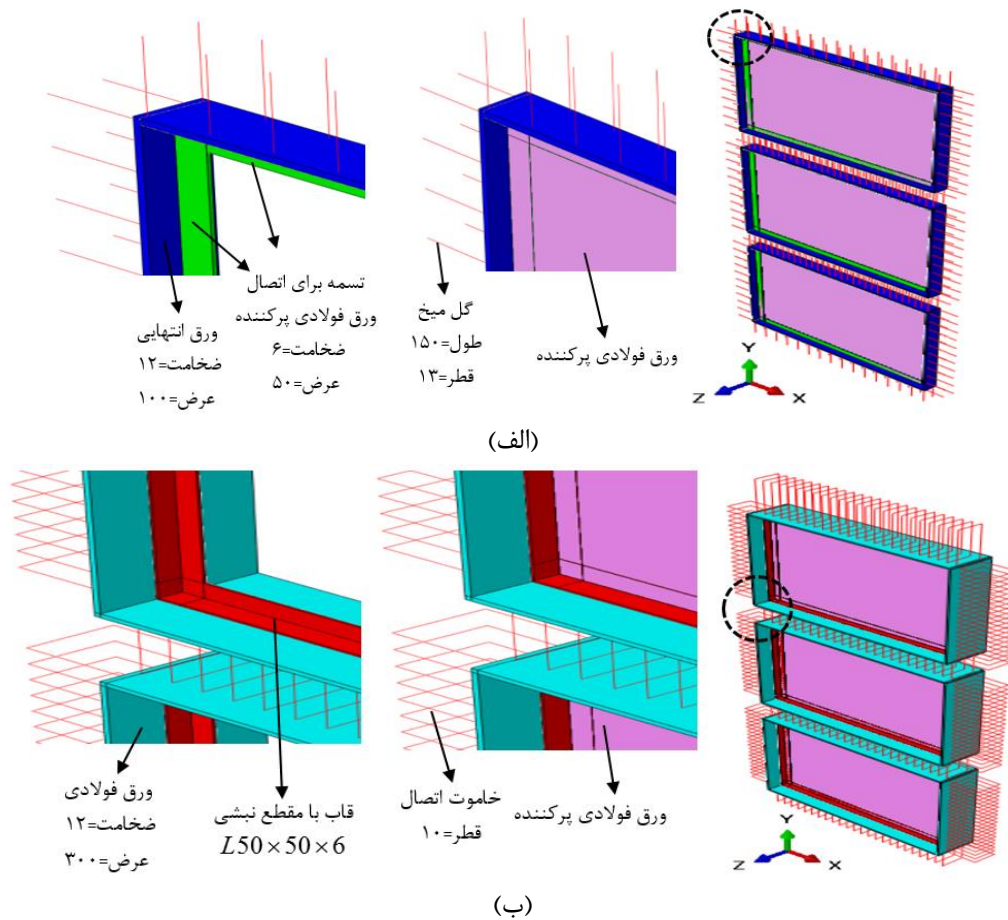
Fig. 10. 2D view of Stir connection with placing of stirrup connection at length of (a) 100, (b) 200 and (c) 300 mm from ends of column

فولادی به وسیله قاب نبشی با مقطع $۵۰ \times ۵۰ \times ۶$ میلی متر مکعب به سیستم متصل می شود. خاموت های اتصال در میان خاموت های اصلی تیر و ستون جایگذاری شده اند. مشابه نمونه های اتصال گل میخ، در این اتصال نیز، پارامتر مورد بررسی، طول اتصال دیوار برشی فولادی در ستون ها می باشد (شکل ۱۰). برای نام گذاری نمونه های دارای اتصال خاموت اضافه نیز از عبارت Stir-t-L استفاده شده که حرف اول از

تعداد نمونه های دارای اتصال گل میخ، ۱۲ عدد می باشد.

۲-۲-۲- اتصال خاموت اضافه (Stir)

در شکل ۹ جزئیات اتصال خاموت اضافه نشان داده شده است. در این اتصال در قسمت داخلی قاب بتن آرمه یک قاب با ورق فولادی با ضخامت و عرض به ترتیب ۱۲ و ۳۰۰ میلی متر قرار دارد و دیوار برشی



شکل ۱۱. جزئیات اتصال ورق فولادی پرکننده، گل میخ‌ها و خاموت‌های اتصال به ورق انتهایی (الف) جزئیات اتصال گل میخ، (ب) جزئیات اتصال خاموت اضافه (میلی‌متر)
 Fig. 11. Connection details of steel infill plate, studs, connection stirrup to end plate (a) details of stud connection, (b) details of stirrup connection (mm)

در ستون به صورت سراسری و همچنین در طول‌های ۳۰۰ و ۲۰۰ میلی‌متر (اتصال در طول ۰/۳ و ۰/۲ ارتفاع آزاد ستون) از دو انتهای ستون، منحنی‌ها تقریباً بر روی هم منطبق هستند.

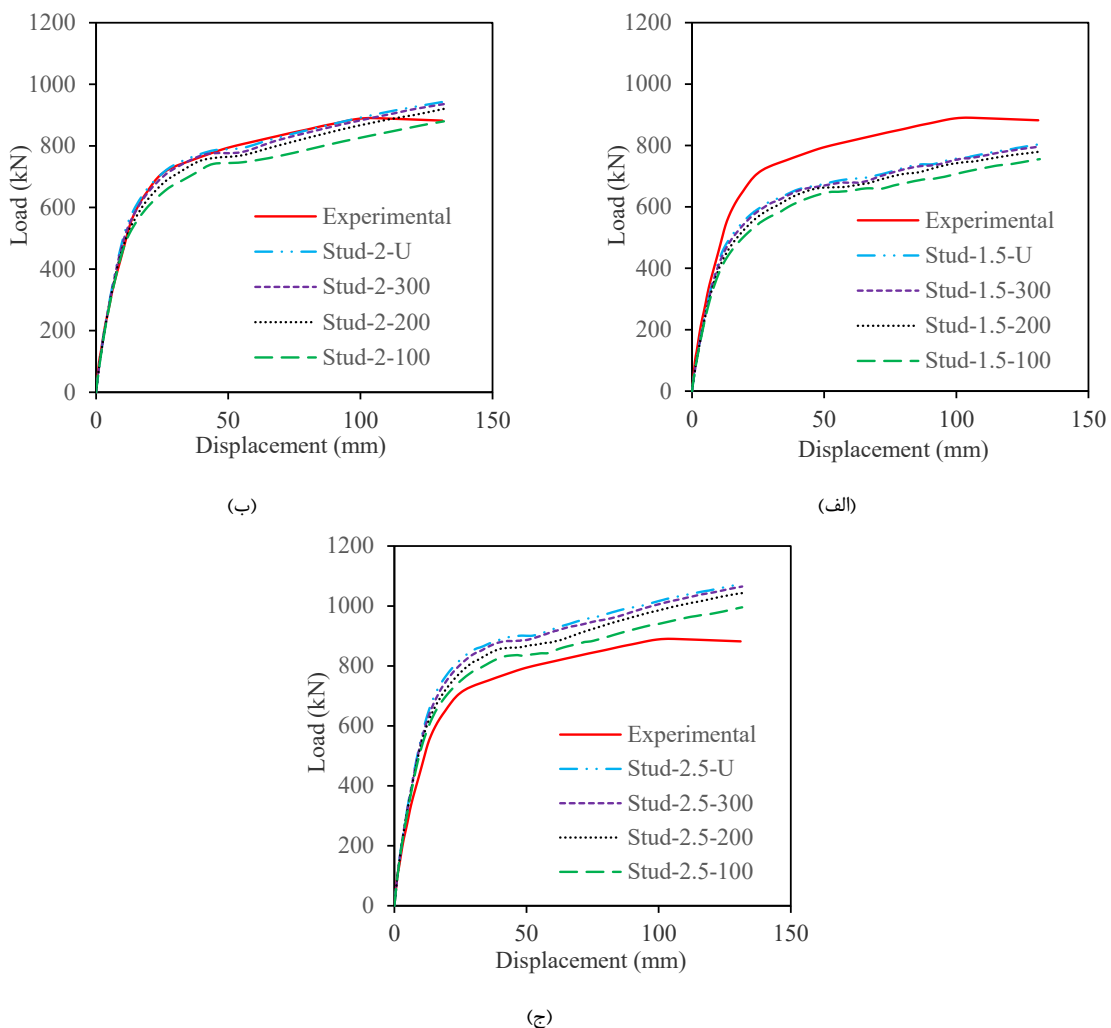
شکل ۱۳ مقایسه ظرفیت باربری حداکثر نمونه‌های اتصال گل میخ را نشان می‌دهد. در جدول ۴ مقادیر درصد کاهش ظرفیت باربری حداکثر برای نمونه‌ها با اتصال جزئی نسبت به حالت قرارگیری سراسری گل میخ‌ها ارائه شده است. نتایج نشان‌دهنده این است که در تمامی ضخامت‌های دیوار برشی فولادی، برای حالت قرارگیری گل میخ‌ها در طول ۳۰۰ و ۲۰۰ میلی‌متری، اختلاف ناچیزی با نتایج حالت قرارگیری گل میخ‌ها به صورت سراسری در کل طول ستون وجود دارد. پس به جای اتصال سراسری ورق پرکننده، با اتصال در طول‌های ۰/۳ و ۰/۲ طول آزاد ستون از دو انتهای ستون، می‌توان به نتایج مشابه اتصال سراسری دست یافت.

