

Research Paper

Analytical Evaluation of the Seismic Performance of Coupled Composite Concrete-Filled Steel Plate Shear Walls with Flexure- and Shear-Controlled Coupling Beams

Hamed Farhangian¹, Seyed Rasoul Mirghaderi^{2*}, Mohammad Khanmohammadi³

1- Ph.D. Student in Structural Engineering, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

2- Full Professor, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

3- Associate Professor, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran



Citation: Farhangian, H., Mirghaderi, S.R., and Khanmohammadi, M. (2026), "Analytical Evaluation of the Seismic Performance of Coupled Composite Concrete-Filled Steel Plate Shear Walls with Flexure- and Shear-Controlled Coupling Beams", *Journal of Steel & Structures*, 20(52), pp.5-20.

 [10.22034/jss.2026.581459.1035](https://doi.org/10.22034/jss.2026.581459.1035)

Article info:

Article History:

Received: 25 December 2025

Revised: 25 February 2026

Accepted: 19 March 2026

Published: 22 June 2026

Keywords:

Double Skin Composite Shear Wall
Coupling Beam
Flexure-Controlled Beam
Shear-Controlled Beam
Nonlinear Static Analysis

ABSTRACT

Background: One of the structural systems that has attracted significant attention from researchers and engineers over the past two decades is the composite plate shear wall-concrete filled (C-PSW/CF) system. In high-rise buildings, shear wall cores are commonly employed to meet structural demands; however, the presence of openings necessitates coupling the walls using coupling beams. In the existing literature, most studies have focused on isolated C-PSWs/CF, whereas only limited research has been conducted on coupled C-PSWs/CF and link beams. Therefore, the need for further investigation in this area is clearly evident. Depending on their geometric characteristics, link beams may exhibit either flexure- or shear-controlled behavior.

Methods: In the present study, the behavior and performance of coupled C-PSWs/CF are investigated in terms of stiffness, strength, and ductility. The influence of link beam type on the structural response and performance of the system is also examined. To this end, nonlinear modeling is conducted using OpenSees.

Results: The type of coupling beam has a significant effect on the key structural parameters, including stiffness, strength, and ductility. In the structures studied, the maximum strength of the composite wall system with shear-controlled coupling beams was 33–35% higher than that with flexure-controlled coupling beams.

Conclusion: The distribution of story drift in coupled walls exhibits behavior intermediate between that of isolated walls and moment-resisting frames. Specifically, coupling the walls alters their response from cantilever action toward frame-like behavior, resulting in the maximum story drift shifting from the top stories to the mid-height levels.

* Corresponding Author's E-mail: rmirghaderi@ut.ac.ir



Copyright for this article are retained by the author(s) with publishing rights granted to Iranian Society of Steel Structures Press. The content of this article is subject to the terms and conditions of the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC-BY-NC 4.0) License. For more information, please visit <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Introduction

Shear walls are widely recognized as one of the most effective lateral load-resisting systems in mid- and high-rise buildings, owing to their considerable stiffness, strength, and capacity to control inter-story drift under seismic loading. Among the various configurations, composite plate shear wall-concrete filled (C-PSW/CF), which combine steel plate and concrete components, have attracted significant attention due to their superior performance, and efficient construction process compared with conventional reinforced concrete or steel walls. When two or more composite wall piers are interconnected through link beams, the resulting coupled C-PSW/CF system provides additional advantages, including improved energy dissipation capacity, and a more favorable overall seismic response, as the link beams are intended to act as ductile fuses that yield prior to the wall piers. Although extensive research has been devoted to the behavior of isolated composite shear walls, studies specifically addressing coupled composite shear walls and the performance of their link beams remain considerably scarce in the literature. More importantly, no comprehensive investigation has yet been conducted to systematically compare the structural behavior of shear-controlled and flexure-controlled link beams within composite coupled shear wall systems, despite the significant influence that link beam behavior can exert on the global seismic performance of the coupled system. The present study aims to address this gap by investigating coupled C-PSWs/CF incorporating steel link beams, considering both shear-controlled and flexure-controlled configurations, with the objective of comprehensively evaluating and comparing their flexural and shear behavior.

Methods

In the present study, coupled C-PSW/CF systems are investigated in prototype buildings with 5- and 10-story configurations and a predetermined plan layout. The seismic loading and structural analysis are carried out in accordance with

ASCE 7-22, while the design follows the provisions of AISC 341-22 and AISC 360-22. Following the initial analysis and design phase, all relevant code requirements are verified, and redesign is performed where necessary to ensure full compliance. The design philosophy adopted for the coupled wall systems is based on a weak beam-strong wall approach, in which the link beams are proportioned to reach a displacement-controlled behavior prior to the wall piers, thereby acting as the primary ductile fuses of the system. In addition, the length and dimensional proportions of the link beams govern whether their behavior is flexure-controlled or shear-controlled, and the studied wall systems are designed and proportioned accordingly. For nonlinear modeling, an equivalent beam-column element located at the centroid of the wall cross-section is employed to represent the wall piers, using a fiber-based formulation implemented in OpenSees. Distributed plasticity elements are used to model the wall piers, whereas the link beams are represented using a concentrated plasticity formulation. Nonlinear static analysis is performed to evaluate the seismic behavior of the systems. To validate the adopted nonlinear modeling approach, the analytical results are compared with an experimental specimen available in the technical literature. The comparison shows good agreement between the analytical and experimental results in both the linear and nonlinear ranges, confirming the accuracy and reliability of the proposed modeling approach.

Results

The comparative analysis reveals that the initial stiffness of the coupled wall system with shear-controlled link beams is 8% and 5% higher than that of the system with flexure-controlled link beams for the 5- and 10-story structures, respectively. Since the wall piers are identical in both configurations, this difference is attributed to the higher stiffness of shear-controlled link beams relative to their flexure-controlled counterparts. Similarly, the maximum strength of the system with shear-controlled link beams exceeds that of the flexure-controlled configuration by 35% and

33% for the 5- and 10-story structures, respectively, reflecting the greater capacity of shear-controlled link beams. The ductility of the 5-story systems with flexure-controlled and shear-controlled link beams is calculated as 7.9 and 10.7, respectively, while for the 10-story systems the corresponding values are 7.46 and 8.33. This enhanced ductility in the shear-controlled configuration stems from the higher ductility potential of shear-controlled link beams. These results indicate that converting link beams from flexure-controlled to shear-controlled behavior can substantially improve the stiffness, strength, and ductility of composite coupled wall systems. In terms of lateral deformation behavior, unlike isolated shear walls, which exhibit a cantilever-type response with maximum inter-story drift occurring at the top story, coupled wall systems display a behavior intermediate between a cantilever wall and a moment frame, with maximum drift initially concentrated at mid-height stories. However, as the pushover analysis progresses and plastic hinges form in the link beams, the coupling action diminishes, causing the system to behave increasingly like two independent wall piers, with the maximum drift subsequently shifting toward the upper stories.

Conclusion

The present study demonstrates that the type of steel link beam, whether shear-controlled or flexure-controlled, significantly influences the stiffness, strength, and ductility of coupled C-PSW/CF systems, with link beams contributing an additional source of plastic deformation beyond the base of the wall piers. Based on the results obtained, shear-controlled link beams consistently outperform flexure-controlled link beams in terms of stiffness, strength, and ductility for both 5- and 10-story configurations, and are therefore recommended as the preferable structural choice in coupled C-PSW/CF systems. Furthermore, the study highlights that coupled wall systems, unlike isolated C-PSW/CF, exhibit a lateral deformation pattern that transitions from a frame-like response, with maximum drift at mid-height, to a cantilever-like response with maximum drift at the top stories, as link beams yield and the system effectively decouples during the course of loading. These findings provide

practical insight for the seismic design of coupled C-PSW/CF systems, suggesting that adopting shear-controlled link beam configurations can lead to more efficient and ductile structural performance. Since the present findings are based solely on numerical simulations, future experimental studies are recommended to further validate and extend these conclusions.

Declaration of Generative AI and AI-assisted Technologies in the Writing Process

The authors declare that no generative AI or AI-assisted technologies were used in the preparation of this manuscript.

Ethical Consideration

Compliance with ethical guidelines

The authors avoided data fabrication, falsification, and plagiarism, and any form of misconduct.

Funding

This research did not receive any specific grant from funding agencies in the public, commercial, or not-for-profit sectors.

Author's contributions

First Author: Writing, Conceptualization, Investigation, Methodology, Analysis, Software.

Second Author: Review and editing, Conceptualization, Methodology, Project administration, Supervision.

Third Author: Review and editing, Methodology, Supervision.

Conflicts of interest

The authors declared no potential conflicts of interest concerning the research, authorship and publication of this article.

Acknowledgments

This research did not receive any specific grant from funding agencies in the public, commercial, or not-for-profit sectors.

