



## Experimental Investigation of Composite (Steel-Concrete) Walls under Pure Out-of-plane Load

S. Sabouri-Ghomi<sup>1</sup>, A. Nasri<sup>1\*</sup>, Y. Jahani<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Civil Engineering Department, K.N. Toosi University of Technology, Tehran, Iran.

<sup>2</sup> Polytechnic School, University of Girona, Girona, Spain.

**ABSTRACT:** This paper presents a new structural system for retaining walls. In civil works, in general, there is a trend to use the traditional reinforced concrete (RC) retaining walls to resist soil pressure. Despite their good resistance, RC retaining walls have some disadvantages such as the need for huge temporary formworks, high dense reinforcing, low construction speed, etc. In the present work, a composite wall with only one steel plate (steel-concrete) was proposed to cover the disadvantages of the RC walls. In this system, a steel plate was utilized not only as tensile reinforcement but also as permanent formwork for the concrete. To evaluate the efficiency of the proposed SC composite system, an experimental program that included six specimens was performed. In this experimental campaign, effects of different parameters such as length of shear connectors, use of compressive steel plate, concrete ultimate strength, the distance between shear connectors, and compressive steel reinforcement were investigated. The results showed that with proper design, the composite walls have very good and ductile behavior under out-of-plane loads. Furthermore, it was observed that even with a large distance between the shear connectors, a short length of the shear connectors, etc., this system is capable to keep the flexural performance and shows semi-ductile behavior. Furthermore, the design equations based on the ACI code for calculating out-of-plate flexural and shear strength of SC composite walls were presented and compared to the experimental database.

### Review History:

Received: Jan. 15, 2020

Revised: Apr. 07, 2020

Accepted: Apr. 23, 2020

Available Online: May. 27, 2020

### Keywords:

Composite wall system

Retaining wall

Experimental test

Flexural load

Out-of-plane load

## 1. INTRODUCTION

Nowadays, retaining walls are considered an integral part of high-rise structures. Reinforced concrete retaining walls are both resistant and ductile. Nevertheless, the need for huge temporary formworks, high dense reinforcing, low construction speed, engaging a large number of workers, etc. is some of the disadvantages of this system [1]. In the present work, to overcome the disadvantages of the reinforced concrete walls mentioned above, a composite (steel-concrete) wall is proposed. This SC composite system contains one steel plate, concrete, shear connectors, and reinforcement network. The steel plate is placed on the interior side of the structure. The concrete cover is attached to the steel plate using shear connectors. The concrete cover is in the vicinity of soil and steel plate. The steel plate acts not only as a component of the composite wall but is also utilized as permanent formwork. Fig. 1 shows the details of the proposed SC composite wall.

The idea of using sandwich composite walls was first presented in Japan. In 1998, Sasaki *et al.* [2] and Fujita *et al.* [3] carried out numerous shear and flexural tests on sandwich composite specimens. In 1976, Solomon *et al.* [4] carried out various tests on composite beams and slabs and determined the modes of failure in different conditions. Wright and Oduyemi [5] presented a closed-form solution to analyze

the composite beams. Dogan and Roberts [6] compared the results of experimental works of composite beams with the results of partial and full interaction theory. Sabedi and Coyle [7] enhanced the behavior of sandwich composite beams by changing the roughness of the steel plate.

In the present work, to address the disadvantages of the concrete reinforcement walls, the SC composite system is presented to use as retaining walls. To investigate the resistance, ductility, and flexural stiffness of composite walls, six specimens were built in the laboratory and tested under out-of-plane loadings. The effect of different parameters on the behavior of SC composite walls was studied. Unlike previous works, where sandwich systems (steel-concrete-steel) were used, in the proposed system, only one steel plate is used (steel-concrete). Furthermore, the support conditions of the tested specimens are similar to the real situation. The steel faceplate is welded to an upper and a lower beam.

## 2. METHODOLOGY

An experimental program including six specimens was designed to identify the behavior of SC composite walls under out-of-plane loads. W1 specimen was considered as a reference of SC composite wall to compare with other specimens (i.e., W2 to W6). In the W2 to W6 specimens, only one parameter was changed in comparison to the W1

\*Corresponding author's email: sabouri@kntu.ac.ir



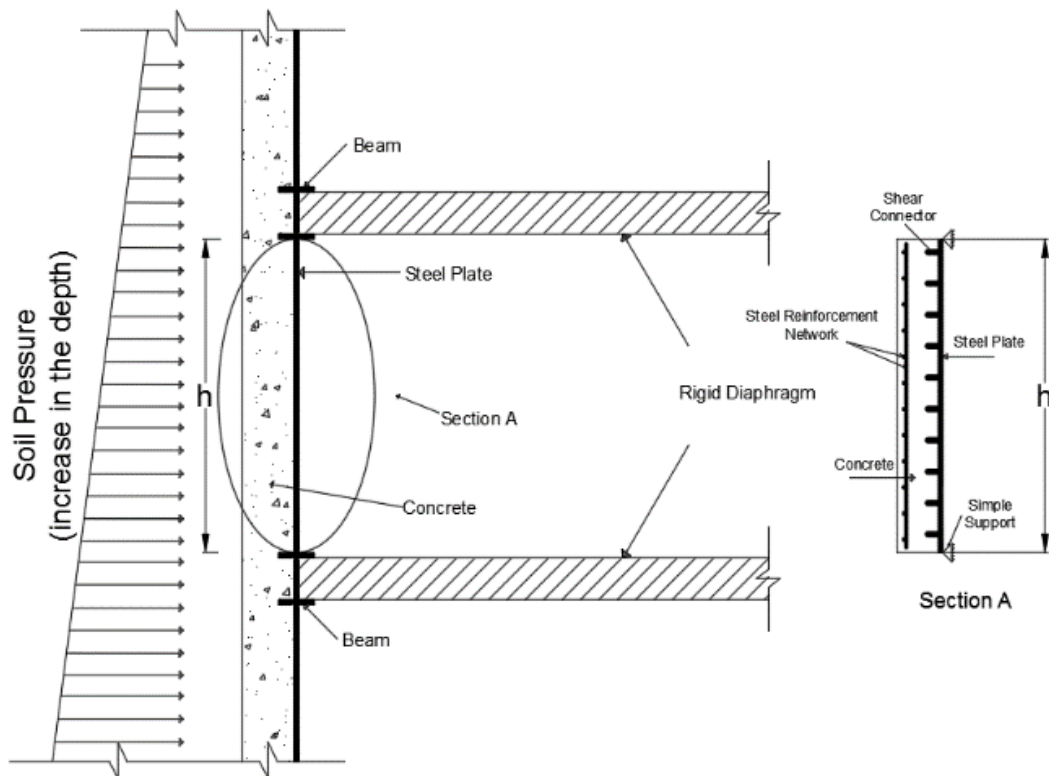


Fig. 1. Details of SC composite wall.

specimen, to study the effect of different parameters on the behavior of SC walls. To evaluate the effect of the shear connector length, the W2 specimen was fabricated with a 40 mm shear connector length. In the W1 specimen, the shear connector length was 85 mm. The effect of the steel plate in the compressive side (steel-concrete-steel) was assessed in the W3 specimen. In the W4 specimen, the influence of concrete compressive strength was investigated on the SC composite wall behavior. The effect of shear connector distance was considered in the W1 and W5 specimens. In the W6 specimen, a reinforcement network was utilized in the compressive side of the wall.

### 3. RESULTS AND DISCUSSION

In this section, the effects of different parameters on the behavior of SC composite walls were discussed. These parameters include space between the shear connectors, length of shear connectors, concrete ultimate strength, use of compressive steel reinforcement, and compressive steel plate (sandwich system).

#### 3.1. Effect of shear connector length on the behavior of the SC composite walls

The effect of the shear connector's length was investigated through W1 and W2 specimens. The length of shear connectors was considered 85 mm and 40 mm in W1 and W2 specimens,

respectively. Fig. 2(a) shows the force-displacement curves for these two specimens. By reducing the length of shear connectors, semi-ductile behavior was observed and the specimen was failed at small deflection (17.2 mm). In other words, the W1 specimen was failed in flexure with lots of flexural cracks, while the W2 specimen, due to the short length of shear connectors, was failed in flexure-shear mode and diagonal tensile cracks with 45 degrees were observed. In the linear branch, the responses of both specimens were close to each other, but the ductility of the W1 specimen was much better than the W2 specimen.

#### 3.2. Effect of compressive steel plate on the behavior of SC composite walls

In this section, the effect of the existing compressive steel plate was evaluated under out-of-plane loads. The force-displacement curves for W1 and W3 specimens were indicated in Fig. 2(b). As shown in Fig. 2(b), the ultimate capacity of W3 was more than the W1 specimen. The difference in the ultimate strength was about 20 kN. However, the elastic stiffness of both specimens was similar. The high ultimate capacity of the W3 was because of the compressive steel plate. On the other hand, the ultimate deflection of the W1 and W3 specimens were 22.4 and 50 mm, respectively. Therefore, the ductility of the SC composite wall (W1) was much better than the sandwich wall (W3).

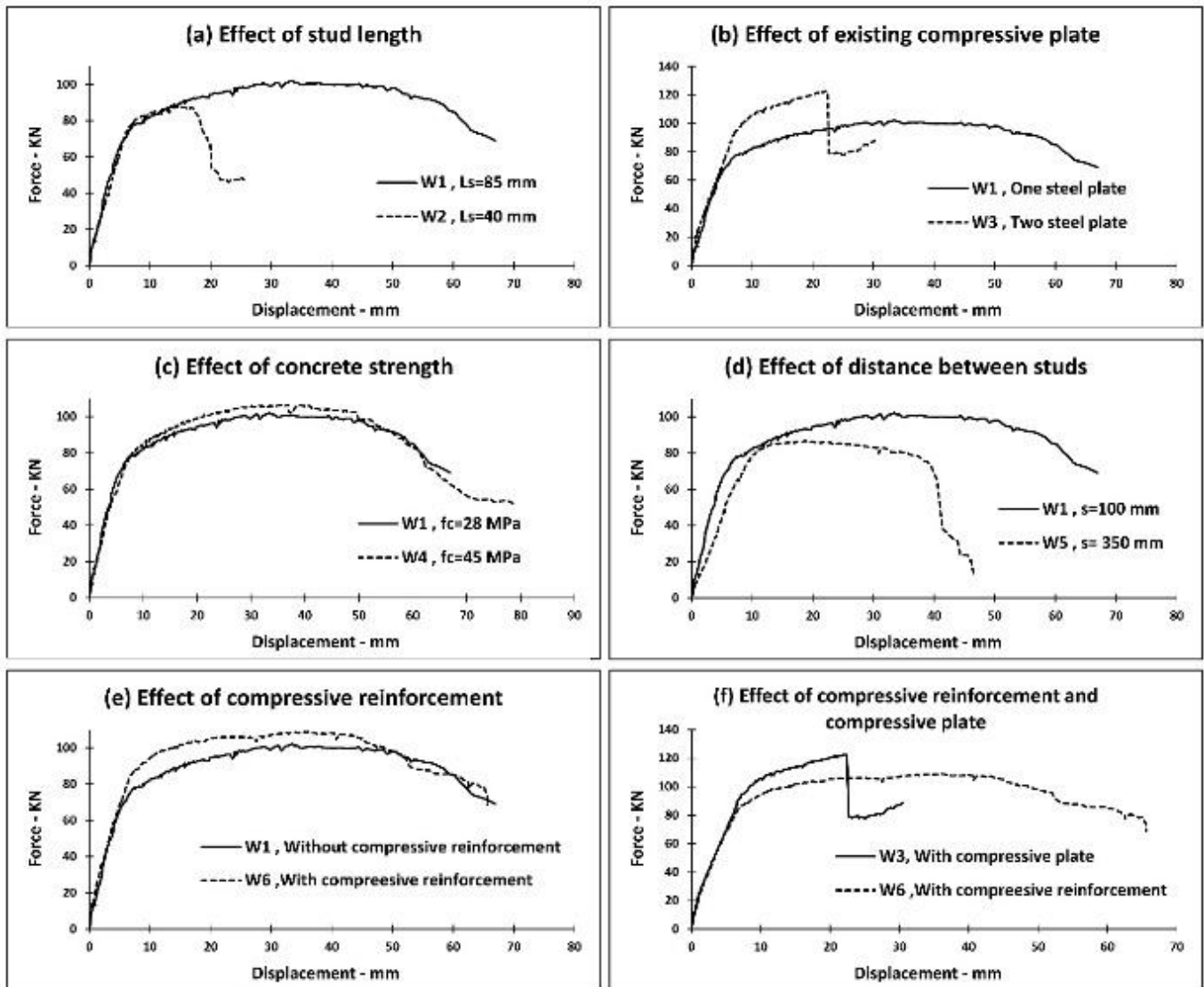


Fig. 2. Comparison between the effects of different parameters on the behavior of SC composite wall.

### 3.3. Effect of shear connector spacing on the behavior of the SC composite walls

In the W5 specimen, the space between the shear connectors was increased significantly and the response was compared to the W1 specimen. In other words, the number of shear connectors was reduced from 30 in the W1 specimen to 6 in the W5 specimen. This comparison was performed to evaluate the effect of the larger spacing between shear connectors. The force-displacement curves for W1 and W5 specimens are shown in Fig. 2(d). As shown in Fig. 2(d), due to large spacing between the shear connectors and less connectivity between the concrete and steel plate, the stiffness of the W5 decreased. In addition, the W5 specimen, unlike the W1 specimen, failed at a smaller deflection of 37.5 mm. The failure mode of the W5 specimen was semi-ductile and caused by weld fracture.

### 4. CONCLUSION

The main findings of the presented work are as follows:

1. The proposed SC composite showed very good behavior under out-of-plane loads in terms of stiffness, strength, and ductility. Thus, they can be utilized as retaining walls in the deep excavation in tall buildings. However, due to composite action, the exact and accurate design method should be taken into account to increase the efficiency of this system.
2. In the SC composite walls, even with not proper design (e.g. large distance between the shear connectors and short length of shear connectors) the semi ductile behavior was observed under out-of-plane loads.