سمت چپ به معنی استفاده از اتصال خاموت اضافه و سایر حروف مانند اتصال قبل است. تعداد نمونه‌های دارای اتصال خاموت اضافه، ۱۲ عدد می‌باشد. در شکل ۱۱ جزئیات اتصال ورق فولادی پرکننده، گل میخ‌ها و خاموت‌های اتصال به ورق انتهایی در هر دو نوع اتصال نشان داده شده است. لازم به ذکر است که بخش مورد بررسی اتصال با خط‌چین روی شکل کلی اتصال مشخص شده است.

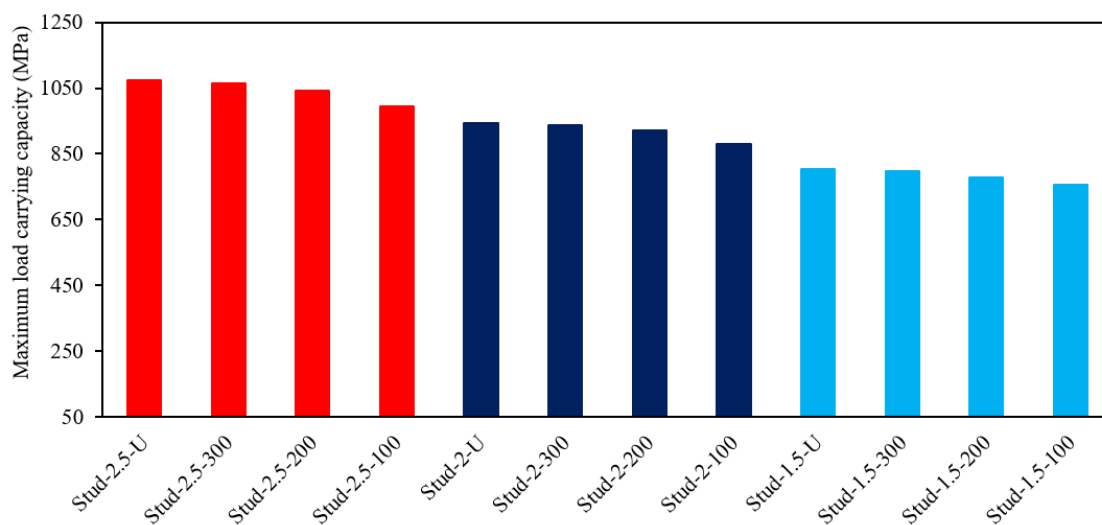
۳- تفسیر نتایج

۳-۱-۱-۳ اتصال گل میخ (Stud)

در شکل ۱۲ مقایسه منحنی بار-تغییر مکان نمونه‌های اتصال گل میخ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در هر سه ضخامت ورق فولادی پرکننده، در صورت استفاده از گل میخ‌ها



شکل ۱۲. مقایسه منحنی‌های بار-تغییر مکان نمونه‌های اتصال گل‌میخ (Stud)
 Fig. 12. Comparison of load-displacement of stud connection

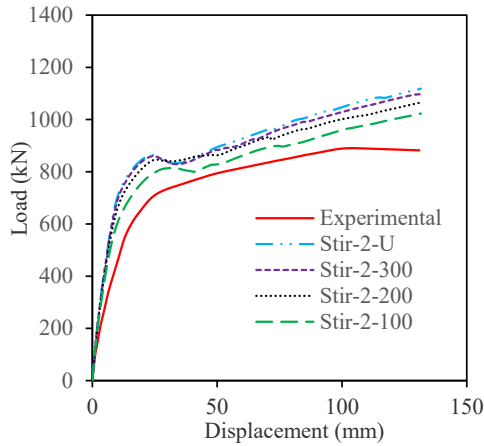


شکل ۱۳. مقایسه ظرفیت باربری حداکثر نمونه‌های اتصال گل‌میخ (Stud)
 Fig. 13. Comparison of maximum load carrying capacity of stud connection

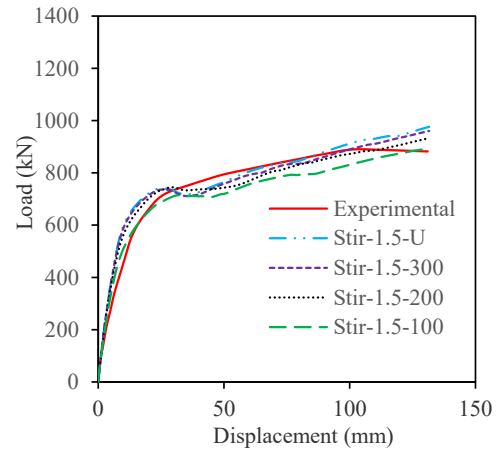
جدول ۴. مقادیر درصد کاهش ظرفیت باربری حداکثر برای نمونه‌ها با اتصال جزئی نسبت به حالت قرارگیری سراسری گل‌میخ‌ها

Table 4. Reduce maximum load carrying capacity percentage for specimens with partial stud connection in comparison with stud connection in total column height

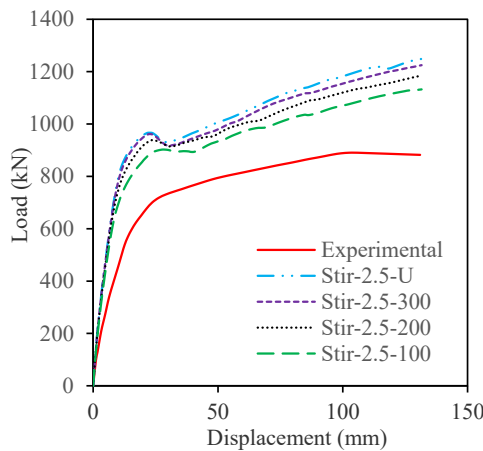
۱۰۰			۲۰۰			۳۰۰			طول قرارگیری گل‌میخ‌ها از دو انتهای ستون (میلی‌متر)
۱/۵	۲	۲/۵	۱/۵	۲	۲/۵	۱/۵	۲	۲/۵	ضخامت دیوار برشی فولادی (میلی‌متر)
۶/۰۶	۶/۷۶	۱۱/۰۳	۳/۰۴	۲/۴۶	۲/۸۸	۰/۸۱	۰/۸۲	۰/۸۳	درصد کاهش ظرفیت باربری حداکثر (%)



(ب)



(ف)



(ج)

شکل ۱۴ (ادامه). مقایسه منحنی‌های بار-تغییر مکان نمونه‌های اتصال خاموت اضافه (Stir)

Fig. 14. Comparison of load-displacement of Stir connection

طول‌های ۳۰۰ و ۲۰۰ میلی‌متر (۰/۳ و ۰/۲ ارتفاع آزاد ستون) از دو

انتهای ستون منحنی‌ها تقریباً بر روی هم منطبق هستند.