ارزیابی تحلیلی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی مختلط همبند-پُر شده با بتن، با تیرهای پیوند خمشی و برش-کنترل

حامد فرهنگیان^۱، سید رسول میرقادر^{۲*}، محمد خان محمدی^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران



Citation: Farhangian, H., Mirghaderi, S.R., and Khanmohammadi, M. (2026), "Analytical Evaluation of the Seismic Performance of Coupled Composite Concrete-Filled Steel Plate Shear Walls with Flexure- and Shear-Controlled Coupling Beams", *Journal of Steel & Structures*, 20(52), pp.5-20.

doi 10.22034/jss.2026.581459.1035

چکیده

زمینه پژوهش: یکی از سیستم‌های سازه‌ای که در دو دهه اخیر مورد توجه محققان و مهندسان قرار گرفته، سیستم دیوار برشی مختلط-پُر شده با بتن است. در سازه‌های بلندمرتبه غالباً با توجه به نیازهای سازه‌ای از هسته‌های دیوار برشی استفاده می‌شود که به منظور جانمایی بازشو، نیاز به همبند نمودن دیوارها با تیرهای پیوند، اجتناب‌ناپذیر است. در ادبیات فنی اغلب، مطالعات بر روی دیوارهای مختلط منفرد بوده و مطالعات بسیار محدودی بر روی دیوارهای مختلط همبند و تیرهای پیوند انجام شده است؛ لذا نیاز به مطالعات بیش‌تر در این زمینه کاملاً محسوس است. تیرهای پیوند نیز بسته به مشخصات ابعادی ممکن است از نوع خمشی-یا برش-کنترل باشند که هر یک از آن‌ها می‌تواند بر رفتار کلی سیستم سازه‌ای تأثیرگذار باشد.

روش پژوهش: در مطالعه حاضر، رفتار و عملکرد دیوارهای برشی مختلط همبند-پُر شده با بتن با تیرهای فولادی خمشی-کنترل و برش-کنترل از نظر سختی، مقاومت و شکل‌پذیری بررسی می‌شود. همچنین تأثیر نوع تیرهای پیوند بر عملکرد و رفتار سیستم‌های دیوار برشی مختلط همبند-پُر شده با بتن بررسی می‌شود. برای این منظور مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار Opensees انجام شده و نتایج آن با نتایج مطالعات آزمایشگاهی در ادبیات فنی صحت‌سنجی می‌شود.

یافته‌ها: نتایج نشان می‌دهد نوع تیر پیوند از نظر خمشی-کنترل یا برش-کنترل، بر پارامترهای اصلی سیستم سازه‌ای شامل سختی، مقاومت و شکل‌پذیری تأثیر قابل‌توجهی دارد. در سازه‌های مطالعه‌شده، بیشینه مقاومت سیستم دیوار مختلط با تیرهای پیوند برش-کنترل نسبت به خمشی-کنترل، ۳۳ تا ۳۵ درصد بیش‌تر است.

نتیجه‌گیری: نتایج نشان می‌دهد توزیع جابه‌جایی نسبی در سازه‌های دیوار برشی همبند، رفتاری مابین دیوار منفرد و قاب خمشی دارد؛ به‌طوری‌که با همبند نمودن دیوارها، رفتار آن‌ها از حالت طره‌ای خارج شده و به سمت رفتار قاب، متمایل می‌شود. لذا بیشینه جابه‌جایی نسبی بر خلاف سیستم دیوار برشی منفرد که در بالاترین طبقه ایجاد می‌شود، به طبقات میانی منتقل می‌شود.

اطلاعات مقاله:

سابقه مقاله:

تاریخ دریافت: ۴ دی ماه ۱۴۰۴

تاریخ بازنگری: ۶ اسفند ماه ۱۴۰۴

تاریخ پذیرش: ۲۸ اسفند ماه ۱۴۰۴

تاریخ انتشار: ۱ تیر ماه ۱۴۰۵

واژگان کلیدی:

دیوار برشی کامپوزیت با دو ورق

تیر پیوند

تیر خمشی-کنترل

تیر برش-کنترل

تحلیل استاتیکی غیرخطی

* آدرس ایمیل نویسنده مسئول: rmirghaderi@ut.ac.ir

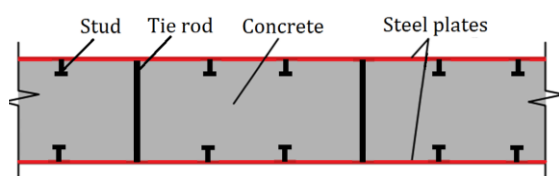
حقوق نشر این مقاله برای نویسنده(گان) محفوظ است و حقوق انتشار آن به انتشارات انجمن سازه‌های فولادی ایران واگذار شده است. محتوای این مقاله تابع قوانین و شرایط مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution 4.0 (CC-BY-NC 4.0) می‌باشد. برای اطلاعات بیش‌تر، لطفاً به وبسایت

مربوطه مراجعه فرمایید. <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>



۱- مقدمه

افزایش باربری جانبی وجود نخواهد داشت. بنابراین در دیوارهای برشی منفرد، تنها منبع شکل‌پذیری، غالباً پای دیوار بوده و با مکانیزم‌شدن آن، منبع دیگری وجود ندارد. یکی از مناسب‌ترین راه‌حل‌های ارائه‌شده برای بهبود رفتار دیوارهای منفرد، همبند نمودن آن‌ها است [۷]؛ با همبند نمودن دیوارهای برشی، علاوه بر پای دیوار، تیرهای پیوند در ارتفاع دیوار نیز پتانسیل تشکیل مفصل پلاستیک را خواهند داشت. لذا برخلاف دیوارهای منفرد، صرفاً یک منبع شکل‌پذیر وجود ندارد. استفاده از دیوارهای همبند، علاوه بر توزیع ظرفیت استهلاک انرژی در ارتفاع دیوار، موجب کاهش تقاضای خمشی در پای دیوار منفرد و افزایش سختی جانبی در مقایسه با دیوار منفرد می‌شود. لذا جابه‌جایی نسبی^۵ بزرگی که در طبقات بالای دیوار منفرد ایجاد می‌شود، در دیوارهای همبند به‌طور قابل‌توجهی تعدیل می‌شوند. در ساختمان‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه برای ایجاد سختی جانبی و ظرفیت باربری کافی، معمولاً از هسته‌های دیوار مرکزی استفاده می‌شود. از ظرفی برای پاسخ به نیازهای معماری و دسترسی به فضای داخلی هسته‌های دیوار، بازشوهایی نیاز است که در سیستم سازه‌ای دیوار همبند مورد استفاده خواهد بود. استفاده از دیوارهای برشی مختلط در هسته‌های مرکزی، علاوه بر افزایش ظرفیت باربری ثقلی و جانبی موجب افزایش شکل‌پذیری نیز می‌شود. بنابراین از دو دیدگاه سازه‌ای و معماری، استفاده از دیوارهای مختلط همبند^۶ مطلوبیت‌های ویژه‌ای خواهد داشت.



شکل ۱- مقطع دیوار برشی مختلط با دو ورق و پر شده با بتن

در مطالعه^۷ چن و همکاران، یک دیوار مختلط همبند با بتن پرمقاومت تحت اثر ترکیب بار فشاری ثابت و بار جانبی چرخه‌ای آزمایش شده است. در دیوار مختلط همبند، تیر پیوند از دو ورق فولادی تشکیل شده که با دو عدد میله اتصال، به هم وصل شده‌اند. ورق‌های تیر پیوند نیز به ورق‌های رویه دیوار جوش شده‌اند. در مطالعه مزبور تیرهای پیوند در مراحل ابتدایی بارگذاری (جابه‌جایی نسبی ۰/۸٪) دچار کماتش شده‌اند که نشان دهنده نامناسب بودن تیرهای پیوند است [۸].

امروزه نیاز به ساختمان‌های بلند بیش از پیش افزایش یافته و تعداد آن‌ها همواره در حال افزایش است. یکی از رایج‌ترین سیستم‌های سازه‌ای در ساختمان‌های متوسط و بلند، سیستم دیوار برشی است. دیوارهای برشی متداول، غالباً از نوع دیوار برشی بتن آرمه و دیوار برشی فولادی بوده که هریک از آن‌ها محدودیت‌های مخصوص به خود را دارند [۱]. در دهه اخیر به‌منظور کاهش معایب دیوارهای برشی بتن آرمه و فولادی، دیوار برشی مختلط با دو ورق و پر شده با بتن (C-PSW/CF) (شکل ۱) مورد توجه پژوهشگران و مهندسان سازه قرار گرفته است. همان‌طور که در شکل مذکور نشان داده شده، این دیوارها شامل دو ورق فولادی بوده که بین آن‌ها با بتن، پر شده است. ورق‌های فولادی نیز با استفاده از میل‌مهارهایی^۲ در فواصل مختلف به هم دوخته شده تا علاوه بر نقش قالب‌بندی برای بتن‌ریزی، نقش یکپارچه‌نمودن مقطع مختلط را در کنار گل‌میخ‌ها^۳ ایفا کند. دیوار برشی مختلط می‌تواند بسیاری از معایب دیوارهای برشی بتن آرمه و فولادی را کاهش داده و هم‌زمان مزایای هر دو مصالح بتنی و فولادی را در کنار هم جمع نماید. یکی از مزایای دیوارهای برشی مختلط، شیوه اجرایی آن است که به‌صورت نیمه‌پیش‌ساخته و مدولار^۴ قابل اجرا است [۲]؛ که موجب کاهش مدت‌زمان اجرا، کاهش هزینه اجرا و ارتقای کیفیت ساخت می‌شود. دیوار برشی مختلط با ظرفیت برشی یکسان با دیوار برشی بتن آرمه، همواره سختی برشی بزرگ‌تر، ضخامت کمتر و وزن لرزه‌ای کم‌تری دارد. کم‌تر بودن ضخامت دیوار برای ساختمان‌ها از نظر معماری بسیار مطلوبیت دارد. همچنین کم‌تر بودن وزن دیوار، موجب کاهش ابعاد فونداسیون و کاهش بارهای لرزه‌ای می‌شود [۳ و ۴]. بنابراین در مواردی که نیروی لرزه‌ای بزرگ باشد، استفاده از دیوار برشی مختلط مناسب‌تر است [۵]. دیوارهای برشی مختلط علاوه بر ظرفیت باربری بالا، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی بالایی داشته و به‌طور کلی عملکرد لرزه‌ای مناسبی دارند [۶].