### REFERENCES

- [1] J. Yan, X. Wang, T. Wang T, Compressive behavior of normal weight concrete confined by the steel faceplates in SCS sandwich wall, *Constr Build Mater*, 171 (2018)

- 437-454.
- [2] N. Sasaki, H. Akiyama, M. Narikawa, K. Hara, M. Takeuchi, S. Usami, Study on a concrete filled steel structure for nuclear power plants (part 3). Shear and bending loading tests on wall member (1995).
- [3] T. Fujita, A. Funakoshi, S. Akita, N. Hayashi, I. Matsuo, H. Yamaya, Experimental study on a concrete filled steel structure Part. 16 Bending Shear Tests (Effect of Bending Strength), In Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan (1998) 1125-1126.
- [4] S. Solomon, D. Smith, A. Cusens, Flexural tests of steel-concrete-steel sandwiches. Mag Concrete Res, 28(94) (1976) 13-20.
- [5] H. Wright, T. Oduyemi, Partial interaction analysis of double skin composite beams, J Constr Steel Res, 19(4) (1991) 253-283.
- [6] O. Dogan, T. Roberts, Comparing experimental deformations of steel-concrete-steel sandwich beams with full and partial interaction theories, Int. J. Phys. Sci., 5(10) (2010) 1544-1557.
- [7] K. Sohel, J. Liew, Steel-Concrete-Steel sandwich slabs with lightweight core—Static performance, Eng Struct, 33(3) (2011) 981-992.

**HOW TO CITE THIS ARTICLE**

Sabouri-Ghomi S., Nasri A., Jahani Y., *Experimental Investigation of Composite (Steel-Concrete) Walls under Pure Out-of-plane Load*, Amirkabir J. Civil Eng., 53(7) (2021) 691 -694.

DOI: [10.22060/ceej.2020.17704.6651](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17704.6651)





## بررسی رفتار دیوارهای مرکب تحت بارگذاری عمود بر صفحه

سعید صبوری قمی<sup>۱\*</sup>، آرمان نصری<sup>۱</sup>، یونس جهانی<sup>۲</sup>

۱- دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران  
۲- دانشکده پلی تکنیک، دانشگاه جیرونا، جیرونا، اسپانیا

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۱۰/۲۵  
بازنگری: ۱۳۹۹/۰۱/۱۹  
پذیرش: ۱۳۹۹/۰۲/۰۴  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۳/۰۷

### کلمات کلیدی:

دیوارهای حائل  
سیستم‌های مرکب  
نمونه‌های آزمایشگاهی  
بار عمود بر صفحه  
مود شکست خمشی

**خلاصه:** استفاده از دیوارهای حائل در سازه‌های دارای گودبرداری عمیق امری ضروری می‌باشد. امروزه از سیستم دیوارهای بتن آرمه به عنوان سیستم مرسوم برای ساخت دیوارهای حائل استفاده می‌شود. این نوع دیوارها علی‌رغم مزایای مناسب‌شان، مشکلات و چالش‌های اجرایی مهمی دارند که از آن جمله می‌توان به قالب‌گذاری جهت بتن‌ریزی، گم‌کردن شبکه‌های آرماتوری با تراکم بالا، سرعت پایین ساخت و درگیر شدن تعداد زیادی نیروی کار اشاره نمود. در این مطالعه جهت رفع مشکلات اجرایی دیوارهای بتن آرمه، سیستم دیوار مرکب جهت بکارگیری به عنوان دیوار حائل مطرح می‌گردد. در این دیوارها که از یک ورق کششی، برش‌گیر، بتن و شبکه آرماتور حرارتی تشکیل می‌شود، ورق هم نقش قالب و هم نقش آرماتور کششی را ایفا نموده و بدین ترتیب سرعت و سهولت اجرای ساخت دیوار افزایش می‌یابد. در این تحقیق با استفاده از ۶ نمونه آزمایشگاهی به بررسی کامل این دیوارها تحت بار عمود بر صفحه پرداخته شده و اثر پارامترهای مختلف نظیر طول برش‌گیر، فاصله برش‌گیر، مقاومت بتن، استفاده از ورق فشاری و استفاده از آرماتور فشاری بر رفتار دیوارها بررسی شده است. از نتایج به دست آمده مشخص گردید که در صورت طراحی مناسب، دیوارهای مرکب تحت بار عمود بر صفحه، رفتار بسیار مناسب و شکل‌پذیر از خود بروز می‌دهند. همچنین مشاهده گردید حتی در صورت وجود نقایصی در سیستم دیوار مرکب، نظیر فاصله بسیار زیاد برش‌گیرها و طول کم برش‌گیرها، این دیوارها توانایی ایجاد رفتار نیمه‌شکل‌پذیر را دارا هستند. در انتها مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از آزمایشات با نتایج حاصل از آیین‌نامه ACI 318-05 انجام شد. این مقایسه نشان داد که آیین‌نامه ACI ظرفیت دیوار مرکب را به صورت محافظه‌کارانه تخمین می‌زند.

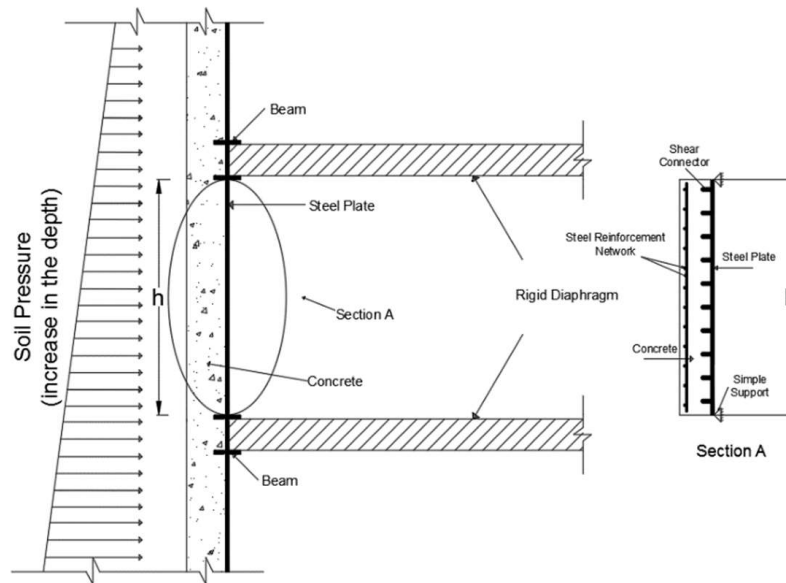
### ۱- مقدمه

در ساختمان‌های بلند مرتبه به دلایل مختلف نظیر رسیدن به سنگ بستر مناسب جهت پی‌سازی، تأمین فضای پارکینگ، تأمین فضای معماری بیشتر و غیره، گودبرداری‌های عمیقی ایجاد می‌گردد که گاهی اوقات عمق آن‌ها به ده‌ها متر می‌رسد. در حین احداث سازه جهت مقابله با فشار ناشی از بارگذاری خاک از روش‌های ساده‌ای مانند نیلینگ و یا انکراژ استفاده می‌شود؛ اما از آن‌جا که این روش‌ها در طول زمان به دلایل مختلف نظیر رانش زمین و یا زمین‌لرزه مقاومت خود را از دست می‌دهند، در زمان بهره‌برداری از سازه قابل اعتماد نبوده و در نتیجه باید از روش‌های مطمئن‌تری مانند ساخت دیوار

امروزه در پروژه‌های ساخت‌وساز نظیر راه‌سازی، پل‌سازی، ساختمان‌سازی و یا در هر پروژه‌ای که نیاز به مقابله با فشار ناشی از بارگذاری خاک احساس شود، استفاده از دیوارهای حائل امری ضروری و غیر قابل انکار می‌باشد. دیوارهای حائل نه تنها جهت مقابله با فشار ناشی از بارگذاری خاک بلکه جهت مقابله با فشار ناشی از بارگذاری آب در سازه‌های ساحلی و جهت مقابله با فشار ناشی از ضربه یخ در سازه‌های دریایی مورد استفاده قرار می‌گیرند [۱].

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: sabouri@kntu.ac.ir





شکل ۱. جزئیات هندسی دیوارهای مرکب  
Fig. 1. Details of SC composite wall

گماردن قالب‌ها حذف شده و سرعت و سهولت اجرای پروژه افزایش می‌یابد. شکل ۱ جزئیات هندسی این نوع دیوارها را به صورت واضح نشان می‌دهد.

جهت اجرای این دیوارها، ابتدا شبکه آرماتور حرارتی در محل مناسب خود قرار گرفته و سپس ورق فولادی مجهز به برش‌گیر به قاب اطراف (تیرهای طبقات و ستون‌های اطراف) جوش شده و در نهایت بتن‌ریزی انجام می‌شود. البته با توجه به مقاومت خمشی محدود ورق‌ها، در حین بتن‌ریزی که هنوز بتن به مقاومت خود نرسیده است، نیاز است با استفاده از چندین تکیه‌گاه موقت، ورق از پشت تقویت گردد. با توجه به بعد بزرگتر طول دیوارهای حائل نسبت به ارتفاع آن‌ها، این دیوارها به صورت دال یک طرفه عمل می‌نمایند و بار خاک از طریق تکیه‌گاه‌های بالایی و پایینی دیوار (تیرهای طبقات) به سازه منتقل می‌شود.

برش‌گیرها جهت اتصال مناسب بتن و ورق مورد استفاده قرار می‌گیرند. هر چه تعداد آن‌ها بیشتر باشد، بتن و ورق به صورت یکپارچه‌تر عمل می‌کنند و لغزش میان آن‌ها به حداقل ممکن می‌رسد. برش‌گیرها می‌توانند به شکل‌های مختلفی مانند نبشی، ناودانی، قلابی شکل و یا گل‌میخ مورد استفاده قرار گیرند. این برش‌گیرها با استفاده از روش‌های مختلف جوش کاری مانند جوش تفنگی یا جوش معمولی در مکان‌های مناسب خود بر روی ورق جوش می‌شوند. برش‌گیرها

حائل بهره برد.

امروزه برای ساخت دیوارهای حائل از سیستم بتن‌آرمه استفاده می‌شود. این سیستم که شامل بتن و شبکه‌های میلگردی است، دارای مقاومت، سختی و شکل‌پذیری مناسبی می‌باشد؛ اما علی‌رغم مزایای ذکر شده، مشکلات اجرایی مهمی هم در ساخت آن‌ها وجود دارد که از مهم‌ترین آن‌ها می‌توان به قالب‌گذاری جهت بتن‌ریزی، گماردن شبکه‌های آرماتوری با تراکم بالا، سرعت پایین ساخت، درگیر شدن تعداد زیادی نیروی کار و کشیفی محل پروژه اشاره نمود. سرعت پایین اجرای این دیوارها سبب طولانی‌تر شدن پروسه ساخت آن می‌گردد [۲-۴].

مشکلات اجرایی دیوارهای بتن‌آرمه سبب شد تا ایده استفاده از سیستم‌های مرکب<sup>۱</sup> جهت استفاده به عنوان دیوار حائل به ذهن نویسندگان آید. این سیستم از یک ورق فولادی، بتن، برش‌گیرها و آرماتورهای حرارتی تشکیل می‌شود. هندسه دیوار به گونه‌ای است که ورق در وجه داخلی ساختمان و بتن در وجه خارجی و در مجاورت خاک قرار می‌گیرد و توسط برش‌گیرها به ورق متصل می‌شود. در این نوع دیوارها در مقایسه با دیوارهای بتن‌آرمه، ورق هم جایگزین آرماتورهای کششی شده و هم نقش قالب خارجی را ایفا می‌نماید. بدین ترتیب عملیات مربوط به جای‌گذاری آرماتورهای کششی و

1 Composite system

لیو<sup>۷</sup> و همکاران سیستم تیرها و دال‌های ساندویچی را با استفاده از برش‌گیرهای قلابی شکل مورد بررسی و آزمایش قرار دادند [۱۵-۱۴]. نتایج آن‌ها نشان داد که بر خلاف تیرهای بتن‌آرمه، در تیرهای مرکب با ضخامت کم، فاصله برش‌گیرهای قلابی شکل که همزمان هم نقش برش‌گیر و هم نقش تقویت‌کننده برشی را ایفا می‌نماید، می‌تواند تا مقدار عمق مؤثر مقطع افزایش یابد. سابدی<sup>۸</sup> و همکاران با تغییراتی در میزان زبری سطوح ورق فولادی به بررسی رفتار تیرهای ساندویچی پرداختند [۱۶]. آن‌ها نشان دادند که با زبر نمودن سطح ورق فولادی، مقاومت برشی داخل صفحه بین ورق و بتن به میزان قابل توجهی ارتقا پیدا می‌کند. واسدراولیس<sup>۹</sup> به بررسی تیرهای مرکب تحت بارهای خمشی و فشاری پرداخت [۱۷]. او نشان داد که با افزایش میزان بار محوری از ظرفیت خمشی تیرهای مرکب کاسته می‌شود و احتمال وقوع کمناش افزایش می‌یابد. خی<sup>۱۰</sup> و همکاران با استفاده از نمونه‌های آزمایشگاهی و مطالعات تحلیلی به بررسی رفتار تیرهای مرکب پرداختند [۱۸]. آن‌ها با استفاده از ۱۸ نمونه آزمایشگاهی، مودهای مختلف شکست در تیرهای مرکب را بررسی نمودند. در مطالعه‌ای دیگر خی و همکاران به بررسی رفتار برش‌گیرهای اصطکاکی پرداختند [۱۹]. آن‌ها با استفاده از نمونه‌های آزمایشگاهی، یک رابطه‌ی تجربی برای تعیین مقاومت برشی این برش‌گیرها ارائه دادند. دوگان و روبرت نتایج حاصل از آزمایش تیرهای مرکب را با تئوری برهم‌کنش جزئی و کامل مقایسه نمودند [۲۰]. آن‌ها با مقایسه نتایج به دقت مناسب تئوری برهم‌کنش جزئی پی بردند و استفاده از روابط آن را برای آنالیز و طراحی تیرهای مرکب پیشنهاد نمودند. وانگ و همکاران دو روش تحلیلی را جهت بررسی رفتار دیوارهای مرکب تحت بارگذاری انفجار پیشنهاد دادند [۲۱]. آن‌ها از دو روش سیستم یک درجه آزادی معادل و روش لاگرانژ استفاده نمودند. روش لاگرانژ بر خلاف روش یک درجه آزادی توانایی پیش‌بینی چندین مود تغییر شکلی را داشت.

