



Study of the Effect of Porcelain Sheathing Direction on the Lateral Resistance of Cold-Formed Steel Shear Wall under Constant Gravity Loading by Experiment

S. R. Sowlat-Tafti¹, M. R. Javaheri-Tafti^{2*}, H. R. Ronagh³

¹ Department of Civil Engineering, Taft Branch, Islamic Azad University, Yazd, Iran

² Department of Civil Engineering, Yazd Branch, Islamic Azad University, Yazd, Iran

³ School of Civil Engineering, Queensland University, Brisbane, Australia

ABSTRACT: The lateral behavior of cold-formed steel shear wall is dependent on several factors including the type of sheathing used. However, only a limited number of sheathing types have been studied using specific installation method. In this study, due to the high demands of builders to use local materials for sheathing light steel frames, which, in addition to being abundant and easy to obtain, can also create a variety of designs such as stone or brick to match the facade of existent parts of the building, two full-scale samples of cold-formed steel shear walls in dimensions of 1.2×2.4 meters sheathed by porcelain ceramic with different configurations have tested under combined constant gravity loading and standard cyclic lateral loading regime. After calculation of ductility and response factors by using of specimens tests results, The seismic effect of the sheathing rectangular pieces orient, which can be installed in either horizontal or vertical strips, is investigated. The study also evaluates the failure modes of the systems. The results of the tests show that porcelain sheathing pieces installation in vertical strips instead of horizontal strips causes a decrease of approximately 50% in Energy Dissipation and 18% in ultimate lateral resistance without effect on seismic response modification factor, R.

Review History:

Received: Jun. 18, 2023

Revised: Jan. 19, 2024

Accepted: May, 15, 2024

Available Online: May, 31, 2024

Keywords:

Cold-formed steel shear wall

Porcelain sheathing

Hysteretic cycle

Sheathing strips direction

Constant gravity loading

1- Introduction

Cold-formed steel (CFS) structures have brought about a massive evolution in the construction of low-rise buildings, as they benefit from unique advantages such as low weights and simple constructions. CFS shear walls have recently become a popular lateral load-resisting system and are considered a novel structural system in some countries. As a result, the seismic design of CFS structures is still in its gestation period, and the well-known seismic codes do not effectively cover the seismic design of this system. Therefore, further research should be conducted to obtain deep insights into different seismic aspects of CFS shear walls including the estimation of response modification factor, strength, and ductility.

According to the literature review [[1]-[6], there is no comprehensive consensus on the response modification factor of CFS structures. In particular, no CFS shear walls with screwed porcelain sheathing (SPS-CFS) structure provisions determined the response modification factor, and further research is required in this respect. The increased expansion rate of Lightweight steel framing (LSF) buildings and the necessity of research on the seismic parameters of CFS shear walls have encouraged academics to test a variety of bracing sheaths that could offer an optimal lateral performance. Advances in the ceramic industry and the emergence of new-generation high-strength porcelain ceramics widely employed

in the external and interior walls of buildings can help improve the seismic behavior of buildings, accelerate their construction, and reduce costs. Hence, this study proposes and experimentally evaluates a novel porcelain sheath with a particular installation. The effects of sheath components orientation and double middle stud also additional horizontal struts therewith flat straps (additional blockings) were assessed. The horizontal sheath strips provide more proper lateral behavior than the vertical sheath strips. Double middle stud enables local buckling at higher strength before yielding and provides a more ductile response versus single stud and additional blockings lead to failure at a larger displacement.

2- Seismic response modification factor (R)

The R -factor is consisted of two main components, namely the ductility reduction factor R_d and structural over-strength factor Ω_o [7], [8]. The R factor is defined as:

$$R = R_d \times \Omega_o = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = \frac{V_e}{V_s} \quad (1)$$

Fig. 1 illustrates the components of the R -factor by plotting the actual load-displacement curve, equivalent elastic performance linear curve, and idealized bilinear curve.

*Corresponding author's email: javaheri@taftiau.ac.ir



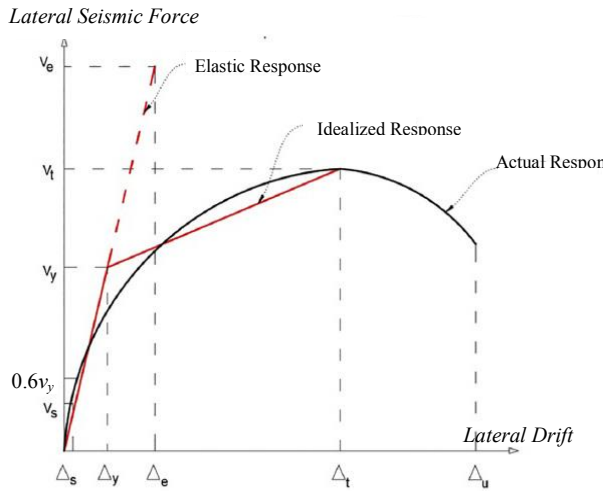


Fig. 1. Actual and idealized load-displacement curves

Table 1. Characteristic values of the specimens

Specimen	V_y (kN)	V_{max} (kN)	E (joule)	μ	Ω_0	R
D-H-3	8.2	21.1	5503	3.9	1.6	4.1
D-V-3	12.1	17.4	2829	3.9	1.6	4.1

Where, and correspond to the structure elastic response strength, the idealized yield strength and the first “significant yield” strength, respectively. This idealized bilinear load-displacement curve was determined based on FEMA 356 [9].

3- Discussion and Results

The failing of ceramics in specimen D-H-3 with horizontal sheathing and the vertically sheathed specimen (D-V-3) began at a displacement of 48 mm. for D-V-3 sustained the more widespread level of damage.

According to Figs. 2, the hysteretic cycle curves of the specimens were plotted by using the load-displacement data obtained from the computer system to find the actual behavior of the specimens. Fig. 3 plots the idealized bilinear curves, and Table 1 provides the energy dissipation (E), ductility factor, ultimate strength, lateral displacement magnification ratio C_d and other seismic parameters.

Furthermore, D-V-3 had the smallest ultimate strength V_{max} and the lowest maximum sustained drift, even though it did have the same R -factor.

4- Conclusions

In conclusion, porcelain sheaths in LSF systems lead to

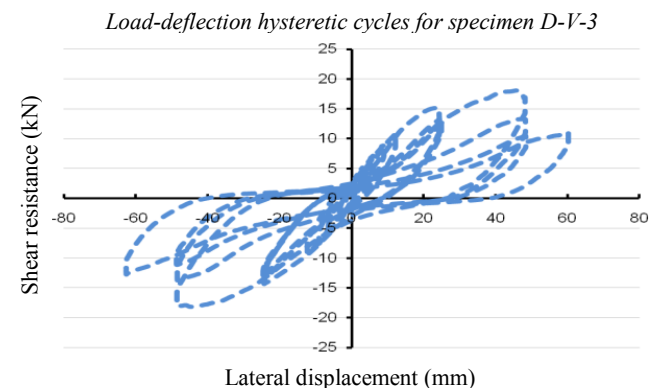
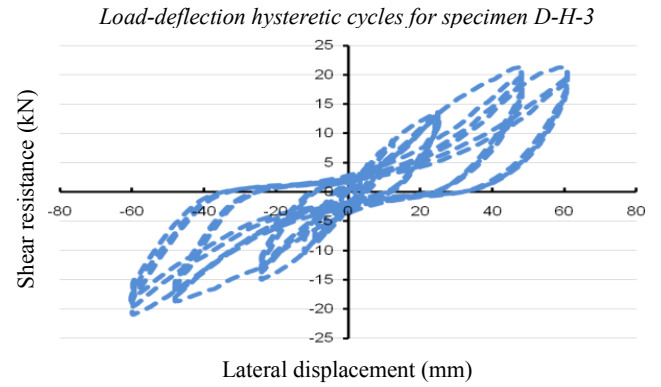


Fig. 2. Hysteresis cycle curves of the specimens

a 30% rise in the R -factor and ultimate lateral strength as opposed to unofficial sheaths, e.g., GWB and fiber-cement board sheaths with a recommended R -factor of 2–3 in international codes.

The consequences can be summarized as below:

- A comparison of D-V-3 and D-H-3 indicated the effects of the sheath strip direction. The R -factor and μ of both specimens were equal.
- The ultimate shear of the specimens was 17.4 for the vertically sheathed specimen and 21.1 for the horizontally sheathed specimen.
- The R -factor of the specimens was measured 4.1. This indicates that the coded R -factors of 2–3 would be conservative.

References

[1] Ronagh H.R., et al., 2018. “Lateral Force Resisting Systems in Lightweight Steel Frames: Recent Research Advances”. *Thin-Walled Structures*, 130, pp. 231–253.

[2] Javaheri-tafti M.R., et al. 2014. “An Experimental Investigation on the Seismic Behavior of Cold-Formed Steel Walls Sheathed by Thin Steel Plates”. *Thin-Walled Structures*, 80, pp. 66–79.

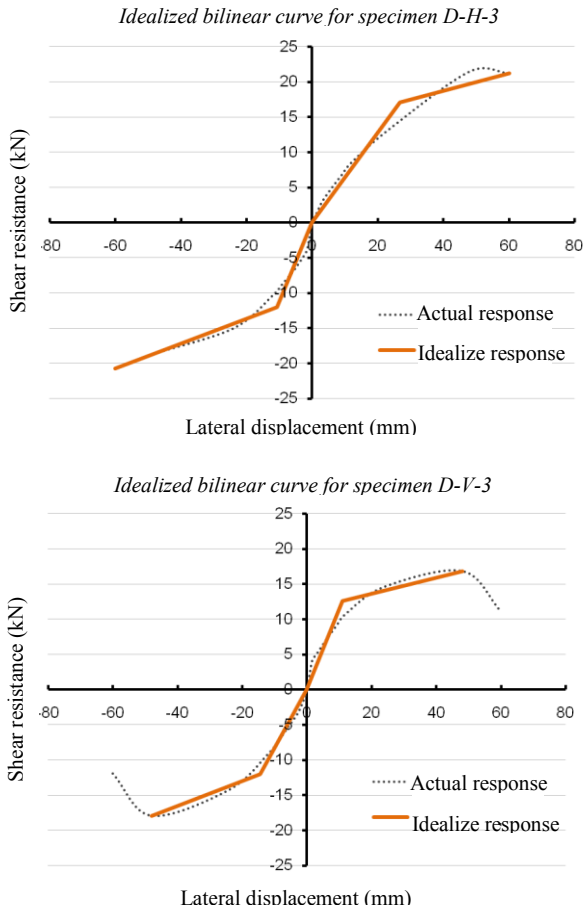


Fig. 3. The idealized bilinear curves of specimens

[3] BHRC, 2013. Cold-Formed Light Steel Structures Design and Construction Code (Structural), NO. 612, Building and Housing Research Center, Iran. <https://sama.mporg.ir/sites/publish/SitePages/ZabetehView.aspx?mdid=4877>. In Persian.

[4] AISI-S400, 2015. North American Standard for Seismic Design of Cold-Formed Steel Structural Systems, the American Iron and Steel Institute, Washington.

[5] AS/NZS4600, 2005. Cold-Formed Steel Structures, Australian Building Codes Board.

[6] Zhang W., et al., 2017. "Experiments and Simulations of Cold-Formed Steel Wall Assemblies Using Corrugated Steel Sheathing Subjected to Shear and Gravity Loads". J. Structures Eng., 143 (3).

[7] FEMA-P750, 2009. NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, Building Seismic Safety Council, Washington.

[8] FEMA-356, 2000. Pre Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building, Building Seismic Safety Council, USA.

[9] Ayatollahi S.R., Usefi N., Ronagh H.R., et al., 2020. "Performance of Gypsum Sheathed CFS Panels under Combined Lateral and Gravity Loading". J. Constr. Steel Res., <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106125>.