از نظر سازه‌ای با افزایش ارتفاع سازه، تقاضا در پای دیوار برشی، به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌یابد. با توجه به مکانیزم غالب خمش-کنترل در دیوارهای برشی ساختمان‌های بلندمرتبه و میان‌مرتبه، مفصل پلاستیک صرفاً در پای دیوار متمرکز شده و سایر ارتفاع دیوار غالباً در ناحیه الاستیک باقی می‌ماند. از طرفی با مکانیزم‌شدن پای دیوار، سختی جانبی دیوار ازدست رفته و توانایی

^۵ Story Drift

^۶ Coupled Composite Plate Shear Walls-Concrete Filled

^۷ Chen

^۱ Composite Plate Shear Walls-Concrete Filled

^۲ Tie rod

^۳ Stud

^۴ Modular Construction

در مطالعه بروننو^۱ و همکاران و قزل ارسلان و همکاران پارامترهای لرزه‌ای، برای سیستم دیوار مختلط همبند پرشده با بتن و تیر پیوند مختلط تعیین شده است. پارامترهای لرزه‌ای شامل ضریب رفتار (R)، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی (C_d) به علت رفتار غیرخطی و ضریب اضافه مقاومت (Ω_0)^۲ برای تعیین زلزله شدید یافته بر اساس روش FEMA P695 است. مقادیر $R=8$ ، $C_d=5.5$ و $\Omega_0=2.5$ برای سیستم دیوار همبند مختلط با بتن پرشده تعیین شده است [۹ و ۱۰].

در ادبیات فنی اغلب مطالعات انجام شده در دیوارهای مختلط، بر روی دیوارهای منفرد بوده و مطالعات بسیار محدودی بر روی دیوارهای همبند و تیرهای پیوند انجام شده است. لذا نیاز به مطالعات بیش تر در این زمینه کاملاً محسوس است. برای اولین بار سیستم سازه‌ای دیوار مختلط همبند به همراه پارامترهای لرزه‌ای مربوطه در ASCE 7-22 و AISC 341-22 ارائه شده است [۱۱ و ۱۲]. الزامات ارائه شده در آیین نامه‌های مزبور بر اساس مطالعه آزمایشگاهی نای^۳ و همکاران، مطالعات تحلیلی بروننو و همکاران و قزل ارسلان و همکاران ارائه شده است [۹-۱۳]. با توجه به محدودیت پشتوانه تحقیقاتی و نبود مطالعات کافی برای این نوع سیستم سازه‌ای، الزامات ارائه شده نیز بسیار محدودکننده و سخت گیرانه است. به گونه‌ای که تنها استفاده از تیرهای پیوند مختلط ساخته شده با ورق و بتن پرشده با رفتار خمش-کنترل مجاز دانسته شده است. بنابراین موضوع دیوارهای همبند مختلط که یکی از جدیدترین سیستم‌های سازه‌ای است، همچنان می‌تواند موضوع مطالعه محققان برای بیان رفتار واقعی و ارائه جزئیات نوین در این نوع سیستم‌ها باشد.

هدف از مطالعه حاضر، ارزیابی عملکرد دیوارهای برشی مختلط همبند-پر شده با بتن با تیرهای پیوند فولادی است. با توجه به رفتار شکل پذیر و استهلاک انرژی بالای مقاطع فولادی، استفاده از تیر پیوند فولادی، هم در رفتار خمشی و هم در رفتار برشی می‌تواند برای بهبود عملکرد دیوارهای مختلط همبند گزینه بسیار مناسبی باشد. از طرفی با توجه به نبود مطالعات کافی در این زمینه و همچنین نبود جزئیات اتصال تیر پیوند به دیوار مختلط همبند-پر شده با بتن، هیچ مطلبی در آیین نامه AISC 341-22 برای تیر پیوند فولادی در دیوارهای مختلط همبند-پر شده با بتن ارائه نشده و برای استفاده از تیر پیوند فولادی در این سیستم سازه‌ای،

ضوابطی ارائه نشده است [۱۲]. همچنین تاکنون در ادبیات فنی درخصوص مقایسه سیستماتیک رفتار تیرهای پیوند فولادی برش-کنترل و خمش-کنترل در دیوارهای برشی مختلط اطلاعات مبسوطی ارائه نشده است. در مطالعه حاضر دیوارهای مختلط همبند-پر شده با بتن با تیرهای پیوند فولادی، با تعداد طبقات ۵ و ۱۰ بررسی می‌شوند. به منظور مقایسه رفتار خمشی و برشی تیرهای پیوند فولادی در دیوارهای مختلط همبند-پر شده با بتن، تیرهای پیوند فولادی برای هر دو رفتار خمشی و برشی نیز مطالعه می‌شوند. رفتار هر یک از موارد پیشنهادی به‌طور جامع بررسی و مقایسه می‌شود.

۲- تناسب بندی و فرضیات سازه‌های مورد مطالعه

در مطالعه حاضر ساختمان‌های با تعداد طبقات ۵ و ۱۰ و پلان ۲۵ متر در ۲۵ متر مطابق شکل (۲) در نظر گرفته شده است. فرض شده سازه‌ها با کاربری مسکونی بوده و در سانفرانسیسکو آمریکا بر روی خاک نوع C (معادل با خاک نوع II در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)) قرار دارند [۱۴]. شایان ذکر است که کلیه فرضیات در نظر گرفته شده برای سازه‌های مورد مطالعه، بر مبنای سازه‌های متداول مهندسی بوده است. بارگذاری و تحلیل سازه‌ها بر اساس ASCE 7-22 و طراحی سازه‌ها بر اساس AISC 341-22 و AISC 360-22 انجام شده است [۱۱، ۱۲ و ۱۵]. بعد از تحلیل و طراحی اولیه سازه‌ها، کلیه ضوابط آیین نامه‌ای نیز چک شده و در صورت نیاز، بازطراحی صورت گرفته است. همچنین فلسفه طراحی سازه‌های دیوار برشی همبند نیز رعایت شده که بر اساس تیر پیوند ضعیف-دیوار قوی است [۱۶ و ۱۷]. به عبارت دیگر طراحی تیرهای پیوند در ارتفاع بر اساس آن است که ابتدا تیرهای پیوند رفتار کنترل شونده توسط تغییر مکان^۶ داشته و پس از آن دیوارپایه‌ها رفتار کنترل شونده توسط تغییر مکان داشته باشند؛ همچنین طول تیرهای پیوند و تناسب ابعادی مربوطه، رفتار خمشی یا برشی آن‌ها را تعیین خواهند نمود؛ لذا دیوارهای برشی مورد مطالعه بر این اساس طراحی و تناسب بندی شده و مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. سایر مشخصات و فرضیات در نظر گرفته شده برای سازه‌ها، در جدول (۱) ارائه شده است.

^۶ Displacement-Control

^۱ Bruneau

^۲ Response Modification Factor

^۳ Deflection Amplification Factor

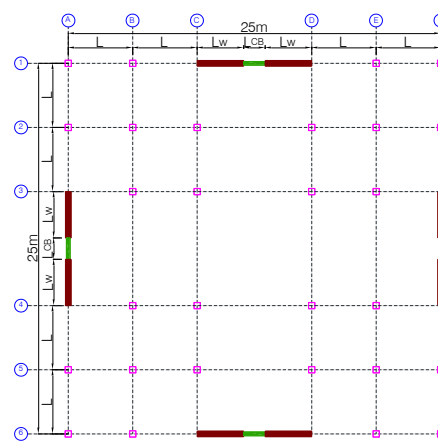
^۴ Over-Strength Factor

^۵ Nie

سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه با سیستم دیوار برشی مختلط همبند-پُرشده با بتن با تیرهای پیوند فولادی خمش-کنترل و برش-کنترل با مفروضات مطرح‌شده تحلیل و طراحی شدند. رفتار تیرهای پیوند فولادی بر مبنای AISC 342-22 تعیین شده که بر اساس آن اگر رابطه (۱) برقرار باشد، تیر برش-کنترل و اگر رابطه (۲) برقرار باشد، تیر خمش-کنترل است [۱۸].

$$L_v \leq 1.6 M_{CE} / V_{CE} \quad (1)$$

$$L_v \geq 2.6 M_{CE} / V_{CE} \quad (2)$$



شکل ۲- پلان سازه‌های مورد مطالعه

که در آن (L_v) دهانه تیر پیوند از بر تا بر دیوار^۱، (M_{CE}) مقاومت خمشی مورد انتظار تیر پیوند^۲ و (V_{CE}) مقاومت برشی مورد انتظار تیر پیوند^۳ است. سایر نتایج طراحی سازه‌ها شامل مشخصات سازه‌ای سیستم‌های ۵ و ۱۰ طبقه به ترتیب در جدول‌های (۳) و (۴) ارائه شده است. با توجه به آن که در سازه‌های دیوار برشی همبند بررسی شده، کم‌ترین تقاضا بر روی تیرهای پیوند طبقه اول وجود دارد، لذا مقاطع تیرهای طبقه اول نسبتاً کوچک‌تر از مقاطع سایر طبقات است. علت این امر نیز آن است که در طبقات اول که نزدیک‌ترین طبقه به پای دیوار هستند، کم‌ترین انحنا و دوران در دیوارپایه ایجاد شده و تقاضای کم‌تری روی تیرهای پیوند به وجود می‌آید؛ لذا تیرهای پیوند نقش ناچیزی دارند. درحالی‌که در طبقات بالاتر، با توجه به افزایش انحنا و دوران در دیوارپایه، تیرهای پیوند برای برگرداندن اضافه دوران‌های دیوارپایه‌ها در طبقات، تقاضای بیش‌تری را خواهند داشت و درواقع نقش اصلی آن‌ها در طبقات بالاتر از طبقه اول قابل توجه‌تر است.