شکل ۱۵ مقایسه ظرفیت باربری حداکثر نمونه‌های اتصال خاموت

اضافه (Stir) را نشان می‌دهد. در جدول ۵ مقادیر درصد کاهش

ظرفیت باربری حداکثر برای نمونه‌ها با اتصال جزئی نسبت به حالت

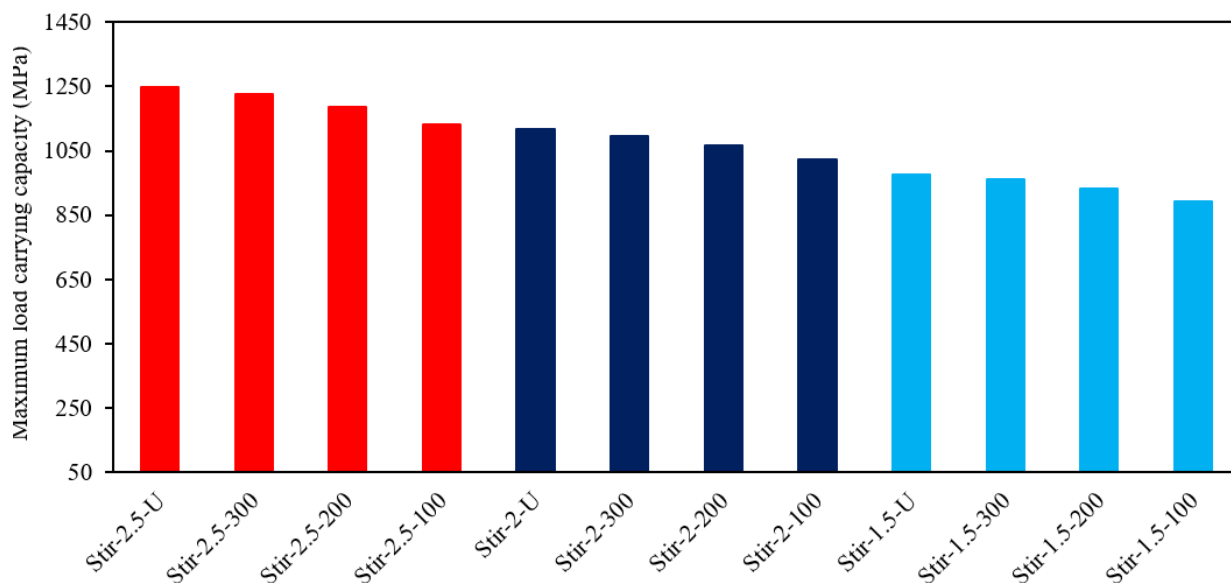
۳-۱-۲- اتصال خاموت اضافه (Stir)

در شکل ۱۴ مقایسه منحنی بار-تغییر مکان نمونه‌های اتصال

خاموت اضافه نشان داده شده است. مشابه اتصال گل‌میخ، در این

اتصال نیز در هر سه ضخامت ورق فولادی پرکننده، در صورت استفاده

از خاموت‌های اتصال در ستون به صورت سراسری و همچنین در



شکل ۱۵. مقایسه ظرفیت باربری حداکثر نمونه‌های اتصال خاموت اضافه (Stir)

Fig. 15. Comparison of maximum load carrying capacity of Stir connection

جدول ۵. مقادیر درصد کاهش ظرفیت باربری حداکثر برای نمونه‌ها با اتصال جزئی نسبت به حالت قرارگیری سراسری خاموت‌های اتصال

Table 5. Reduce maximum load carrying capacity percentage for specimens with partial stirrup connection in comparison with full stirrup connection in column height

۱۰۰			۲۰۰			۳۰۰			طول قرارگیری خاموت‌های اتصال از دو انتهای ستون (میلی‌متر)
۱/۵	۲	۲/۵	۱/۵	۲	۲/۵	۱/۵	۲	۲/۵	ضخامت دیوار برشی فولادی (میلی‌متر)
۸/۴۵	۸/۵۴	۹/۳۳	۴/۴۶	۴/۷۸	۵/۱۱	۱/۶۳	۱/۹۱	۱/۹۲	درصد کاهش ظرفیت باربری حداکثر (%)

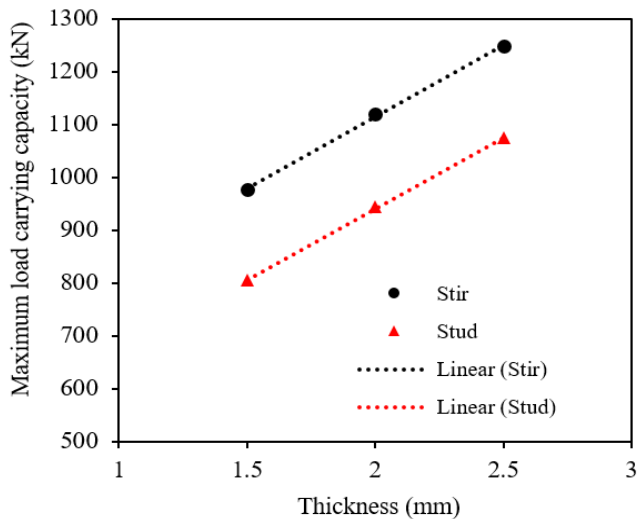
در نمونه‌های اتصال خاموت اضافه (Stir)، مقادیر درصد تغییرات ظرفیت باربری حداکثر برای نمونه‌های دارای دیوار برشی فولادی به ضخامت ۲/۵ و ۱/۵ میلی‌متر نسبت به نمونه دارای دیوار برشی فولادی به ضخامت ۲ میلی‌متر، به ترتیب ۱۱/۶۳ درصد افزایش و ۱۲/۷۳ درصد کاهش را نشان داد.

در نمونه‌های اتصال گل‌میخ (Stud)، مقادیر درصد تغییرات ظرفیت باربری حداکثر برای نمونه‌های دارای دیوار برشی فولادی به ضخامت ۲/۵ و ۱/۵ میلی‌متر نسبت به نمونه دارای دیوار برشی فولادی به ضخامت ۲ میلی‌متر، به ترتیب ۱۳/۸۲ درصد افزایش و ۱۴/۷۶ درصد کاهش را نشان داد.

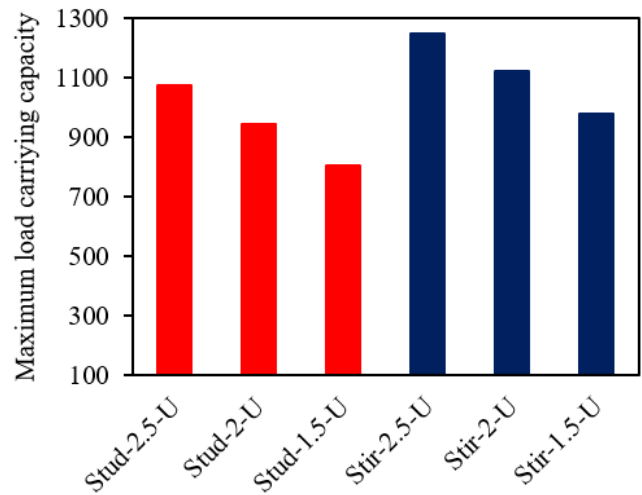
در شکل ۱۶-ب مقادیر ظرفیت باربری حداکثر نمونه‌ها در ضخامت‌های ۱/۵، ۲ و ۲/۵ میلی‌متر برای نمونه‌های اتصالات گل‌میخ

قرارگیری سراسری خاموت‌های اتصال ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که در تمامی ضخامت‌های دیوار برشی فولادی، برای حالت قرارگیری خاموت‌های اتصال در طول ۳۰۰ و ۲۰۰ میلی‌متر از دو انتهای ستون، اختلاف ناچیزی با نتایج حالت قرارگیری خاموت‌های اتصال به صورت سراسری در طول ستون وجود دارد. این نتایج نشان می‌دهد که نیازی به قرار دادن گل‌میخ و خاموت اتصال در ناحیه میانی ستون نبوده و می‌توان فقط در طولی معادل ۰/۳ یا ۰/۲ ارتفاع آزاد ستون در دو انتهای ستون قرار داد.