مطالعه تأثیر راستای نوارهای پوشش پرسلانی بر مقاومت جانبی دیوار برشی فولادی سرد نورد شده تحت بار ثقلی ثابت به روش آزمایشگاهی

سعید رضا صولت تفتی^۱، محمد رضا جواهری تفتی^{۲*}، حمید رضا رونق^۳

- ۱- گروه مهندسی عمران، واحد تفت، دانشگاه آزاد اسلامی، یزد، ایران
- ۲- گروه مهندسی عمران، واحد یزد، دانشگاه آزاد اسلامی، یزد، ایران
- ۳- دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه کوئینزلند، استرالیا.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۲/۰۳/۲۸
بازنگری: ۱۴۰۲/۱۰/۲۹
پذیرش: ۱۴۰۳/۰۲/۲۶
ارائه آنلاین: ۱۴۰۳/۰۳/۱۱

کلمات کلیدی:

دیوار برشی فولادی سرد نورد شده
پوشش پرسلانی
چرخه هیسترسز
راستای نوارهای پوشش
بار ثقلی ثابت

خلاصه: بدلیل تمایل زیاد سازندگان به استفاده از مصالح بومی برای پوشش قاب‌های فولادی سبک که علاوه بر فراوانی و دستیابی آسان بتوان با آن نمای طرح سنگ، آجر و غیره را نیز برای یکپارچگی با نمای سایر بخش‌های موجود بنا در بحث توسعه ساختمان‌ها ایجاد نمود در این تحقیق سیستم قاب فولادی سبک با پوشش سازه‌های جدیدی از جنس پرسلان مطرح می‌شود. برای مورد استفاده قرار گرفتن این سیستم نوین توسط طراحان سازه، شناخت رفتار لرزه‌ای آن ضروری است. برای همین دو نمونه دیوار برشی فولادی سرد نورد شده تمام مقیاس با ابعاد ۱/۲×۲/۴ متر دارای پوشش سرامیک پرسلان با پیکرندی‌های مختلف و تحت الگوی بارگذاری جانبی چرخه‌ای استاندارد همزمان با اعمال بار ثقلی ثابت مورد آزمایش قرار داده شده‌اند. سرامیک پرسلان مقاومتی چندین برابر مقاومت سنگ گرانیتی را با چگالی کمتر دارد بنابراین همان مقاومت سنگ را با ضخامت و وزن کمتر تأمین می‌کند ضمن اینکه بر خلاف سنگ مقاومت یکپارچه و قابل اطمینانی نیز دارد چونکه بدلیل صنعتی بودن فاقد رگه است. در این تحقیق ضمن محاسبه شکل‌پذیری و ضریب رفتار با استفاده از نتایج حاصل از آزمایش نمونه‌ها، اثر لرزه‌ای راستای سرامیک‌های مستطیلی شکل پوشش قاب که می‌توانند در نوارهای افقی یا در نوارهای قائم اجرا شوند مورد بررسی قرار می‌گیرد. بررسی‌ها نشان می‌دهد اجرا یا نصب این پوشش پرسلانی به صورت نوارهای قائم به جای نوارهای افقی منجر به حدود ۵۰ درصد کاهش جذب انرژی و افت نزدیک ۱۸ درصد مقاومت جانبی نهایی می‌شود بدون اینکه تأثیری بر ضریب رفتار دیوار برشی داشته باشد.

۱- مقدمه

در طبقه‌بندی عوامل مؤثر بر عملکرد جانبی قابهای فولادی سبک^۱ (LSF) که توسط گاد و همکارانش [۱] انجام شده، پوشش دیوار برشی جزء یکی از این عوامل است. سازه‌های پوشش‌دار ساخته شده از مقاطع فولادی سرد نورد شده که در AISI^۲ به تأیید رسیده‌اند یا در حال حاضر مورد استفاده قرار می‌گیرند معمولاً با صفحات نازک نصب شده در سطح نمای داخل یا بیرون دیوار از جنس‌های مختلف مثل ورق فولاد، انواع صفحات گچی، چوبی و سیمانی مهار می‌شوند. نصب این صفحات پوششی به صورت خشک (غیرچسبنده)^۳ با استفاده از پیچ‌های خودکار اجرا می‌شود. همچنین برای مهار این دیوارها در صورت استفاده از مصالح بنایی بعنوان پرکننده قابها، نهایتاً سطح آنها با مصالحی نظیر آجر نما، سنگ یا سرامیک به صورت چسبنده (نصب تر)^۴ پوشانده می‌شود.

سازه‌های فولادی سرد نورد شده بدلیل مزایای منحصر بفردشان نظیر وزن سبک و راحتی کار با آنها، تحول شدیدی را در صنعت خانه‌های کم طبقه پدید آورده‌اند. بکارگیری دیوار برشی ساخته شده از مقاطع فولادی سرد نورد شده (CFS) بعنوان سیستم باربر ساختمانی اخیراً رواج یافته بطوریکه در بعضی کشورها جزء دسته سیستم‌های نوین سازه‌ای به شمار می‌آید و سیستم نسبتاً جدیدی است. در نتیجه قواعد طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی سرد نورد شده هنوز پیشرفت کاملی نداشته و آئین‌نامه‌های معروف نیز جزئیات کامل طراحی لرزه‌ای این سیستم‌ها را پوشش نمی‌دهند. بنابر این به تحقیقات بیشتری برای تبیین و روشن ساختن جنبه‌های مختلف عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی سرد نورد شده شامل برآورد ضریب رفتار (R) بعلاوه مقاومت و شکل‌پذیری قابل حصول لازم است.

- 2 Light Steel Frame
- 3 American Iron and Steel Institute
- 4 Inadhesive Set (Dry Set)
- 5 Adhesive Set (Wet Set)

- 1 Cold Formed Section

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: javaheri@taftiau.ac.ir



گج تعلق داشت. همچنین نمونه‌های با نسبت طول به عرض ۲ از نمونه‌های با نسبت طول به عرض ۱ حدود ۳۵٪ مقاومت برشی نهایی کمتری داشتند. در مطالعه آزمایشگاهی دیگر توسط Bran & Alica [۸] نتیجه‌گیری شد که هندسه نگهدارنده‌های (Hold Down) مورد استفاده در پای پانلهای این نوع دیوار برای انتقال نیروی کششی نقش اساسی در رفتار این پانلهای دارد. آنها همچنین نشان دادند که وجود اعضای قطری به صورتیکه در شکل ۱ نشان داده شده باعث افزایش ناچیزی در ظرفیت باربری و سختی اولیه پانلهای می‌شود.

نتایج مطالعات آزمایشگاهی محبی و همکاران [۹] بر روی دیوارهای فولادی سرد نورد شده با پوشش یکطرفه و نیز دوطرفه فولادی تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان داد بکارگیری پوشش دوطرفه نسبت به یکطرفه، جذب انرژی، مقاومت برشی و سختی الاستیک را به ترتیب تا سقف ۷۳٪، ۶۳٪ و ۱۱۵٪ افزایش می‌دهد مشروط به اینکه از گسیختگی استادهای کناری جلوگیری بعمل آمده باشد.

مطالعات آزمایشگاهی در خصوص پانلهای دیوار برشی سرد نورد شده پوشش‌دار با تغییر دادن ضخامت پوشش و تعداد لایه‌های پوشش توسط Niari et al [۱۰] انجام شدند. آنها گزارش نمودند با بکارگیری پوشش فولادی دوبل، مقاومت برشی دیوار فولادی سرد نورد شده تقریباً دو برابر می‌شود حال اینکه با افزایش ۵۰ درصدی ضخامت پوشش‌ها، ۴۲ درصد افزایش مقاومت برشی مشاهده می‌شود. این مقاومت برشی نهایی مستقیماً به گسیختگی اتصالات پوشش فولادی با قاب وابسته است.

جوهری و همکاران [۱۱] مطالعه آزمایشگاهی روی قابهای با پوشش ورق کالوانیزه نازک فولادی تحت بارگذاری چرخه‌ای با پیکربندی‌های مختلف از پیچها و استادهای انجام دادند. براساس نتایج حاصل از آزمایشات، آنها افزایش ضریب رفتار^۵ آئین‌نامه AISI را برای این قابها از ۶/۵ به ۷ پیشنهاد دادند. همچنین استنتاج نمودند که کاهش فاصله پیچها از ۱۵۰ به ۱۰۰ میلی‌متر در حالت استاد انتهایی ساده حدود ۱۶ تا ۱۸ درصد مقاومت برشی افزوده می‌گردد و هیچ افزایشی برای پانلهای با استاد دوبل انتهایی دیده نمی‌شود و کاهش بیشتر این فاصله (از ۱۵۰ به ۷۵ میلی‌متر) در یک‌چهارم انتهایی طول استادهای مرزی تأثیر قابل توجهی روی مقاومت برشی ندارد. برنامه آزمایش آنها ۲۴ نمونه تمام مقیاس در ۸ پیکربندی مختلف که تعداد نمونه‌ها در هر پیکربندی ۳ پانل دیواری CFS با ابعاد ۱/۲×۲/۴ متر بود را شامل می‌شد.

با انجام تعدادی آزمایش روی دیوارهای فولادی سرد نورد شده با

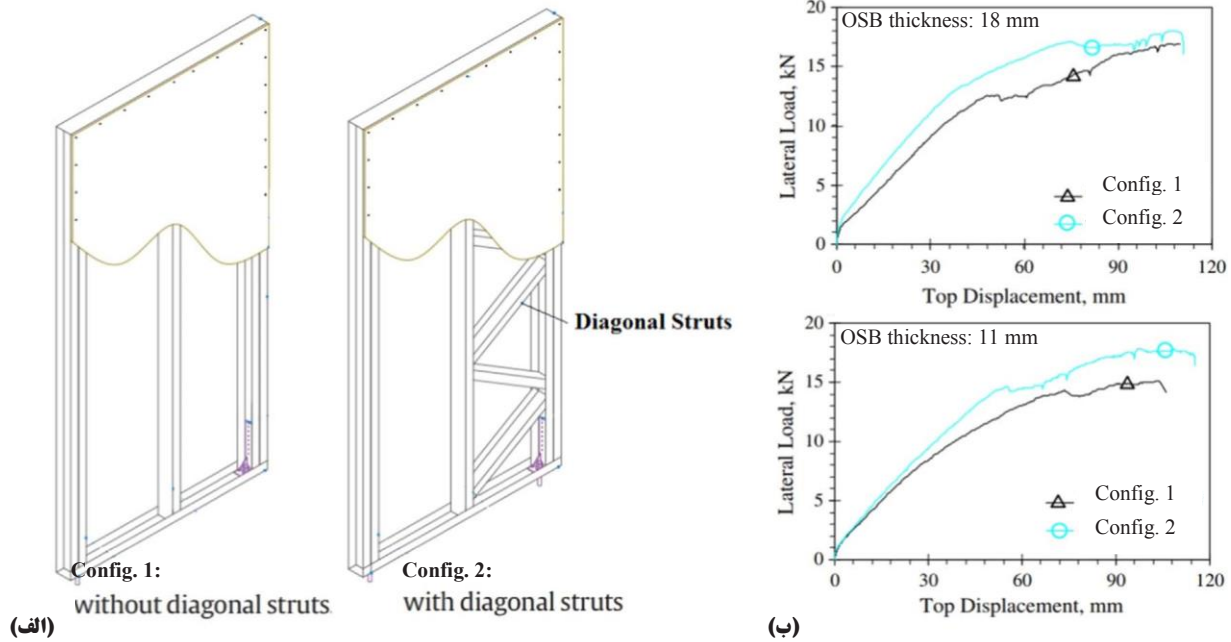
عدم سازگاری سیستم قاب فولادی سبک با مصالح بنایی گاهاً عدم تمایل به استفاده از این سیستم در ساختمان سازی را بدنبال داشته که بدلیل اهمیت و نیاز روز افزون به استفاده از این سیستم ساختمانی، مطالعات زیادی برای بکارگیری این مصالح بعنوان اجزای سازه‌ای اما عموماً با نصب چسبیده انجام شده که متأسفانه این روش نصب، نیاز به صرف زمان اجرای طولانی دارد. تحقیقات اسماعیلی و همکاران [۲] در مورد روکش قاب فولادی سبک با آجر و تأثیر اندازه ملات، نمونه‌ای از این مطالعات می‌باشد. تحقیقات آزمایشگاهی بسیاری نیز در سالهای اخیر بر روی عملکرد سیستم‌های مقاوم جانبی سرد نورد شده با پوشش‌های پیچ شده‌ی گوناگون انجام شده است و حتی اغلب این پژوهشهای آزمایشگاهی و شبیه‌سازی‌های انجام شده تا این اواخر همراه با نتایج حاصل از آنها توسط رونق و همکاران بررسی و گردآوری شده‌اند [۳ و ۴] لیکن مطالعه‌ای در خصوص اثر پوشش پرسیلانی پیچ شده (SPS) بر عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی فولادی سرد نورد شده میان آنها دیده نمی‌شود. خلاصه‌ای از این مطالعات در ادامه ارائه می‌شود.