جدول ۳- مشخصات سازه‌های ۵ طبقه دیوار برشی مختلط همبند با

تیر پیوند خمش-کنترل و برش-کنترل				
طبقه	مقطع دیوار، $L_w \times T_w$ (cm)	ضخامت ورق، t_p (cm)	تیر خمش- کنترل	تیر برش- کنترل
۵	۰/۴	IPE 500	IPE 550	
۴	۰/۴	IPE 550	IPE 600	
۳	۲۵۰×۲۵	۰/۴	IPE 500	IPE 600
۲	۰/۶	IPE 450	IPE 500	
۱	۱/۰	IPE 360	IPE 240	

طراحی دیوارهای برشی مختلط به گونه‌ای انجام شده که در ارتفاع، ضخامت دیوارها ثابت بوده اما ضخامت ورق‌های فولادی متغیر باشد؛ طوری‌که بر اساس تقاضای وارده، ضخامت ورق فولادی از پایین به بالا کاهش یافته است. مشخصات سازه‌های طراحی شده شامل طول دیوارهای برشی، طول تیرهای پیوند و طول سایر دهانه‌ها که در شکل (۲) نشان داده شده، در جدول (۲) ارائه شده است.

جدول ۱- مشخصات و فرضیات تحلیل و طراحی سازه‌ها

پارامتر	واحد	مقدار
ارتفاع طبقات	m	۳/۶
تنش تسلیم مقاطع و ورق‌های فولادی (F_y)	kg/cm ²	۲۴۰۰
تنش نهایی مقاطع و ورق‌های فولادی (F_u)	kg/cm ²	۳۷۰۰
مقاومت مشخصه بتن (f'_c)	kg/cm ²	۳۰۰
درصد فولاد (نسبت سطح مقطع ورق‌های فولادی به سطح مقطع کل دیوار) [۱۲]	%	۱ تا ۱۰

جدول ۲- ابعاد سازه‌های دیوار برشی مختلط همبند در پلان

سازه	طول دیوار (m) (L_w)	طول تیر پیوند (L_{cb}) (m)	طول سایر دهانه‌ها (L) (m)
۵ طبقه با تیر پیوند خمش- کنترل	۲/۵	۲/۴	۴/۴
۵ طبقه با تیر پیوند برش- کنترل	۲/۵	۱/۰	۴/۷۵
۱۰ طبقه با تیر پیوند خمش- کنترل	۳/۵	۲/۷	۳/۸۲۵
۱۰ طبقه با تیر پیوند برش- کنترل	۳/۵	۱/۰	۴/۲۵

¹ Clear Span of the Coupling Beam

² Expected Flexural Strength of the Coupling Beam

³ Expected Shear Strength of the Coupling Beam

۳-۱- مدل سازی دیوارپایه ها و تیرهای پیوند

در مطالعه حاضر برای مدل سازی دیوارپایه ها از المان های بر پایه پلاستیسیته گسترده و برای تیرهای پیوند از روش پلاستیسیته متمرکز استفاده شده است. برای تیرهای پیوند خمش-کنترل، مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر و بر اساس مدل اصلاح شده ایبارا-مدینا-کراوینکلر (MIMKD)⁵ در نظر گرفته شده است. برای تیر پیوند برش-کنترل نیز یک مفصل پلاستیک در تیر تعبیه شده که مشخصات مربوط به آن ها در ادامه ارائه می شود. در مدل سازی دیوارپایه ها از المان غیرخطی "DispBeamColumn" با چهار نقطه انتگرال گیری استفاده شده که در هر طبقه، دیوار به سه المان تقسیم شده است. این تقسیم بندی به منظور افزایش دقت محاسبات و با توجه به فرضیات حل های عددی که برای المان مذکور وجود دارد، انتخاب شده است. در مقطع دیوارپایه ها، هر یک از ورق های فولادی و هسته بتنی با مقاطع فایبری مدل سازی شده اند. تعداد فایبرهای ورق فولادی و هسته بتنی بعد از انجام آنالیز حساسیت مش⁶ تعیین شده است. مش مقاطع هریک از ورق های فولادی در راستای ضخامت به تعداد دو مش و در راستای طولی در فواصل یک سانتی متری تعیین شده است. مش مقاطع هسته بتنی نیز برابر با ۱ در ۱ سانتی متر مربع تعیین شده است.

در تیرهای پیوند از روش پلاستیسیته متمرکز در نقاطی که مستعد تشکیل مفصل پلاستیک هستند و در سایر نقاط طول تیر از المان "Elastic Beam-Column" استفاده شده است. در تیرهای پیوند خمش-کنترل دو مفصل پلاستیک در حد فاصل $d/2$ تا d در دو انتهای تیر به کار برده شده است. در تیرهای پیوند برش-کنترل از یک مفصل پلاستیک استفاده شده است. با توجه به آن که تقاضای غالب تیرهای پیوند برش-کنترل، برش ناشی از بارگذاری جانبی است و از طرفی برش مزبور دارای توزیع یکنواختی در طول تیر است، لذا محل قرارگیری مفصل متمرکز برشی در طول تیر، اهمیتی نداشته و می تواند به دلخواه جانمایی شود.

اگرچه مدل سازی فایبری می تواند به خوبی نیروی محوری (P)، لنگر خمشی (M) و ترکیب نیروی محوری-لنگر خمشی (P-M) را بر اساس تحلیل مقطع⁷ مدل نماید، اما نمی تواند برش را محاسبه کند. در مطالعه حاضر به منظور تعریف دقیق تیرهای پیوند از روش پلاستیسیته متمرکز استفاده شده و رفتار غیرخطی

جدول ۴- مشخصات سازه های ۱۰ طبقه دیوار برشی مختلط همبند با

تیر پیوند خمش-کنترل و برش-کنترل

طبقه	مقطع دیوار، $L_w \times T_w$ (cm)	ضخامت ورق، t_p (cm)	تیر خمش- کنترل	تیر برش- کنترل
۱۰		۰/۳	IPE 600	IPE 600
۹		۰/۳	IPE 600	IPE 600
۸		۰/۸	IPE 750	IPE 600
۷		۰/۸	IPE 750	IPE 600
۶	۳۵۰×۴۰	۰/۸	IPE 750	IPE 600
۵		۱/۲	IPE 600	IPE 550
۴		۱/۲	IPE 600	IPE 550
۳		۱/۲	IPE 600	IPE 550
۲		۱/۸	IPE 550	IPE 550
۱		۱/۸	IPE 240	IPE 360

۳-۲ مدل سازی

به طور کلی در ادبیات فنی برای مدل سازی غیرخطی دیوارهای برشی، سه روش کلی وجود دارد که عبارتند از: روش تیر-ستون معادل^۱، روش چند فنری^۲ و روش اجزای محدود (FEM)^۳ که شکل شماتیک هر یک از این روش ها در شکل (۳) نشان داده شده است [۱۶]. با توجه به آن که هدف مطالعه حاضر، بررسی دیوارهای برشی همبند با تعداد طبقات مختلف است، لذا مناسب ترین روش از نظر هزینه محاسباتی، دقت و کارایی برای مدل سازی ماکرو، روش تیر-ستون معادل است. لذا در این مطالعه از تیر-ستون معادل استفاده شده که در آن تیر-ستون معادل در مرکز سطح دیوار جانمایی می شود. برای این منظور از روش فایبری در نرم افزار OpenSees استفاده شده است. برای در نظر گرفتن اثرات $P-\Delta$ نیز از ستون های متکی^۴ استفاده شده که با المان های Elastic Beam-Column مدل سازی شده و مشخصات آن ها به گونه ای تعریف شده که سختی خمشی به سازه اصلی اضافه نکنند. برای اتصال المان های تیر-ستون معادل (که در مرکز دیوارپایه ها قرار دارند) به تیرهای پیوند از المان های صلب با طول برابر با نصف طول دیوار استفاده شده است. همچنین برای اتصال دیوارپایه ها به ستون های متکی، از تیرهای صلب با المان Truss استفاده شده است.

⁵ Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model

⁶ Mesh Sensitivity

⁷ Cross-Section Analysis

¹ Equal Beam-Column Model

² Multi-Spring Model

³ Finite Element Model

⁴ Leaning Columns

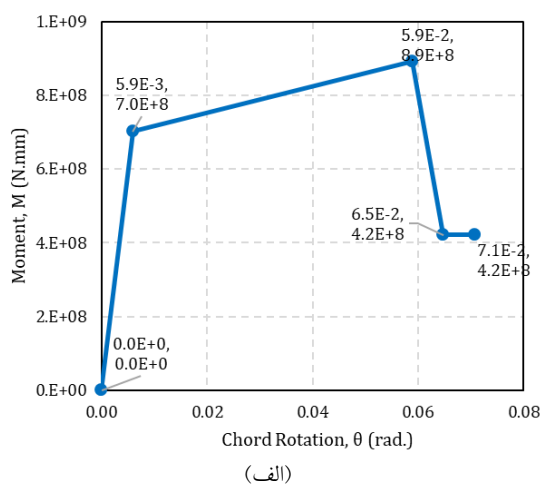


(پ)

شکل ۳- شکل شماتیک روش‌های مدل‌سازی دیوار برشی:

الف) روش تیر-ستون معادل، ب) روش چند فنی، پ) روش اجزای محدود

در AISC 342-22 علاوه بر منحنی‌های رفتاری غیرخطی، سطوح عملکردی نیز برای تیرها با هر دو رفتار خمش-کنترل و برش-کنترل ارائه شده است [۱۸]. سطوح عملکردی تعریف شده شامل سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه (^۱IO)، سطح ایمنی جانی (^۲LS) و سطح آستانهٔ فروریزش (^۳CP) است. هریک از سطوح عملکردی مذکور برای تمامی تیرهای پیوند دیوارهای برشی پژوهش حاضر، محاسبه و تعیین شده تا بتوان سطوح عملکردی هریک از تیرهای پیوند در ارتفاع سازه‌های تحلیل‌شده را مشخص نموده و در تحلیل نتایج از آن استفاده شود.