شکل ۱۶-الف مقایسه ظرفیت باربری حداکثر نمونه‌های اتصال خاموت اضافه (Stir) و اتصال گل‌میخ (Stud) که دارای اتصال سراسری خاموت اتصال و گل‌میخ در طول ستون هستند، در هر سه ضخامت دیوار برشی فولادی را نشان می‌دهد.

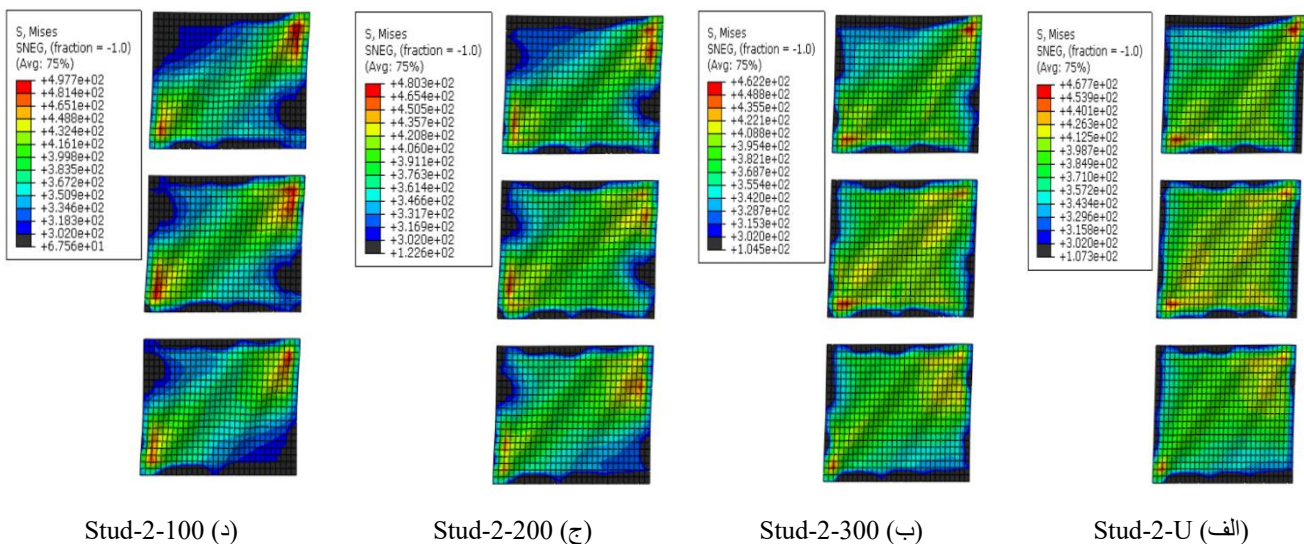


(ب)



(الف)

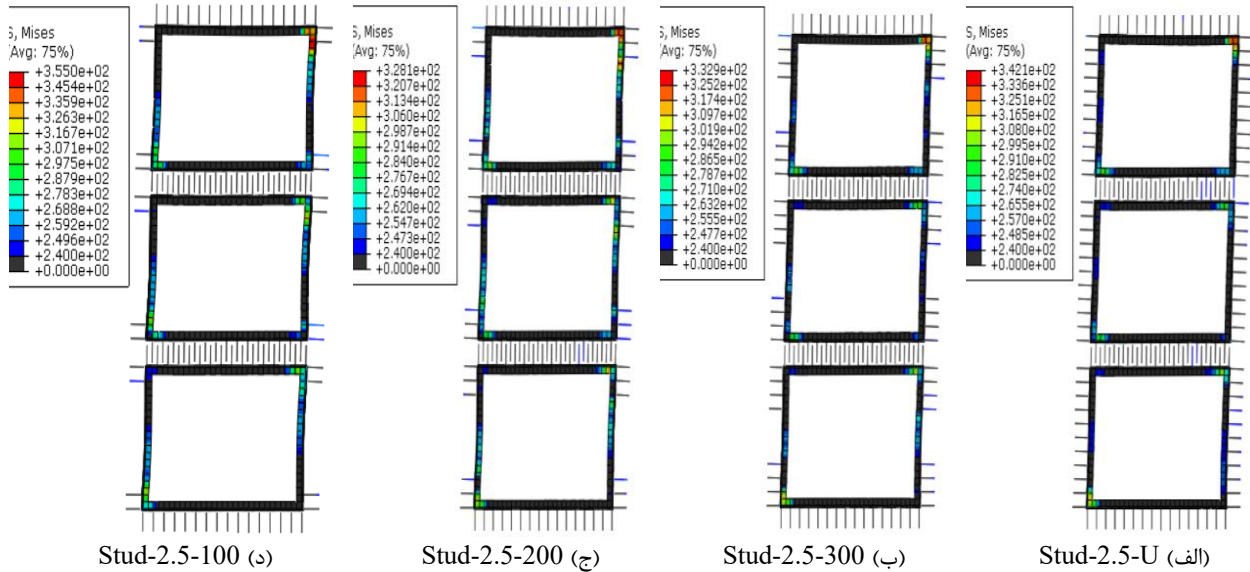
شکل ۱۶. (الف) مقایسه ظرفیت باربری حداکثر نمونه‌های اتصال گل‌میخ و خاموت اضافه، (ب) روند تغییرات ظرفیت باربری حداکثر با تغییر ضخامت دیوار برشی فولادی
 Fig. 16. (a) Comparison of maximum load carrying capacity of specimens with Stud and Stir connections, (b) Variation of the maximum load carrying capacity with the variation of SPSW thickness



شکل ۱۷. تنش فون مایسز دیوار برشی فولادی نمونه‌های اتصال گل‌میخ (Stud) (مگاپاسکال)
 Fig. 17. The von Mises stress in SPSW of specimens with Stud connection (MPa)

(Stud) و اتصال خاموت اضافه (Stir) که در آن‌ها گل‌میخ‌ها و خاموت‌های اتصال به صورت سراسری در کل طول ستون قرار گرفته‌اند، ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در هر دو اتصال، با افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی به میزان ۰/۵ میلی‌متر روند تغییرات ظرفیت باربری حداکثر به صورت خطی بوده و شیب هر دو خط تقریباً یکسان می‌باشد.