سنر<sup>۱۱</sup> و همکاران رفتار برشی خارج از صفحه تیرهای مرکب را با استفاده از چندین نمونه آزمایشگاهی بررسی کردند [۲۳-۲۲]. آن‌ها نتایج حاصل از آزمایشات را با نتایج حاصل از آیین‌نامه‌های کره

علاوه بر این که از لغزش مابین ورق و بتن جلوگیری می‌کنند، می‌توانند به مانند آرماتور برشی (خاموت) در برابر بارهای برشی خارج از صفحه نقش ایفا نمایند.

ایده استفاده از دیوارهای مرکب اولین بار در کشور ژاپن جهت استفاده از آن‌ها در نیروگاه‌های هسته‌ای به کار گرفته شد. ژاپنی‌ها برنامه جامع مطالعاتی را در این زمینه انجام دادند. آکیاما<sup>۱</sup> و همکاران با اعمال بارگذاری چرخه‌ای بر روی نمونه‌های یک دهم مقیاس و مقایسه آن‌ها با نمونه دیوار بتنی مسلح متوجه رفتار مناسب این دیوارها چه از لحاظ مقاومت جانبی و چه از لحاظ شکل‌پذیری شدند [۵]. در سال‌های ۱۹۹۵ و ۱۹۹۸ میلادی، ساساکی<sup>۲</sup>، تاکاشی<sup>۳</sup>، فوجیتا<sup>۴</sup> و همکاران تعداد زیادی آزمایش برشی و خمشی بر روی نمونه‌های یک پنجم مقیاس انجام دادند. آن‌ها آزمایشات خود را بر روی یک تیر مرکب انجام داده و رفتار این تیر را معادل با رفتار دیوار تعریف نمودند. در این مطالعات پارامترهای مختلف تیر مرکب تغییر داده شد و اثر آن‌ها بر رفتار سیستم بررسی گردید [۶-۸].

بر مبنای آزمایشات صورت گرفته توسط محققان ژاپنی، آیین‌نامه طراحی دیوارهای مرکب با عنوان JEAC-۴۶۱۸ در سال ۲۰۰۹ میلادی در ژاپن ارائه گردید [۹]. همچنین در سال ۲۰۱۰ میلادی موسسه سازه‌های فولادی آمریکا (AISC) یک راهنما برای طراحی این دیوارها ارائه نمود [۱۰].

سالومون<sup>۵</sup> و همکاران در سال ۱۹۷۶ میلادی آزمایشات مختلفی بر روی تیرها و دال‌های مرکب انجام دادند و مودهای شکست آن‌ها را در شرایط مختلف تعیین نمودند [۱۱]. رایت<sup>۶</sup> و همکاران در سال ۱۹۸۹ میلادی با انجام آزمایشاتی بر روی تیرهای ساندویچی، ۴ مود شکست خمشی، برشی، لغزشی و کمناشی را مشخص نمودند و ذکر نمودند که با کاهش فاصله برش‌گیرها می‌توان از خرابی ناشی از کمناش و لغزش تیر جلوگیری نمود [۱۲]. آن‌ها همچنین یک روش دقیق برای آنالیز تیرهای مرکب با استفاده از تئوری برهم‌کنش جزئی ارائه دادند و با مقایسه نتایج آن با نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی، متوجه دقت و صحت روابط تحلیلی شدند [۱۳].

7 Liew  
8 Subedi  
9 Vasdravellis  
10 Xie  
11 Sener

1 Akiyama  
2 Sasaki  
3 Takeuchi  
4 Fujita  
5 Solomon  
6 Wright

می‌گردد [۳۱]. در مطالعه‌ای دیگر ژائو و همکاران به بررسی مدل هیستریک دیوارهای برشی مرکب پرداختند [۳۲]. آن‌ها ابتدا با استفاده از بارگذاری چرخه‌ای، ۳۲ آزمایش بر روی نمونه‌های مختلف انجام دادند و منحنی پوش حاصل از رفتار هیستریک نمونه‌ها را به دست آوردند و سپس روابطی جهت پیش‌بینی رفتار منحنی پوش ارائه دادند. ژئی<sup>۴</sup> و همکاران رفتار برشی دیوارهای مرکب دارای درصد زیاد فولاد را بررسی نمودند [۳۳]. آن‌ها نشان دادند زمانی که درصد فولاد از عدد ۷/۵ فراتر رود، شکست غیرشکل‌پذیر حاکم بر رفتار دیوار مرکب خواهد شد. ایپکچی<sup>۵</sup> و همکاران به بررسی رفتار لرزه‌ای دیوارهای مرکب با استفاده از نمونه‌های آزمایشگاهی و شبیه‌سازی‌های عددی پرداختند [۳۴-۳۶]. آن‌ها دیوارهای مرکب را تحت اثر بارهای داخل صفحه بررسی و تأثیر پارامترهای مختلف مانند نسبت ابعاد دیوار، درصد فولاد، میزان لاغری، میزان بار محوری، مقاومت تسلیم ورق‌های فلزی و مقاومت فشاری بتن را تحقیق نمودند. نتایج آن‌ها نشان داد که تحت بارهای داخل صفحه، نسبت ابعاد دیوار (نسبت ارتفاع به طول) تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر ظرفیت و سختی آن‌ها دارد. همچنین میزان لاغری ورق اگر چه تأثیر قابل ملاحظه‌ای در ظرفیت و سختی اولیه دیوار ندارد، اما در میزان سختی پس از تسلیم بسیار مؤثر عمل می‌کند. همچنین محققان زیادی با استفاده از روابط تئوری، برنامه‌های آزمایشگاهی و مدل‌سازی‌های عددی رفتار دیوارهای مرکب را تحت بارگذاری فشاری بررسی نمودند [۳۷-۳۹]. هوآنگ<sup>۶</sup> و همکاران مقاومت فشاری دیوارهای مرکب مجهز به برش‌گیرهای قلابی شکل را بررسی نمودند [۳۷]. نتایج آن‌ها نشان داد که با استفاده از برش‌گیرهای قلابی شکل می‌توان به مقاومت و رفتار پس از تسلیم مناسبی برای دیوارهای مرکب دست یافت و وقوع کماتش را در ورق‌های فلزی به تأخیر انداخت. کین<sup>۷</sup> و همکاران به بررسی اثر ضخامت ورق بر رفتار دیوارهای مرکب تحت بار فشاری پرداختند [۳۸-۳۹]. تحقیقات آن‌ها نشان داد که با افزایش ضخامت ورق، توزیع کرنش در طول دیوار مرکب یکنواخت‌تر می‌شود. البته افزایش ضخامت، تأثیر ملموسی بر شکل‌پذیری دیوارها نداشته است.

در این مطالعه جهت رفع مشکلات اجرایی دیوارهای بتن‌آرمه از سیستم جدید دیوارهای مرکب جهت بهره‌گیری از آن‌ها به عنوان

جنوبی، ژاپن و ACI مقایسه و دقت روابط آیین‌نامه‌ای را بررسی نمودند. علی‌رغم آن‌که آیین‌نامه ACI مرتبط با سیستم بتن‌آرمه بوده؛ ولی نسبت به آیین‌نامه‌های دیگر، تخمین مناسب‌تری از ظرفیت تیرهای مرکب را ارائه داده است. یان و همکاران مطالعات زیادی را به صورت تحلیلی و آزمایشگاهی بر روی تیرهای مرکب و برش‌گیرهای قلابی شکل انجام دادند [۲۴-۲۶]. نتایج مطالعات آن‌ها نشان داد که ظرفیت برش‌گیرهای قلابی شکل به میزان زیادی به مقاومت بتن، قطر برش‌گیر و نسبت عمق مدفون برش‌گیر به قطر آن بستگی دارد. در مطالعه‌ای دیگر یان و همکاران اثر بار متمرکز را بر روی پلیت‌های مرکب بررسی نمودند [۲۷]. هدف آن‌ها از این مطالعه، بررسی اثر فشار یخ بر سازه‌های دریایی بود. آن‌ها رابطه‌ای برای پیش‌بینی مقاومت پانچ پلیت‌های مرکب تحت بار متمرکز ارائه داده و دقت روابط را با صحت‌سنجی نتایج آن با نتایج آزمایشگاهی تایید نمودند. تورمو<sup>۱</sup> و همکاران یک روش اجزا محدودی برای آنالیز تیرهای مرکب با استفاده از تئوری برهم‌کنش جزئی ارائه دادند [۲۸]. علی‌رغم دقت مناسب مدل‌های اجزا محدودی در پیش‌بینی رفتار تیرهای مرکب، تغییرشکل برشی این تیرها در این مطالعه مورد بررسی قرار نگرفت. همچنین صبوری قمی و همکاران رابطه‌ای جهت آنالیز تیرهای مرکب ارائه نمودند و با استفاده از نتایج مدل‌سازی‌های اجزا محدودی به صحت و دقت نتایج خود پی‌بردند [۲۹]. آن‌ها روابط خود را بر مبنای تئوری برهم‌کنش جزئی توسعه داده و تأثیر لغزش مابین لایه‌ها را در نظر گرفتند. آن‌ها با استفاده از این روابط توانستند مقادیر خیز، نیروی لغزشی و لغزش مابین لایه‌ها را محاسبه نمایند.

مطالعات بسیاری بر روی رفتار برشی داخل صفحه دیوارهای مرکب انجام شده است. کورت<sup>۲</sup> و همکاران به بررسی رفتار دیوارهای مرکب بدون المان‌های مرزی تحت بار برشی داخل صفحه پرداختند [۳۰]. آن‌ها مشاهده کردند با کاهش نسبت ارتفاع دیوار به طول آن، ظرفیت دیوارهای مرکب افزایش پیدا می‌کند. آن‌ها همچنین روابطی جهت پیش‌بینی ظرفیت این نوع دیوارها ارائه دادند. ژائو<sup>۳</sup> و همکاران آزمایش‌های چرخه‌ای را بر روی دیوارهای مرکب انجام دادند. آن‌ها بیان داشتند که وجود یک گپ بین دیوار و المان‌های مرزی تیر و ستون منجر به شکل‌پذیرتر شدن رفتار دیوار مرکب

4 Ji  
5 Epackachi  
6 Huang  
7 Qin

1 Turmo  
2 Kurt  
3 Zhao



آزمایش قرار گیرند. طول دیوارها برابر با ۳۵۰ میلی‌متر و ارتفاع آن‌ها برابر با ۱۰۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. در تمامی ۶ نمونه دیوار مرکب، ضخامت ورق برابر با ۲ میلی‌متر، ضخامت بتن برابر با ۱۰۰ میلی‌متر لحاظ گشت و از گل‌میخ‌هایی به قطر ۱۰ میلی‌متر جهت تحمل بار برشی مابین ورق و بتن استفاده گردید. نمونه‌ها با توجه به روابط موجود در آیین‌نامه ۳۱۸-۰۵ ACI [۴۰] طوری طراحی شدند تا ظرفیت آن‌ها از ظرفیت جک آزمایشگاهی بیشتر نشده تا بتوان سازوکار شکست را به خوبی مشاهده نمود. آیین‌نامه ۳۱۸-۰۵ ACI مخصوص سیستم‌های بتن‌آرمه می‌باشد که می‌توان با اندکی تغییر از آن‌ها جهت محاسبه ظرفیت دیوارهای مرکب بهره برد. همچنین ۶ نمونه مختلف طوری طراحی شدند تا بتوان مودهای مختلف شکست را در دیوارهای مرکب بررسی نمود. با توجه به رفتار یک جهته دیوارهای حائل، نتایج آزمایشات انجام شده هم برای دیوارهای مرکب و هم برای تیرهای مرکب که دارای تنها یک ورق در ناحیه کششی مقطع هستند، قابل استناد خواهد بود. شکل ۲-الف گل‌میخ‌های نصب شده بر روی ورق و جدول ۱ اطلاعات هندسی مربوط به دیوارهای مرکب را نشان می‌دهد.

گل‌میخ‌ها توسط پروسه جوش قوس الکتریکی به ورق فولادی متصل شدند. جهت کنترل کیفیت جوش گل‌میخ به ورق فولادی، آزمایش خمشی با توجه به آیین‌نامه جوش آمریکا [۴۱] بر روی آن انجام شد. برای انجام این آزمایش، یک لوله فلزی جهت خم کردن گل‌میخ استفاده گردید (شکل ۲-ب). زاویه خم کردن گل‌میخ‌ها ۳۰

دیوارهای حائل استفاده می‌شود. با استفاده از ۶ نمونه آزمایشگاهی مقیاس شده به بررسی کامل سیستم معرفی شده تحت بار عمود بر صفحه پرداخته شده و تأثیر پارامترهای مختلف دیوار مانند طول برش‌گیر، فاصله برش‌گیر، مقاومت بتن و غیره بر عملکرد آن مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این مطالعه بر خلاف تحقیقات قبلی به جای استفاده از دو ورق در دو طرف بتن (سیستم ساندویچی) از سیستم تک ورقه استفاده شده است. علاوه بر این، شرایط تکیه‌گاهی نمونه‌ها در آزمایشگاه دقیقاً مشابه شرایط واقعی دیوارهای حائل می‌باشد. در حقیقت ورق فولادی از بالا و پایین به تیرهای تکیه‌گاهی جوش می‌گردد. همچنین در انتها با استفاده از روابط موجود در آیین‌نامه ۳۱۸-۰۵ ACI [۴۰]، مقاومت خمشی و برشی دیوارهای مرکب محاسبه شده و با مقادیر حاصل از آزمایش‌ها مقایسه می‌شود.

## ۲- برنامه آزمایشگاهی

### ۲-۱- چیدمان آزمایش

در این بخش جهت فهم و شناسایی رفتار دیوارهای مرکب تحت بارگذاری عمود بر صفحه، یک برنامه جامعه شامل ۶ نمونه آزمایشگاهی ترتیب داده شد تا اثر پارامترهای مهم و تأثیرگذار بر رفتار دیوارهای مرکب مشخص گردد. ۶ دیوار به ترتیب با عناوین W1 تا W6 نام‌گذاری شدند. با توجه به رفتار یک طرفه دیوارهای حائل و همچنین با توجه به محدودیت‌های موجود در آزمایشگاه تصمیم گرفته شد تا دیوارها در ابعاد مقیاس شده ساخته و مورد

جدول ۱. مشخصات هندسی نمونه‌های آزمایش شده

Table 1. Details of SC composite walls

نمونه‌ها	W1	W2	W3	W4	W5	W6
طول - میلی‌متر	۳۵۰					
ارتفاع - میلی‌متر	۱۰۰۰					
ضخامت ورق - میلی‌متر	۲					
ضخامت بتن - میلی‌متر	۱۰۰					
فاصله برش‌گیر - میلی‌متر	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۳۵۰	۱۰
طول برش‌گیر - میلی‌متر	۸۵	۴۰	۴۰	۸۵	۸۵	۸۵
مقاومت فشاری بتن - مگاپاسکال	۲۸	۲۸	۲۸	۴۵	۲۸	۲۸
وجود ورق فشاری	□	□□□□□□□□				
وجود آرماتور فشاری	□	□□□□□□□□				



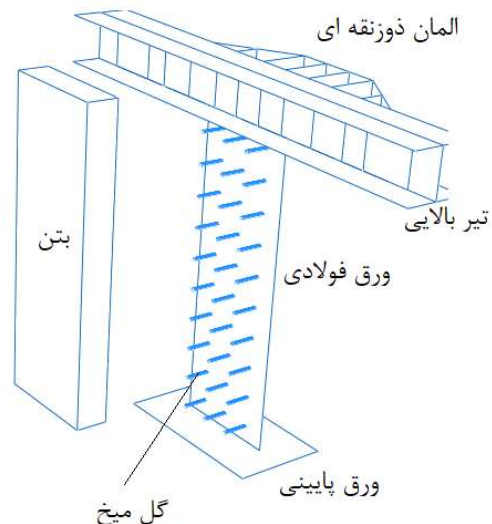
(الف)



(ب)

شکل ۲. الف) گل‌میخ‌های نصب شده بر روی ورق در یکی از نمونه‌ها، ب) آزمایش جوش گل‌میخ با توجه به آیین‌نامه جوش آمریکا  
According to AWS code Fig. 2. (a) Shear connectors welded to steel plate, (b) Bending test on the shear stud

دمای کمی بر روی سطح کار تولید شد که این امر مستلزم تجربه و شایستگی زیاد جوش کار بود. جهت اتصال دیوار به کف صلب آزمایشگاه از یک ورق پایینی و جهت اتصال آن به تکیه‌گاه صلب آزمایشگاه از یک تیر بالایی استفاده شد. ورق اصلی ۲ میلی‌متری توسط جوش سرتاسری به المان‌های اطراف خود جوش گردید. جهت ایجاد یک تکیه‌گاه صلب و جلوگیری از لغزش دیوار، ورق پایینی با پیچ‌هایی به قطر ۲۷ میلی‌متر به کف صلب آزمایشگاه مقید شد. همچنین تیر بالایی از طریق یک المان دوزنقه‌ای به تکیه‌گاه صلب آزمایشگاه متصل گردید، پس شرایط تکیه‌گاهی نمونه‌های آزمایشگاهی دقیقاً مشابه شرایط تکیه‌گاهی دیوارهای حائل در واقعیت شد. تنها ستون‌های اطراف دیوار حائل در آزمایشگاه مدل‌سازی نگردید. علت این قضیه آن است که در واقعیت به علت طول زیاد دهانه‌های دیوار حائل، سختی ستون‌ها تأثیر بسیار کمی بر رفتار آن‌ها دارند. حال وقتی در مدل آزمایشگاهی، ابعاد نمونه‌ها مقیاس می‌شوند، تأثیر ستون‌ها بسیار ناچیز و قابل صرف‌نظر کردن می‌باشد. شکل ۳ جزئیات هندسی یکی از نمونه‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۳. جزئیات هندسی یکی از نمونه‌های آزمایش شده به همراه المان‌های مرزی  
Fig. 3. Details of SC composite walls with boundary elements

درجه می‌باشد. با توجه به ضخامت کم ورق‌ها، احتمال ذوب‌شدگی و تابیدگی آن‌ها وجود داشت. به همین دلیل در حین جوش‌کاری،

و W۶ انجام داد که در حقیقت نمونه‌ی دارای ورق کششی و فشاری با نمونه‌ی دارای ورق کششی و آرماتور فشاری مقایسه می‌شود. جدول ۱ اطلاعات هندسی مربوط به دیوارهای مرکب را نشان می‌دهد.

در سیستم‌های مرکب چهار مود شکست قابل پیش‌بینی هستند که عبارت هستند از موده‌های شکست خمشی، برشی، لغزشی و کمانشی. بهترین مود شکست مود شکست خمشی می‌باشد که میزان قابل توجهی از شکل‌پذیری را بروز می‌دهد، درحالی‌که سایر موده‌های شکست، تخریبی ترد و ناگهانی خواهند داشت. جهت بروز شکست خمشی و دوری از شکست‌های ترد و ناگهانی ملزوماتی باید رعایت گردد. رابطه (۱) فاصله مجاز برش‌گیرها را جهت جلوگیری از بروز شکست لغزشی بیان می‌کند [۴۲].

$$S < \sqrt{\frac{Q_n h}{2F_{yp} t_p}} \quad (1)$$

در این رابطه  $S$  فاصله مجاز برش‌گیرها،  $h$  ارتفاع دیوار،  $F_{yp}$  تنش تسلیم فولاد و  $t_p$  ضخامت ورق می‌باشد. همچنین  $Q_n$  ظرفیت برشی یک گل‌میخ می‌باشد که خود از رابطه (۲) به دست می‌آید [۴۳].

$$Q_n = \min \left\{ \begin{array}{l} Q1 = 0.8F_{us} \left( \frac{\pi d_s^2}{4} \right) / \eta \\ Q2 = 0.29\alpha d_s^2 \sqrt{f_c' E_c} / \eta \end{array} \right\} \quad (2)$$

در رابطه فوق  $\eta$  ضریب کاهش مقاومت گل‌میخ می‌باشد که

نمونه W۱ مرجعی است برای مقایسه با سایر نمونه‌ها؛ به طوری‌که در نمونه‌های W۲ تا W۶ تنها یک پارامتر نسبت به نمونه W۱ تغییر کرده و اثر آن پارامتر بر رفتار دیوار مورد بررسی قرار می‌گیرد.

در نمونه W۲ اثر طول گل‌میخ بر رفتار دیوار بررسی می‌شود. در این نمونه طول گل‌میخ ۴ سانتی‌متر است؛ در حالی‌که در نمونه W۱ طول گل‌میخ ۸/۵ سانتی‌متر می‌باشد. در نمونه W۳ اثر وجود پلیت فشاری بر رفتار دیوار بررسی می‌گردد. در این نمونه بر خلاف نمونه W۱ در هر دو وجه کششی و فشاری دیوار از ورق استفاده شده است. همچنین طول گل‌میخ‌ها کوتاه‌تر و به ۴ سانتی‌متر تنزل می‌یابد و تعداد آن‌ها به دو برابر تعداد گل‌میخ‌های نمونه W۱ افزایش پیدا می‌کند. نیمی از تعداد گل‌میخ‌ها به ورق کششی و نیمی دیگر دقیقاً در روبه‌روی گل‌میخ‌های وجه کششی به ورق فشاری جوش می‌شوند. با توجه به ضخامت ۱۰ سانتی‌متری بتن، ۲ سانتی‌متر فضای خالی مابین گل‌میخ‌های وجه کششی و فشاری ایجاد می‌شود. در نمونه W۴ اثر مقاومت بتن بر رفتار دیوار بررسی می‌گردد. در این نمونه مقاومت بتن ۴۵ مگاپاسکال است؛ درحالی‌که در نمونه W۱ مقاومت بتن ۲۸ مگاپاسکال بوده است. در نمونه W۵ اثر فاصله گل‌میخ‌ها بر رفتار دیوار بررسی می‌شود. در این نمونه فاصله گل‌میخ‌ها ۳۵ سانتی‌متر و در نمونه W۱، ۱۰ سانتی‌متر می‌باشد. در نمونه W۶ اثر وجود آرماتور فشاری بر رفتار دیوار بررسی می‌گردد. در این نمونه برخلاف نمونه W۱، علی‌رغم وجود ورق کششی از آرماتور فشاری هم استفاده شده است. همچنین می‌توان مقایسه‌ای بین نمونه‌های W۳



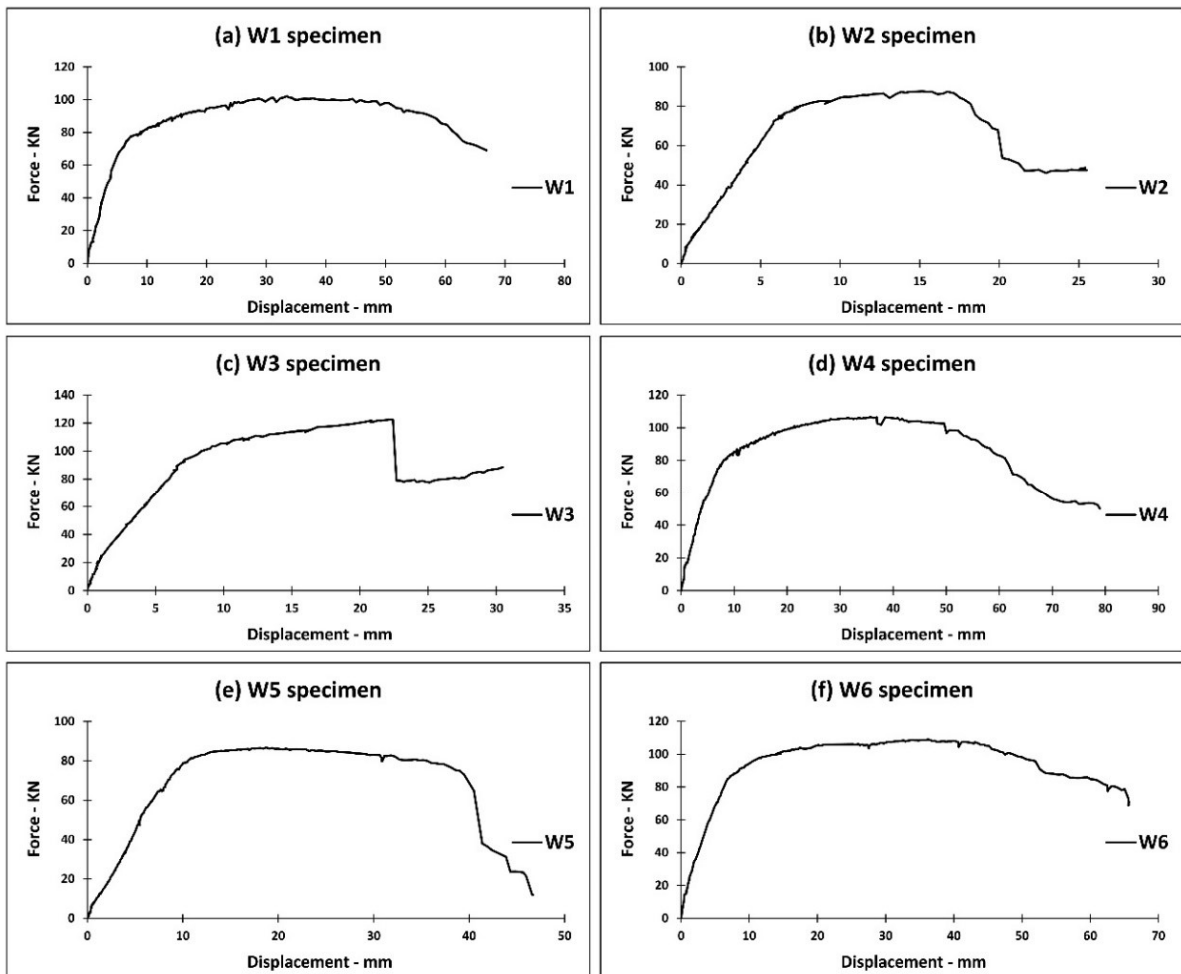
شکل ۴. چیدمان نمونه‌های آزمایشگاهی  
Fig. 4. Test set-up details

$$\left\{ \begin{array}{l} \dot{a} = 0.2 \left( \frac{h_s}{d_s} + 1 \right) \quad \text{for } 3 < \frac{h_s}{d_s} < 4 \\ \dot{a} = 1 \quad \text{for } \frac{h_s}{d_s} > 4 \end{array} \right. \quad (3)$$

در اینجا برابر با یک در نظر گرفته می‌شود و  $\alpha$  ضریبی است که با توجه به رابطه (۳) پیدا می‌شود [۴۳]. همچنین  $d_s$  قطر گل‌میخ،  $F_{us}$  تنش نهایی گل‌میخ،  $f'_c$  مقاومت فشاری بتن و  $E_c$  مدول الاستیسیته بتن می‌باشد.

جدول ۲. نتایج آزمایش مصالح  
Table 2. Material test results

مقاومت فشاری بتن نرمال - مگاپاسکال	۲۷/۹	مقاومت تسلیم ورق فولادی - مگاپاسکال	۲۴۹/۸
مدول الاستیسیته بتن نرمال - گیگاپاسکال	۲۲/۲	مقاومت نهایی ورق فولادی - مگاپاسکال	۳۰۵/۴
مقاومت فشاری بتن مقاوم - مگاپاسکال	۴۵/۱	مقاومت تسلیم گل‌میخ - مگاپاسکال	۳۰۰
مدول الاستیسیته بتن مقاوم - گیگاپاسکال	۳۱/۵	مقاومت نهایی گل‌میخ - مگاپاسکال	۳۳۰/۴



شکل ۵. منحنی نیرو-تغییر مکان شش نمونه آزمایش شده  
Fig. 5. Experimental load-displacement curve of specimens

## ۲-۲- ویژگی مکانیکی مصالح موجود در دیوار مرکب

در کنار انجام آزمایشات اصلی، یک برنامه آزمایش فرعی جهت مشخص نمودن ویژگی مکانیکی مصالح استفاده شده در نمونه‌ها پیاده‌سازی شد. این آزمایشات شامل آزمایش کششی ورق، آزمایش کششی گل‌میخ، آزمایش کششی آرماتور و همچنین آزمایش فشاری بتن می‌باشد. نتایج این آزمایش‌ها در جدول ۲ نشان داده شده است. داده‌های موجود در این جدول، میانگین نتایج چندین آزمایش مختلف می‌باشد.

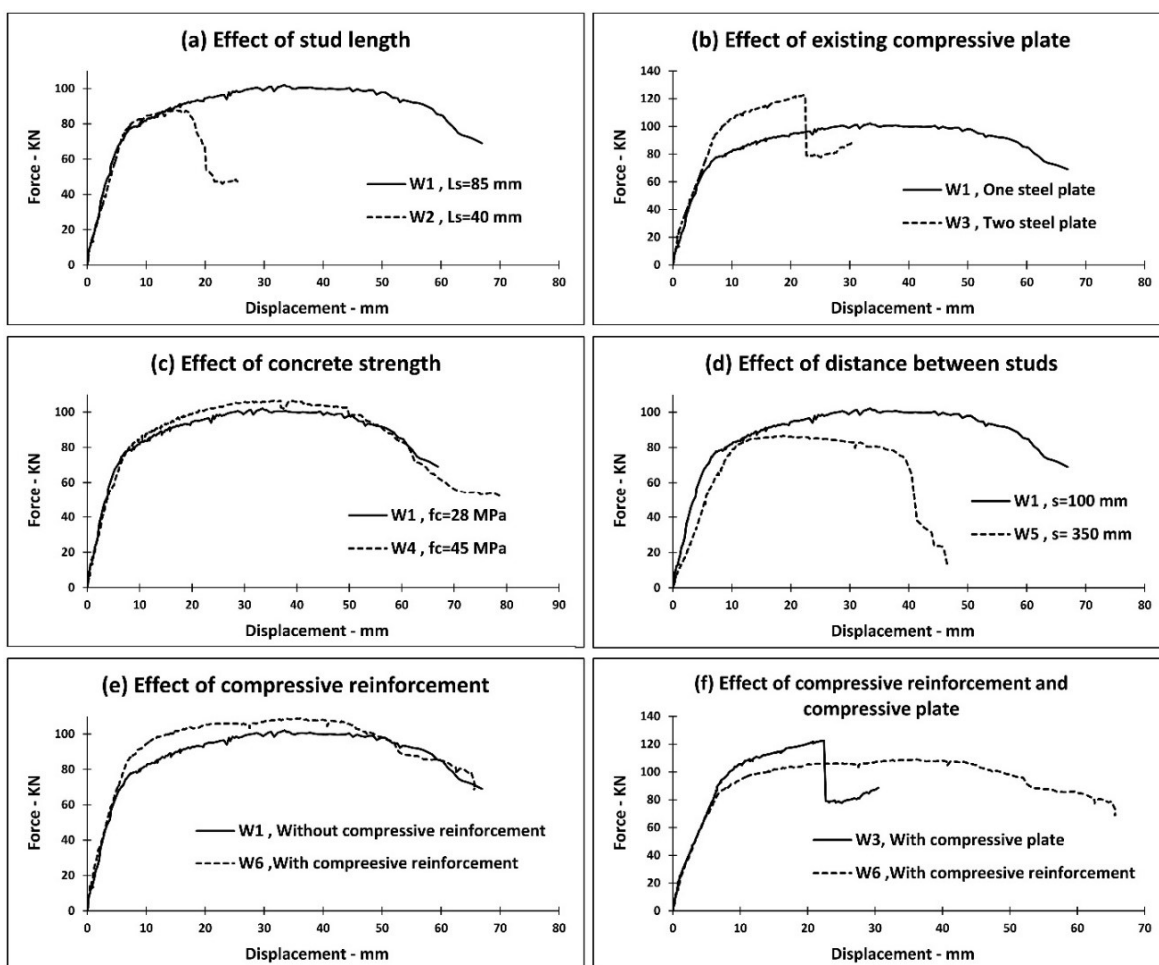
## ۳- مشاهدات آزمایشگاهی

منحنی نیرو-تغییرمکان شش نمونه آزمایش شده در شکل ۵ مشاهده می‌شود. همچنین شکل ۶ مقایسه‌ای بین نتایج نمونه‌های آزمایش شده را نشان می‌دهد. در زیر به بررسی مشاهدات و نتایج

در رابطه فوق،  $h_s$  طول گل‌میخ می‌باشد.

با توجه به رابطه (۱)، فاصله مجاز بین گل‌میخ‌ها در تمامی نمونه‌ها برابر با ۱۴۰ میلی‌متر محاسبه می‌شود. بنابراین انتظار می‌رود که نمونه W۵ دچار شکست لغزشی گردد. این مطلب بعد از آزمایش باید مورد بررسی قرار گیرد.

بارگذاری نمونه‌ها به صورت پوش و با سرعت بسیار آرام (استاتیکی) و در شکل تغییرمکان کنترل بر وسط نمونه‌ها اعمال می‌گردد. برای اعمال بار از یک جک هیدرولیکی ۵۰ تنی که دارای کورس ۳۰ سانتی‌متر است، بهره گرفته می‌شود. همچنین جهت توزیع یکنواخت بار در طول دیوار از یک تیر صلب پخش بار استفاده می‌شود (شکل ۴). جهت ثبت تغییرمکان نمونه‌ها در حین آزمایش از تغییرمکان‌سنج و جهت ثبت کرنش نمونه‌ها از کرنش‌سنج در نقاط مختلف استفاده می‌شود.



شکل ۶. مقایسه نتایج نمونه‌های آزمایش شده

Fig. 6. Comparison between the effects of different parameters on the behavior of SC composite wall

نمونه‌های آزمایشگاهی پرداخته می‌شود.

### ۳-۱- نمونه W1

شکل ۷ نمای تغییرشکل یافته نمونه W1 را در پایان آزمایش نشان می‌دهد. با توجه به این شکل، نمونه رفتار شکل‌پذیر خمشی را تجربه نموده که همراه با تسلیم ورق و ترک‌خوردگی شدید بتن در ناحیه کششی می‌باشد. منحنی نیرو-تغییرمکان نمونه W1 در شکل ۵-۵ نشان داده شده است. طبق این شکل، مقاومت تسلیم، مقاومت نهایی، سختی الاستیک و تغییرمکان تسلیم نمونه به ترتیب برابر با ۷۱ کیلونیوتن، ۱۰۲ کیلونیوتن، ۱۱/۲ کیلونیوتن بر متر و ۶/۱ میلی‌متر بوده است. نمونه در تغییرمکانی معادل ۵۰ میلی‌متر به علت رشد تعداد، عرض و عمق ترک‌های خمشی دچار شکست شده است. همان‌طور که مشخص است، با توجه به فاصله کم گل‌میخ‌ها نسبت به همدیگر (فاصله کمتر از ۱۴۰ میلی‌متر) مود شکست لغزشی در حین آزمایش در نمونه مشاهده نشده است.

در دیوارهای مرکب، فاصله برش‌گیرها (خاموت‌ها) نقش بسیار مهمی در جلوگیری از وقوع شکست برشی عمود بر صفحه دارند. طبق آیین‌نامه ACI ۳۱۸، در تیرها و دیوارهای بتن‌آرمه حداکثر فاصله خاموت‌ها جهت ممانعت از وقوع شکست برشی برابر نصف عمق مؤثر مقطع ( $d/2$ ) می‌باشد. در شکست برشی، منحنی نیرو تغییرمکان نمونه به صورت ناگهانی و در تغییرمکان‌های کم اُفت پیدا می‌کند و ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری در مقطع نمونه پدیدار می‌گردد. علی‌رغم آن‌که در نمونه W1 فاصله برش‌گیرها (خاموت‌ها) برابر  $d$  و دو برابر حد مجاز آیین‌نامه ACI ۳۱۸ بوده است، اما طبق اشکال

۵-۵ و ۷، هیچ‌گونه اُفت ناگهانی بار و یا وقوع ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری در نمونه دیده نشده است. بنابراین برخلاف دیوارهای بتن‌آرمه، فاصله خاموت‌ها (برش‌گیرها) در دیوارهای مرکب می‌تواند به اندازه عمق مؤثر مقطع افزایش یابد. لیو و همکاران [۱۴] فاصله مجاز برش‌گیرها (خاموت‌ها) جهت عدم وقوع شکست برشی در نمونه‌های ساندویچی نازک را معادل عمق مؤثر مقطع ذکر کرده بودند. در نمونه W1 مشاهده شد که حتی در فواصل بیشتر گل‌میخ‌ها، کماکان هیچ‌گونه ترک ۴۵ درجه در نمونه مشاهده نمی‌شود.

در شروع بارگذاری، نمونه کاملاً در وضعیت الاستیک خود قرار داشت و هیچ‌گونه آسیبی در آن دیده نشد. با گذشت چند دقیقه از شروع آزمایش، کم‌کم ترک‌های ریز خمشی در ناحیه لنگر بیشینه (وسط دهانه) و در نزدیکی‌های ورق (بخش کششی مقطع) مشاهده شد. با افزایش میزان بارگذاری، عمق، عرض و تعداد این ترک‌ها بیشتر گردید. ترک‌ها از ناحیه کششی مقطع شروع شده و به سمت ناحیه فشاری پیش رفتند و تار خنثی مقطع به جلو پیش روی نمود. در پایان آزمایش، برخی از ترک‌های خمشی، کل عمق مقطع را در بر گرفتند. عرض یک ترک مشخص در ابتدای آزمایش برابر ۰/۵ میلی‌متر و در انتهای آن برابر با ۱۰ میلی‌متر گزارش گردید. به علت تغییرشکل‌های زیاد، قسمت‌های بالایی و پایینی بتن شروع به دوران و جدایش از تکیه‌گاه نمودند. این پدیده به این علت رخ داد که اتصال بین بتن و المان‌های اطرافش (ورق پایینی و تیر بالایی) از بین رفته بود که خود شاهدی بر رفتار مفصلی نمونه آزمایشگاهی W1 بوده است. همچنین در انتهای بارگذاری، سطح بتن در نزدیکی‌های



شکل ۷. تغییرشکل نمونه اول در پایان آزمایش  
Fig. 7. Deformed shape of W1 specimen

شکل‌پذیری محدودی از خود بروز داده است.

با توجه به شکل a-۶، با مقایسه منحنی نیرو-تغییرمکان دو نمونه W1 و W2 مشاهده می‌شود که با کم‌شدن طول گل‌میخ، شکست نمونه از حالت شکل‌پذیر به حالت نیمه شکل‌پذیر در آمده است و نمونه W2 برخلاف نمونه W1 در تغییرشکل (۲۳ میلی‌متر) شکست زود هنگام را تجربه کرده است. در نمونه W1، نمونه دچار شکست خمشی به همراه ترک‌های شدید در ناحیه لنگر بیشینه شده است، در حالی‌که در نمونه W2 به علت کافی نبودن طول گل‌میخ‌ها (خاموت‌ها)، نمونه دچار شکست برشی-خمشی به همراه ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری شده است. مقدار مقاومت تسلیم، تغییرمکان تسلیم و سختی تسلیم دو نمونه تقریباً مشابه یکدیگر بوده است، اما به علت شکست زود هنگام نمونه W2، مقاومت نهایی آن نسبت به نمونه W1، ۲۰ کیلونیوتن کمتر بوده است.

سنر و همکاران [۲۳، ۲۲] در آزمایش تیرهای ساندویچی خود به جای استفاده از گل‌میخ با طول بلند، از یک سری میله‌های قائم با فواصل مشخص در کنار گل‌میخ‌های طول کوتاه استفاده نمودند. این میله‌ها از دو طرف به ورق‌های کششی و فشاری جوش شده بودند. در آزمایش آن‌ها گل‌میخ تنها نقش برش‌گیر و میله‌های قائم نقش آرماتور برشی را ایفا نمودند. سنر نشان داد که با حذف میله‌های قائم، ترک‌های ۴۵ درجه در نمونه مشاهده شده‌اند. پس همانند مشاهدات آزمایش نمونه W2، در صورت عدم مقاومت کافی بتن در برابر بار برشی خارج از صفحه، وجود تقویت‌کننده برشی با طول کافی مورد نیاز است. حال این تقویت‌کننده برشی همانند نمونه W2 می‌تواند همان گل‌میخ‌ها با طول بلندتر و یا همانند نمونه‌های سنر میله‌های قائم در کنار گل‌میخ‌های کوتاه باشد.

### ۳-۳- نمونه W3

در این نمونه علاوه بر ورق کششی، یک ورق فشاری برای دیوار مرکب در نظر گرفته شده است تا مقایسه‌ای بین سیستم دیوار مرکب دارای یک ورق و سیستم دیوار مرکب دارای دو ورق (دیوار ساندویچی) انجام گیرد. در این نمونه در مقایسه با نمونه اول، طول گل‌میخ‌ها نصف و تعداد آن‌ها دو برابر شده است. نیمی از گل‌میخ‌ها به ورق کششی و نیمی دیگر دقیقاً در نقطه مقابل به ورق فشاری جوش شده‌اند. با توجه به ضخامت ۱۰ سانتی‌متری بتن و طول ۴ سانتی‌متری هر گل‌میخ، ۲ سانتی‌متر فضای خالی مابین گل‌میخ‌ها ایجاد می‌شود. در حقیقت این

تکیه‌گاه دچار شکستگی گردید. نمونه W1 به عنوان مبنای مقایسه سایر نمونه‌ها (نمونه‌های ۲ الی ۶) مورد استفاده قرار می‌گیرد.

محققان مختلف [۱۱، ۱۴، ۱۶، ۱۸] با آزمایش بر روی تیرها و دیوارهای ساندویچی متوجه رفتار مناسب این نمونه‌ها شده بودند. حال در این بخش مشاهده شد که دیوارهای مرکب حتی با وجود یک ورق کششی و بدون ورق فشاری، در صورت طراحی مناسب می‌توانند رفتار بسیار مطلوب با مقاومت و شکل‌پذیری بالا از خود بروز دهند.

### ۳-۲- نمونه W2

در این نمونه، طول گل‌میخ‌ها به نصف مقدار خود در نمونه W1 تقلیل پیدا نمود و به مقدار ۴ سانتی‌متر رسید. هدف از انجام این آزمایش، بررسی اثر طول گل‌میخ‌ها بر رفتار دیوارهای مرکب تحت بار عمود بر صفحه می‌باشد. تصویر تغییرشکل یافته نمونه W2 در شکل ۸ نشان داده شده است. شکل b-۵ منحنی نیرو-تغییرمکان نمونه را نشان می‌دهد. تغییرمکان و مقاومت تسلیم نمونه به ترتیب برابر با ۵/۹ میلی‌متر و ۷۳ کیلونیوتن بوده است. با توجه به این منحنی، اُفت مقاومت و شکست نمونه در تغییرمکانی معادل با ۱۷/۲ میلی‌متر و نیرویی معادل ۸۶/۶ کیلونیوتن رخ داده است. علت شکست نمونه تشکیل و توسعه ترک‌های کششی قطری با زاویه ۴۵ درجه بوده است. مود شکست حاصل، مود شکست برشی می‌باشد. علت ایجاد این مود شکست، کوتاه بودن طول برش‌گیرها می‌باشد. به عبارت دیگر، برش‌گیرها (خاموت‌ها) توانایی مقابله با رشد و توسعه ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری را نداشته‌اند و این ترک‌ها به راحتی در عمق بتن رشد پیدا نمودند و خود را به بخش فشاری بتن رساندند. به هر حال علی‌رغم رخداد شکست برشی، نمونه تا حدی وارد فاز تسلیم شده و



شکل ۸. تغییرشکل نمونه دوم در پایان آزمایش  
Fig. 8. Deformed shape of W2 specimen



شکل ۹. تغییر شکل نمونه سوم در پایان آزمایش  
Fig. 9. Deformed shape of W3 specimen

از گل‌میخ‌های پیوسته با فواصل مناسب، هیچ‌گونه ترک ۴۵ درجه در نمونه مشاهده نشده بود.

علی‌رغم وقوع شکست‌های برشی و فشاری، نمونه مقداری وارد فاز تسلیم خود شده و شکست آن کاملاً ترد نبوده است که این قضیه از رفتار بسیار مناسب سیستم دیوار مرکب حکایت می‌کند که در صورت وجود نقص در طراحی آن باز توانسته است رفتار نیمه‌شکل‌پذیر از خود ارائه دهد.

با توجه به شکل b-۶ مشاهده می‌شود که نمونه W۳ نسبت به نمونه W۱ دارای مقاومت بیشتر می‌باشد که میزان اختلاف آن‌ها ۲۰ کیلونیوتن است. اما سختی الاستیک دو نمونه تقریباً مشابه هم بوده است. علت افزایش مقاومت در نمونه W۳ وجود ورق فشاری می‌باشد که منجر به تقویت سیستم دیوار مرکب شده است. اما در ناحیه پلاستیک مشاهده گردید که نمونه W۳ در تغییر مکانی معادل با ۲۲ میلی‌متر به علت کماتش موضعی ورق فشاری و توسعه ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری دچار شکست زود هنگام شده است، در حالی که نمونه W۱ توانسته است تا تغییر مکانی معادل ۴۸ میلی‌متر شکل‌پذیری خود را حفظ نماید. پس مشاهده شد که ورق فشاری نتوانسته است در ناحیه پلاستیک کمک شایان توجهی به نمونه کند. البته مناسب است در مطالعات آینده، فاصله خالی مابین گل‌میخ‌های ورق‌های فشاری و کششی حذف شود تا دیگر نمونه تحت تأثیر ترک‌های ۴۵ درجه قرار نگیرد و تنها اثر کماتش ورق فشاری بر رفتار نمونه بررسی گردد.

#### ۳-۴- نمونه W۴

در این نمونه مقاومت بتن نسبت به نمونه اول ارتقاء پیدا کرده

۲ سانتی‌متر توسط گل‌میخ‌ها پوشش داده نمی‌شوند. نمای تغییر شکل یافته نمونه در شکل ۹ مشاهده می‌شود. با توجه به این شکل، وقوع کماتش در ورق فشاری و تشکیل ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری کاملاً مشهود می‌باشد. در ابتدای بارگذاری، نمونه بدون آسیب خاصی در ناحیه خطی خود قرار داشت. با کمی افزایش میزان بار اولین ترک‌های خمشی در نمونه ظاهر گردید. سپس یک ترک ۴۵ درجه کششی قطری شروع به حرکت در مقطع نمونه نمود و پس از مدتی، رشد عمق و عرض این ترک از ترک‌های خمشی موجود در مقطع نمونه بیشتر گردید. در باری معادل ۸۷ کیلونیوتن و تغییر مکانی معادل ۶/۶ میلی‌متر، نمونه دچار تسلیم شد. پس از مدتی از تسلیم نمونه، دو پدیده به صورت تقریباً هم‌زمان رخ داد. ترک ۴۵ درجه کششی قطری با افزایش عرض و عمق، خود را به تار فشاری نمونه رساند و همچنین ورق فشاری دچار کماتش موضعی گردید و ناگهان اُفت مقاومت شدیدی در منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه ایجاد گردید. در حقیقت می‌توان گفت نمونه دچار شکست توأمان برشی و کماتشی شده است. شکل c-۵، منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه را نشان می‌دهد. طبق این شکل مقدار مقاومت نهایی نمونه برابر با ۱۲۲ کیلونیوتن و همچنین تغییر مکان متناظر با آن برابر ۲۲/۴ میلی‌متر می‌باشد.

علت اصلی توسعه ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری و در نهایت شکست برشی را می‌توان در فاصله خالی ۲ سانتی‌متری مابین گل‌میخ‌های ورق فشاری و کششی بررسی نمود. در حقیقت ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری از همین فضای خالی استفاده کرده و حرکت و رشد خود را توسعه داده‌اند و منجر به شکست برشی نمونه شده‌اند. این در حالیست که در آزمایشات لیو و خی [۱۸، ۱۴] به دلیل استفاده





شکل ۱۱. تغییرشکل نمونه پنجم در پایان آزمایش  
Fig. 11. Deformed shape of W5 specimen



شکل ۱۰. تغییرشکل نمونه چهارم در پایان آزمایش  
Fig. 10. Deformed shape of W4 specimen

سراغ روش‌های دیگری نظیر افزایش ضخامت ورق و یا بتن رفت.

### ۳-۵- نمونه W5

در این نمونه تعداد گل‌میخ‌ها به ۶ عدد کاهش و فاصله آن‌ها نسبت به هم به ۳۵ سانتی‌متر افزایش یافت تا اثر فاصله زیاد گل‌میخ بر رفتار دیوار مرکب بررسی گردد. در نمونه اول تعداد گل‌میخ‌ها ۳۰ عدد و فاصله آن‌ها از یکدیگر ۱۰ سانتی‌متر بوده است.

بر خلاف انتظار و طراحی اولیه، نمونه پنجم مانند نمونه اول توانسته است تا اندازه بسیار مناسبی رفتار شکل‌پذیر و خمشی از خود بروز دهد. طبق رابطه (۱)، فاصله مجاز گل‌میخ‌ها جهت تشکیل رفتار خمشی و عدم وقوع شکست لغزشی ۱۴۰ میلی‌متر می‌باشد. اما در این نمونه مشخص شد که حتی در فاصله ۳۵ سانتی‌متری گل‌میخ‌ها، شکست لغزشی (شکست ناشی از کمبود تعداد برش‌گیرها) رخ نداده و دیوار توانسته است رفتار خمشی خود را تا شکل‌پذیری‌های بسیار زیاد توسعه دهد که این موضوع نشان از رفتار بسیار مناسب دیوارهای مرکب تک ورقه تحت بار عمود بر صفحه دارد. علت عدم وقوع شکست لغزشی را می‌توان در ساختار فیزیکی دیوار جست‌وجو نمود. از آن‌جا که در این دیوارها ورق از بالا و پایین به تیر طبقات جوش می‌شود، جوش مقدار بسیار زیادی از برش داخل صفحه مابین ورق و بتن را تحمل نموده و بدین ترتیب نیروی کمتری به گل‌میخ‌ها رسیده و در نتیجه از شکست زود هنگام آن‌ها که منجر به لغزش زیاد ورق نسبت به بتن می‌شود، جلوگیری می‌گردد. این در حالی است که در آزمایشات لیو و وارما [۱۴، ۴۴] در حالت فواصل زیاد گل‌میخ‌ها، نمونه دچار شکست لغزشی شده و منحنی نیرو-تغییرمکان به سرعت در ناحیه الاستیک اُفت مقاومت نموده و ناحیه تسلیم تجربه نشده است. در

و به مقدار ۴۵ مگاپاسکال رسیده است تا اثر مقاومت فشاری بتن بر رفتار دیوارهای مرکب مورد بررسی قرار گیرد. مقاومت بتن در نمونه اول ۲۸ مگاپاسکال بوده است. همانند نمونه اول این ناحیه هم رفتاری شکل‌پذیر با تسلیم ورق و ترک‌خوردگی بتن در ناحیه لنگر بیشینه را تجربه کرده است. اولین ترک خمشی در دقایق اولیه آزمایش رخ داده و با افزایش شدت بارگذاری، تعداد ترک‌ها و عرض آن‌ها افزایش پیدا نموده است (شکل ۱۰). منحنی نمونه در شکل d-۵ قابل مشاهده می‌باشد. طبق این منحنی، مقاومت تسلیم نمونه برابر با ۷۳ کیلونیوتن، تغییرمکان تسلیم آن برابر با ۶/۷ میلی‌متر، سختی الاستیک آن برابر با ۱۰/۸ کیلونیوتن بر میلی‌متر، مقاومت نهایی آن برابر با ۱۰۶ کیلونیوتن و تغییرمکان نهایی آن (قبل از اُفت قابل ملاحظه بار) برابر با ۵۰ میلی‌متر می‌باشد. در تغییرمکان ۵۰ میلی‌متر به علت رشد تعداد، عرض و عمق ترک‌های خمشی، نمونه با اُفت تدریجی مقاومت رو به رو شده است. در انتهای آزمایش دوران و جداسدگی قسمت‌های بالایی و پایینی بتن از المان‌های اطرافش مشاهده شد.

شکل c-۶ مقایسه‌ای بین منحنی نیرو-تغییرمکان نمونه W1 و W4 را نشان می‌دهد. همان‌طور که واضح است، دو منحنی تقریباً بر روی یکدیگر قرار گرفته‌اند و تنها ۴ درصد افزایش مقاومت در نمونه W4 نسبت به نمونه W1 مشاهده می‌شود. در نتیجه می‌توان گفت در دیوارهای مرکب تحت بار عمود بر صفحه، مقاومت بتن تأثیر چشم‌گیری بر رفتار نمونه ندارد و جهت افزایش ظرفیت باربری باید

### ۳-۶- نمونه W6

در این نمونه، در وجه فشاری قطعه از آرماتور فشاری استفاده شد تا اثر آن بر رفتار دیوار مرکب مورد بررسی قرار گیرد. شکل f-۵ منحنی نیرو-تغییرمکان نمونه را نشان می‌دهد. طبق شکل، مقاومت تسلیم نمونه برابر با ۸۴ کیلونیوتن، مقاومت نهایی آن برابر با ۱۰۹ کیلونیوتن، تغییرشکل تسلیم آن برابر با ۶/۷ میلی‌متر و سختی الاستیک نمونه برابر با ۱۱/۲ کیلونیوتن بر میلی‌متر می‌باشد. نمونه رفتار شکل‌پذیری را تا تغییرشکل‌های بزرگ (۴۶ میلی‌متر) تجربه کرده است و پس از آن به علت رشد ترک‌های خمشی دچار افت تدریجی مقاومت شده است. شکل ۱۲، تغییرشکل نمونه ششم را در انتهای آزمایش نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در انتهای آزمایش سطح فشاری بتن دچار شکستگی گردیده و آرماتور فشاری نمایان گشته است.

شکل e-۶ منحنی نیرو-تغییرمکان دو نمونه W1 و W6 را نشان می‌دهد. طبق شکل، دو منحنی در ناحیه الاستیک تقریباً روی هم‌دیگر قرار گرفته‌اند. به علت وجود آرماتورهای فشاری، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی نمونه W6 نسبت به نمونه W1 به ترتیب ۱۳ درصد و ۷ درصد بیشتر می‌باشد. همچنین دو منحنی تقریباً در یک تغییرمکان مشابه دچار افت مقاومت ناشی از رشد ترک‌های خمشی می‌گردند.

شکل f-۶ منحنی نیرو-تغییرمکان نمونه‌های دارای ورق فشاری (نمونه W3) و آرماتور فشاری (نمونه W6) را نشان می‌دهد. از آنجا که آرماتورهای فشاری درون بتن قرار می‌گیرند و بتن مانع از رخداد



شکل ۱۲. تغییرشکل نمونه ششم در پایان آزمایش  
Fig. 12. Deformed shape of W6 specimen

آزمایش این محققان، شرایط واقعی تکیه‌گاهی از جمله جوش اتصال ورق مدل نشده و تیر مرکب مستقیماً بر روی تکیه‌گاه‌های مفصلی-غلطکی قرار گرفته بود.

مشابه نمونه W1، در این نمونه هم رشد و توسعه ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری که مبین شکست برشی نمونه است، مشاهده نگردید (شکل ۱۱). در این نمونه فاصله برش‌گیرها ۳۵ سانتی‌متر و یا به عبارتی ۳/۵ برابر عمق مؤثر مقطع می‌باشد. این در حالی است که آیین‌نامه ACI 318 فاصله مجاز خاموت‌ها در تیرها و دیوارهای بتن‌آرمه را حداکثر برابر با نصف عمق مؤثر مقطع می‌داند. همچنین لیو و همکاران [۱۴] فاصله مجاز برش‌گیرها جهت عدم وقوع شکست برشی در نمونه‌های ساندویچی نازک را معادل عمق مؤثر مقطع ذکر کرده بودند. در نمونه W5 مشاهده شد که حتی در فواصل بیشتر گل‌میخ‌ها، کماکان هیچ‌گونه ترک ۴۵ درجه در نمونه مشاهده نمی‌شود.

شکل e-۵ منحنی نیرو-تغییرمکان نمونه پنجم را نشان می‌دهد. با توجه به این منحنی، مقدار مقاومت تسلیم نمونه برابر با ۷۶ کیلونیوتن، تغییرشکل تسلیم برابر با ۹/۷ میلی‌متر، سختی الاستیک برابر با ۸/۹ کیلونیوتن بر میلی‌متر و مقاومت نهایی آن برابر با ۸۷ کیلونیوتن می‌باشد. با توجه به شکل، شیب نمونه در ناحیه پلاستیک منفی بوده است. نمونه پس از مدتی که با شیب منفی در ناحیه غیرخطی در حال پیشروی بود، ناگهان در تغییر شکلی معادل ۳۷/۵ میلی‌متر و نیرویی معادل ۷۷/۵ کیلونیوتن، جوش ورق به المان بالایی شکسته و نمونه با افت شدید مقاومت رو به رو شد. با وجود شکست جوش، باز نمونه توانسته است تا تغییرشکل‌های زیاد رفتار شکل‌پذیر خود را حفظ نماید که این مطلب از مزایای بسیار مهم دیوارهای مرکب تحت بار عمود بر صفحه می‌باشد.

با توجه به شکل d-۶ و مقایسه منحنی نیرو-تغییرمکان نمونه W1 و W5 می‌توان متوجه شد مقدار سختی نمونه W5 به علت کاهش تعداد گل‌میخ‌ها و عدم اتصال کامل بتن و ورق، کاهش یافته است. همچنین بر خلاف نمونه W1 در نمونه W5 شیب منحنی در ناحیه غیرخطی منفی شده است. در حالی که نمونه W1 تا تغییرشکل ۴۸ میلی‌متر کاملاً شکل‌پذیر و بدون افت مقاومت است، منحنی نمونه W5 در تغییرمکانی معادل ۳۷ میلی‌متر و باری معادل ۷۷/۵ کیلونیوتن دچار افت شدید مقاومت ناشی از شکست جوش شده است.

تمامی لایه‌ها با انحنای یکنواخت خم شده و هیچ‌گونه جدایشی در بین آن‌ها رخ نمی‌دهد. شکل ۱۳ نمایشی از مقطع، منحنی کرنش و منحنی تنش را نشان می‌دهد. با توجه به شکل و با نوشتن معادل تعادل نیرویی، ارتفاع بلوک تنش به صورت رابطه (۴) محاسبه می‌شود.

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times b} \quad (4)$$

در این رابطه  $a$  ارتفاع بلوک تنش،  $A_s$  مساحت ورق فلزی،  $F_y$  تنش تسلیم ورق فلزی،  $f'_c$  مقاومت فشاری بتن و  $b$  عرض دیوار مرکب پیشنهادی می‌باشد. با توجه به آیین‌نامه ACI فاصله محور خنثی تا تار بالایی بتن معادل رابطه (۵) می‌باشد. در این رابطه،  $\beta$  ضریبی است که به مقاومت فشاری بتن مرتبط بوده و خود از رابطه (۶) به دست می‌آید.

$$C = \frac{a}{\beta} \quad (5)$$

$$\beta = \begin{cases} 0.85 & \text{for } f'_c < 30 \text{ MPa} \\ 0.85 - \frac{0.05 \times (f'_c - 30)}{7} & \text{for } f'_c > 30 \text{ MPa} \end{cases} \quad (6)$$

سرانجام ظرفیت خمشی دیوار مرکب به صورت رابطه (۷) نوشته می‌شود.

$$M_n = A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (7)$$

کمانش آن‌ها می‌شود، این نمونه شکستی شکل‌پذیر و خمشی از خود بروز می‌دهد. اما در نمونه W3 به علت کمانش ورق فشاری و همچنین توسعه ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری به علت کوتاه بودن طول گل‌میخ‌ها، نمونه شکستی تقریباً ترد و با شکل‌پذیری کم از خود ارائه می‌دهد. طبق شکل مشخص است که مقاومت نهایی دیوار دارای ورق فشاری از مقاومت نهایی دیوار دارای آرماتور فشاری ۱۲ درصد بیشتر می‌باشد؛ اما سختی الاستیک آن‌ها تقریباً مشابه همدیگر است.

#### ۴- ظرفیت تحلیلی دیوارهای مرکب پیشنهادی

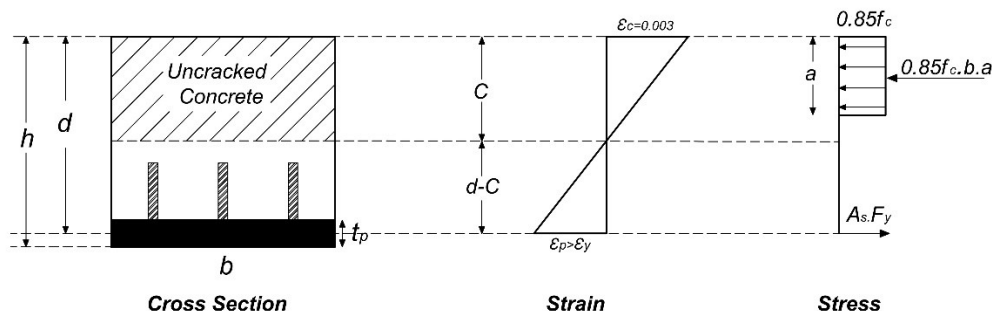
در این بخش، از روابط موجود در آیین‌نامه ۳۱۸-۰۵ ACI [۴۰] جهت محاسبه ظرفیت خمشی و برشی دیوارهای مرکب پیشنهادی استفاده می‌شود. این آیین‌نامه مخصوص طراحی سیستم‌های بتن‌آرمه بوده اما با کمی اصلاحات جزئی می‌توان از روابط آن جهت محاسبه ظرفیت سیستم‌های مرکب هم بهره برد. در حقیقت در دیوارهای مرکب، ورق کششی و برش‌گیرها به ترتیب جایگزین آرماتور کششی و آرماتور برشی می‌شود.

#### ۴-۱- مقاومت خمشی دیوار مرکب پیشنهادی

فرضیات زیر جهت محاسبه ظرفیت خمشی دیوار مرکب پیشنهادی در نظر گرفته می‌شود:

- توضیح کرنش در عمق مقطع به صورت خطی تغییر می‌کند.
- بیشینه کرنش فشاری بتن معادل  $0.003$  می‌باشد.
- از مقاومت کششی بتن صرف نظر می‌شود.
- بلوک تنش مستطیلی معادل  $0.85 f'_c$  در نظر گرفته می‌شود.

برای نوشتن معادلات خمشی دیوار فرض می‌شود که در هر مقطع،



شکل ۱۳. دیاگرام کرنش و تنش در ارتفاع مقطع دیوار مرکب  
Fig. 13. Schematic view of strain and stress distribution in the height of SC composite section

$$V_n = V_c + V_s \quad (10)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (11)$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{S} \quad (12)$$

در روابط فوق  $A_v$  مساحت مقطع برش گیر،  $f_{yt}$  تنش تسلیم برش گیر و  $S$  فاصله میان برش گیرها می باشد.

#### ۳-۴- مقایسه نتایج آزمایشات با روابط حاصل از آیین نامه ACI

در این بخش، نتایج حاصل از مشاهدات آزمایشگاهی با نتایج حاصل از روابط آیین نامه ACI مقایسه شده است. جدول ۳ این مقایسه را نشان می دهد. همان طور که مشخص است، در تمامی نمونه ها ظرفیت باربری خمشی دیوار مرکب از مقادیر حاصل از روابط آیین نامه ای بیشتر شده است. واضح است که حتی در نمونه W5 که فاصله گل میخ ها به میزان بسیار زیادی افزایش پیدا کرده است، ظرفیت خمشی کمی از ظرفیت آیین نامه ای بیشتر بوده است. در روابط آیین نامه ACI فرض شده است که هیچ گونه لغزشی بین لایه ها رخ نمی دهد، این در حالی است که در واقعیت با توجه به شرایط تکیه گاهی و همچنین تعداد گل میخ ها مقداری لغزش بین لایه ها وجود دارد. بنابراین ظرفیت های آزمایشگاهی علی رغم رخداد لغزش نسبی بین لایه ها از ظرفیت های آیین نامه ای بیشتر شده است که این نشان از محافظه کاری مطلوب آیین نامه دارد. در نمونه های W5 و

با فرض حالت دو سر ساده و همچنین با فرض بار متمرکز در وسط دیوار مرکب، ظرفیت باربری آن با رابطه (۸) مشخص می شود. در این رابطه  $L$  طول دیوار مرکب می باشد.

$$P = 4 \times \frac{M_n}{L} \quad (8)$$

در رابطه (۸) ظرفیت باربری دیوار مرکب پیشنهادی با فرض حالت تکیه گاه های مفصلی مطلق به دست آمده است. این در حالی است که در واقعیت به علت اتصالات جوشی و همچنین وجود پوشش بتنی، مقداری صلبیت در نواحی تکیه گاهی وجود دارد. با توجه به مشاهدات آزمایشگاهی ۳۰ درصد میزان گیرداری توسط نویسندگان برای تکیه گاه ها لحاظ گردید. در نتیجه مقدار ظرفیت باربری جدید طبق رابطه (۹) محاسبه می شود.

$$P = 1.3 \times 4 \times \frac{M_n}{L} \quad (9)$$

#### ۴-۲- مقاومت برشی دیوار مرکب پیشنهادی

جهت محاسبه ظرفیت برشی خارج از صفحه دیوار مرکب پیشنهادی، فرض شده است که گل میخ ها به مانند تقویت کننده برشی (خاموت) عمل می نمایند. بنابراین با توجه به روابط موجود در آیین نامه ACI، ظرفیت برشی دیوار مرکب از رابطه (۱۰) محاسبه می شود. در این رابطه  $V_c$  و  $V_s$  به ترتیب معادل ظرفیت برشی بتن و برش گیر می باشد که خود از روابط (۱۱) و (۱۲) به دست می آیند.

جدول ۳. مقایسه نتایج آزمایشگاهی و نتایج تحلیلی مبتنی بر آیین نامه ACI  
Table 3. Comparison of experimental results with ACI code predictions

نمونه ها	$P_{Exp}$ (KN)	$V_{Exp} = P_{Exp}/2$ (KN)	$P_{Eq.8}$ (KN)	$P_{Eq.9}$ (KN)	$V_{Eq.10}$ (KN)	$P_{Exp}/P_{Eq.8}$	$P_{Exp}/P_{Eq.9}$	$V_{Exp}/V_{Eq.10}$	شکست* مود
W1	۱۰۲	۵۱	۶۱/۵	۸۰	۹۹/۳	۱/۶۵	۱/۲۷	-	F
W2	۸۶/۶	۴۳/۳	۶۱/۵	۸۰	۲۷/۹	۱/۴	۱/۰۸	۱/۵۵	F-S
W3	۱۲۲	۶۱	۷۱/۴	۹۲/۸	۲۷/۹	۱/۷	۱/۳۱	۲/۱۸	F-S
W4	۱۰۶	۵۳	۶۵	۸۴/۵	۱۰۶/۷	۱/۶۳	۱/۲۵	-	F
W5	۸۷	۴۳/۵	۶۱/۵	۸۰	۴۱/۵	۱/۴۱	۱/۰۸	-	F-W
W6	۱۰۹	۵۴/۵	۷۱/۴	۹۲/۸	۹۹/۳	۱/۵۲	۱/۱۷	-	F

(F): شکست خمشی، (F-S): شکست خمشی برشی، (W): شکست جوش

۶- استفاده از ورق فشاری در کنار ورق کششی منجر به افزایش مقاومت سیستم شده است، در حالی که به دلیل وقوع کماتش زود هنگام در ورق فشاری و همچنین توسعه ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری، شکست‌های زود هنگام فشاری و برشی در نمونه مشاهده می‌شود.

۷- افزایش مقاومت بتن تأثیر چشم‌گیری بر رفتار دیوار مرکب تحت بار عمود بر صفحه نداشته است. لذا جهت افزایش ظرفیت باربری سیستم باید به سراغ روش‌های دیگری نظیر افزایش ضخامت ورق و یا افزایش ضخامت بتن رفت.

۸- استفاده از آرماتور فشاری علاوه بر ورق کششی، منجر به افزایش مقاومت سیستم می‌شود؛ ولی در شکل‌پذیری آن تأثیر مطلوبی ایجاد نمی‌کند.

۹- استفاده از ورق به عنوان تقویت‌کننده فشاری در مقایسه با آرماتور فشاری، مقاومت بیشتر و شکل‌پذیری کمتری برای دیوار مرکب ایجاد می‌کند.

۱۰- در سیستم دیوار مرکب مقدار بسیار زیادی از نیروی برشی داخل صفحه توسط جوش اتصال ورق به تیرهای بالایی و پایینی جذب می‌شود، لذا نیروی کمتری به گل‌میخ‌ها می‌رسد. این امر می‌تواند مانع از شکست زود هنگام گل‌میخ‌ها و در نتیجه مانع از شکست لغزشی دیوار مرکب گردد.

۱۱- برخلاف آیین‌نامه ACI که حداکثر فاصله موجود مابین خاموت‌ها را برابر با نصف عمق مؤثر مقطع بتنی می‌داند، در دیوارهای مرکب این فواصل در نمونه‌های W1 و W5 به ترتیب ۲ برابر و ۷ برابر حد مجاز آیین‌نامه قرار داده شد و هیچ‌گونه شکست برشی و یا ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری در نمونه‌ها مشاهده نشد که این موضوع از مزیت‌های بسیار عالی دیوارهای مرکب می‌باشد.

۱۲- نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی در مقایسه با روابط تحلیلی آیین‌نامه ACI، ظرفیت‌های بزرگتری از خود بروز داد که این نشان می‌دهد روابط آیین‌نامه مذکور جهت تخمین ظرفیت دیوارهای مرکب محافظه‌کارانه می‌باشد.

## مراجع

[1] Retaining and flood walls, American Society of Civil Engineers, United States. Army. Corps of Engineers, 4 (1994).

W6 به علت رخداد شکست خمشی- برشی علاوه بر محاسبه ظرفیت خمشی، ظرفیت برشی نمونه محاسبه و با ظرفیت آزمایشگاهی مقایسه شده است. در این نمونه‌ها به دلیل کوتاه بودن طول گل‌میخ‌ها و عدم ایفای نقش آن در برابر بارهای برشی خارج از صفحه، از مشارکت آن‌ها در ظرفیت برشی صرف‌نظر شده است. برای نمونه‌های W5 و W6 نسبت ظرفیت آزمایشگاهی به ظرفیت آیین‌نامه‌ای به ترتیب اعداد ۱/۵۵ و ۲/۱۸ حاصل شده است.

## ۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه ایده استفاده از سیستم مرکب دارای یک ورق جهت استفاده به عنوان دیوار حائل مورد بحث و بررسی قرار گرفت. علت جایگزینی این سیستم با سیستم سنتی بتن‌آرمه، اجرای راحت‌تر، زمان کمتر و هزینه به صرفه‌تر آن می‌باشد. جهت شناخت رفتار این دیوارها تحت بارهای عمود بر صفحه یک برنامه جامع آزمایشگاهی شامل ۶ نمونه آزمایشگاهی پایه‌ریزی شد. در این آزمایشات، علاوه بر بررسی رفتار دیوارهای مرکب، اثر پارامترهای مختلف بر رفتار آن‌ها بررسی شد. پارامترهای مورد مطالعه شامل، فاصله گل‌میخ‌ها، طول گل‌میخ‌ها، مقاومت بتن، اثر وجود ورق فشاری و اثر وجود آرماتور فشاری بوده است. نتایج مطالعه به شرح زیر می‌باشد:

۱- دیوارهای مرکب حتی با وجود یک ورق فولادی، در صورت طراحی صحیح، رفتار بسیار مناسب با مقاومت، سختی و شکل‌پذیری مطلوب خواهند داشت و می‌توانند به عنوان دیوار حائل در سازه‌های دارای گودبرداری‌های عمیق استفاده شوند.

۲- در دیوارهای مرکب علی‌رغم وجود نقایصی در طراحی اولیه سیستم مانند فاصله زیاد گل‌میخ‌ها، طول ناکافی گل‌میخ‌ها و غیره، باز دیوار می‌تواند تحت بار عمود بر صفحه شکستی غیرترد (نیمه‌شکل‌پذیر) از خود بروز دهد که این موضوع از ویژگی‌های بسیار مطلوب دیوارهای مرکب می‌باشد.

۳- با افزایش فاصله مابین گل‌میخ‌ها، اتصال و یکپارچگی بین ورق و بتن کاسته شده و در نتیجه از مقدار مقاومت نهایی و سختی سیستم کاسته می‌شود.

۵- با کاهش طول گل‌میخ‌ها، آن‌ها دیگر توانایی مقابله با ترک‌های ۴۵ درجه کششی قطری را ندارند و نمونه در تغییرشکل‌های کوچک‌تر دچار شکست برشی می‌شود.

- 28(94) (1976) 13-20.
- [12] T. Oduyemi, H. Wright, An experimental investigation into the behavior of double-skin sandwich beams, *J Constr Steel Res*, 14(3) (1989) 197-220.
- [13] H. Wright, T. Oduyemi, Partial interaction analysis of double skin composite beams, *J Constr Steel Res*, 19(4) (1991) 253-283.
- [14] J. Liew, K. Sohel, Lightweight steel-concrete-steel sandwich system with J-hook connectors, *Eng Struct*, 31(5) (2009) 1166-1178.
- [15] K. Sohel, J. Liew, Steel-Concrete-Steel sandwich slabs with lightweight core—Static performance, *Eng Struct*, 33(3) (2011) 981-992.
- [16] N. Subedi, N. Coyle, Improving the strength of fully composite steel-concrete-steel beam elements by increased surface roughness—an experimental study, *Eng Struct*, 24(10) (2002) 1349-1355.
- [17] G. Vasdravellis, B. Uy, E. Tan, B. Kirkland, Behavior and design of composite beams subjected to negative bending and compression, *J Constr Steel Res*, 79 (2012) 34-47.
- [18] M. Xie M, N. Foundoukos, J. Chapman, Static tests on steel-concrete-steel sandwich beams, *J Constr Steel Res*, 63(6) (2007) 735-750.
- [19] M. Xie, N. Foundoukos, J. Chapman, Experimental and numerical investigation on the shear behavior of friction-welded bar-plate connections embedded in concrete, *J Constr Steel Res*, 61(5) (2005) 625-649.
- [20] O. Dogan, T. Roberts, Comparing experimental deformations of steel-concrete-steel sandwich beams with full and partial interaction theories, *Int J of Phys Sci*, 5(10) (2010) 1544-1557.
- [21] Y. Wang, J. Liew, S Lee, Theoretical models for axially restrained steel-concrete-steel sandwich panels under blast loading, *International Journal of Impact Engineering* 76 (2015) 221-231.
- [22] K. Sener, A. Varma, J. Seo, Experimental and numerical investigation of the shear behavior of
- [2] J. Yan, X. Wang, T. Wang T, Compressive behavior of normal weight concrete confined by the steel face plates in SCS sandwich wall, *Constr Build Mater*, 171 (2018) 437-454.
- [3] K. Sener, A. Varma, D. Ayhan, Steel-plate composite (SC) walls: Out-of-plane flexural behavior, database, and design, *J Constr Steel Res*, 108 (2015) 46-59.
- [4] Y. Qin, G. Shu, G. Zhou, J. Han, Compressive behavior of double skin composite wall with different plate thicknesses, *J Constr Steel Res*, 157 (2019) 297-313.
- [5] H. Akiyama, H. Sekimoto, M. Tanaka, K. Inoue, M. Fukihara, Y. Okuda, 1/10th scale model test of inner concrete structure composed of concrete filled steel bearing wall, In *Transactions of the 10th international conference on structural mechanics in reactor technology* (1989).
- [6] N. Sasaki, H. Akiyama, M. Narikawa, K. Hara, M. Takeuchi, S. Usami, Study on a concrete filled steel structure for nuclear power plants (part 3). Shear and bending loading tests on wall member (1995).
- [7] M. Takeuchi, M. Narikawa, I. Matsuo, K. Hara, S. Usami, Study on a concrete filled structure for nuclear power plants, *Nuclear Engineering and Design*, 179(2) (1998) 209-223.
- [8] T. Fujita, A. Funakoshi, S. Akita, N. Hayashi, I. Matsuo, H. Yamaya, Experimental study on a concrete filled steel structure Part. 16 Bending Shear Tests (Effect of Bending Strength), In *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan* (1998) 1125-1126.
- [9] JEAC-4618, Technical code for seismic design of steel plate reinforced concrete structures: buildings and structures, Tokyo, Japan, Japanese Electric Association Nuclear Standards Committee, (2009).
- [10] AISC N690-12s1, Specification for safety-related steel structures for nuclear facilities, supplement no. 1, public review draft, (2014).
- [11] S. Solomon, D. Smith, A. Cusens, Flexural tests of steel-concrete-steel sandwiches. *Mag Concrete Res*,

- shear behavior of double-skin composite walls in high-rise buildings. *J Struct Eng*, 143(6) (2017) 04017025.
- [34] S. Epackachi, A. Whittaker, A. Aref, Seismic analysis and design of steel-plate concrete composite shear wall piers, *Eng Struct*, 133 (2017) 105-123.
- [35] S. Epackachi, N. Nguyen, E. Kurt, A. Whittaker, A. Varma, In-plane seismic behavior of rectangular steel-plate composite wall piers, *J Struct Eng*, 141(7) (2014) 04014176.
- [36] S. Epackachi, A. Whittaker, A. Varma, E. Kurt, Finite element modeling of steel-plate concrete composite wall piers, *Eng Struct*, 100 (2015) 369-384
- [37] Z. Huang, J. Liew, Compressive resistance of steel-concrete-steel sandwich composite walls with J-hook connectors, *J Constr Steel Res*, 124: (2016)142-162.
- [38] Y. Qin, Y. Li, Y. Su, X. Lan, Y. Wu, X. Wang, Compressive behavior of profiled double skin composite wall. *Steel Compos Struct*, 30(5) (2019) 405-416.
- [39] Y. Qin, G. Shu, X. Zhou, J. Han, Y. He, Height-thickness ratio on axial behavior of composite wall with truss connector, *Steel Compos Struct*, 30(4) (2019) 315-325.
- [40] ACI 318-05, Building code requirements for structural concrete and commentary –ACI 318R-05, American concrete institute, Farming Hills, MI, USA (2005).
- [41] AWS, Structural Welding Code—Steel. American Welding Society (AWS), D1 Committee on Structural Welding (2010).
- [42] K. Zhang, A. Varma, S. Malushte, S. Gallocher, Effect of shear connectors on local buckling and composite action in steel concrete composite walls, *Nucl. Eng*, 269 (2014) 231-239.
- [43] Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures—Part 2: General steel-plate composite (SC) beams without shear reinforcement, *Eng Struct*, 127 (2016) 495-509.
- [23] K. Sener, A. Varma, Steel-plate composite walls: Experimental database and design for out-of-plane shear, *J Constr Steel Res*, 100 (2014)197-210.
- [24] J. Yan, J. Liew, M. Zhang, K. Soheli, Experimental and analytical study on ultimate strength behavior of steel–concrete–steel sandwich composite beam structures. *Mater Struct*, 48(5) (2015) 1523-1544.
- [25] J. Yan, J. Liew, M. Zhang, Tensile resistance of J-hook connectors used in Steel-Concrete-Steel sandwich structure, *J Constr Steel Res*, 100 (2014)146-62.
- [26] J. Yan, Z. Wang, T. Wang, X. Wang, Shear and tensile behaviors of headed stud connectors in double skin composite shear wall, *Steel Compos Struct*, 26(6) (2018) 759-769.
- [27] J. Yan, J. Liew, Design and behavior of steel–concrete–steel sandwich plates subject to concentrated loads, *Compos Struct*, 150 (2016) 139-152.
- [28] J. Turmo, J. Lozano, E. Mirambell, D. Xu, Modeling composite beams with partial interaction, *J Constr Steel Res*, 114 (2015) 380-393.
- [29] S. Sabouri, Y. Jahani, A. Bhowmick, Partial interaction theory to analyze composite (steel–concrete) shear wall systems under pure out-of-plane loadings, *Thin-Walled Structures* 104 (2016) 211-224.
- [30] E. Kurt, A. Varma, P. Booth, A. Whittaker, In-plane behavior and design of rectangular SC wall piers without boundary elements. *J Struct Eng*, 142(6) (2016) 04016026.
- [31] Q. Zhao, A. Astaneh, Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls, *J Struct Eng*, 130(2) (2004) 271-284.
- [32] W. Zhao, Q. Guo, Z. Huang, L. Tan, J. Chen, Y. Ye, Hysteretic model for steel–concrete composite shear walls subjected to in-plane cyclic loading, *Eng Struct*, 106 (2016) 461-470.
- [33] X. Ji, X. Cheng, X. Jia, A. Varma, Cyclic in-plane

Malushte, Out-of-plane shear behavior of SC composite structures, International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology. (2011).

rules and rules for bridges. SòTN Bratislava (2009).

[44] A. Varma, K. Sener, K. Zhang, K. Coogler, S.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*Sabouri-Ghomi S. , Nasri A., Jahani Y. , Experimental Investigation of Composite (Steel-Concrete) Walls under Pure Out-of-plane Load, Amirkabir J. Civil Eng., 53(7) (2021) 3129-3148.*

**DOI:** [10.22060/ceej.2020.17704.6651](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17704.6651)