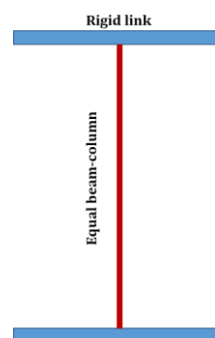


(الف)

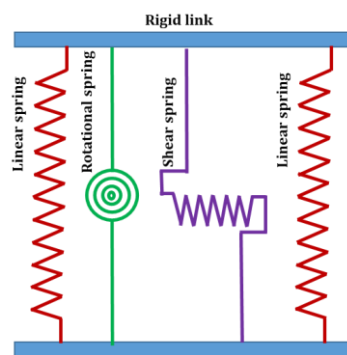
برشی و خمشی آن‌ها نیز بر اساس AISC 342-22 تعیین شده است [۱۸].

در AISC 342-22 برای تیرهای فولادی با رفتارهای خمشی و برشی و بر اساس مشخصات تیر، مدل‌های رفتاری غیرخطی ارائه شده است [۱۸]. در شکل (۴) منحنی‌های رفتاری غیرخطی تیرهای پیوند خمش-کنترل و برش-کنترل برای تیر IPE 550 در سازهٔ ۱۰ طبقه به‌عنوان نمونه ترسیم شده است. به همین صورت برای تمامی تیرهای پیوند سازه‌ها، منحنی رفتاری غیرخطی محاسبه و به مفاصل پلاستیک مربوطه در مدل اختصاص داده شده است.

در تحلیل‌های انجام‌شده از الگوریتم نیوتن^۱ در Opensees استفاده شده که از روش نیوتن-رافسون برای تحلیل غیرخطی استفاده می‌کند. الگوریتم مزبور در هر تکرار، ماتریس سختی را به‌روز و پاسخ جدید را محاسبه می‌کند که برای تحلیل‌های غیرخطی، معمولاً متداول و مناسب است. همچنین برای کنترل همگرایی نیز از تست NormDispIncr استفاده شده که بر اساس کنترل اندازهٔ تغییر جابه‌جایی عمل می‌کند.



(الف)



(ب)

^۲ Immediate Occupancy

^۳ Life Safety

^۴ Collapse Prevention

^۱ Algorithm Newton

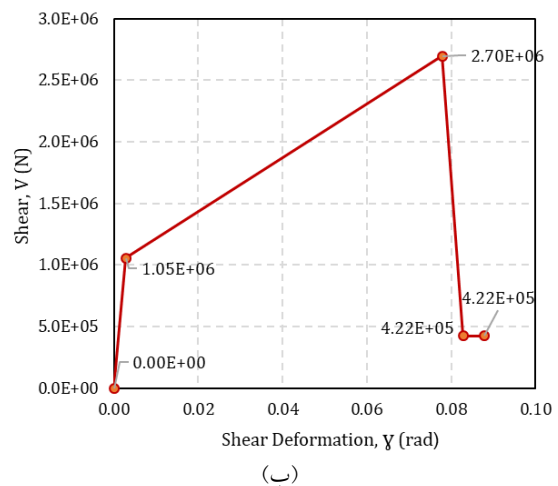
جدول ۵- پارامترهای مدل مصالح Reinforcing Steel Material		
پارامتر	واحد	مقدار
تنش تسلیم (F_y)	kg/cm ²	2400
تنش نهایی (F_u)	kg/cm ²	3700
مدول الاستیسیته (E_s)	kg/cm ²	2.1×10^6
مدول تانژانتی در ابتدای سخت‌شوندگی کرنش	kg/cm ²	$E_{sh} = E_s/30$
کرنش در ابتدای سخت‌شوندگی کرنش	-	$\varepsilon_{sh} = 10\varepsilon_y$
کرنش نظیر بیشینه تنش	-	$\varepsilon_u = 0.15$

جدول ۶- پارامترهای مدل مصالح Concrete02		
پارامتر	واحد	مقدار
مقاومت مشخصه بتن (f'_c)	kg/cm ²	300
کرنش نظیر بیشینه تنش (ε_0)	-	0.0028
مقاومت نظیر خردشدگی بتن (f_{pcu})	kg/cm ²	150
کرنش نظیر مقاومت خردشدگی بتن (ε_u)	-	0.025
مقاومت کششی بتن	-	$f_t = 0.1f'_c$
مدول کششی بتن	kg/cm ²	$E_{ts} = f_t/0.002$

۳-۳- صحت‌سنجی

در این بخش به منظور صحت‌سنجی نتایج مدل‌سازی غیرخطی از مدل پنجم مطالعه آزمایشگاهی نای و همکاران استفاده شده است [۲۰]. در مطالعه مذکور، ارتفاع دیوار برشی مختلط پر شده با بتن ۲/۵۶۸ متر، طول و ضخامت دیوار نیز به ترتیب ۱/۲۸۴ متر و ۰/۲۱۴ متر، ضخامت ورق‌های فولادی دیوار نیز ۳ میلی‌متر، مقاومت مشخصه بتن، تنش تسلیم فولاد و تنش نهایی فولاد به ترتیب ۴۴۲۸، ۵۵۲۸ و ۵۵۲۸ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع است. مقایسه نتایج صحت‌سنجی در شکل (۵) نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل مشخص است، انطباق مناسبی در نواحی خطی و غیرخطی بین نتایج مدل‌سازی تحلیلی و آزمایشگاهی وجود دارد که مناسب بودن نتایج مدل‌سازی را تأیید می‌کند.

با مقایسه سختی اولیه حاصل از نتایج مدل‌سازی تحلیلی و آزمایشگاهی، اختلاف یک‌صدم درصدی وجود دارد که نشان‌دهنده انطباق مناسب نتایج مدل‌سازی تحلیلی با آزمایشگاهی است. با مقایسه بیشینه مقاومت حاصل از نتایج مدل‌سازی تحلیلی



شکل ۴- منحنی رفتار غیرخطی تیر فولادی IPE 550 برای حالت:

الف) رفتار خمشی-کنترل، ب) رفتار برش-کنترل

۲-۳- مشخصات مصالح

در این بخش مصالح اختصاص داده شده به المان‌های مختلف تشریح می‌شود. برای ورق‌های فولادی دیوارپایه‌ها از مدل مصالح "Reinforcing Steel Material" استفاده شده که توسط کوناس^۱ و همکاران توسعه یافته است [۱۹]. این مدل مصالح قابلیت در نظر گرفتن کماتش و گسیختگی مصالح فولادی را دارد. مشخصات پارامترهای اختصاص داده شده به مدل مصالح مذکور در جدول (۵) ارائه شده است.

برای بتن دیوارپایه‌ها نیز از مدل مصالح "Concrete02" استفاده شده که بر اساس مدل اصلاح شده کنت-پارک^۲ توسعه داده شده است. یکی از مزایای این مدل مصالح، آن است که رفتار کششی بتن را نیز در نظر می‌گیرد. مشخصات پارامترهای اختصاص داده شده به مدل مصالح مذکور در جدول (۶) ارائه شده است.

¹ Kunnath

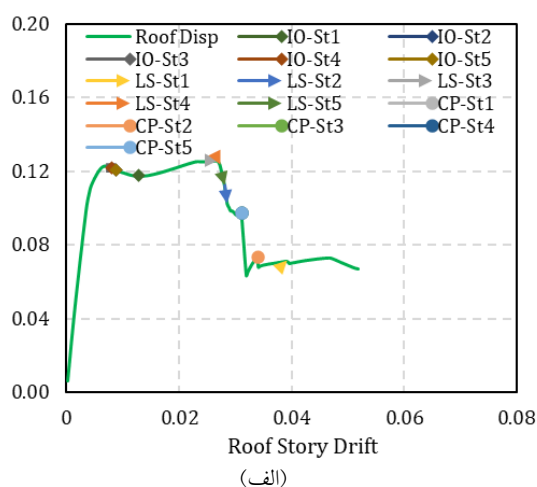
² Modified Kent-Park Model

مقاومت نیز به دلیل ظرفیت بالاتر تیرهای برش-کنترل نسبت به تیرهای خمش-کنترل در سیستم دیوارهای مختلط همبند است. از نظر شکل‌پذیری نیز همان‌طور که در شکل‌های مزبور مشخص است، سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند برش-کنترل شکل‌پذیری بیش‌تری از خود نشان داده و تا جابه‌جایی نسبی ۴/۶ درصد دچار افت مقاومت نشده؛ درحالی‌که سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل در جابه‌جایی نسبی ۲/۷ درصد دچار افت مقاومت شده است. با محاسبه شکل‌پذیری هر دو سیستم سازه‌ای از طریق رابطه (۳) می‌توان شکل‌پذیری را به‌طور دقیق‌تری بررسی و مقایسه نمود.