۲-۳- مکانیسم شکست
 ۳-۲-۱- اتصال گل‌میخ (Stud)
 در شکل ۱۷ تنش فون مایسز دیوار برشی فولادی نمونه‌های اتصال گل‌میخ نشان داده شده است. با توجه به مشاهده رفتار مشابه برای ضخامت‌های مختلف ورق فولادی پرکننده، فقط نتایج نمونه‌های دارای ورق پرکننده به ضخامت ۲ میلی‌متر ارائه شده



شکل ۱۸. تنش فون مایسز اتصالات نمونه‌های اتصال گل‌میخ (Stud) (مگاپاسکال)
Fig. 18. The von Mises stress in connections of specimens with Stud connection (MPa)

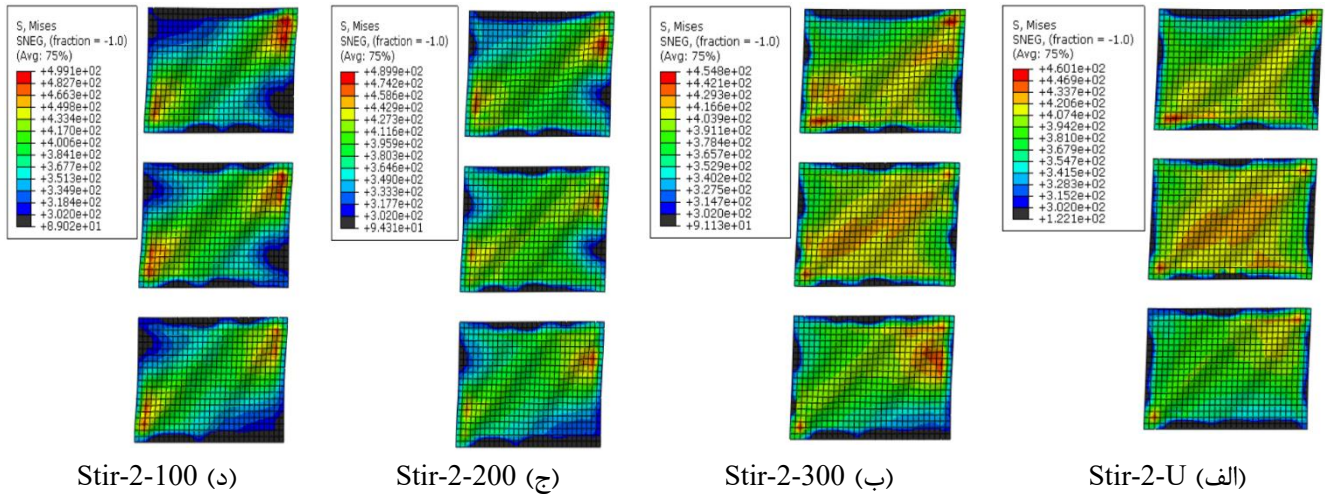
رفتار مشابهی را نشان دادند. با توجه به این که تنش تسلیم ورق‌های اتصال ۲۴۰ مگاپاسکال می‌باشد، نواحی تسلیم شده به خوبی نشان داده شده است. با کاهش تعداد ردیف‌های گل‌میخ روی ستون، نیروی کمتری به ستون‌های بتن‌آرمه منتقل می‌شود، بنابراین نیروی دیوار برشی فولادی، به ورق‌های انتهایی وارد می‌شود. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در نمونه‌هایی که در آن‌ها گل‌میخ‌ها در طول ۲۰۰ و ۱۰۰ میلی‌متر از دو انتهای ستون قرار گرفته‌اند، نواحی تسلیم‌شده ورق‌های اتصال بیشتر است.

۳-۲-۲- اتصال خاموت اضافه (Stir)

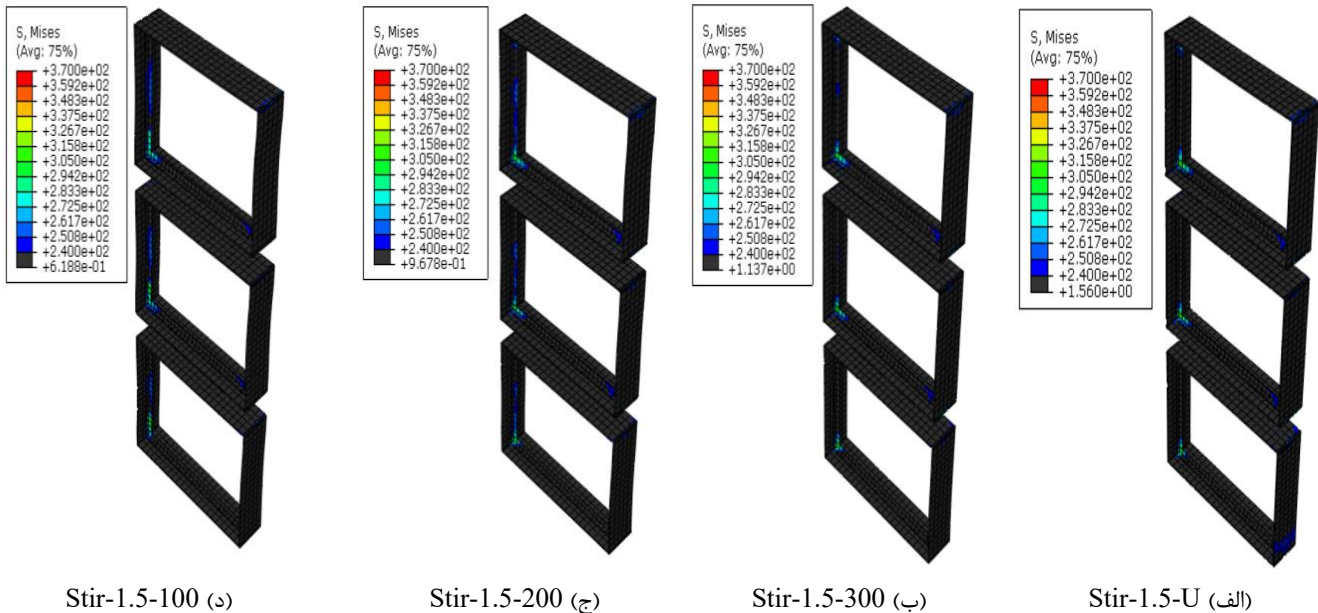
در شکل ۱۹ تنش فون مایسز دیوار برشی فولادی نمونه‌های اتصال خاموت اضافه (Stir) نشان داده شده است. با توجه به مشاهده رفتار مشابه برای ضخامت‌های مختلف ورق پرکننده، فقط نتایج نمونه‌های دارای ورق پرکننده به ضخامت ۲ میلی‌متر ارائه شده است. در نمونه‌هایی که در آن‌ها خاموت‌های اتصال به صورت سراسری روی ستون یا در طول ۳۰۰ میلی‌متر از دو انتهای ستون قرار دارند، توزیع تسلیم‌شدگی در ارتفاع دیوار برشی فولادی یکنواخت است و حذف تعدادی از خاموت‌های اتصال در ناحیه میانی ستون، تغییری در رفتار دیوار برشی ایجاد نکرده است. در نمونه‌هایی که در آن‌ها خاموت‌های اتصال در طول‌های ۲۰۰ و ۱۰۰ میلی‌متر از دو انتهای ستون، قرار

است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در نمونه‌هایی که در آن‌ها گل‌میخ‌ها به صورت سراسری در کل طول ستون قرار گرفته‌اند (شکل ۱۷-الف)، توزیع یکنواخت تسلیم‌شدگی دیوار برشی فولادی مشاهده گردید. در نمونه‌هایی که گل‌میخ‌ها فقط در طولی از دو انتهای ستون جای‌گذاری شده‌اند (نمونه‌ها با اتصال جزئی)، با کاهش طول قرارگیری گل‌میخ‌ها بر روی ستون، توزیع تسلیم‌شدگی کاهش یافته و از ظرفیت دیوار برشی فولادی به خوبی استفاده نشده است که علت این مسئله کاهش اتصال ورق پرکننده به ستون و به دنبال آن کاهش مقدار میدان کششی دیوار برشی فولادی می‌باشد. نتایج نمونه‌ها برای هر سه ضخامت ورق پرکننده نشان داد که نواحی تسلیم‌شده دیوار برشی فولادی در نمونه‌هایی که در آن‌ها، گل‌میخ‌ها در طول ۳۰۰ میلی‌متری از دو انتهای ستون قرار گرفته‌اند، تقریباً یکنواخت بوده و مشابه نمونه‌های دارای گل‌میخ در کل طول ستون می‌باشد. این مسئله با توجه به نتایج منحنی‌های بارافزون نمونه‌ها قابل توجه است (شکل‌های ۱۲ و ۱۴).

شکل ۱۸ تنش فون مایسز اتصالات نمونه‌های دارای اتصال گل‌میخ (Stud) را نشان می‌دهد. با توجه به مشاهده رفتار مشابه برای ضخامت‌های مختلف ورق پرکننده، فقط نتایج نمونه‌های دارای ورق پرکننده به ضخامت ۲/۵ میلی‌متر ارائه شد. مشابه دیوار برشی فولادی، اتصالات نیز در ضخامت‌های مختلف دیوار برشی فولادی



شکل ۱۹. تنش فون مایسز دیوار برشی فولادی نمونه‌های اتصال خاموت اضافه (Stir) (مگاپاسکال)
 Fig. 19. The von Mises stress in SPSW of specimens with Stir connection (MPa)



شکل ۲۰. تنش فون مایسز اتصالات نمونه‌های اتصال خاموت اضافه (Stir) (مگاپاسکال)
 Fig. 20. The von Mises stress in connections of specimens with Stir connection (MPa)

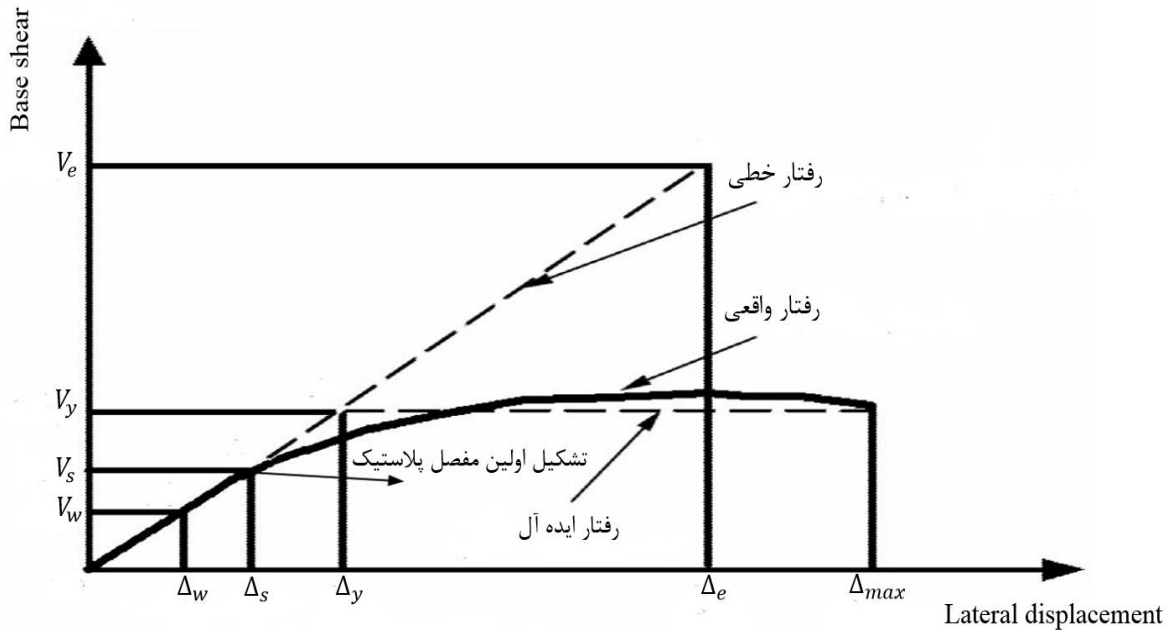
می‌باشد، نواحی تسلیم‌شده به‌خوبی نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، رفتار اتصالات مشابه اتصال گل‌میخ می‌باشد و با کاهش تعداد ردیف‌های خاموت‌های اتصال، میزان تسلیم‌شدگی در ورق‌های اتصال افزایش یافته است.

۳-۳- محاسبه ضریب رفتار

برای محاسبه ضریب رفتار مطابق رابطه ۷ از روش یوانگ [۲۱] استفاده شده است.

دارند، با حذف شدن خاموت‌های اتصال، نواحی تسلیم‌شده دیوار برشی فولادی کمتر است. این مسئله با توجه به نتایج منحنی‌های بارافزون نمونه‌ها قابل‌توجه است (شکل‌های ۱۲ و ۱۴).

در شکل ۲۰ تنش فون مایسز اتصالات نمونه‌های دارای اتصال خاموت اضافه (Stir)، نشان داده شده است. با توجه به مشاهده رفتار مشابه برای ضخامت‌های مختلف ورق پرکننده، فقط نتایج نمونه‌های دارای ورق پرکننده به ضخامت ۱/۵ میلی‌متر ارائه شده است. با توجه به این‌که تنش تسلیم ورق‌های اتصال ۲۴۰ مگاپاسکال



شکل ۲۱. رفتار حقیقی (منحنی بار افزون) و نمودار دوخطی ایده آل سازه [۲۱]

Fig. 21. Actual response and simplified response

برای محاسبه ضریب کاهش شکل پذیری از رابطه ۱۰ استفاده شد.

(۹) برای زمان های تناوب کمتر از ۰/۰۳ ثانیه $R_R = 1$

(۱۰) برای زمان های تناوب بین ۰/۱۲ و ۰/۵ ثانیه $R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$ ، $\frac{\mu}{R_\mu} \geq 1$

(۱۱) برای زمان های تناوب بزرگ تر از ۱/۰ ثانیه $R_R = \mu$

مقاومتی که سازه پس از تشکیل اولین مفصل پلاستیک (V_s) تا مرحله مکانیسم (V_y) از خود نشان می دهد، مقاومت افزون نامیده شده و با رابطه ۱۲ محاسبه می شود.

$$R_S = \Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} \quad (12)$$

در جدول ۶ مقادیر ضریب رفتار و شکل پذیری نمونه ها ارائه شده است. لازم به ذکر است که به دلیل نزدیک بودن نتایج نمونه ها در حالت های قرارگیری گل میخ ها و خاموت های اتصال در طول های ۳۰۰، ۲۰۰ و ۱۰۰ میلی متری از دو انتهای ستون، مقادیر ضریب رفتار، شکل پذیری و سختی الاستیک فقط برای نمونه هایی که دارای اتصال سراسری در کل طول ستون هستند، محاسبه گردید.

$$R = R_R R_\mu R_S \quad (7)$$

که R_R ضریب کاهش ناشی از نامعینی سازه است که با توجه به درجات نامعینی بالا در دیوارهای برشی فولادی این مقدار برابر حداکثر، یعنی ۱ در نظر گرفته می شود. R_μ ضریب کاهش شکل پذیری و R_S ضریب اضافه مقاومت می باشد.

ضریب شکل پذیری سازه با ایده آل کردن منحنی رفتار کلی سازه به نمودار دوخطی الاستیک-پلاستیک کامل (شکل ۲۱) مطابق رابطه ۸ محاسبه می شود:

$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (8)$$

که δ_{max} تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر و δ_y تغییر مکان جانبی نسبی تسلیم سازه می باشد.

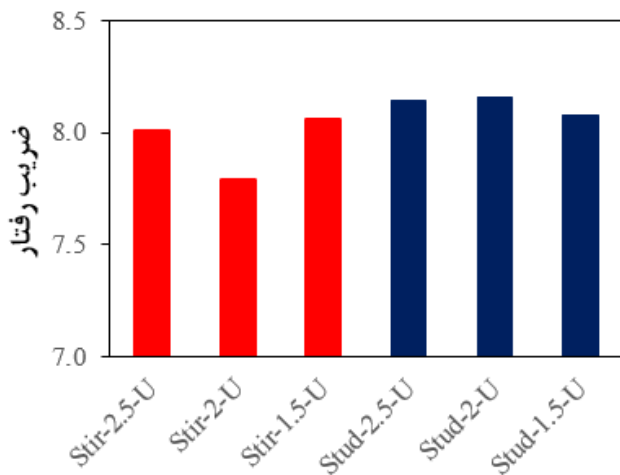
نیومارک^۱ و هال^۲ [۲۲] برای محاسبه ضریب کاهش شکل پذیری روابط ۹ تا ۱۱ را پیشنهاد دادند. با توجه به تحلیل فرکانسی انجام شده برای مدل ها، زمان تناوب سازه ۰/۱۳ ثانیه به دست آمد. بنابراین

1 Newmark
2 Hall

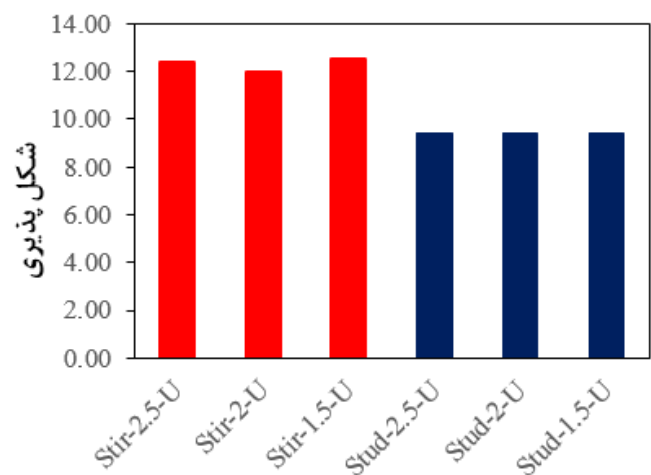
جدول ۶. مقادیر ضریب رفتار و شکل پذیری نمونه‌ها

Table 6. Behavior factor and ductility of specimens

نمونه	δ_y (mm)	δ_{max} (mm)	μ	μ (Ave)	V_y (kN)	V_s (kN)	Ω_0	R_μ	R
RCF	۲۹/۹۰	۲۰۹/۱۰	۶/۹۹	۶/۹۹	۱۶۰/۹۲	۷۵	۲/۱۴	۳/۶	۷/۷۳
Stir-2.5-U	۱۰/۶۰	۱۳۱/۶۰	۱۲/۴۱		۱۰۴۹/۸۴	۶۴۰	۱/۶۴	۴/۸۸	۸/۰۱
Stir-2-U	۱۱	۱۳۱/۶۰	۱۱/۹۶	۱۲/۳۰	۹۷۶/۰۸	۶۰۰	۱/۶۳	۴/۷۹	۷/۷۹
Stir-1.5-U	۱۰/۵۰	۱۳۱/۶۰	۱۲/۵۳		۸۳۷/۶۴	۵۱۰	۱/۶۴	۴/۹۱	۸/۰۶
Stud-2.5-U	۱۴	۱۳۱/۶۰	۹/۴۰		۸۸۷/۸۷	۴۶۰	۱/۹۳	۴/۲۲	۸/۱۴
Stud-2-U	۱۴	۱۳۱/۶۰	۹/۴۰	۹/۴۰	۸۱۲	۴۲۰	۱/۹۳	۴/۲۲	۸/۱۶
Stud-1.5-U	۱۴	۱۳۱/۶۰	۹/۴۰		۶۹۰/۲۲	۳۶۰	۱/۹۲	۴/۲۲	۸/۰۹



(ب)



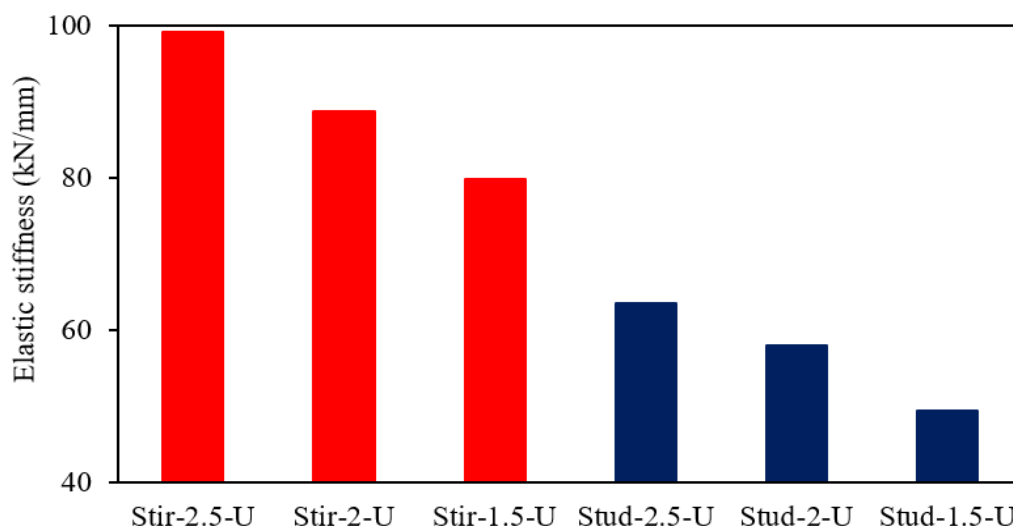
(الف)

شکل ۲۲. مقادیر (الف) شکل پذیری، (ب) ضریب رفتار نمونه‌ها با اتصال سراسری در ستون

Fig. 22. Comparison of (a) ductility, (b) behavior factor of specimens with uniform connection

است. متوسط ضریب رفتار برای نمونه‌های اتصال خاموت اضافه (Stir) و اتصال گل‌میخ (Stud) به ترتیب ۸ و ۸/۱۳ به دست آمد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در تمامی ضخامت‌ها برای نمونه‌های اتصال گل‌میخ ضریب رفتار بیشتری به دست آمده است. بنابراین مقدار متوسط ضریب رفتار برای سیستم قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی، ۸ تخمین زده شد. بر اساس جدول ۶ مقدار متوسط ضریب اضافه مقاومت برای اتصال گل‌میخ و اتصال خاموت اضافه به ترتیب ۱/۹۲ و ۱/۶۳ به دست آمده است. با وجود این‌که نمونه‌های دارای اتصال خاموت اضافه شکل پذیری بیشتری نسبت به نمونه‌های اتصال

در شکل ۲۲-الف مقایسه شکل‌پذیری نمونه‌ها نشان داده شده است. متوسط شکل‌پذیری برای نمونه‌های اتصال خاموت اضافه (Stir) و اتصال گل‌میخ (Stud) به ترتیب ۱۲/۳۰ و ۹/۴۰ به دست آمد. همان‌طور که مشاهده می‌شود نمونه‌های اتصال خاموت اضافه (Stir)، شکل‌پذیری بیشتری را نسبت به نمونه‌های دارای اتصال گل‌میخ (Stud) نشان دادند. با توجه به جدول ۴، شکل‌پذیری قاب بتن‌آرمه ۶/۹۹ می‌باشد، متوسط شکل‌پذیری نمونه‌ها به ترتیب ۱/۷۶ و ۱/۳۴ برابر قاب بتن‌آرمه اولیه به دست آمده است. در شکل ۲۲-ب مقایسه ضریب رفتار نمونه‌ها نشان داده شده



شکل ۲۳. مقایسه سختی الاستیک نمونه‌ها

Fig. 23. Comparison of elastic stiffness of specimens

فولادی به وسیله گل‌میخ‌ها و خاموت‌های اتصال به قاب بتن‌آرمه متصل گردید. مطالعه پارامتریک بر روی ضخامت دیوار برشی فولادی (۱/۵، ۲ و ۲/۵ میلی‌متر) و طول اتصال دیوار برشی فولادی به ستون‌ها انجام گرفت. نتایج مطالعه پارامتریک به شرح زیر است:

- هر دو اتصال عملکرد خوبی در انتقال نیروی میدان کششی دیوار برشی فولادی به قاب بتن‌آرمه نشان دادند و باعث استفاده بهینه از ظرفیت دیوار برشی فولادی شده و بدین ترتیب باعث افزایش قابل توجه ظرفیت باربری و سختی نسبت به قاب بتن‌آرمه اولیه شدند.

- نمونه‌های دارای اتصال خاموت اضافه، شکل‌پذیری و سختی بیشتری نسبت به نمونه‌های دارای اتصال گل‌میخ نشان دادند که متوسط شکل‌پذیری نمونه‌های این دو اتصال به ترتیب ۱/۷۶ و ۱/۳۴ برابر و مقادیر سختی الاستیک به ترتیب ۱۶/۵۷ و ۱۰/۵۸ برابر قاب بتن‌آرمه اولیه می‌باشد. ولی به دلیل این‌که برای نمونه‌های اتصال خاموت اضافه ضریب اضافه مقاومت کمتری به دست آمد، مقدار ضریب رفتار این نمونه‌ها کمتر از نمونه‌های دارای اتصال گل‌میخ به دست آمد.

- مقدار متوسط ضریب رفتار سیستم قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی، ۸ تخمین زده شد.

- نتایج تحلیل نمونه‌هایی که در آن‌ها از گل‌میخ‌ها یا خاموت‌های اتصال در طول ۳۰۰ و ۲۰۰ میلی‌متر در دو انتهای ستون، یعنی ۰/۳ و ۰/۲ ارتفاع آزاد ستون در دو انتهای ستون، استفاده شد،

گل‌میخ نشان دادند، نمونه‌های اتصال خاموت اضافه ضریب رفتار کمتری نسبت به اتصال گل‌میخ نشان دادند که علت این مسئله ضریب اضافه مقاومت است که مقدار آن برای نمونه‌های اتصال خاموت اضافه کمتر از اتصال گل‌میخ به دست آمده است.

۳-۴- سختی الاستیک

پس از دوخطی سازی منحنی بار-تغییر مکان نمونه‌ها، سختی الاستیک با استفاده از رابطه‌ی ۱۳ قابل محاسبه است. در شکل ۲۳ سختی الاستیک نمونه‌ها نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در تمامی ضخامت‌های دیوار برشی فولادی، نمونه‌های دارای خاموت اضافه دارای میزان سختی الاستیک بیشتری می‌باشند. با توجه به این‌که سختی الاستیک قاب بتن‌آرمه اولیه ۵/۳۸ کیلونیوتن بر میلی‌متر می‌باشد، متوسط سختی الاستیک نمونه‌ها در اتصال خاموت اضافه (Stir) و اتصال گل‌میخ (Stud) به ترتیب ۱۶/۵۷ و ۱۰/۵۸ برابر سختی الاستیک قاب بتن‌آرمه اولیه به دست آمده است.

$$K = \frac{V_y}{\delta_y} \quad (13)$$

۴- نتیجه‌گیری

در این مقاله عملکرد دیوار برشی فولادی در قاب بتن‌آرمه با دو روش اتصال مورد بررسی قرار گرفت. در این اتصالات، دیوار برشی

- and experimental behaviour of a full-scale RC structure upgraded with steel and aluminium shear panels, *Computers & structures*, 1360-1348 (2010) (24-23)88.
- [11] I.-R. Choi, H.-G. Park, Cyclic loading test for reinforced concrete frame with thin steel infill plate, *Journal of Structural Engineering*, 664-654 (2011) (6)137.
- [12] T. Görgülü, Y.S. Tama, S. Yilmaz, H. Kaplan, Z. Ay, Strengthening of reinforced concrete structures with external steel shear walls, *Journal of Constructional Steel Research*, 235-226 (2012) 70.
- [13] C.-H. Li, A.-C. Wu, K.-C. Tsai, Experimental Investigation on the Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings Using Steel Plate Shear Walls, in: *Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures 2015*, 2015, pp. 692-681.
- [14] A. Formisano, F.M. Mazzolani, On the selection by MCDM methods of the optimal system for seismic retrofitting and vertical addition of existing buildings, *Computers & Structures*, 13-1 (2015) 159.
- [15] M. Dastfan, R. Driver, Test of a Steel Plate Shear Wall with Partially Encased Composite Columns and RBS Frame Connections, *Journal of Structural Engineering*, 04017187 (2017) (2)144.
- [16] M. Bypour, M. Gholhaki, M. Kioumars, B. Kioumars, Nonlinear analysis to investigate effect of connection type on behavior of steel plate shear wall in RC frame, *Engineering Structures*, 624-611 (2019) 179.
- [17] I. Choi, H. Park, Steel Plate Shear Walls with Various Infill Plate Designs, *Journal of Structural Engineering*, 796-785 (2009) (7)135.
- [18] D. Systèmes, *Abaqus 6.14–Analysis Users’s Guide*, Providence, Rhode Island, (2013).
- [19] C. An, X. Castello, M. Duan, R.D. Toledo Filho, S.F. Estefen, Ultimate strength behaviour of sandwich pipes filled with steel fiber reinforced concrete, *Ocean Engineering*, 135-125 (2012) 55.
- [20] B.S.S. Council, *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450): Provisions/Prepared by the Building Seismic Safety Council, Building Seismic Safety*
- نشان‌دهنده تطابق نتایج با نمونه‌های دارای توزیع سراسری گل‌میخ‌ها و خاموت‌های اتصال در کل طول ستون بود؛ به عبارت دیگر نیازی به قرار دادن گل‌میخ و خاموت اتصال در ناحیه میانی ستون نبوده و می‌توان فقط در طولی معادل $0/3$ یا $0/2$ ارتفاع آزاد ستون در دو انتهای ستون قرار داد.
- بررسی نتایج نشان داد که در هر دو اتصال روند تغییرات ظرفیت باربری حداکثر با تغییرات ضخامت دیوار برشی فولادی (به میزان $0/5$ میلی‌متر) را می‌توان با تقریب مناسب خطی در نظر گرفت.
- مراجع**
- [1] P. Timler, G.L. Kulak, Experimental study of steel plate shear walls, Dept. of Civ. Engrg., University of Alberta, Edmonton, Alta., Canada., 1983.
- [2] L.J. Thorburn, C. Montgomery, G.L. Kulak, Analysis of steel plate shear walls, Dept. of Civ. Engrg., University of Alberta, Edmonton, Alta., Canada., 1983.
- [3] S. Sabouri-Ghomi, M. Gholhaki, Tests of two three-story ductile steel plate shear walls, in: *Structures Congress 2008: Crossing Borders*, 2008, pp. 12-1.
- [4] M. Elgaaly, Thin steel plate shear walls behavior and analysis, *Thin-Walled Structures*, 180-151 (1998) (3-1)32.
- [5] R.G. Driver, G.L. Kulak, D.L. Kennedy, A.E. Elwi, Cyclic test of four-story steel plate shear wall, *Journal of Structural Engineering*, 120-112 (1998) (2)124.
- [6] A. Arabzadeh, M. Soltani, A. Ayazi, Experimental investigation of composite shear walls under shear loadings, *Thin-Walled Structures*, 854-842 (2011) (7)49.
- [7] M. Bruneau, T. Bhagwagar, Seismic retrofit of flexible steel frames using thin infill panels, *Engineering Structures*, 453-443 (2002) (4)24.
- [8] B. Kioumars, M. Gholhaki, A. Kheyroddin, M. Kioumars, Analytical study of building height effects over Steel Plate Shear Wall Behavior, *International Journal of Engineering and Technology Innovation*, 263-255 (2016) (4)6.
- [9] A. Formisano, G. De Matteis, S. Panico, F. Mazzolani, Seismic upgrading of existing RC buildings by slender steel shear panels: A full-scale experimental investigation, *Advanced Steel Construction*, 45-26 (2008) (1)4.
- [10] A. Formisano, G. De Matteis, F. Mazzolani, Numerical

- Engineering, 28-19 (1991) (1)117.
- [22] N.M. Newmark, Earthquake spectra and design, Earthquake Eng. Research Institute, Berkeley, CA, (1982).
- Council, National Institute of Building Sciences, 2004.
- [21] C.-M. Uang, Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions, Journal of structural

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

B. Kioumars, M. Gholhaki, A. Kheyroddin, Numerical finite element parametric study to investigate the performance of SPSW in RC frame, Amirkabir J. Civil Eng., 52(6) (2020) 1499-1520.

DOI: [10.22060/ceej.2019.15418.5916](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.15418.5916)