دیوارهای برشی فولادی سرد نورد شده با پوشش صفحه‌ای که جنس پوشش آنها از موادی نظیر چوب یا فولاد هستند توسط آئین‌نامه AISI S400 [۵] صریحاً به رسمیت شناخته شده‌اند و آنهايي که از موادی چون تخته‌های گچی هستند بطور صریح در این آئین‌نامه مورد تأیید قرار داده نشده‌اند. برای ایفای شرایط ضدحریق و تأمین تکیه‌گاه‌های جانبی و چرخشی برای استادهای در صفحه دیوار از موادی مثل تخته گچی، تخته منیزیم رومی و تخته سلیکاتی برای پوشش دیوارهای برشی در سیستم دیوارهای فولادی سرد نورد شده استفاده شده است. بیشتر استانداردها از جمله استاندارد ایران [۶] کاربرد چنین مواد پوششی را بعنوان سیستم باربر جانبی قابل قبول مشروط به مطابقت داشتن آنها با شرایط استاندارد، مجاز دانسته‌اند.

Pan & Shan [۷] سه نوع پوشش گج، سلیکات کلسیم و تخته چوب رشته‌ای^۳ (OSB) با دو ضخامت ۹ و ۱۲ میلی‌متر را با بررسی مقاومت سازه‌ای دیوار فولادی سرد نورد شده تحت بارگذاری برشی یکنواخت مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار دادند. برای هر نمونه مقاومت نهایی، سختی، جذب انرژی و شکل‌پذیری مورد توجه واقع شده است. آنها دریافتند خرابی پوشش در اطراف ناحیه پیچ‌های خودکار و جدایی بین پوشش و پیچ از عوامل اصلی گسیختگی هستند. قاب با پوشش تخته چوب رشته‌ای بالاترین مقاومت برشی نهایی را از خود نشان داد و کمترین مقاومت برشی نهایی به پوشش

- 1 Screwed Porcelain Sheathing
- 2 Stud
- 3 Oriented Strand Board

- 4 Panels
- 5 seismic response modification factor



شکل ۱. الف- جزئیات پانل‌ها با و بدون مهاربند قطری، ب- تأثیر وجود مهاربند قطری روی منحنی پاسخ بار-تغییر مکان [۸]

Fig. 1. (a) Diagonally braced and non-braced wall panel framing details, (b) Effects of diagonal bracing on the load-displacement response

پرمقاومت با تخته‌های مقوایی^۳ (HLFC) توسط Xu et al. [۱۴ و ۱۵] مطرح گردید. آنها گزارش نمودند این مصالح بعنوان نوع جدیدی از پوشش، مقاومت جانبی دیوار برشی را افزایش می‌دهد و نیز مود گسیختگی را از تَرُد به شکل‌پذیر (گسیختگی نرم) تغییر می‌دهد.

مؤسسه^۴ AISI از مراکز پیشرو در زمینه تحقیق و بررسی سیستم قابهای فولادی سبک استانداردهای متعددی [۱۶-۲۰] برای قاب‌های فولادی سبک چاپ کرده با اینحال هنوز تمام سیستم‌های دیوار برشی فولادی سرد نورد شده که در صنعت خانه‌سازی مورد استفاده قرار می‌گیرند را پوشش نمی‌دهند. این استانداردها به غیر از رعایت ضوابط کلی برای دیوارهای برشی هنگامیکه ضریب رفتار R کوچکتر از ۳ لحاظ شده باشد الزام دیگری وجود ندارد و در صورت لحاظ کردن ضریب رفتار بزرگتر از ۳ الزامات اضافه‌تری را خصوصاً برای بخش‌هایی از دیوار که نیروی بالابرنده^۵ را تحمل می‌کنند و نیز برای اعضای مرزی یا پیرامون بازشوها اعمال می‌دارند.

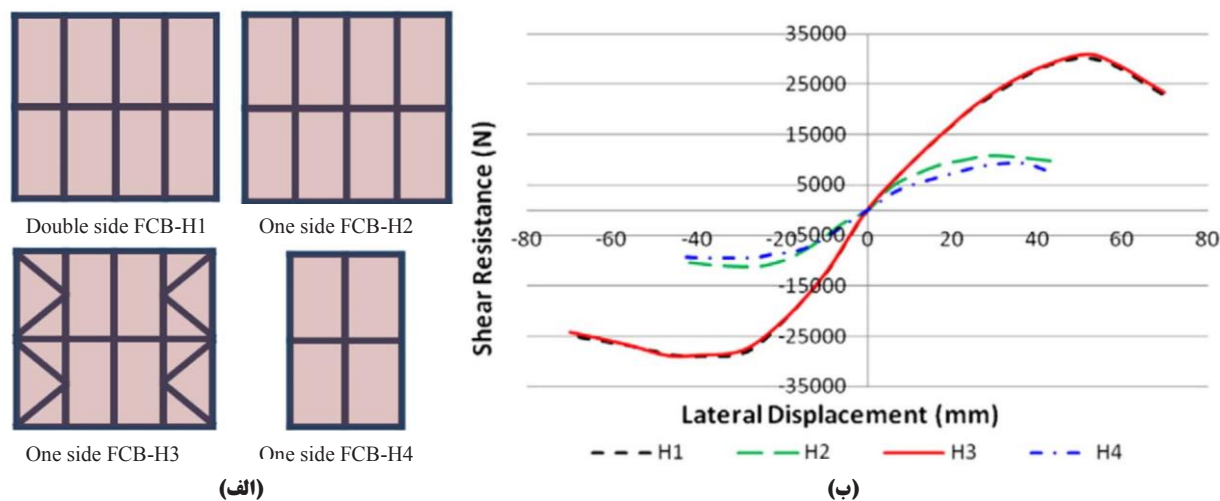
پوشش ورق فولادی موجدار توسط Zhang et al. [۱۲] نشان داده شد که بار ثقلی در سطح بار سرویس، افزایشی در سختی اولیه و مقاومت برشی ایجاد می‌نماید.

برای بررسی عملکرد جانبی قابهای فولادی سبک با پوشش تخته سیمان الیافی (FCB) مطالعه آزمایشگاهی توسط زینلیان و رونق [۱۳] انجام شد. پیکربندی نمونه‌های آزمایشگاهی آنها و منحنی‌های هیسترسیز^۲ نمونه‌ها تحت بار چرخه‌ای جانبی در شکل ۲ نمایش داده شده است. نتیجه این شد که عملکرد کلی سیستم مقاوم جانبی تخته سیمان الیافی مورد استفاده در حال حاضر با ضریب رفتار اندک، مساوی ۲/۵ رضایت‌بخش نیست و یک سیستم FCB مطمئن‌تر با ضریب رفتار بزرگتر، برابر با ۵ را پیشنهاد دادند. سیستم پیشنهادی آنها شامل استفاده همزمان از تخته سیمانی الیافی در یک سمت و بادبند تسمه‌ای ضربردی در سمت دیگر بود.

دیوار برشی جدید فولادی سرد نورد شده پوشیده شده با بتن سبک

3 High-Strength Lightweight Foamed Concrete
4 Uplift

1 Fiber Cement Boards
2 Hysteretic Curves



شکل ۲. الف- پیکربندی نمونه‌ها، ب- منحنی پوش هیستریسیز [۱۳]

Fig. 2. (a) Specimens configurations, (b) Hysteresis envelope curves

عمومی برای طراحی لرزه‌ای دیوارهای برشی سرد نورد شده عرضه می‌دارد، اساساً کانون توجه آن روی پیکربندی تسمه قطری است. بنابر این فقط ضریب رفتار پانلهای برشی سرد نورد شده با تسمه قطری که برابر با ۴ است را پیشنهاد داده است.

در استاندارد سازه‌های فولادی سرد نورد شده کشور استرالیا AS/NZS 4600-05 [۲۴] ضریب رفتار سازه فولادی سرد نورد شده نباید بزرگتر از ۲ باشد مگر طور دیگری تعیین شده باشد. به هر حال استرالیا کشوری است در ناحیه با لرزه خیزی کم که اغلب بار باد در طراحی ساختمانهای فولادی سبک حاکم است و بنابر این مقدار پایین ضریب رفتار اثری روی طراحی ندارد.

یک نتیجه ساده و مهم از مرور پژوهشها و منابع فوق این است که توافق عمومی و همه جانبه‌ای در مورد ضریب رفتار دیوارهای فولادی سرد نورد شده وجود ندارد و خصوصاً هیچ مرجعی در آئین‌نامه‌ها برای پارامترهای لرزه‌ای سازه فولادی سبک مهار شده با SPS وجود ندارد و برای روشن نمودن این مسئله نیاز به تحقیقات است. با افزایش سرعت گسترش ساختمانهای فولادی سبک ضرورت تحقیق پیرامون ویژگیهای مقاومت لرزه‌ای دیوارهای فولادی سرد نورد شده، محققین را به آزمایش انواع پوشش‌های مهاری که

از دیگر مراکز آمریکایی که ضوابط لرزه‌ای در زمینه سیستم فولادی سرد نورد شده نظیر FEMA 450 [۲۱] و FEMA P750 [۲۲] به چاپ رسانده، مرکز NEHRP^۱ هست. در آئین‌نامه این مرکز تصریح گردیده که طراحی لرزه‌ای اعضای قابهای فولادی سبک باید الزامات آئین‌نامه AISI را برآورده نماید درحالیکه تنش مجاز و سطوح بار این دو آئین‌نامه با یکدیگر سازگار نیستند و بنابر این تعدیل و تنظیم مقررات AISI برای استفاده با FEMA ضروری است. اگرچه این آئین‌نامه نیز ضریب رفتار بسیاری از سیستم‌های فولادی سرد نورد شده را ارائه داده اما بسیاری از سیستم‌های مختلف که در عمل مورد استفاده قرار گرفته‌اند را پوشش نمی‌دهد و برای سیستم‌های ذکر نشده در این آئین‌نامه، طراح باید بالاجبار از ضریب $R=3$ استفاده نماید که گاه ممکن است منجر به طرحی غیر اقتصادی بدلیل برش پایه بزرگتر و تأمین مقاومت جانبی غیر ضروری شود.

از دیگر آئین‌نامه‌های آمریکا در زمینه سازه فولادی سرد نورد شده 809-07 TIF^۲ [۲۳] است که در سطح گسترده‌ای توسط یگانهای مهندسی ارتش آمریکا مورد استفاده قرار گرفته است. اگرچه این آئین‌نامه توصیه‌هایی

1 National Earthquake Hazard Reduction Program
2 Technical Instructions

$$R = R_d \times \Omega_0 = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = \frac{V_e}{V_s} \quad (3)$$

که در روابط فوق V_e ، V_y و V_s به ترتیب مقاومت الاستیک، مقاومت تسلیم ایده‌آل و مقاومت نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می‌باشند. برای تعیین منحنی رفتار ایده‌آل دو خطی سازه از روش توصیه شده توسط FEMA 356 [۲۶] استفاده شده است. این منحنی ایده‌آل از دو خط تشکیل شده که بر مبنای تساوی سطح زیر منحنی واقعی با منحنی ایده‌آل به روش ترسیمی تکراری (سعی و خطا) تعیین می‌گردد. خط اول از محل تلاقی نقطه صفر و نقطه روی منحنی واقعی با مقاومت $0.6V_y$ عبور می‌کند و خط دوم نیز متصل کننده انتهای خط اول در مقاومت V_y به نقطه‌ای روی منحنی واقعی در تغییرمکان هدف (Δ_f) می‌باشد. لازم به ذکر است در تعیین منحنی ایده‌آل، مقاومت تسلیم V_y نباید بیشتر از نیروی برشی پایه منحنی واقعی بار-تغییرمکان سازه در نظر گرفته شود. در این تحقیق با رعایت حداکثر تغییرمکان نسبی مجاز طبقه ($0.25/H$) طبق FEMA 450 [۲۱]، تغییرمکان هدف برابر با ۶۰ میلی‌متر یا برابر با جابجایی متناظر ۲۰٪ اُفت مقاومت، هر کدام که زودتر اتفاق افتد در نظر گرفته شده است. برای دو خطی کردن منحنی رفتار واقعی از روش پاولی (Paulay) نیز توسط برخی محققین استفاده شده است [۲ و ۲۷]. در شکل ۳ نحوه دو خطی کردن منحنی رفتار به روش FEMA و روش پاولی نشان داده شده است. در سازه‌ها ظرفیت تغییر شکل غیر ارتجاعی به کمک ضریب شکل‌پذیری بیان می‌شود. ضریب R_d به خواص سازه‌ای از جمله شکل‌پذیری، استهلاک، پرپود طبیعی سازه و جنس بستر زمین بستگی دارد [۲۸ و ۲۹]. برخی محققین از جمله Newmark & Hall [۳۰] و Bertero & Miranda [۲۹] روابط ویژه‌ای را برای تعیین R_d توسعه داده‌اند. بعنوان مثال نیومارک و هال [۳۰] مجموعه روابط (۵)، (۶) و (۷) را پیشنهاد نموده‌اند که بطور گسترده‌ای توسط محققین مختلف مورد پذیرش و استفاده قرار گرفته است [۳۱]. در این روابط، شکل‌پذیری (μ) طبق رابطه (۴) تعریف می‌شود.

$$\mu = \frac{A_{max}}{A_y} \quad \text{شکل‌پذیری (Ductility)} \quad (4)$$

بتواند پاسخ شکل‌پذیری مناسب‌تری ارائه دهد، ترغیب نموده است. پیشرفت صنعت سرامیک و پیدایش سرامیک‌های پرمقاومت نسل جدید (پرسلان) که به وفور در نمای ساختمانها اعم از نمای داخلی یا خارجی مورد استفاده قرار می‌گیرند می‌بایست بمنظور بهبود رفتار لرزه‌ای این ساختمانها توأم با افزایش سرعت اجرای آنها و کاهش هزینه‌ها بررسی شود. از اینرو برای نیل به این هدف، پوشش جدید پرسلانی با نصب خاص در این مقاله مطرح گردیده و در تجهیزات طراحی شده مخصوص آزمایشگاهی مطالعه شده است. نکته قابل توجه در این مطالعه اثر راستای نوارهای پوشش می‌باشد. استفاده از نوارهای افقی پوشش منجر به مقاومت و جذب انرژی بیشتر نسبت به نوارهای قائم می‌شود و ضریب رفتار دیوار در هر دو حالت اعم از نوار افقی یا قائم یکسان است.

۲- ضریب رفتار سازه

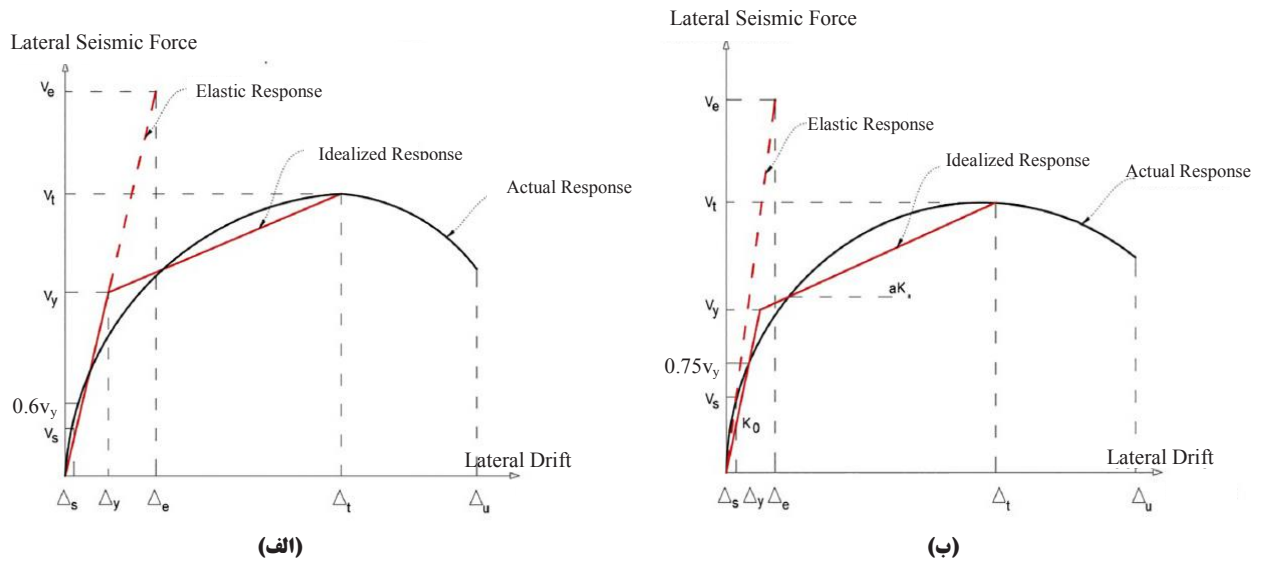
طراحان سازه برای ایجاد طرحی ایمن و اقتصادی به نحوی که سازه در زلزله‌های کوچک و متوسط آسیب نبیند و در زلزله‌های بزرگ دچار ناپایداری و فروریزش نگردد نیروی زلزله را تا جای ممکن کاهش می‌دهند و از ظرفیت شکل‌پذیری و توان اتلاف انرژی در سازه استفاده می‌کنند. این کاهش از طریق پارامتری بنام ضریب رفتار صورت می‌گیرد. ضریب رفتار (R) از دو جزء اصلی شامل ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_d) و مقاومت افزون (Ω_0) تشکیل می‌گردد که در رابطه (۱) تعریف شده است [۲۱ و ۲۵]:

$$R = R_d \times \Omega_0 \quad (1)$$

این اجزا از روابط (۲) با توجه به مؤلفه‌های ضریب R که در شکل ۳ مشخص شده‌اند بدست می‌آیند. در این شکل منحنی رفتار واقعی، رفتار خطی الاستیک معادل بعلاوه رفتار ایده‌آل دو خطی ترسیم شده‌اند؛

$$R_d = \frac{V_e}{V_y} \quad \text{و} \quad \Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} \quad (2)$$

در نتیجه رابطه (۳) برای محاسبه ضریب R بدست می‌آید:



شکل ۳. رفتار واقعی و ایده‌آل (الف- روش FEMA، ب- روش پاولی) [۲۷]

Fig. 3. Actual and idealized load-displacement curves under (a) FEMA method and (b) Priestley–Pauli method

استاندارد FEMA 450 [۲۱] ضریب Ω_0 را به سه مؤلفه مقاومت افزون طراحی Ω_D ، مقاومت افزون مصالح Ω_M و مقاومت افزون سیستم Ω_S تقسیم نموده است و برای هر کدام محدوده‌های قابل پذیرشی را ارائه نموده است. تعیین پارامتر V_s از جمله موارد مورد بحث محققان در طول سالهای اخیر است. این پارامتر برابر با کوچکترین بار تسلیم، از طریق محاسبه معکوس برای تعیین ظرفیت طراحی قابهای آزمایش شده با مشاهده اولین تسلیم بارز قابل تعیین است [۱۱]. برای محاسبه R_d بدلیل تخمین پررود طبیعی سازه LSF بین اعداد $0/1$ و $0/5$ ، ثانیه [۱]، از رابطه (۶) استفاده شده است. قابل ذکر است که V_y بر اساس منحنی دو خطی ایده‌آل قابل تعیین می‌باشد و ضریب Ω_0 با استفاده از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

۳- مقدمات برپایی آزمایش

۳-۱- امکانات و تجهیزات آزمایش

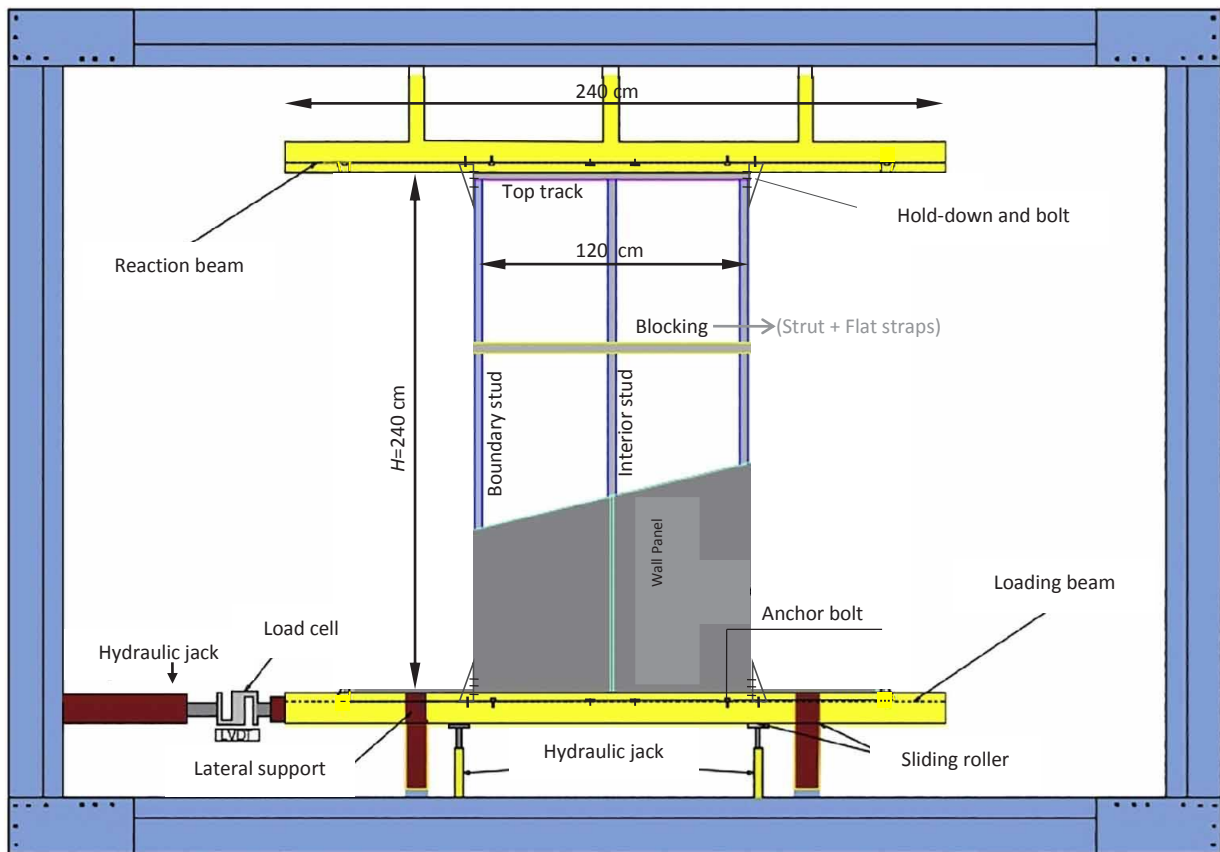
شماتیک کلی امکانات و تجهیزات آزمایش همراه با شرایط تکیه‌گاهی نمونه مورد آزمایش در شکل ۴ نشان داده شده است. این تجهیزات قادر به نگهداری نمونه با حداکثر ابعاد $2/4 \times 2/4$ متر است. هر نمونه روی دستگاه مابین تیر تکیه‌گاهی ثابت در بالا و تیر باربر صلب در پائین قرار می‌گیرد. هرکدام این دو تیر با چهار بولت نگهدارنده پرمقاومت M16 همانند تصویر

$$\text{Newmark \& Hall: } \begin{cases} R_d = \mu & T > 0.5 \text{ Sec} & (5) \\ R_d = \sqrt{2\mu - 1} & 0.1 < T < 0.5 \text{ Sec} & (6) \\ R_d = 1 & T < 0.03 \text{ Sec} & (7) \end{cases}$$

بنابر این تعیین ضریب R_d می‌توان از طریق هندسی با استفاده از منحنی شکل ۳ یا مستقیماً از روش نیومارک-هال استفاده کرد. ضریب مقاومت افزون Ω_0 در برگیرنده ظرفیتهای سازه‌ای فرای ظرفیت اسمی سازه هست و بطور کلی نتیجه موارد زیر است:

- درجه نامعینی سازه که بیانگر قابلیت سازه برای باز توزیع تلاشهای حاصله در اعضای مختلف آن می‌باشد.
- استفاده از مصالح با مقاومت بالاتر از آنچه در طراحی در نظر گرفته شده است.

- استفاده از ضرایب کاهش مقاومت و ضرایب بار در طراحی
- اثرات سختی کرنش
- استفاده از اعضای با اندازه بزرگتر از آنچه در طرح پیش‌بینی شده است.
- کنترل‌های ثانویه تغییر مکانهای سرویس
- اثر وجود المانهای غیر سازه‌ای



شکل ۴. شماتیک کلی تجهیزات آزمایش همراه با مشخصات و شرایط تکیه گاهی نمونه‌های مورد استفاده در این تحقیق

Fig. 4. Schematic of the testing rig and support conditions

توسط دو عدد جک هیدرولیکی با ظرفیت 200 kN فراهم است. تصویری از پانل دیواری با حداکثر ابعاد استفاده شده توسط سایر محققین در داخل قاب آزمایش در آزمایشگاه همراه با ابزارهای اندازه‌گیری در شکل ۶ نمایش داده شده است.

۳-۲- الگوی بارگذاری^۴

۳-۲-۱- بار جانبی

الگوی بارگذاری مورد استفاده در این تحقیق اعمال تغییرمکان جانبی بر اساس روش B استاندارد ASTM E2126-07 [۳۲] است که شامل یک چرخه کامل $0/5$ ، 1 ، 2 ، 3 و 4 میلی‌متر و سه چرخه کامل $1/5$ ، $1/6$ ، $2/4$ ، $3/32$ ، $4/40$ ، $48/56$ ، $64/72$ میلی‌متر می‌باشد مگر قبلاً گسیختگی یا افت مقاومت قابل توجهی رخ ندهد. دامنه‌های مذکور مربوط به $1/25$ ، $2/5$ ، 5 ، $7/5$ ، 10 ، 20 ، 40 ، 60 ، 80 ، 100 ، 120 ، 140 ، 160 و 180 درصد

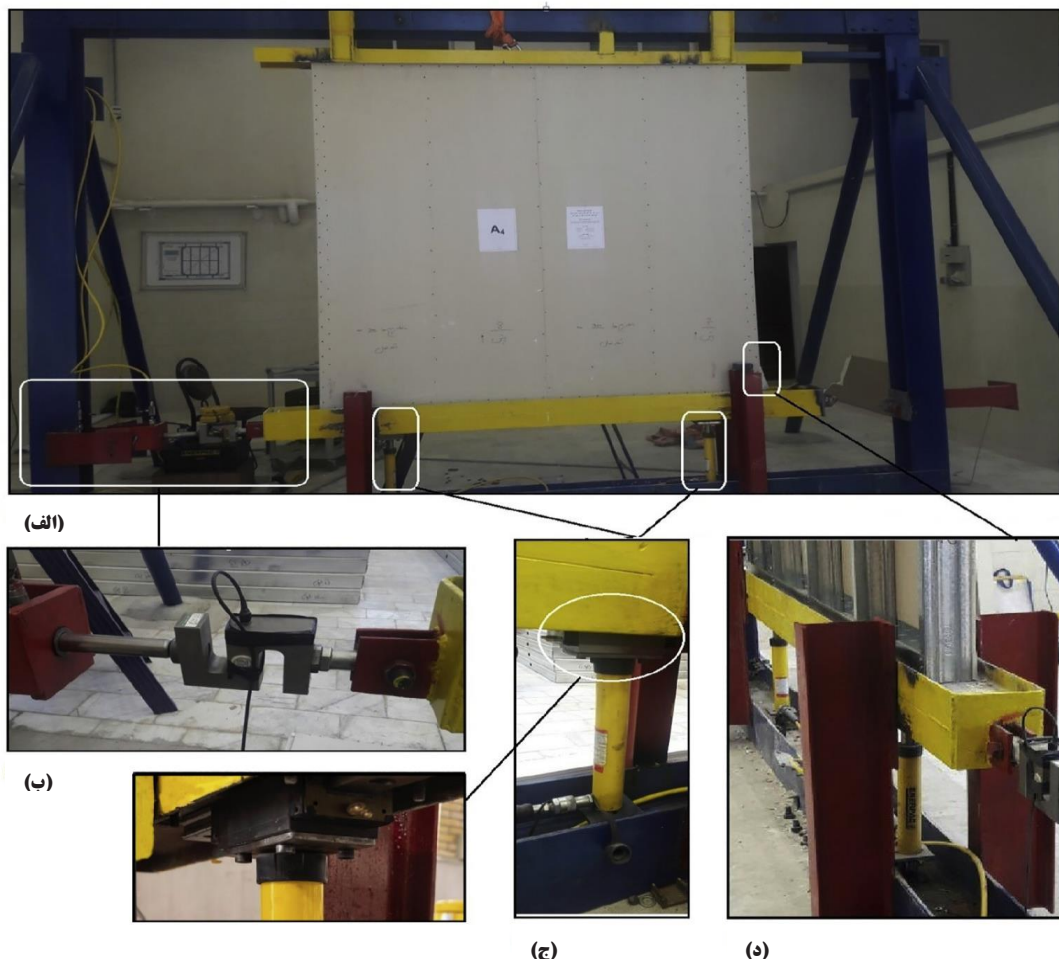
الف در شکل ۵ در نزدیکی استادهای کناری و میانی به تراک^۱ سمت خود بسته شده و ترکیب مستحکمی از پیچ و مهره برای اطمینان از عدم لغزش بین تراک و تیر وجود دارد. همچنین از چهار لچکی نگهدارنده مانند تصویر شکل ۵ بمنظور کاهش احتمال واژگونی و تأمین مسیر بار مناسب از نگهدارنده‌ها به استاداها استفاده شده است. جابجایی افقی تراک پائین با حسگر حرکتی^۲ (LVDT) اندازه‌گیری می‌شود. قابل ذکر است که با نظارت بر لغزش دیوار، جابجایی‌ها نسبت به پای دیوار اندازه‌گیری می‌شود و تمام اطلاعات از حسگر حرکتی و حسگر بار (Load cell) به کامپیوتر منتقل می‌شوند بطوریکه نیازی به یادداشت نیست و در رسم منحنی‌های بار-تغییرمکان^۳ هر نمونه مورد استفاده قرار می‌گیرند. همزمان با بارگذاری جانبی، امکان اعمال بار یکنواخت ثقلی به نمونه از طریق تیر باربر صلب پائینی

- 1 Track
- 2 Linear Variable Displacement Transducer
- 3 Load-Displacement Curves



شکل ۵. الف- نمایش بولت‌ها [۱۲]، ب- جزئیات لچکی پای دو انتهای استادهای کناری

Fig. 5. (a) Bolts [12], (b) Gusset angles



شکل ۶. الف- نمای کلی از برپایی آزمایش محققین ب- حسگرها و جک هیدرولیکی افقی ج- جک هیدرولیکی قائم د- نگهدارنده جانبی [۲۷]

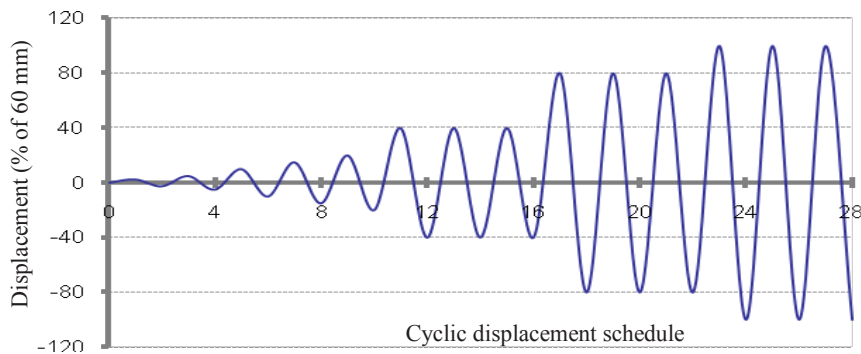
Fig. 6. Generic schema of testing rig, sensors and horizontal hydraulic jack, vertical hydraulic jack, lateral support

جدول ۱. دامنه چرخه‌های بارگذاری جانبی

Table 1. Cyclic displacement schedule

گام (Loading Step)	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
درصد جابجایی در ASTM	۱/۲۵	۲/۵	۵	۷/۵	۱۰	۲۰	۴۰	۶۰
درصد جابجایی در این تحقیق	۲/۵	۵	۱۰	۱۵	۲۰	۴۰	۸۰	۱۲۰*
دامنه هر چرخه (mm)	۱/۵	۳	۶	۹	۱۲	۲۴	۴۸	۷۲*
تعداد چرخه	۱	۱	۱	۱	۱	۳	۳	۳

*با توجه به محدودیت حرکت جک دستگاه و نیز حداکثر جابجایی مجاز (۶۰ mm)، در این گام جابجایی ۶۰ mm به عوض ۷۲ mm اعمال شده است.



شکل ۷. نمودار الگوی بارگذاری جانبی

Fig. 7. Lateral loading protocol

[۳۲] قرار دارد. جدول ۱ حاوی اطلاعات الگوی بارگذاری اعمال شده در این مطالعه می‌باشد. الگوی بارگذاری اعمال شده به صورت نمودار در شکل ۷ ترسیم شده است.

۳-۲-۲ بار ثقلی

بار ثقلی برای تمام نمونه‌ها ۴۰ kN برابر با حداکثر مقداری انتخاب شده که توسط هر دو نمونه بدون ایجاد کمانش‌های موضعی قابل تحمل است و قبلاً با انجام آزمایش فشاری یکنواخت (اعمال بار ثقلی خالص افزاینده) بر روی نمونه‌های مشابه اما لخت (قاب بدون پوشش یا بدون عنصر مقاوم جانبی) بدست آمده که تقریباً با مقاومت مجاز فشاری قاب ($0.6 P_n$ × تعداد استاد قاب) در حالت لخت برابر بوده و P_n مقاومت فشاری اسمی استاد (عضو فشاری جدار نازک) می‌باشد [۶ و ۳۳]. همانطور که پیش‌تر بیان شد

تغییر مکان جانبی نهایی دیوارها می‌باشند.

قابل توجه است در روش B آیین‌نامه ASTM [۳۲] تصریح شده دامنه چرخه‌ها باید کسری از جابجایی نهایی یکنواخت انتخاب شوند. اگر جابجایی نهایی یکنواخت بکار گرفته می‌شد آنگاه چونکه هر نمونه جابجایی نهایی مربوط به خودش را داشت، الگوی بارگذاری از نمونه‌ای به نمونه دیگر متفاوت می‌گشت. نظر به اینکه این مطالعه پیکربندی‌های مختلفی را به مقایسه می‌گذارد و لازم بود برای دیوارهای مختلف از دامنه‌های چرخه‌ای یکسانی استفاده شود، از اینرو روش B در این تحقیق با دامنه‌ای مستقل از آزمایش یکنواخت مورد استفاده قرار گرفته است. حداکثر دامنه جابجایی بازوی دستگاه ۷۵ mm است و این دامنه با توجه به حداکثر دریافت مجاز ۲/۵٪ (۶۰ mm برای نمونه‌ها) [۲۱] کافی بوده و سرعت بارگذاری حدود ۲ mm/s بوده که در محدوده توصیه شده ۱-۶۳ mm/s

جدول ۲. جزئیات پیکربندی نمونه‌ها

Table 2. Configurations of the specimens

نام پانل دیوار	ابعاد پانل (cm)	ابعاد قطعات پوشش (cm)	استاد کناری	فاصله استادها (cm)	استاد میانی	راستای نوار پوشش	تعداد بست میانی (Blocking)	بار ثقلی (kN)	شکل مربوطه
D-H-3	۱۲۰×۲۴۰	۶۰×۱۲۰	دوبل	۶۰	دوبل	افقی	۳	۴۰	شکل ۹-B
D-V-3	۱۲۰×۲۴۰	۶۰×۱۲۰	دوبل	۶۰	دوبل	قائم	۳	۴۰	شکل ۹-C

جدول ۳. مشخصات مکانیکی مقاطع فولادی

Table 3. The mechanical properties of the CFS sections

Nominal grade	۵۵۰ MPa	Yield strain	۰/۴۵٪
Nominal thickness	۰/۷ mm	Ultimate stress, F_u	۶۱۷ MPa
Elastic modulus	۱۶۹ GPa	Ultimate strain	۲/۸۶٪
Yield stress, F_y	۵۹۲ MPa	F_u/F_y	۱/۰۴

سه گام از ورق عبور کند. شکل ۸ مقاطع و پیچ‌های بکار گرفته شده را نشان می‌دهد. تمام اعضا شامل تراک‌ها و استادها در قابها با پیچ به یکدیگر متصل شده بطوریکه این اتصالات قادر به انتقال لنگر خمشی نیستند. به همین دلیل این قابهای لخت فاقد هر گونه مقاومت جانبی هستند و پوشش دو طرف آنها نقش مهار و تأمین مقاومت جانبی این دیوارها را دارد. نمونه‌ها پس از ساخته شدن در آزمایشگاه مرکز تحقیقات سازه و زلزله دانشگاه آزاد تفت بر روی تجهیزات مذکور سوار شده و تحت بارگذاری جانبی مورد آزمایش قرار گرفته‌اند.

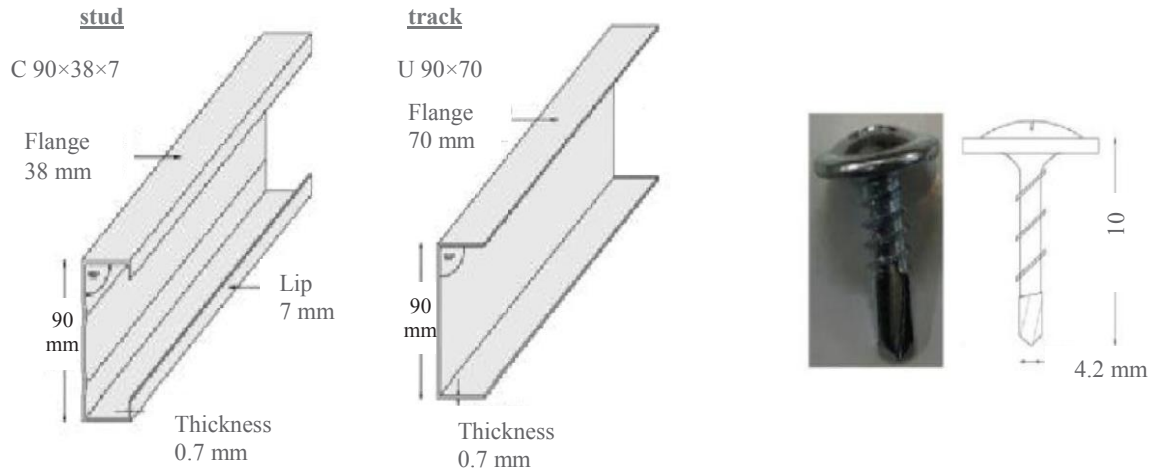
بدلیل عدم استفاده از قشر نازک کشسان و چسبیده روی سطح پشت پرسلان‌ها و به علت جلوگیری از ریزش یا جدا شدگی و پرتاب شدن تکه‌های پرسلان هنگام گسیختگی، پس از پیچ کردن قطعات پوشش، درز بین سرامیک و قاب در چهار طرف دیوار و همچنین درز بین سرامیک‌ها از یکدیگر با چسب آکوارיום پر شده‌اند. شکل ۹ نمای سمت پوشش پرسلانی نمونه‌ها را با جزئیات مربوطه نشان می‌دهد. پرسلان نسل جدیدی از سرامیک می‌باشد که استحکام خمشی، کششی و فشاری حدود سه برابر سنگ گرانیت

این بار ثقلی ثابت در طی انجام آزمایش از طریق تیر باربر صلب پائینی بطور یکنواخت بر تراک پائینی قابل اعمال است.

۴- برنامه آزمایش

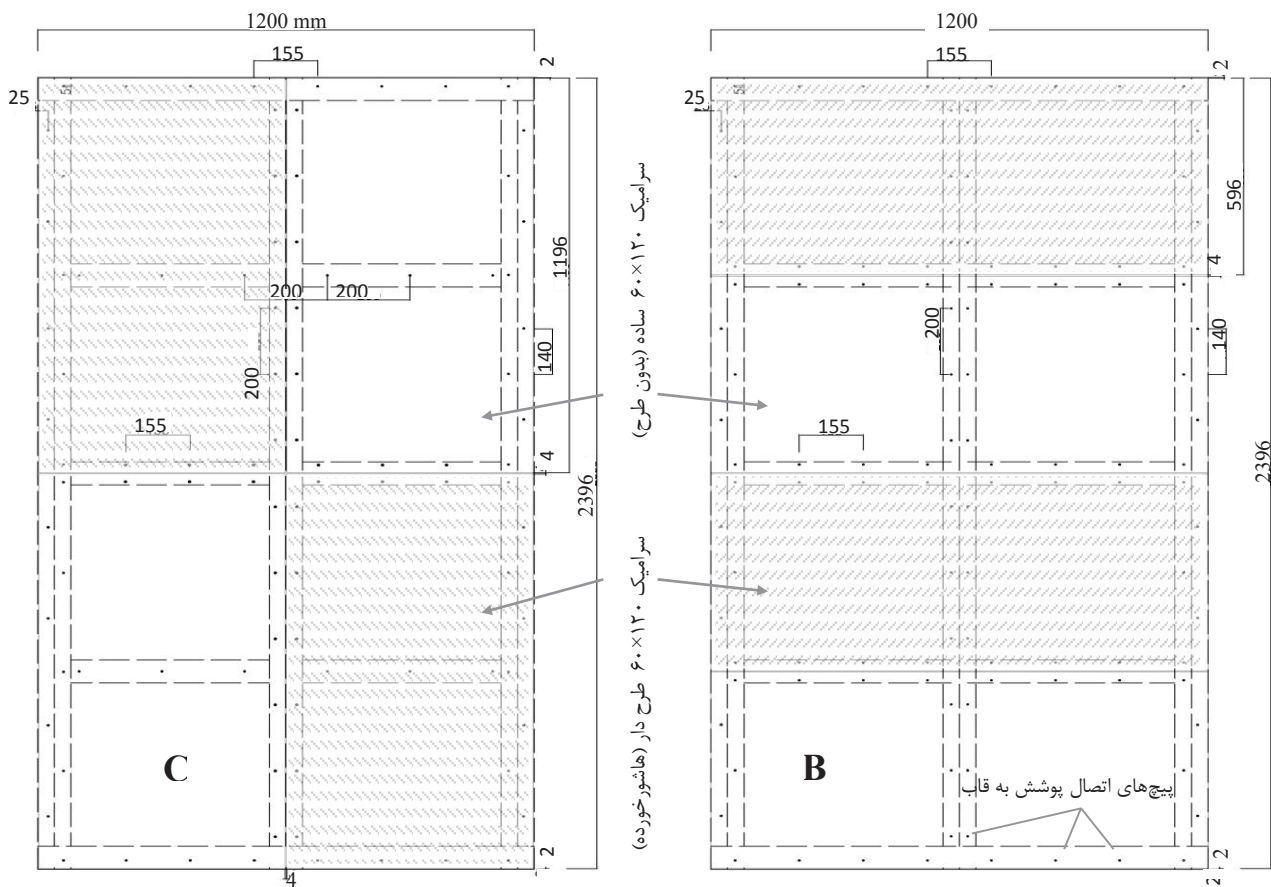
این برنامه شامل آزمایش دو نمونه دیوار برشی تمام مقیاس با ابعاد ۱/۲×۲/۴ متر و با سایر مشخصات نشان داده شده در جدول ۲ برای بررسی عملکرد جانبی هیسترسیز پیکربندی‌های مختلف دیوارهای فولادی سرد نورد شده می‌باشد.

در ساخت نمونه‌ها از مقاطع فولادی سرد نورد شده با مشخصات مکانیکی مذکور در جدول ۳ برای اعضای قابها استفاده شده است. ضخامت ورق مورد استفاده در تولید مقاطع ۰/۷ mm است. قطعات سرامیک پرسلان با ابعاد ۶۰×۱۲۰ cm برای پوشش یک سمت دیوار و گچ برگ (کناف) یکپارچه به ضخامت ۱۲/۵ mm در سمت دیگر بکار رفته‌اند. اتصالات تماماً از نوع پیچی می‌باشند. مقاومت کششی پیچ‌ها ۱۱/۹ MPa و مقاومت برشی آنها ۶/۸ MPa بوده و سایز پیچ‌ها به اندازه‌ای انتخاب شده که بعد از سفت شدن حداقل



شکل ۸. جزئیات هندسی پیچ‌های خودکار و مقاطع استاده‌ها و تراک‌ها یا بست‌های انسجام دهنده (توحلی یا strut)

Fig. 8. The Screws and sections of studs and tracks or struts



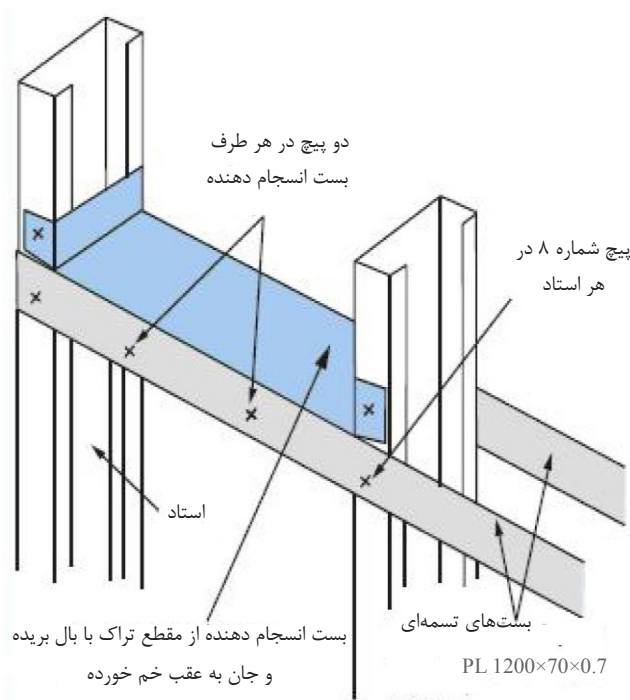
شکل ۹. جزئیات نمونه‌ها از سمت پوشش پیرسلانی (اعداد به mm)

Fig. 9. The details of specimens on the porcelain side (values in mm)

جدول ۴. مشخصات سرامیک پرسلان استفاده شده در این تحقیق

Table 4. The properties of porcelain

چگالی	مقاومت فشاری	مقاومت کششی	تعداد کل
۲۲۰۰ kg/m ³	۱۳۰ MPa	۸/۵ MPa	۸



شکل ۱۰. اتصال بست‌های تسمه‌ای، انسجام دهنده و استاداها [۶]

Fig. 10. The joining of flat straps to the struts and studs

تکیه‌گاهی و درجه نامعینی این قطعات بیشتر می‌شود و احتمال ناپایداری و جدا شدن آنها از دیوار کاهش می‌یابد. فاصله پیچ‌های لبه صفحات پوشش بطور معمول نزدیک ۱۵ سانتیمتر می‌باشد و فاصله پیچ‌های قسمت میانی صفحات پوشش ۲۰ سانتیمتر است [۶] نحوه اتصال بست‌های تسمه‌ای به بست انسجام دهنده و استاداها در شکل ۱۰ ارائه شده‌اند. در این شکل بست‌های تسمه‌ای PL ۱۲۰۰×۷۰×۰/۷

مورد استفاده در این تحقیق می‌باشد. نامگذاری نمونه‌ها در جدول ۲ از سه بخش تشکیل شده که از چپ به راست، اولی معرف استاد میانی دوبل (D) است، دومی بیانگر راستای نوارهای پوشش (H) برای وضعیت افقی و V برای وضعیت عمودی) و سومی مشخص کننده تعداد ردیف‌های بست انسجام دهنده در ارتفاع دیوار است. بطور مثال نمونه D-V-3 دارای استاد

را دارا می‌باشد و وزن مخصوصی ۲۵ درصد کمتر از سنگ دارد. بنابر این با ضخامت و وزن کمتر، چند برابر مقاومت سنگ را تأمین می‌کند. بعلاوه اینکه برخلاف سنگ، بدلیل صنعتی بودن، فاقد رگه هست و از اینرو برای استفاده در سازه خصوصاً با اتصال خشک مطمئن‌تر از سنگ است. ضخامت سرامیک‌های استفاده شده ۱۱ mm است و سایر مشخصات آنها در جدول ۴ ارائه شده است.

حداقل فاصله مرکز پیچ‌های واقع در لبه صفحات پوشش تا لب سرامیک برابر با حداکثر ممکن ۲/۵ سانتیمتر می‌باشد تا حداقل فاصله آئین‌نامه‌ای پیچ از لبه مقاطع فولادی رعایت شود. کلاهک پیچ‌ها بعد از نصب به صورت نمایان باقی مانده‌اند. چون احتمال ترک خوردن صفحات پوشش بدلیل تود بودن سرامیک وجود دارد، هر چقدر فاصله پیچ‌های اتصال کمتر شود نقاط



شکل ۱۱. نمونه مودهای گسیختگی مشاهده شده

Fig. 11. Observed failure modes

اتصال پوشش پرسیان واقع در گوشه قاب نیز همراه می‌باشد. ترک خوردگی سرامیک‌ها در جابجایی ۴۸ mm اتفاق افتاده و از این مشاهدات چنین بر می‌آید که استفاده از کناف در سمت مقابل سرامیک پرسیان باعث پیدایش زودتر گسیختگی در دیوار می‌شود و می‌تواند حداکثر ارتفاع مجاز سیستم سازه‌ای SPS خالص (بدون کناف در سمت مقابل) را کاهش دهد. گستردگی خرابی‌ها در نمونه D-V-3 اندکی بیشتر می‌باشد. میزان خرابی‌های کناف حساسیت چندانی به تغییر پیکربندی ندارد. تعداد انگشت شماری از پیچ‌های اتصال دهنده پرسیان به قاب، به بیرون پرتاب شده‌اند. این پیچ‌های بیرون آمده هیچکدام کامل نبوده بلکه بریده شده‌اند و بخش کلاهک‌دار آنها به بیرون پرتاب شده است. به غیر از این پیچ‌های اتصال، هیچ عضو یا قطعه پوششی در طی بارگذاری نمونه‌ها دچار ناپایداری یا فروریزش نگردیده که حاکی از تعداد مناسب پیچ‌های اتصال دهنده پوشش پرسیان و کفایت درجه نامعینی قطعات پرسیان است. از بین نمونه‌های آزمایش شده، نمونه D-H-3 بیشترین مقاومت جانبی را داشته و همچنین حداکثر دررفت مجاز (۲/۵٪) فقط توسط این نمونه تحمل شده است. شکل ۱۱ مودهای گسیختگی مشاهده شده را نشان می‌دهد. تصاویر بیشتری از مودهای خرابی بطور واضح‌تر در شکل ۱۲ نشان داده شده‌اند.

دوبل میانی بوده و قطعات پوشش در نوارهای قائم نصب شده‌اند و از سه ردیف بست انسجام دهنده به فواصل مساوی استفاده شده است. بست ردیف وسط همچنانکه در شکل ۹ پیدا است الزاماً در وسط ارتفاع دیوار واقع است [۶] و دو ردیف مضاعف دیگر نیز بدلیل امکان انجام مقایسه قابها، به فواصل یکسان در بالا و پایین آن که درزی هم وجود ندارد واقع شده‌اند. در این نمونه در هر دو راستا دو ردیف نوار پوشش وجود دارد. در نمونه D-H-3 که چهار ردیف نوار پوشش در راستای افقی وجود دارد الزاماً در محل‌های درز افقی پوشش، از سه ردیف بست انسجام دهنده استفاده شده است [۶]. در تمام نمونه‌ها از استاد کناری دوبل استفاده شده است. سمت پوشش پرسیان در ردیف تمام بست‌های انسجام دهنده، بست تسمه‌ای نیز وجود دارد و در سمت دیگر نمونه‌ها بدلیل یکپارچه بودن پوشش کناف نیازی به بست تسمه‌ای نداشته و الزاماً فقط در ردیف وسط، بست تسمه‌ای وجود دارد [۶].

۵- نتایج آزمایش

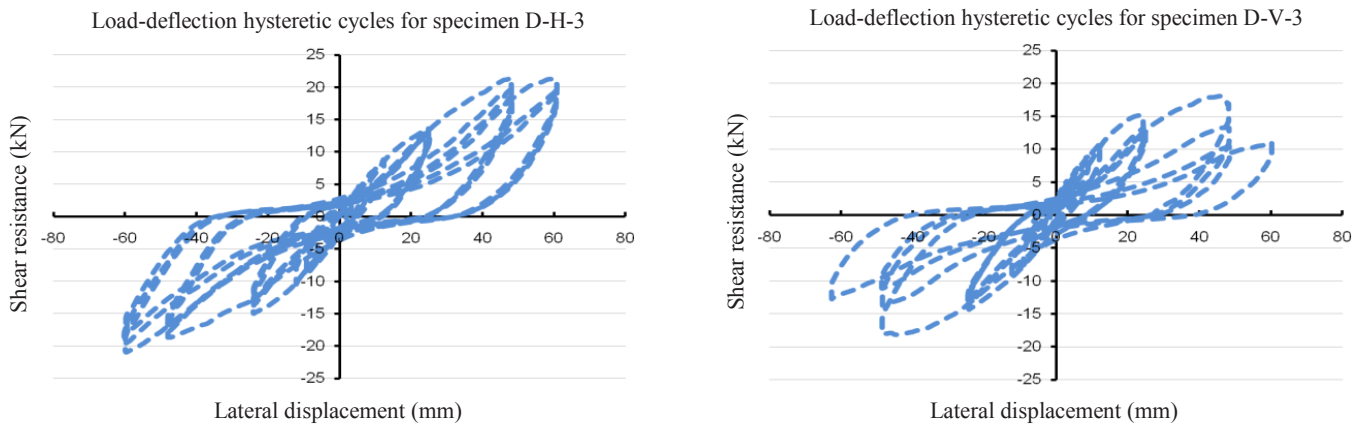
۵-۱- مشاهده مودهای گسیختگی

بر اساس مشاهدات انجام شده در طول آزمایشات گسیختگی‌ها عموماً با ترک خوردن گوشه‌های کناف در جابجایی ۲۴ mm (گام ششم بارگذاری) شروع به پیدایش نموده که در نمونه D-H-3 با گسیختگی برشی پیچ‌های



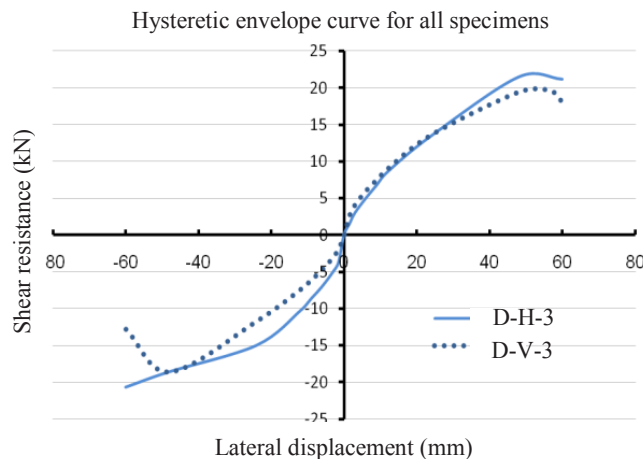
شکل ۱۲. نمایش ترک خوردگی‌های پوشش سرامیکی پرسلان، لهیدگی پای استاد و بیرون زدگی بیج اتصال پوشش با قاب

Fig. 12. Illustration of porcelain sheathing fraction, decay at the end of stud and place of the shorn screw



شکل ۱۳. چرخه‌های هیسترسیز بار-تغییر مکان نمونه‌ها

Fig. 13. Hysteresis cycle curves of the specimens



شکل ۱۴. منحنی پوش هیسترسیز نمونه‌ها

Fig. 14. Hysteretic envelope curves of the specimens

انرژی جذب شده توسط نمونه‌ها در هر گام بارگذاری برابر است با مساحت داخل چرخه‌های هیسترسیز مربوط به آن گام که در جدول ۵ محاسبه شده است. در این جدول در مورد تمام نمونه‌ها جذب انرژی قابل ملاحظه از گام ششم بارگذاری مشاهده می‌شود. این جهش جذب انرژی برای میانگین نمونه‌ها در نمودار شکل ۱۵ نشان داده شده است. نظر به اینکه با آغاز تسلیم عناصر، سازه شروع به جذب انرژی می‌کند، بنابراین این حدوداً از اواخر گام

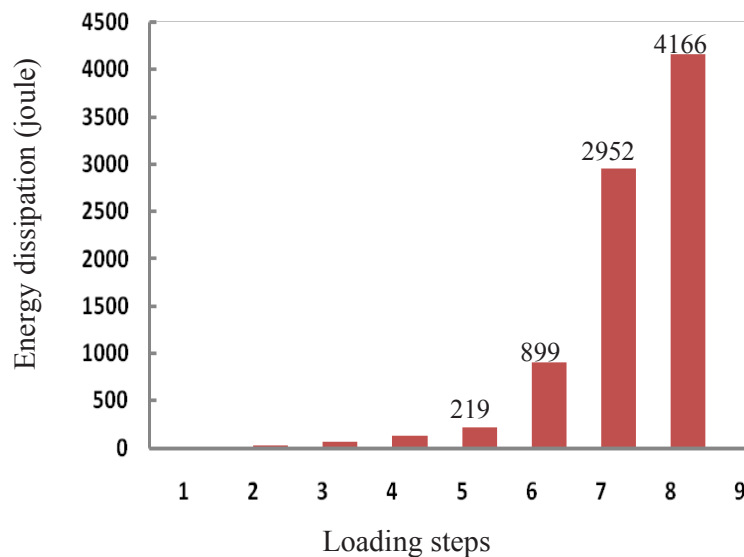
۵-۲- محاسبه پارامترهای لرزه‌ای

با استفاده از چرخه‌های هیسترسیز بار-تغییر مکان حاصل از اطلاعات ثبت شده توسط کامپیوتر تجهیزات آزمایشگاه، منحنی پوش هیسترسیز برای نمونه‌ها ترسیم می‌شود و بدین ترتیب منحنی رفتار واقعی بدست می‌آید. منحنی‌های چرخه هیسترسیز و پوش هیسترسیز نمونه‌ها در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ ارائه شده‌اند.

جدول ۵. میزان جذب انرژی نمونه‌ها در گام‌های بارگذاری (ژول)

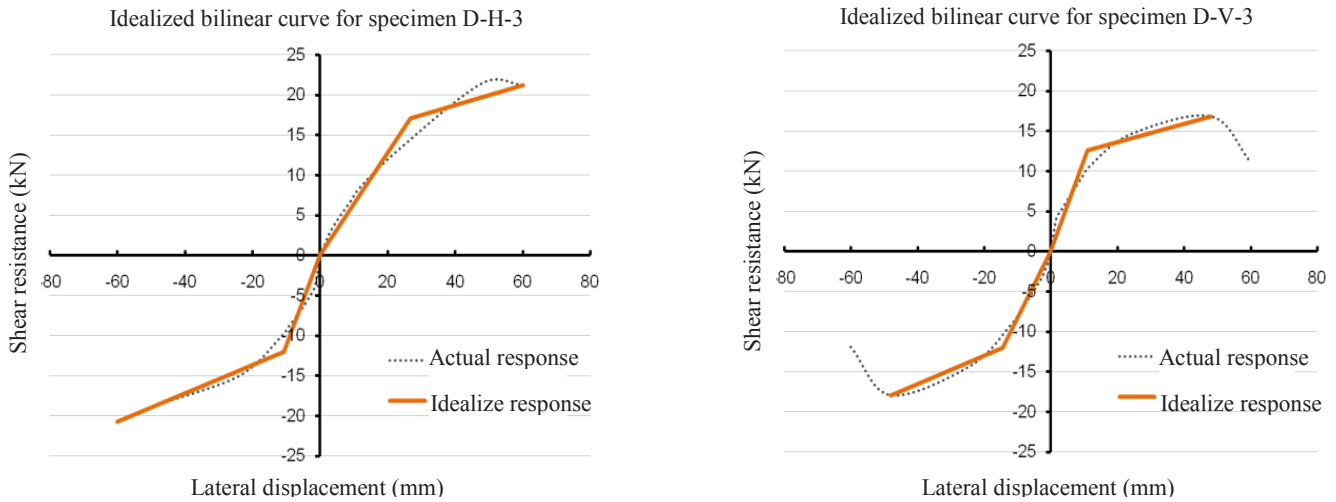
Table 5. Energy absorption of the specimens (in terms of Joule)

نمونه / گام	D-H-3	D-V-3	میانگین
۱	۹	۸	۹
۲	۲۷	۲۵	۲۶
۳	۶۷	۶۲	۶۵
۴	۱۲۹	۱۲۵	۱۲۸
۵	۲۱۷	۲۲۰	۲۱۹
۶	۹۶۳	۸۳۴	۸۹۹
۷	۳۰۷۵	۲۸۲۹	۲۹۵۲
۸	۵۵۰۳	۲۸۲۹	۴۱۶۶



شکل ۱۵. میانگین جذب انرژی نمونه‌ها

Fig. 15. Average energy absorption of the specimens



شکل ۱۶. منحنی ایده‌آل دو خطی نمونه‌ها

Fig. 16. The idealized bilinear curves of specimens

جدول ۶. محاسبه ضریب رفتار R براساس FEMA

Table 6. Calculated response modification factors based on the FEMA

Specimen	Direction	V_y (kN)	Δ_y (mm)	Δ_r (mm)	V_s (kN)	Δ_s (mm)	μ	R_d	Ω_0	R	V_{max} (kN)
D-H-3	+	۱۷/۱۱	۲۶/۸	۶۰	۱۰/۶	۱۶/۸۸	۲/۲	۱/۹	۱/۶۱	۳/۱	۲۱/۵
	Ave()									۴/۱	
D-V-3	-	۱۲/۰۵	۱۰/۶۷	۶۰	۷/۵۳	۶/۹۵	۵/۶	۳/۲	۱/۶	۵/۱	۲۰/۷
	+	۱۲/۶	۱۱	۴۸	۷/۸۷	۷/۱۴	۴/۴	۲/۸	۱/۶	۴/۵	۱۶/۹
	Ave()									۴/۱	
	-	۱۲	۱۴/۴	۴۸	۷/۷	۹/۵	۳/۳۳	۲/۴	۱/۵۶	۳/۷	۱۷/۹

با جزئیاتی که قبلاً در بخش [۲- ضریب رفتار سازه] توضیح داده شد، منحنی ایده‌آل دو خطی نمونه‌ها طبق شکل ۱۶ ترسیم شده و ضریب رفتار نمونه‌ها با روش توضیح داده شده و روابط ارائه شده در بخش [۲- ضریب رفتار سازه]، مطابق جدول ۶ محاسبه می‌شوند، سپس اتلاف انرژی (E)، ضریب شکل‌پذیری، مقاومت نهایی و سایر مشخصه‌های لرزه‌ای بطور خلاصه در جدول ۷ آمده‌اند.

مقادیر $R=4/1$ محاسبه شده برای پیکربندی‌ها نشان می‌دهد که مقدار توصیه شده برای قابهای CFS در بعضی آئین‌نامه‌ها نظیر AISI و FEMA مقداری قابل قبول و تا حدودی نیز محافظه کارانه است درحالی‌که

پنجم یا عبارتی جایابی mm ۱۲، نقطه تسلیم بارز سازه می‌شود. در نتیجه نمونه‌ها قبل از حداکثر جایابی مجاز در زلزله سطح بهره‌برداری (mm) $H=12/0.05$ وارد مرحله غیر ارتجایی نگردیده‌اند. بعلاوه برش پایه اعمال شده متناظر با این جایابی می‌تواند بعنوان مقاومت طراحی قابهای مورد آزمایش برای تعیین V_s در نظر گرفته شود. البته برای تعیین دقیق‌تر V_s در این تحقیق، تراز از برش پایه که منحنی رفتار واقعی (منحنی پوش هیسترسیز) از منحنی رفتار ایده‌آل دو خطی در راستای محور جایابی به اندازه Δ_s ۰/۰۵۵ فاصله می‌گیرد، بعنوان V_s برای محاسبه ضریب رفتار در نظر گرفته شده و Δ_s جایابی متناظر با آن می‌باشد.

جدول ۷. مقدار مشخصه‌های هر نمونه

Table 7. Characteristic values of the specimens

نمونه	V_y (kN)	V_{max} (kN)	E (J)	μ	Ω_0	R
D-H-3	۸/۲	۲۱/۱	۵۵۰۳	۳/۹	۱/۶	۴/۱
D-V-3	۱۲/۱	۱۷/۴	۲۸۲۹	۳/۹	۱/۶	۴/۱

است که ۱۲ درصد افزایش مقاومت جانبی حداکثر نسبت به حالت نوارهای پوشش قائم مشاهده می‌شود.

اگرچه برای دو جهت مختلف چرخه هیسترسیز، نتایج با تفاوت معناداری مشاهده می‌شود که می‌تواند حاکی از وجود خطاهای بزرگ در ابزارهای آزمایش و برداشت نتایج باشد اما از آنجاکه نمونه شاهد یا چرخه هیسترسیز نمونه آزمایشگاهی مشابه بمنظور راست آزمایی در دسترس نبوده و نیز به دلیل آزمایش تعداد اندک نمونه برای هر پیکربندی، انجام آزمایشات و بررسی‌های بیشتر تا رسیدن به نتایج قابل اطمینان تر توصیه می‌شود.

منابع

- [1] Gad E.F., et al.; "Lateral performance of cold-formed steel-framed domestic structures", Eng. Structures. 21 (1) (1999) 83–95.
- [2] Esmaeili M.A., Javaheri-tafti M.R., et. al.; "Investigation of the effect of mortar size on the cyclic behavior of a brick shear wall in a cold-formed steel frame using experimental studies", J. Iranian society of civil engineering, 63 (2021) 30–44., http://isceiran.org/article_148868.html, in Persian.
- [3] Ronagh H.R., et al.; "Lateral force resisting systems in lightweight steel frames: recent research advances", Thin-Walled Structures. 130 (2018) 231–253.
- [4] Ronagh H.R., et al.; "Numerical models for lateral behavior analysis of cold-formed steel framed walls: state of the art, evaluation and challenges", Thin-Walled Structures. 138 (2019) 252–285.

ضریب رفتار پیشنهادی $R=2$ در آئین‌نامه استرالیا (AS4600) خیلی محافظه کارانه‌تر است و نیز در جدول ۷ کمترین مقاومت حداکثری (V_{max}) به نمونه D-V-3 اختصاص دارد که حدود ۱۸٪ نسبت به نمونه D-H-3 کمتر است و جذب انرژی کمتری نیز داشته است.

۶- نتیجه‌گیری و پیشنهاد

از بررسی نتایج بدست آمده و مقایسه آنها با آزمایشات دیگر چنین بر می‌آید که بکارگیری پوشش SPS معرفی شده در این پژوهش برای مهار قابهای LSF نسبت به سایر مواد پوششی غیر رسمی نظیر صفحات گچی یا تخته سیمان الیافی و غیره در آئین‌نامه‌های معتبر با ضریب رفتار پیشنهادی ۲ تا ۳، افزایش حداقل ۳۰ درصد ضریب رفتار بعلاوه افزایش مقاومت جانبی را به همراه خواهد داشت. خلاصه نتایج بدست‌آمده از این تحقیق به شرح زیر می‌باشند:

مقایسه نتایج آزمایش نمونه‌های D-V-3 و D-H-3 تأثیر راستای نوارهای پوشش را نشان می‌دهد. ضریب رفتار R نمونه‌های با نوارهای پوشش قائم و افقی درحالیکه بار ثقلی ثابت به نمونه‌ها اعمال می‌شود باهم برابر هستند. در مورد μ نیز برای هر دو پیکربندی مقادیر برابر بدست آمده است. بنابر این راستای نوارهای پوشش SPS بر ضریب رفتار و شکل‌پذیری نمونه‌ها بی‌تأثیر است.

ضرایب رفتار پیکربندی‌های مورد مطالعه برابر با ۴/۱ ارزیابی گردیده است که نشان می‌دهد استفاده از مقادیر آئین‌نامه‌ای ۳ یا ۲ محافظه کارانه است.

حداکثر مقاومت برشی در نمونه با نوارهای پوشش قائم ۱۷/۴ کیلو نیوتن است درحالیکه در نمونه با نوارهای پوشش افقی ۲۱/۱ کیلو نیوتن

- with straw boards”, *Thin-Walled Structures*. 124 (2018) 350–365.
- [16] AISI.; “Standard for cold-formed steel framing—lateral design”, Washington, DC: American Iron and Steel Institute, 2004.
- [17] AISI.; “Standard for cold-formed steel framing general provisions”, Washington, DC: American Iron and Steel Institute, 2004.
- [18] AISI.; “Standard for cold-formed steel framing—header design”, Washington, DC: American Iron and Steel Institute, 2004.
- [19] AISI.; “Standard for cold-formed steel framing—wall stud design”, Washington, DC: American Iron and Steel Institute, 2004.
- [20] AISI.; “Standard for cold-formed steel framing—truss design”, Washington, DC: American Iron and Steel Institute, 2004.
- [21] FEMA-450.NEHRP; “recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures”, Part 1: provisions. USA: Building Seismic Safety Council, 2003.
- [22] FEMA-P750. NEHRP; “recommended seismic provisions for new buildings and other structures”, USA, Washington, DC: Building Seismic Safety Council, 2009.
- [23] TI809-07; “Design of cold-formed load bearing steel systems and masonry veneer/steel stud walls”, US Army Corps of Engineers, Engineering and Construction Division, Washington, DC: 1998.
- [24] AS/NZS4600; “Cold-formed steel structures”, AS/NZS 4600. Australian Building Codes Board: 2005.
- [25] Uang C.M.; “Establishing R (or R_w) and Cd factors for building seismic provisions”, *Journal of Structural Engineering*, 1991, 117(1):19–28.
- [26] FEMA-356; “Pre standard and commentary for the seismic rehabilitation of building”, USA, Building Seismic Safety Council: 2000.
- [27] Ayatollahi S.R., Usefi N., Ronagh H.R., et. al.; “Performance of gypsum sheathed CFS panels under combined lateral and gravity loading”, *J. Constr. Steel*
- [5] AISI-S400; “North American Standard for Seismic Design of Cold-Formed Steel Structural Systems”, The American Iron and Steel Institute, Washington, DC: 2015.
- [6] BHRC.; “cold-formed light steel structures design and construction code (structural)”, NO.612, Tehran: Building and Housing Research Center, 2013, <https://sama.mporg.ir/sites/publish/SitePages/ZabetehView.aspx?mdid=4877>, in Persian
- [7] Pan C.L., Shan M.Y.; “Monotonic shear tests of cold-formed steel wall frames with sheathing”, *Thin-Walled Structures* 49 (2) (2011) 363–370.
- [8] Baran E., Alica C.; “Behavior of cold-formed steel wall panels under monotonic horizontal loading”, *J. Constr. Steel Res.* 79 (2012) 1–8.
- [9] Mohebbi S., et al.; “Experimental work on single and double sided steel sheathed cold-formed steel shear walls for seismic actions”, *Thin-Walled Structures*. 91 (2015) 50–62.
- [10] Esmaeili Niari S., Rafezy B., Abedi K.; “Seismic behavior of steel sheathed cold formed steel shear wall: experimental investigation and numerical modeling”, *Thin-Walled Structures*. 96 (2015) 337–347.
- [11] Javaheri-tafti M.R., et al.; “An experimental investigation on the seismic behavior of cold-formed steel walls sheathed by thin steel plates”, *Thin-Walled Structures*. 80 (2014) 66–79.
- [12] Zhang W., et al.; “Experiments and simulations of cold-formed steel wall assemblies using corrugated steel sheathing subjected to shear and gravity loads”, *J. Structures Eng.* 143 (3) (2017).
- [13] Zeynalian M., Ronagh H.R.; “Seismic performance of cold formed steel walls sheathed by fiber-cement board panels”, *J. Constr. Steel Res.* 107 (2015) 1–11.
- [14] Xu Z., et al.; “Seismic performance of high-strength lightweight foamed concrete filled cold-formed steel shear walls”, *J. Constr. Steel Res.* 143 (2018) 148–161.
- [15] Xu Z., Chen Z., Yang S.; “Seismic behavior of cold-formed steel high-strength foamed concrete shear walls

- [31] Zeynalian M., Ronagh H.R.; An experimental investigation on the lateral behavior of knee-braced cold-formed steel shear walls, *Thin-Walled Structures*, 51 (2012) 64–75.
- [32] ASTM E2126-07; “Standard test methods for cyclic (reversed) load test for shear resistance of walls for buildings”, USA, 2007, P. 13.
- [33] Yu w.w.; “cold-formed steel design”, Mirghaderi R., Iran, 2009, p .840, in Persian.
- Res., <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106125>
- [28] Nassara A., Krawinkler H.; “Seismic demands for SDOF and MDOF systems”, United States, 1991, p. 24.
- [29] Miranda E., Bertero V.; “Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design”, *Earthquake Spectra*, 1994, 10(2):357–79.
- [30] Newmark N., Hall W.; “Earthquake spectra and design. Berkeley”, CA: Earthquake Engineering Research Inst., 1982.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S. R. Sowlat-Tafti, M. R. Javaheri-Tafti, H. R. Ronagh, *Study of the Effect of Porcelain Sheathing Direction on the Lateral Resistance of Cold-Formed Steel Shear Wall under Constant Gravity Loading by Experiment*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 56(6) (2024) 653-676.

DOI: [10.22060/ceej.2024.22451.7984](https://doi.org/10.22060/ceej.2024.22451.7984)