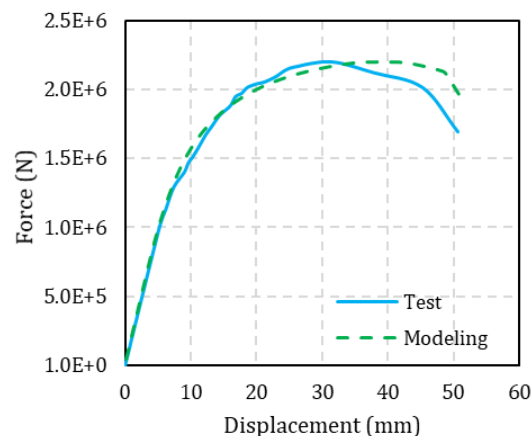
$$\mu_T = \frac{\Delta_u}{\Delta_{y-eff}} \quad (3)$$

که در آن Δ_u و Δ_{y-eff} به‌ترتیب جابه‌جایی نهایی معادل با اُفت ۸۰٪ بیشینه مقاومت و جابه‌جایی تسلیم موثر بام هستند. با محاسبه شکل‌پذیری سیستم‌های سازه‌ای، مقادیر ۷/۹ و ۱۰/۷ به‌ترتیب برای سیستم‌های دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل و برش-کنترل محاسبه شده است. بنابراین در سازه پنج‌طبقه، شکل‌پذیری سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند برش-کنترل بیش‌تر از سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل است. همچنین این اختلاف شکل‌پذیری نیز به‌دلیل پتانسیل شکل‌پذیری بالاتر تیرهای برش-کنترل نسبت به تیرهای خمش-کنترل در سیستم دیوارهای مختلط همبند است.

به‌منظور بررسی عملکرد هر یک از سازه‌های پنج‌طبقه در حین پوش، سطوح عملکردی IO، LS و CP برای تمامی تیرهای پیوند طبقات مختلف در شکل (۶) مطابق سطوح تعریف‌شده در آیین‌نامه AISC 342-22 ترسیم شده است [۱۸].



و آزمایشگاهی، اختلاف یک‌دهم درصدی وجود دارد که بیانگر انطباق مناسب نتایج مدل‌سازی تحلیلی با آزمایشگاهی است. با این وجود، نقطه شروع اُفت در مدل آزمایشگاهی مقداری زودتر از نتایج مدل‌سازی تحلیلی اتفاق افتاده که انتظار می‌رود مدل‌سازی تحلیلی، حد بالایی از نتایج آزمایشگاهی باشد که با فرضیات صرفاً تئوری، اختلاف ایجاد نموده است.



شکل ۵- صحت‌سنجی نتایج مدل‌سازی با نتایج آزمایشگاهی دیوار برشی مختلط پُرشده با بتن

۴- نتایج تحلیل و بحث و بررسی

در این بخش نتایج تحلیل‌های پوش‌آور مدل‌های بررسی‌شده ارائه می‌شوند.

۴-۱- تحلیل پوش‌آور سازه‌های پنج‌طبقه

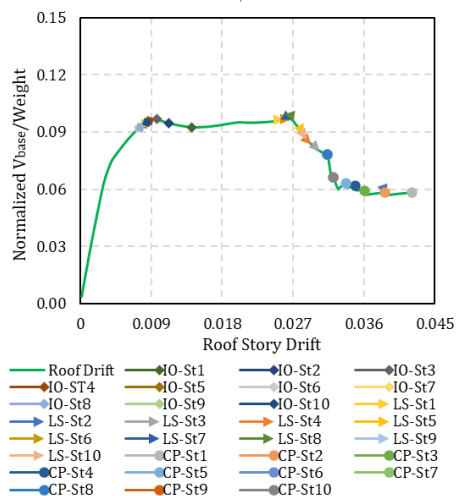
نتایج تحلیل پوش‌آور (استاتیکی غیرخطی^۱) سازه‌های پنج‌طبقه با تیر پیوند خمش-کنترل و برش-کنترل به‌ترتیب در شکل‌های (۶-الف) و (۶-ب) نشان داده شده است. به‌منظور مقایسه رفتار سازه‌های مزبور، منحنی‌های ترسیم‌شده با مقیاس یکسان ترسیم شده‌اند. همان‌طور که در شکل‌های مذکور مشخص است، به‌طورکلی رفتار خطی هر دو سیستم سازه‌ای تقریباً مشابه بوده؛ اما در ناحیه غیرخطی با هم تفاوت محسوسی دارند. در ادامه به بررسی و مقایسه دقیق هر دو سیستم سازه‌ای پرداخته می‌شود. در ناحیه الاستیک، سختی سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند برش-کنترل، ۸ درصد بیش‌تر از سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل است. با توجه به این که دیوارپایه‌ها مشابه هستند، این اختلاف سختی به‌دلیل سختی بالاتر تیرهای برش-کنترل نسبت به تیرهای خمش-کنترل است.

از نظر بیشینه مقاومت نیز، بیشینه مقاومت سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند برش-کنترل ۳۵ درصد بیش‌تر از سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل است. همچنین این اختلاف بیشینه

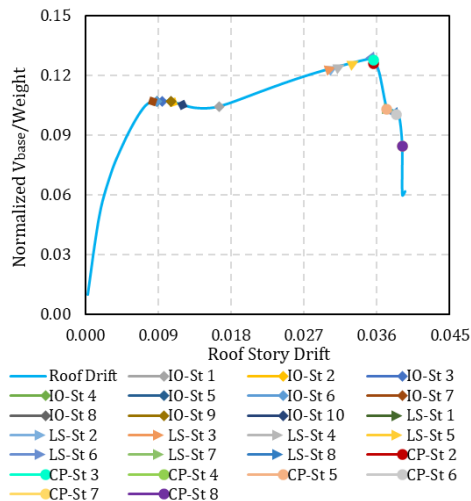
^۱ Nonlinear Static Analysis

به‌طور کلی رفتار خطی هر دو سیستم سازه‌ای تقریباً مشابه بوده؛ اما در ناحیه غیرخطی با هم تفاوت محسوسی دارند. در ناحیه الاستیک، سختی سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند برش-کنترل ۵ درصد بیش‌تر از سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل است. با توجه به این که دیوارپایه‌ها مشابه هستند، این اختلاف سختی به دلیل سختی بالاتر تیرهای برش-کنترل نسبت به تیرهای خمش-کنترل است.

از نظر بیشینه مقاومت نیز، بیشینه مقاومت سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند برش-کنترل ۳۳ درصد بیش‌تر از سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل است. همچنین این اختلاف بیشینه مقاومت نیز به دلیل ظرفیت بالاتر تیرهای برش-کنترل نسبت به تیرهای خمش-کنترل در سیستم دیوارهای مختلط همبند است.

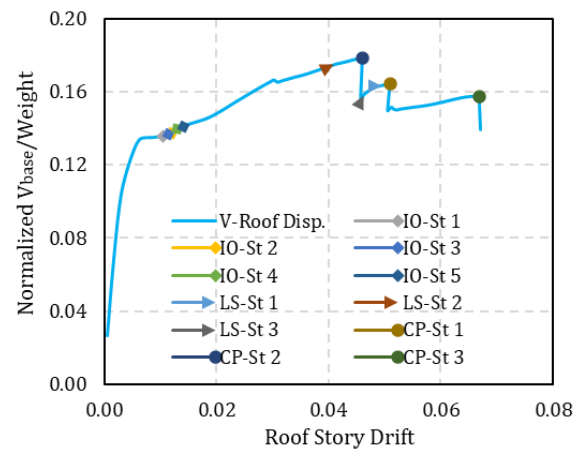


(الف)



(ب)

شکل ۶- منحنی برش پایه نرمال شده به وزن-جابه‌جایی نسبی بام دیوارهای برشی همبند ۱۰ طبقه با تیر پیوند: الف) خمش-کنترل، ب) برش-کنترل



(ب)

شکل ۶- منحنی برش پایه نرمال شده به وزن-جابه‌جایی نسبی بام دیوارهای برشی همبند پنج طبقه با تیر پیوند: الف) خمش-کنترل، ب) برش-کنترل

همان‌طور که در شکل‌های (۶-الف) و (۶-ب) مشخص است، با رسیدن تیرهای طبقات مختلف به سطح عملکردی IO، منحنی پوش نیز به ناحیه پلاستیک وارد شده است. در ناحیه پلاستیک نیز سیستم سازه‌ای با تیر پیوند برش-کنترل، افزایش مقاومت قابل توجهی از خود نشان می‌دهد که به دلیل رفتار غیرخطی مناسب‌تر تیرهای برش-کنترل است؛ درحالی‌که در سیستم سازه‌ای خمش-کنترل، افزایش مقاومت ناچیزی مشاهده می‌شود. با بررسی منحنی‌های رفتاری، مشاهده می‌شود که با رسیدن تعدادی از تیرهای پیوند طبقات مختلف به سطوح عملکرد CP و LS، سیستم‌های سازه‌ای دچار افت مقاومت می‌شوند. شایان ذکر است که با رسیدن هریک از تیرهای پیوند به سطح عملکرد CP افت مقاومت نسبتاً محسوسی در منحنی‌ها ایجاد می‌شود.

همان‌طور که در این بخش ملاحظه شد، نوع تیر پیوند از نظر خمش-کنترل یا برش-کنترل، بر پارامترهای اصلی سازه شامل سختی، مقاومت و شکل‌پذیری تأثیرگذار است. به‌طوری‌که در سازه پنج طبقه مفروض، با تغییر تیرهای پیوند از خمش-کنترل به برش-کنترل، سختی، بیشینه مقاومت و شکل‌پذیری دیوار به ترتیب ۸٪، ۳۵٪ و ۳۵٪ افزایش پیدا کرده است.

۴-۲- تحلیل پوش‌آور سازه‌های ۱۰ طبقه

تحلیل پوش‌آور سازه‌های ۱۰ طبقه با تیر پیوند خمش-کنترل و برش-کنترل به ترتیب در شکل‌های (۷-الف) و (۷-ب) نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل‌های مذکور مشخص است،

از نظر شکل‌پذیری نیز همان‌طور که در شکل (۷) مشخص است، سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند برش-کنترل شکل‌پذیری بیش‌تری از خود نشان داده و تا جابه‌جایی نسبی ۳/۶ درصد دچار افت مقاومت نشده درحالی‌که سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل در جابه‌جایی نسبی ۲/۷ درصد دچار افت مقاومت شده است. با محاسبه شکل‌پذیری هر دو سیستم سازه‌ای از طریق رابطه (۱) می‌توان شکل‌پذیری را به‌طور دقیق‌تری بررسی و مقایسه نمود. با محاسبه شکل‌پذیری سیستم‌های سازه‌ای، مقادیر ۷/۴۶ و ۸/۳۳ به‌ترتیب برای سیستم‌های دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل و برش-کنترل محاسبه شده است. بنابراین در سازه ۱۰ طبقه نیز، شکل‌پذیری سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند برش-کنترل بیش‌تر از سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل است که به‌دلیل پتانسیل شکل‌پذیری بالاتر تیرهای برش-کنترل نسبت به تیرهای خمش-کنترل در سیستم دیوارهای مختلط همبند است.

به‌منظور مشخص‌شدن عملکرد دقیق هریک از سازه‌های ۱۰ طبقه در حین پوش، سطوح عملکردی IO، LS و CP برای کلیه تیرهای پیوند طبقات مختلف در شکل (۷) مطابق سطوح عملکردی تعریف‌شده در آیین‌نامه AISC 342-22 ترسیم شده است [۱۸]. همان‌طور که در شکل (۷) مشخص است، با رسیدن تیرهای طبقات مختلف به سطح عملکردی IO، منحنی پوش نیز از ناحیه الاستیک به ناحیه پلاستیک وارد شده است. در ناحیه پلاستیک نیز سیستم سازه‌ای با تیر پیوند برش-کنترل، افزایش مقاومت قابل‌توجهی از خود نشان می‌دهد که به‌دلیل رفتار غیرخطی مناسب‌تر تیرهای برش-کنترل است؛ درحالی‌که در سیستم سازه‌ای خمش-کنترل افزایش مقاومت ناچیزی مشاهده می‌شود. با بررسی منحنی‌های رفتاری، مشاهده می‌شود که با رسیدن تعدادی از تیرهای پیوند طبقات مختلف به سطوح عملکرد LS و CP، سیستم‌های سازه‌ای دچار افت مقاومت می‌شوند. شایان‌ذکر است که با رسیدن هریک از تیرهای پیوند به سطح عملکرد CP افت مقاومت نسبتاً محسوسی در منحنی‌ها ایجاد می‌شود.

درواقع وجود تیرهای پیوند، موجب می‌شوند علاوه بر منبع تغییرشکل پلاستیک در پای دیوارپایه‌ها، تیرهای پیوند طبقات مختلف نیز در دسته منابع تغییرشکل پلاستیک قرار بگیرند. اما این موضوع که نوع تیرهای پیوند، خمش-کنترل یا برش-کنترل باشد، بر رفتار سازه تأثیرگذار و تعیین‌کننده است. همان‌طور که در این

بخش ملاحظه شد، نوع تیر پیوند از نظر خمش-کنترل یا برش-کنترل، بر پارامترهای اصلی سازه شامل سختی، مقاومت و شکل‌پذیری تأثیرگذار است. به‌طوری‌که در سازه ۱۰ طبقه مفروض، با تغییر تیرهای پیوند از خمش-کنترل به برش-کنترل، سختی، بیشینه مقاومت و شکل‌پذیری دیوار به‌ترتیب ۰/۵٪، ۳۳٪ و ۱۲٪ افزایش پیدا کرده است.

۳-۴ توزیع جابه‌جایی نسبی در ارتفاع

در این بخش به‌منظور مقایسه رفتار سیستم‌های سازه‌ای دیوار برشی مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل و برش-کنترل، توزیع جابه‌جایی نسبی در ارتفاع هریک از سازه‌ها در گام‌های (جابه‌جایی‌های نسبی) مختلف پوش، بررسی شده است. برای این منظور در جابه‌جایی‌های نسبی ۱٪، ۱/۵٪، ۲٪، ۲/۵٪ و ۳٪ توزیع جابه‌جایی نسبی در ارتفاع در شکل (۸) ترسیم شده است. همان‌طور که در این شکل مشخص است، برخلاف توزیع جابه‌جایی نسبی در سازه‌های دیوار برشی منفرد که رفتار طره‌ای^۱ دارند، توزیع جابه‌جایی نسبی در سازه‌های دیوار برشی همبند، رفتاری مابین دیوار منفرد و قاب خمشی دارد. درواقع با همبند نمودن دیوارها، رفتار آن‌ها از حالت طره‌ای خارج شده و به سمت رفتار قاب، متمایل می‌شود. این تغییر رفتار موجب می‌شود که بیشینه جابه‌جایی نسبی برخلاف سیستم دیوار برشی منفرد که در بالاترین طبقه ایجاد می‌شود به طبقات میانی منتقل شود. همان‌طور که در شکل‌های (۸-الف) و (۸-ب) مشخص است، در سازه‌های دیوار برشی همبند ۵ و ۱۰ طبقه با تیر پیوند خمش-کنترل، در جابه‌جایی‌های نسبی کم‌تر (بیشینه جابه‌جایی‌های نسبی کم‌تر از ۲٪)، بیشینه جابه‌جایی نسبی در طبقات میانی ایجاد شده است. اما در ادامه تحلیل پوش‌آور و با ایجاد مفصل پلاستیک در تیرهای خمش-کنترل، بیشینه جابه‌جایی نسبی از طبقات میانی به طبقات فوقانی منتقل می‌شود. درواقع با تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای پیوند، سیستم دیوار همبند از همبندبودن خارج شده و به دو دیوار منفرد تبدیل می‌شود و لذا رفتار آن نیز مشابه دیوارهای منفرد می‌شود که در آن‌ها بیشینه جابه‌جایی نسبی در بالاترین طبقه ایجاد می‌شود.

با مقایسه توزیع جابه‌جایی نسبی سیستم‌های سازه‌ای دیوار برشی مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل و برش-کنترل، در شکل (۸)، می‌توان نتیجه گرفت که در سازه‌های با تیر پیوند برش-کنترل، تا بیشینه جابه‌جایی نسبی ۳٪ همچنان بیشینه جابه‌جایی نسبی در طبقات میانی ایجاد شده است که به‌دلیل

^۱ Cantilever

۵- نتیجه گیری

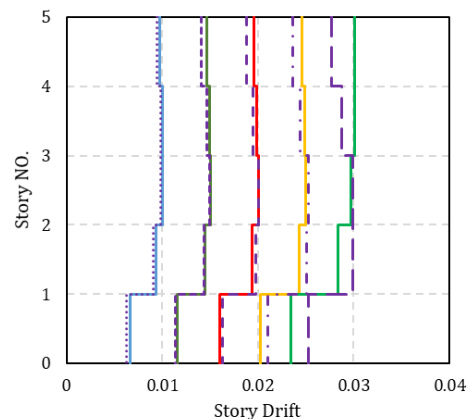
در مطالعه حاضر عملکرد سیستم‌های سازه‌ای دیوار برشی مختلط همبند-پر شده با بتن با تیرهای پیوند فولادی ارزیابی شده است. تیرهای پیوند فولادی با هر دو نوع رفتار خمش-کنترل و برش-کنترل بررسی و مقایسه شده است. برای این منظور ابتدا ساختمان‌های پنج و ۱۰ طبقه با مشخصات مفروض تحلیل و طراحی شدند؛ سپس برای ارزیابی عملکرد سیستم‌های سازه‌ای مذکور با تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور) از نرم‌افزار Opensees استفاده و نتایج مدل‌سازی غیرخطی نیز با نتایج مطالعات آزمایشگاهی موجود در ادبیات فنی صحت‌سنجی شد. نتایج مهم این پژوهش به شرح زیر ارائه می‌شود:

- سختی اولیه سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند برش-کنترل در سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه به ترتیب ۸ و ۵ درصد بیش‌تر از سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل است. با توجه به مشابه بودن دیوارپایه‌ها، این اختلاف سختی به دلیل سختی بالاتر تیرهای برش-کنترل نسبت به تیرهای خمش-کنترل است. بنابراین به منظور افزایش سختی سیستم سازه‌ای دیوار مختلط همبند با تیر پیوند خمش-کنترل، می‌توان تیرهای پیوند را به رفتار برش-کنترل تبدیل نمود.

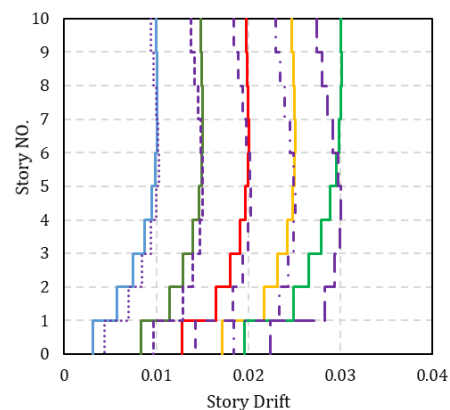
- بیشینه مقاومت سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند برش-کنترل در سازه‌های پنج و ۱۰ طبقه به ترتیب ۳۵ و ۳۳ درصد بیش‌تر از سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل است که به دلیل ظرفیت بالاتر تیرهای برش-کنترل نسبت به تیرهای خمش-کنترل در سیستم دیوارهای مختلط همبند است. بنابراین به منظور افزایش مقاومت سیستم سازه‌ای دیوار مختلط همبند با تیر پیوند خمش-کنترل، می‌توان تیرهای پیوند را به رفتار برش-کنترل تبدیل نمود.

- شکل‌پذیری سازه‌های پنج طبقه دیوار برشی مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل و برش-کنترل به ترتیب ۷/۹ و ۱۰/۷ و شکل‌پذیری سازه‌های ۱۰ طبقه دیوار برشی مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل و برش-کنترل به ترتیب ۷/۴۶ و ۸/۳۳ محاسبه شده است. شکل‌پذیری بیش‌تر در سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند برش-کنترل نسبت به سیستم دیوار مختلط با تیر پیوند خمش-کنترل به دلیل پتانسیل شکل‌پذیری بالاتر تیرهای برش-کنترل نسبت به تیرهای خمش-کنترل در سیستم دیوارهای مختلط همبند است. بنابراین به منظور افزایش شکل‌پذیری سیستم سازه‌ای دیوار مختلط همبند با تیر پیوند خمش-کنترل، می‌توان تیرهای پیوند را به رفتار برش-کنترل تبدیل نمود.

ظرفیت شکل‌پذیری بالای تیرهای برش-کنترل است. درحالی‌که در سازه‌های با تیر پیوند خمش-کنترل، در بیشینه جابه‌جایی نسبی ۳/۳٪، بیشینه جابه‌جایی نسبی در طبقات فوقانی ایجاد شده است که به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای پیوند خمش-کنترل و در نتیجه خارج شدن سیستم دیوار برشی همبند از حالت همبند به حالت منفرد است. بنابراین به دلیل ظرفیت شکل‌پذیری بالاتر تیرهای پیوند برش-کنترل، سیستم دیوار برشی مختلط همبند با تیر پیوند برش-کنترل، تا جابه‌جایی‌های نسبی بالا، توزیع جابه‌جایی مناسب‌تری از خود نشان می‌دهد.



(الف)



(ب)

شکل ۷- توزیع جابه‌جایی نسبی در ارتفاع برای سیستم‌های دیوار برشی همبند با تیر پیوند خمش-کنترل (Coup. F.) و برش-کنترل (Coup. Sh.) در سازه‌های (الف) ۵ طبقه، (ب) ۱۰ طبقه

- وجود تیرهای پیوند موجب می‌شوند علاوه بر منبع تغییرشکل پلاستیک در پای دیوارپایه‌ها، تیرهای پیوند طبقات مختلف نیز در دسته منابع تغییرشکل پلاستیک قرار بگیرند. همچنین نوع تیر پیوند از نظر خمش-کنترل یا برش-کنترل، بر پارامترهای اصلی سازه شامل سختی، مقاومت و شکل‌پذیری تأثیرگذار است. به‌طوری‌که در سازه پنج طبقه مفروض، با تغییر تیرهای پیوند از خمش-کنترل به برش-کنترل، سختی، بیشینه مقاومت و شکل‌پذیری دیوار به ترتیب $8/$ ، $35/$ و $35/$ افزایش پیدا کرده است. همچنین در سازه ۱۰ طبقه مفروض، با تغییر تیرهای پیوند از خمش-کنترل به برش-کنترل، سختی، بیشینه مقاومت و شکل‌پذیری دیوار به ترتیب $5/$ ، $33/$ و $12/$ افزایش پیدا کرده است. با توجه نتایج به‌دست‌آمده از مطالعه حاضر، رفتار تیرهای پیوند برش-کنترل از نظر مقاومت، سختی و شکل‌پذیری مناسب‌تر از تیرهای پیوند خمش-کنترل بوده است و لذا از نظر سازه‌ای در سیستم دیوار مختلط همبند، تیرهای پیوند برش-کنترل بر تیرهای پیوند خمش-کنترل ارجحیت دارند.

- برخلاف توزیع جابه‌جایی نسبی در سازه‌های دیوار برشی منفرد که رفتار طره‌ای دارند، توزیع جابه‌جایی نسبی در سازه‌های دیوار برشی همبند، رفتاری مابین دیوار منفرد و قاب خمشی دارد. درواقع با همبند نمودن دیوارها، رفتار آن‌ها از حالت طره‌ای خارج شده و به سمت رفتار قاب متمایل می‌شود. این تغییر رفتار موجب می‌شود که بیشینه جابه‌جایی نسبی برخلاف سیستم دیوار برشی منفرد که در بالاترین طبقه ایجاد می‌شود به طبقات میانی منتقل شود.

- در سازه‌های دیوار برشی همبند پنج و ۱۰ طبقه با تیر پیوند خمش-کنترل، در جابه‌جایی‌های نسبی کم‌تر از $2/$ ، بیشینه جابه‌جایی نسبی در طبقات میانی ایجاد شده است. اما در ادامه تحلیل پوش‌آور و با تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها، بیشینه جابه‌جایی نسبی از طبقات میانی به طبقات فوقانی منتقل می‌شود. درواقع با تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای پیوند، سیستم دیوار همبند از همبند بودن خارج شده و به دو دیوار منفرد تبدیل می‌شود و لذا رفتار آن نیز مشابه دیوارهای منفرد می‌شود.

- [13] Nie, J.G., Hu, H.S., and Eatherton, M.R. (2014), "Concrete Filled Steel Plate Composite Coupling Beams: Experimental Study", *Journal of Constructional Steel Research*, 94, pp.49-63.
- [14] Standard 2800 (2015), "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (4th edition)", Road, Housing and Urban Development Research Center. (in Persian)
- [15] ANSI/AISC 360-22, (2022), Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction.
- [16] Sherif, E., Fortney, P., Harries, K., Shahrooz, B., Kurama, Y., Hassan, M., and Tong, X. (2009), "Recommendations for Seismic Design of Hybrid Coupled Wall Systems", *American Society of Civil Engineers*.
- [17] Kizilarlan, E., Morgan B., Shafaei, S., Varma, A.H., and Bruneau, M. (2021), "Non-Linear Analysis Models for Composite Plate Shear Walls-Concrete Filled (C-PSW/CF)", *Journal of Constructional Steel Research*, 184, pp.106803.
- [18] ANSI/AISC 342-22, (2022), Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction.
- [19] Kunnath, S.K., Heo, Y., and Mohle, J.F. (2009), "Nonlinear Uniaxial Material Model for Reinforcing Steel Bars", *Journal of Structural Engineering*, 135(4), pp.335-343.
- [20] Nie, J.G., Hong-Song H., Jian-Sheng F., Mu-Xuan T., Sheng-Yong L., and Fu-Jun L. (2013), "Experimental Study on Seismic Behavior of High-Strength Concrete Filled Double-Steel-Plate Composite Walls", *Journal of Constructional Steel Research*, 88, pp.206-219.
- [1] Farhangian, H., Ghazanfari, N., Ghasemzadeh, F., and Shekarchi, M. (2024), "Long-term Flexural Performance of Concrete Beams with Different Pozzolanic Materials: Experimental and Analytical Study", *Journal of Structural Integrity & Maintenance*, 9(1), pp.2254990.
- [2] Choi, B.J., Kang, C.K., and Park, H.Y. (2014), "Strength and Behavior of Steel Plate-concrete Wall Structures Using Ordinary and Eco-oriented Cement Concrete Under Axial Compression", *Thin-Walled Structures*, 84, pp.313-324.
- [3] Astaneh-Asl, A. (2002), "Seismic Behavior and Design of Composite Steel Plate Shear Walls", Moraga, CA, USA: Structural Steel Educational Council, pp.7-8.
- [4] Shakib, H., Dardaei, S., Farhangian, H., and Torkanbouri, N.E. (2022), "Seismological Aspects and Seismic Behavior of Buildings During the M 7.3 Western Iran Earthquake in Sarpol-e-Zahab Region", *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 46(4), pp.3063-3079.
- [5] Kaneuji, A., Okuda, Y., Hara, K., and Masumoto, H. (1989), "Feasibility Study of Concrete Filled Steel (SC) Structure for Reactor Building", In *Transactions of the 10th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, pp.67-72.
- [6] Wu, Y., Zhou, Q., Su, Y., and Wang, B. (2017), "Seismic Design Method and Experimental Study of Composite Steel Plate-concrete Coupled Shear Wall Systems", *Journal of Building Structures* 38, pp.58-65.
- [7] Farhangian, H., Mirghaderi, S.R., and Khanmohammadi, M. (2022), "Investigation of Single and Coupled Composite Plate Shear Walls-Concrete Filled Systems", 14th International Congress on Civil Engineering, Sharif University of Technology. (In Persian)
- [8] Chen, L., Mahmoud, H., Tong, S.M., and Zhou, Y. (2015), "Seismic Behavior of Double Steel Plate-HSC Composite Walls", *Engineering Structures*, 102, pp.1-12.
- [9] Bruneau M, Varma A.H., Kizilarlan E., Broberg M., Shafaei S., and Seo, J. (2019), "R-Factors for Coupled Composite Plate Shear Walls/Concrete Filled (CC-PSW/CF)", Charles Pankow Foundation, McLean, Virginia, pp.419.
- [10] Kizilarlan, E., Broberg, M., Shafaei, S., Varma, A.H., and Bruneau, M. (2021), "Seismic Design Coefficients and Factors for Coupled Composite Plate Shear Walls/Concrete Filled (CC-PSW/CF)", *Engineering Structures*, 244, pp.112766.
- [11] ASCE/SEI 7-22, (2022), Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers.
- [12] AISC 341-22, (2022), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction.