

A Study on the Seismic Behavioral Parameters of the Composite Steel Plate Shear Wall (CSPSW) in The Building Frame System Using Incremental Dynamic Analysis (IDA)

Majid Gholhaki* , Shahrokh Golpayegani

Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT: Due to the advancements in lateral force-resisting systems, there is a growing need to study other modern systems further. To investigate the behavior of structures from linear to nonlinear and static to dynamic, analysis and design methods such as incremental dynamic analysis offer researchers more accurate results. Given the absence of a specified behavior factor for the lateral force-resisting system of composite steel plate shear walls in Iranian standards, the primary objective of this research is to analyze the seismic coefficients and, consequently, determine the behavior factor using the incremental dynamic analysis method for the systems in question. This research initially validated a laboratory model to achieve optimal networking. Subsequently, three structural models representing short (7 stories), medium (14 stories), and tall (21 stories) buildings were designed using ETABS software. Finally, a two-dimensional frame was extracted from the mentioned structures and analyzed using Abaqus software for modal, nonlinear static, and incremental dynamic responses. The results demonstrate an increase in the overstrength factor coefficient as the height of the structure increases, rising from 4.942 to 5.213. This indicates a direct correlation between the overstrength factor and the height of the structure. Conversely, a decrease in the ductility coefficient, from 1.266 to 1.496, confirms the inverse relationship between ductility and the height of the structure. In the section on the behavior coefficient, the values of 7.396, 6.742, and 6.6 were obtained in the extreme state and 10.355, 9.438, and 9.24 in the admissible stress state respectively for short, medium, and tall structures.

Review History:

Received: Oct. 05, 2023

Revised: Nov. 14, 2024

Accepted: Dec. 20, 2024

Available Online: Jan. 14, 2025

Keywords:

Composite Steel Plate Shear Wall

Incremental Dynamic Analysis

Overstrength Factor Coefficient

Ductility Coefficient

Behavior Coefficient

1- Introduction

The composite steel plate shear wall (CSPSW) consists of a steel plate and concrete panel on one or both sides of it, and the connection between the concrete and steel will be provided with shear studs. This system is referred to as the CSPSW in AISC [1] seismic design criteria.

The concrete panel confines the steel plate and prevents its buckling prior to the in-plane shear yielding. The shear yield capacity of the sheet is much higher than its capacity in facing the shear resulting from the yield caused by the diagonal tensile field.

Therefore, if there is a gap between the concrete panel and the boundary elements, this system is called a new system, but if there is no gap, it will be an old type [2].

Some of the valuable studies by some researchers in this field are as follows:

In 2002, Astaneh-asl et al. [2] investigated the behavior of a novel CSPSW system under cyclic loading and compared it with the common system. It should be noted that the difference between these two types of walls concerns the gap between the concrete panel and the boundary element. The

results exhibit less severe damage in the connection bolts and concrete panels under the same lateral displacement, and due to the gap, the new system will incur less intense damage compared to the old system in relatively large loading cycles.

In 2018, in order to estimate the stiffness of the CSPSW system, Movahedinia et al. [3] separated the steel plate from the frame and calculated the stiffness by considering the interaction between them. The results confirm that the involvement of the concrete panel with the boundary elements and the use of a low-strength steel plate and a thickness equivalent to a normal plate will increase the stiffness of the system.

Additionally, in 2020, Rahimikhah et al. [4] parametrically investigated the buckling-restrained SPSW with the gap between the concrete panel and the steel plate ranging from 0 to 15 mm. The results show that the initial strength and stiffness of the system decrease with the increase of the gap. Hence, the R factor will be 8.11 on average in the case without gap and 11.21 with a gap. The existence of a concrete panel in a gapless state and on both sides of the steel plate will increase the initial stiffness of the system by 45%.

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

In 2021, Rahimi et al. [5] studied the effect of steel plate thickness and concrete panel as well as width-to-height (W/H) ratio of 0.75, 1, and 1.5 on the behavior of the CSPSW. The results illustrated that the 6 mm thick plate will absorb more energy in all W/H ratios. Furthermore, while presenting a semi-empirical relationship to calculate the thickness of the concrete panel according to the thickness of the steel plate in order to prevent plate buckling, the R factor of 13.5 was obtained for this system.

In 2023, Munesi et al. [6] investigated the behavior of the BRSPSW subjected to cyclic loading. According to the obtained results, the SPSW without concrete panel has the lowest energy absorption due to local and lateral buckling, and in contrast to the specimens with concrete panels and with a gap width of 20 and 40 mm, the energy absorption capacity increased by 6 times. Moreover, the shear capacity of the specimen with the concrete panel will be enhanced by about 50%.

Considering the studies conducted in the field of composite shear walls, some of which were listed above during the last two decades, as well as the progress of structural analysis methods from linear to nonlinear and from static to dynamic, the need to study seismic coefficients and provide a specific behavior coefficient using modern structural analysis methods such as incremental dynamic analysis, especially in domestic regulations and standards due to the lack of a specific behavior coefficient for the lateral load-bearing system of composite steel shear walls, has been felt more and more, and the present study will be carried out with the aim of convincing the above-mentioned cases.

2- Methodology

In this research, first, a laboratory model was validated to obtain optimal meshing. Then, three structural models (7, 14, and 21 stories) representing short, medium, and tall structures were designed in the ITBS software, and finally, a two-dimensional frame of the aforementioned structures was separated and analyzed in the Abaqus software (modal, nonlinear static, and incremental dynamic).

3- Results and Discussion

1- The growth of the design base shear values with increasing structure height, which is reasonable due to the approximate decrease in the ductility coefficient as the structure height increases and the subsequent decrease in the behavior coefficient (the inverse ratio between the behavior coefficient of the structure and the base shear is dominant).

2- Due to the decrease in the stiffness of structural models with increasing height and also the inverse ratio of the stiffness of the structure and the cycle time, the cycle time values will grow with increasing structure height.

3- The increase in the overstrength factor coefficient with increasing structure height, which indicates a direct ratio of the overstrength factor coefficient to the height of the structure. The opposite of the above is true regarding the ductility coefficient, and previous studies will confirm the aforementioned relationship. In this study, a slight difference

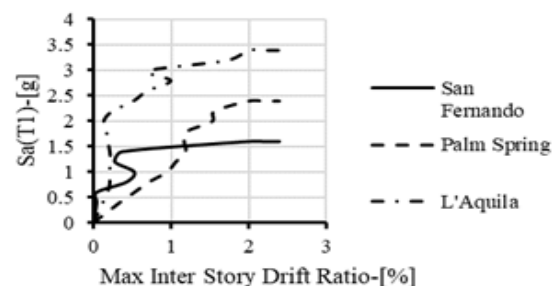


Fig. 1. IDA Curves of the 7-storey model

is observed between the above explanations and the values obtained in the 14- and 21-story model range, which can be due to factors such as the typification of structural sections in the design stage, etc. In general, the above relationship will be true.

4- According to Section 3-4-2 of Standard 2800, Fourth Edition, if three pairs of accelerograms are used for analysis, the final reflectance of the structure will be equal to the maximum reflectance obtained from the analysis of each model under three pairs of accelerograms. The explanations of this section were also used in calculating the behavior coefficient for the three ranges of short, medium, and long-range structures.

4- Conclusions

- 1- Obtaining an optimal 30 mm mesh for the composite steel plate shear wall system after validating the laboratory model of Arabzadeh et al.
- 2- Increasing the design base shear from 1048.26 kN in the 7-story model to 1496.5 kN in the 21-story model.
- 3- Increasing the cycle time values from 1.856 seconds in the 7-story model to 3.425 seconds in the 21-story model.
- 4- Increasing the overstrength factor coefficient from 4.942 to 5.213 by increasing the height of the structure.
- 5- Obtaining the behavior coefficient of 7.396, 6.742, and 6.6 in the limit state and 10.355, 9.438, and 9.24 in the allowable stress state for short, medium, and tall structures, respectively.

References

- [1] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, (2016).
- [2] Astaneh-Asl A. Seismic Behavior and Design of Composite Steel Plate Shear Walls: Structural Steel Educational Council Moraga, CA, USA; (2002).
- [3] Gholhaki M, Movahedinia M, Rezaeifar O. Providing Analytical Relationship to Calculate the Stiffness of Composite Steel Shear Walls. Amirkabir Civil Engineering Journal. 50(3) (2018) 607-16.
- [4] Gholhaki M, Rezaifar O, Rahimikhah MS. Provide

- Analytical Relationship to Calculate the Strength of Composite Steel Shear Walls by Abaqus software. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 8(3) (2021) 42-55. (In Persian).
- [5] Gholhaki M, Rahimi T, Kheyroddin A. An Analytical and Numerical Study on Effect of Thickness and Concrete Type of Panels on Behavior of Composite Steel Plate Shear Walls. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. 53(9) (2021) 3623-48.
- [6] [Munesi A, Gholhaki M, Sharbatdar MK, Pachideh V. Study on the Gap Width Between the Steel Plate and Concrete Panels on Behavior of the Buckling-Restrained Steel Plate Shear Walls. *Structural Concrete*. (2023).



مطالعه ضرایب لرزه‌ای دیوار برشی فولادی کامپوزیت در سیستم قاب ساختمانی به روش تحلیل دینامیکی افزایشی

مجید قلهکی*^{ID}، شاهرخ گلپایگانی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۲/۰۷/۱۳

بازنگری: ۱۴۰۳/۰۴/۲۸

پذیرش: ۱۴۰۳/۰۹/۳۰

ارائه آنلاین: ۱۴۰۳/۱۰/۲۵

کلمات کلیدی:

دیوار برشی فولادی کامپوزیت

دینامیکی فزاینده

ضریب اضافه مقاومت

ضریب شکل‌پذیری

ضریب رفتار

خلاصه: با توجه به پیشرفت سیستم‌های مقاوم باربر جانبی، لزوم مطالعه بیشتر در مورد سایر سیستم‌های نوین بیشتر حس می‌گردد. با میل بررسی رفتار سازه‌ها از حالت خطی به غیرخطی و استاتیکی به دینامیکی، روش‌های تحلیل و طراحی نظیر دینامیکی افزایشی نتایج دقیق‌تری در اختیار محققین قرار خواهد داد. به دلیل عدم ارائه ضریب رفتار برای سیستم باربر جانبی دیوار برشی فولادی کامپوزیت در استانداردهای کشور ایران می‌توان گفت که هدف اصلی این پژوهش مطالعه ضرایب لرزه‌ای و در نتیجه حصول ضریب رفتار به روش تحلیل دینامیکی افزایشی برای سیستم مذکور خواهد بود. در این پژوهش ابتدا جهت حصول شبکه‌بندی بهینه مدلی آزمایشگاهی مورد صحت‌سنجی قرار گرفت. سپس سه مدل سازه‌ای (۷، ۱۴ و ۲۱ طبقه) که معرف سازه‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه بوده در نرم‌افزار ایتبس طراحی و در نهایت قابی دوبعدی از سازه‌های مذکور جدا شده و در نرم‌افزار آباکوس مورد تحلیل‌های (مودال، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فزاینده) قرار گرفت. نتایج نشان‌دهنده افزایش ضریب اضافه مقاومت ضمن افزایش ارتفاع سازه از ۴/۹۴۲ به ۵/۲۱۳ بوده که این امر بیان‌گر نسبت مستقیم ضریب اضافه مقاومت با ارتفاع سازه می‌باشد و عکس این مطلب با توجه به افت ضرایب شکل‌پذیری از ۱/۴۹۶ به ۱/۲۶۶ صادق خواهد بود. در بخش ضریب رفتار نیز مقدار ۷/۳۹۶، ۶/۷۴۲ و ۶/۶ در حالت حدی و ۱۰/۳۵۵، ۹/۴۳۸ و ۹/۲۴ در حالت تنش مجاز به ترتیب برای سازه‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه حاصل شد.

۱- مقدمه

در نهایت قاب دوبعدی برگرفته از مدل‌های طراحی شده در نرم‌افزار آباکوس مورد تحلیل‌های (مودال، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فزاینده) قرار خواهد گرفت.

بخشی از مطالعات ارزشمند توسط برخی از محققین در این زمینه به شرح ذیل می‌باشد:

آستانه اصل و همکاران [۲] در سال ۲۰۰۲ رفتار سیستم دیوار برشی فولادی کامپوزیت نوین را تحت بار چرخه‌ای و در مقایسه با دیوار برشی فولادی کامپوزیت قدیمی مورد بررسی قرار دادند. لازم به ذکر است که تفاوت این دو نوع دیوار در فاصله میان پوشش بتنی و اجزاء مرزی می‌باشد. نتایج نشان‌دهنده خرابی کمتر بولت‌های اتصال و پوشش بتنی تحت تغییر مکان جانبی یکسان بوده و با توجه به فاصله پوشش بتنی با قاب پیرامونی برای سیستم نوین در چرخه‌های نسبتاً بزرگ پوشش بتنی دچار آسیب کمتری نسبت به سیستم قدیمی خواهد شد.

حاتمی و رهایی [۳] در سال ۲۰۰۸ مطالعه‌ای در مورد نقش فواصل میان

دیوار برشی فولادی کامپوزیت از یک صفحه فولادی و بتن پوشش در یک یا دو طرف آن به وجود می‌آید که اتصال میان بتن و فولاد با گل‌میخ‌ها فراهم خواهد شد. در ضوابط لرزه‌ای AISC از این سیستم با نام C-SP-SW یاد می‌شود. پوشش بتن ورق فولادی را محدود کرده و از کمانش آن پیش از تسلیم برشی داخل صفحه پیش‌گیری می‌کند. گنجایش تسلیم برشی ورق به حد زیادی از گنجایش آن در رویارویی با برش حاصل از تسلیم ناشی از میدان کشش قطری بیشتر می‌باشد [۱].

چنانچه میان پوشش بتن و اجزاء مرزی فاصله باشد سیستم مذکور نوین بوده، و اگر فاصله‌ای نباشد از نوع قدیمی خواهد بود [۲].

در مطالعه حاضر جهت حصول شبکه‌بندی بهینه مدلی آزمایشگاهی مورد صحت‌سنجی قرار گرفته، سپس سه مدل سازه‌ای (۷، ۱۴ و ۲۱ طبقه) که معرف سازه‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه بوده در نرم‌افزار ایتبس طراحی و

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



برشگیرها بر عملکرد دیوار برشی کامپوزیت انجام دادند. نتایج حاصل از این پژوهش بیانگر بهبود استهلاک انرژی و شکل‌پذیری با فاصله حداکثر ۷۵ سانتی‌متر برای ورق فولادی با ضخامت ۳ میلی‌متر بوده و پس از گذشت از این مقدار تغییری در عملکرد سیستم به وجود نخواهد آمد.

حاتمی و صهری [۴] در سال ۲۰۰۸ متغیرهای گوناگونی را با بهره‌گیری از مدل‌های عددی و آزمایشگاهی قاب خمشی به همراه دیوار برشی فولادی و فولادی کامپوزیت مورد مطالعه قرار دادند. لذا نتایج حاصله به شرح ذیل می‌باشد:

(الف) با کم شدن فواصل برشگیرها ۳۰ الی ۳۵ درصد افزایش سختی و ۲۰ الی ۳۰ درصد کاهش تغییرمکان جانبی خواهیم داشت.

(ب) با افزایش نسبت ضخامت ورق به پوشش بتنی شکل‌پذیری و سختی زیاد خواهد شد (یا تجاوز از حدی اثری نخواهد داشت).

(ج) تغییرمکان جانبی داخل صفحه با پوشش بتنی دوطرفه نسبت به پوشش بتنی یک‌طرفه تفاوت چندانی نخواهد داشت. اما اگر این ضخامت در یک سمت دو برابر طرف دیگر باشد موجب کاهش تغییرمکان و تنش خواهد شد.

ایازی و همکاران [۵] در سال ۲۰۱۰ ضمن بررسی چهار نمونه با مقیاس ۱:۳ تحت بار چرخه‌ای، تاثیر عوامل مختلف بر عملکرد دیوار برشی فولادی کامپوزیت را مورد مطالعه قرار دادند. لذا نتایج ذیل حاصل شد:

(الف) جهت پایداری ستون تا تسلیم کامل ورق نیاز به طراحی ستون قوی برای منتقل کردن نیروها خواهد بود.

(ب) استفاده از بتن پر مقاومت جهت کاهش وزن و ضخامت بتن، کاهش نیروی وارده به تیر و ستون و ورق فولادی و جلوگیری از کمانش ورق.

(ج) به واسطه طراحی ستون قوی عملکرد نمونه به دو عامل بستگی خواهد داشت:

- سختی ستون‌ها.

- فواصل محور تا محور گلبیخ‌ها.

(د) با رعایت تعداد بولت مناسب و ضخامت پوشش بتنی می‌توان ظرفیت کلی ورق را به کار گرفت.

بر اساس مطالعه‌ای که در سال ۲۰۱۱ توسط ایازی و عربزاده [۶] صورت گرفت، به علت نیروهای خمشی بزرگ نیاز به استفاده از ستون قوی در سازه‌های چند طبقه می‌باشد که همین امر باعث بهبود عملکرد سیستم می‌شود.

طی مطالعه‌ی صورت گرفته در سال ۲۰۱۲ توسط عربزاده و پیشوایی

[۷] تاثیر فاصله پوشش بتنی با قاب فولادی بر عملکرد دیوار برشی فولادی کامپوزیت بررسی شده و نتایج نشان‌دهنده این است که وجود درزی به اندازه ۳۰ الی ۸۰ میلی‌متر موجب بهبود عملکرد، شکل‌پذیری زیاد و کاهش خسارات وارد به پوشش بتنی خواهد شد. لذا می‌توان گفت که ضخامت پوشش بتنی نسبت مستقیم با سختی سیستم در حالت بدون درز و نسبت عکس با سختی همین سیستم در حالت با درز خواهد داشت.

در سال ۲۰۱۶ رسولی و همکاران [۸] تاثیر انواع پوشش بتنی بر سیستم دیوار برشی فولادی کامپوزیت را مورد بررسی قرار دادند. نتایج حاکی از بهبود عملکرد لرزه‌ای این سیستم با به کارگیری بتن سبک بوده و همچنین موجب عملکرد بهتر در تحمل بارهای جانبی می‌شود.

موحدی‌نیا و همکاران [۹] در سال ۲۰۱۸ به منظور برآورد سختی سیستم دیوار برشی فولادی کامپوزیت پوشش بتنی، ورق فولادی و قاب را تفکیک و با لحاظ اندرکنش میان آن‌ها سختی را محاسبه کردند. نتایج نشان‌دهنده این است که درگیر بودن پوشش بتنی با اعضای مرزی و استفاده از ورق فولادی با تنش تسلیم پایین و با ضخامت معادل ورق معمولی باعث افزایش سختی سیستم خواهد شد.

در سال ۲۰۱۸ وانگ و همکاران [۱۰] به مطالعه آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای دیوار برشی مرکب بتن مسلح با ورق فولادی پرداختند. ظرفیت باربری، تغییرمکان نهایی، شاخص شکل‌پذیری و ضریب میرایی ویسکوز معادل در مقایسه با دیوار برشی بتن‌آرمه افزایش داشته که نشانگر رفتار بهتر این سیستم باربر جانبی خواهد بود. ضخامت دیوار و ورق فولادی عوامل اصلی در ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و استهلاک انرژی سیستم بوده و بتن در نقش مهار کمانش موضعی ورق عمل خواهد کرد.

شکرگزار و همکاران [۱۱] در سال ۲۰۱۹ به محاسبه ضریب رفتار سیستم دیوار برشی مرکب با جفت ورق فولادی پرداخته و ضمن بررسی تاثیر نسبت طول دهانه دیوار به ارتفاع و ضخامت هسته بتنی، ضریب رفتار ۶/۴۵ برای سیستم مذکور ارائه شد. همچنین نتایج نشان‌دهنده افزایش شکل‌پذیری و کاهش ضریب نیرو بر اثر شکل‌پذیری با افزایش ضخامت هسته بتنی خواهد بود.

ژانگ و همکاران [۱۲] در سال ۲۰۱۹ رفتار لرزه‌ای دیوار برشی مرکب با صفحات سخت‌شده و بتن پر شده را به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند. ضمن ارائه فرمول‌هایی برای ارزیابی مقاومت برشی حداکثر و سختی اولیه، مشاهده شد که تاثیر ضخامت بر رفتار چرخه‌ای نمونه‌ها قابل توجه می‌باشد. با وجود ظرفیت شکل‌پذیری مناسب نمونه‌ها می‌توان با ایجاد

فوق برخی از آن‌ها طی دو دهه اخیر برشمرده شد و نیز پیشرفت روش تحلیل سازه‌ها از حالت خطی به غیرخطی و از استاتیکی به دینامیکی، نیاز به مطالعه ضرایب لرزه‌ای و ارائه ضریب رفتار مشخص با استفاده از روش‌ها تحلیل سازه نوین نظیر تحلیل دینامیکی افزایشی، به خصوص در آیین‌نامه‌ها و استانداردهای داخلی به علت عدم ارائه ضریب رفتار معین برای سیستم باربر جانبی دیوار برشی فولادی کامپوزیت بیشتر حس شده و مطالعه حاضر با هدف اقناع کردن موارد فوق‌الذکر صورت خواهد گرفت.

۲- صحت‌سنجی مدل آزمایشگاهی

در این بخش مدل آزمایشگاهی یک طبقه و یک دهانه با مقیاس ۱:۴ عربزاده و همکاران [۶] در دانشگاه تربیت مدرس مورد صحت‌سنجی قرار خواهد گرفت.

ابتدا به مشخصات مدل مذکور اعم از ویژگی‌های مکانیکی مصالح بتنی و فولادی، نوع و سازه مقاطع مورد استفاده و ابعاد و شرایط بارگذاری مدل آزمایشگاهی پرداخته خواهد شد. در گام بعد ضمن برشمردن نحوه انجام تحلیل حساسیت به شبکه‌بندی و گام‌های انجام شده، شبکه‌بندی بهینه انتخاب می‌گردد. در آخرین مرحله با مقایسه منحنی رفتار چرخه‌ای حاصل از سه طیف شبکه‌بندی مختلف به دست آمده با منحنی آزمایشگاهی، به محاسبه درصد اختلاف پارامترهای گوناگون و بررسی رفتار مدل دیوار برشی فولادی کامپوزیت از روی منحنی به دست آمده پرداخته می‌شود.

۲-۱- مشخصات مدل

بولت‌ها به دلیل انتظار رفتار خطی در تمام گام‌های آزمایش از نوعی با مقاومت زیاد استفاده می‌شوند. آرماتور بتن مسلح به صورت یکسره و به مقدار ۱ درصد حجم بتن بوده و لذا از بتن با مقاومت زیاد برای حصول ترک خوردگی کمتر بهره گرفته می‌شود.

با توجه به تحلیل‌های اجزاء محدود پیش از آزمایش این‌چنین مشاهده شد که با فاصله‌ای به مقدار ۱۱/۲۵ میلی‌متر میان بتن و قاب تماسی میان این دو نخواهد بود و پوشش بتن مسلح صرفاً نقش پیش‌گیری از کمانش ورق را به عهده داشته و لذا در مقاومت جانبی موثر نخواهد بود.

ویژگی‌های فولاد و بتن مصرفی در جداول (۱) و (۲) ارائه شده است. در شکل (۱) جزئیات مدل آزمایشگاهی اعم از نام‌گذاری تمام اجزاء، مقدار و نحوه بارگذاری و اندازه دقیق اجزاء به صورت شماتیک ارائه شده است. در جدول (۳) ابعاد مقاطع به کار رفته در نمونه به تفکیک نوع عضو قابل مشاهده می‌باشد.

کانال‌های فولادی بیشتر شکل‌پذیری و استهلاک انرژی را افزایش داد اما این امر تأثیر چندانی در مقاومت حداکثر نخواهد داشت.

در سال ۲۰۱۹ سلیمانی و همکاران [۱۳] ضرایب لرزه‌ای برای سیستم قاب بتن‌آرمه به همراه دیوار برشی فولادی با ورق نازک را به روش تحلیل دینامیکی افزایشی محاسبه کردند. نتایج نشان‌دهنده نسبت عکس ضریب رفتار و شکل‌پذیری با ارتفاع سازه و نسبت مستقیم با ضریب اضافه مقاومت می‌باشد.

قزوینی و همکاران [۱۴] در سال ۲۰۱۹ ضرایب رفتار، اضافه مقاومت و شکل‌پذیری را برای دیوار برشی فولادی با ورق نازک به روش تحلیل دینامیکی فزاینده به دست آوردند. در نهایت ضریب رفتار ۸ برای سازه‌های بلند و ۹ برای سازه‌های کوتاه و میان مرتبه در حالت حدی حاصل شد.

همچنین در سال ۲۰۲۰ رحیمی‌خواه و همکاران [۱۵] دیوار برشی فولادی کمانش‌تاب را با فاصله میان پوشش بتنی و ورق فولادی از صفر تا ۱۵ میلی‌متر به صورت پارامتریک مورد بررسی قرار دادند. نتایج بیان‌کننده کاهش مقاومت و سختی اولیه سیستم با افزایش فاصله میان پوشش بتنی و ورق فولادی بوده، لذا ضریب رفتار به طور میانگین در حالت بدون درز ۸/۱۱ و در حالت دارای درز ۱۱/۲۱ خواهد بود. همچنین وجود کاور بتنی در حالت بدون درز و در دو طرف ورق فولادی موجب افزایش سختی اولیه سیستم به میزان ۴۵ درصد خواهد شد.

در سال ۲۰۲۱ رحیمی و همکاران [۱۶] اثر ضخامت ورق فولادی و پوشش بتنی و همچنین نسبت عرض به ارتفاع ۰/۷۵، ۱ و ۱/۵ را بر رفتار دیوار برشی فولادی کامپوزیت مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان‌دهنده این است که ضخامت ورق ۶ میلی‌متر در تمام نسبت‌های عرض به ارتفاع جذب انرژی بیشتری خواهد داشت. همچنین ضمن ارائه رابطه نیمه تجربی جهت محاسبه ضخامت پوشش بتنی بر حسب ضخامت ورق فولادی به منظور جلوگیری از کمانش ورق، ضریب رفتار ۱۳/۵ برای این سیستم حاصل شد.

همچنین در سال ۲۰۲۳ مونسی و همکاران [۱۷] در پژوهشی رفتار دیوار برشی فولادی کمانش‌تاب را تحت بارگذاری چرخه‌ای بررسی کرده و بر اساس نتایج به دست آمده دیوار برشی فولادی بدون پوشش بتنی به دلیل کمانش موضعی و جانبی کمترین اتلاف انرژی را خواهد داشت. در مقابل نمونه‌های با پوشش بتنی و همراه با فاصله ۲۰ و ۴۰ میلی‌متر با ورق فولادی ظرفیت اتلاف انرژی تا ۶ برابر افزایش داده و همچنین ظرفیت برشی نمونه به همراه پوشش بتنی در حدود ۵۰ درصد افزوده خواهد شد.

با توجه به مطالعات انجام شده در زمینه دیوار برشی کامپوزیت که در

جدول ۱. ویژگی‌های فولاد مورد استفاده در نمونه عربزاده و همکاران [۶]

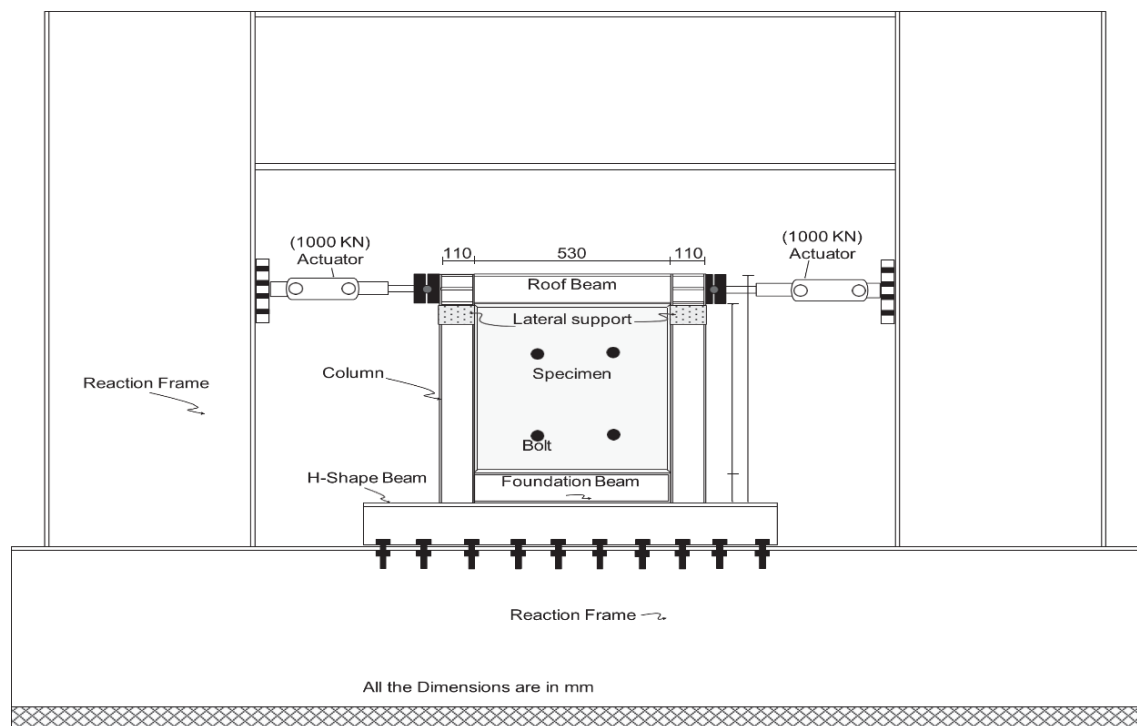
Table 1. Steel Properties Used in Specimen (Arabzadeh et al) [6]

مقاطع فولادی	مقاومت جاری شدن (مگاپاسکال)	مقاومت نهایی (مگاپاسکال)	مدول ارتجاعی (مگاپاسکال)
بال ستون‌ها و تیرها	۳۰۸	۴۷۹	۲۰۰۰۰۰
جان ستون‌ها و تیرها	۲۸۵	۴۴۶	۲۰۰۰۰۰
ورق فولادی	۲۶۸	۴۱۵	۲۰۰۰۰۰
بولت	۱۰۸۰	۱۲۹۰	۲۰۰۰۰۰
میلگرد	۳۳۶	۴۹۲	۲۰۳۰۰۰

جدول ۲. ویژگی‌های بتن مورد استفاده در نمونه عربزاده و همکاران [۶]

Table 2. Concrete Properties Used in Specimen (Arabzadeh et al) [6]

مدول ارتجاعی (مگاپاسکال)	مقاومت فشاری (مگاپاسکال)	مقاومت کششی (مگاپاسکال)
۳۰۰۷۱	۴۳	۴



شکل ۱. جزئیات مدل آزمایشگاهی عربزاده و همکاران [۶]

Fig. 1. Details of the Laboratory Model (Arabzadeh et al) [6]

جدول ۳. ابعاد مقاطع نمونه آزمایش عربزاده و همکاران [۶]

Table 3. Dimensions of the Sections (Arabzadeh et al) [6]

ستون‌ها	2IPE100+2PL100*5
تیرها	2IPE100
ضخامت ورق فولادی (میلی‌متر)	۲
قطر بولت (میلی‌متر)	۲۰
قطر میلگرد (میلی‌متر)	۳
ضخامت بتن (یک طرفه - میلی‌متر)	۳۰

هندس‌ه آن می‌باشد. چنانچه در نواحی مهم طراحی و در قسمت‌های تمرکز تنش، شکل هندسی و رفتار مدل آزمایشگاهی به طوری مطلوب شبیه‌سازی نگردد صحت‌سنجی دچار خطای قابل توجهی خواهد شد.

مبحث تحلیل حساسیت با هدف کاهش میزان خطا بر اثر شبکه‌بندی، عدم صرف وقت زیاد برای تحلیل و به دست آوردن ابعاد و تعداد شبکه‌بندی بهینه انجام می‌گیرد. با توجه به توضیحات فوق و با توجه به نحوه مدل‌سازی (DEPENDENT) سه طیف گوناگون شبکه‌بندی مطابق جدول (۴) مورد بررسی قرار گرفت تا نتیجه مطلوب حاصل گردد.

در تحلیل حساسیت یک اندازه فرضی که برای مثال در این تحقیق برابر ۵۰ میلی‌متر (برای قاب، ورق فولادی و پوشش بتنی) می‌باشد و با تغییر مکان حداکثر ۲۶ میلی‌متر مطابق با ماکزیمم تغییر مکانی که نمونه آزمایشگاهی متحمل شده است در نظر گرفته می‌شود. سپس تحلیل استاتیکی غیرخطی صورت گرفته و نمودار برش پایه-تغییر مکان استخراج شده از این تحلیل بر منحنی رفتار چرخه‌ای آزمایشگاهی منطبق می‌شود. بار دیگر اندازه شبکه‌بندی را کاهش داده (۳۰ میلی‌متر) و مجدداً اعمال فوق را انجام می‌دهیم. در آخر با کاهش اندازه شبکه‌بندی به

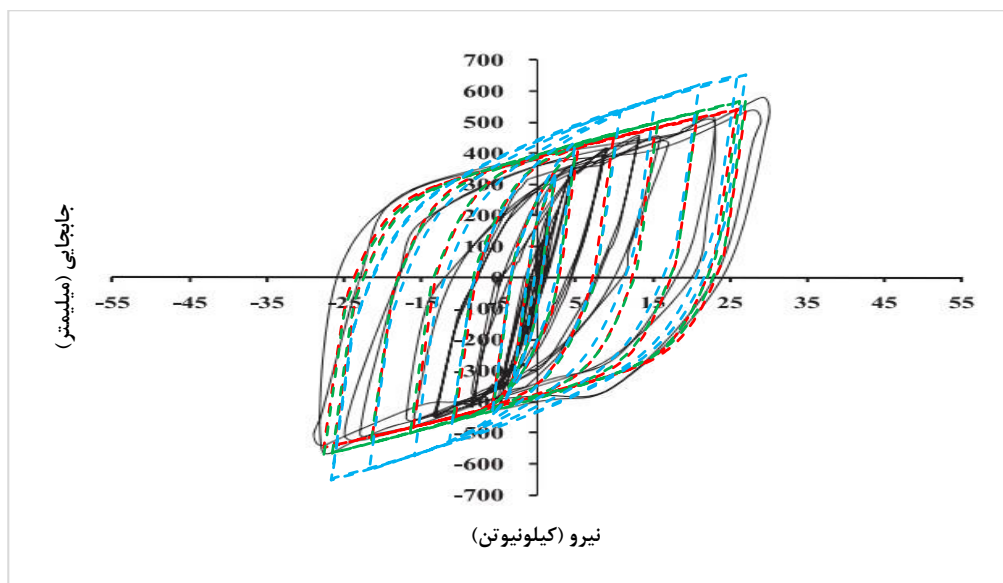
۲-۲- تحلیل حساسیت به شبکه‌بندی

از کالیبره کردن (صحت‌سنجی) نرم‌افزار مورد استفاده در مدل‌سازی و تحلیل می‌توان به عنوان یکی از با اهمیت‌ترین مباحث در تحقیقاتی که در آن‌ها از روش مدل‌سازی و تحلیل بهره گرفته می‌شود یاد کرد. همچنین با بهره‌گیری از ابعاد مناسب برای اجزاء تطابق قابل قبولی میان مدل آزمایشگاهی و اجزاء محدود حاصل می‌گردد. توزیع تنش در مدل وابسته به

جدول ۴. ابعاد، تعداد و نوع عضو در تحلیل حساسیت به شبکه‌بندی

Table 4. Size, Number and Type of Elements in Sensitivity Analysis

تعداد کل شبکه‌بندی	تعداد شبکه‌بندی	ابعاد شبکه‌بندی (میلی‌متر)	نوع عضو	گام
۴۲۰۹	۱۳۱۶	۵۰	قاب و سخت‌کننده‌ها	۱
	۱۲۱	۵۰	ورق فولادی	
	۱۴۴	۵۰	پوشش بتنی	
	۲۰۶۸	۵	میلگرد	
	۵۶۰	۳	بولت	
۵۳۹۲	۴۱۸۴	۳۰	قاب و سخت‌کننده‌ها	۲
	۳۲۴	۳۰	ورق فولادی	
	۲۵۶	۳۰	پوشش بتنی	
	۲۰۶۸	۵	میلگرد	
	۵۶۰	۳	بولت	
۸۴۶۷	۳۸۶۰	۲۰	قاب و سخت‌کننده‌ها	۳
	۷۲۹	۲۰	ورق فولادی	
	۱۲۵۰	۲۰	پوشش بتنی	
	۲۰۶۸	۵	میلگرد	
	۵۶۰	۳	بولت	



شکل ۲. مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان جانبی حاصل از مدل‌های عددی و آزمایشگاهی

Fig. 2. Comparison of Numerical and Experimental Force-Displacement Curves

جدول ۵. مقایسه کمی نتایج مدل آباکوس و آزمایشگاهی

Table 5. Quantitative Comparison of Numerical and Experimental Models

نسبت شکل پذیری	سختی اولیه (کیلو نیوتن بر میلی متر)	جذب انرژی تجمعی (کیلو نیوتن بر میلی متر)	تغییر مکان نهایی (میلی متر)	نیروی نهایی (کیلو نیوتن)	تغییر مکان تسلیم (میلی متر)	نیروی تسلیم (کیلو نیوتن)	پارامتر
۵/۶۵	۸۵	۴۲۵۳۰	۲۶	۵۸۵	۴/۶	۳۹۰	آزمایشگاهی
۶/۲۲	۸۲	۴۳۰۴۰	۲۸	۵۶۰	۴/۵	۳۷۰	آباکوس
۹/۶	۳/۵۹	۱/۱۹	۷/۴	۴/۳۹	۲/۱۹	۵/۲۶	درصد اختلاف

۲-۳- مقایسه نتایج نهایی مدل عددی و آزمایشگاهی

در شکل (۲) مقایسه میان نمودار چرخه‌ای نیرو-تغییر مکان جانبی، حاصل از شبکه‌بندی ۲۰ میلی‌متر (خط چین قرمز)، ۳۰ میلی‌متر (خط چین سبز) و ۵۰ میلی‌متر (خط چین آبی) با نمودار آزمایشگاهی نظیر آن (خط مشکی) نمایش داده شده است. لذا محور افقی میزان جابجایی بر حسب میلی‌متر و محور قائم مقدار نیرو بر حسب کیلو نیوتن خواهد بود. همچنین در جدول (۵) درصد اختلاف نمودار رفتار چرخه‌ای حاصل از شبکه‌بندی بهینه (۳۰ میلی‌متر) با منحنی آزمایشگاهی در پارامترهای گوناگون ارائه شده است.

۲۰ میلی‌متر و انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی شاهد خواهیم بود که منحنی ظرفیت حاصل از شبکه‌بندی ۲۰ میلی‌متر تفاوت اندکی با منحنی حاصل از شبکه‌بندی ۳۰ میلی‌متر خواهد داشت، لذا هر دو مورد تطابق مناسبی با منحنی رفتار چرخه‌ای آزمایشگاهی به دست می‌دهند. همچنین با توجه به صرف وقت زیاد و به طبع آن غیر اقتصادی بودن (صرف هزینه زیاد برای تحلیل) و همچنین تفاوت اندک میان نتایج شبکه‌بندی ۲۰ و ۳۰ میلی‌متر، با دقتی در حدود دقت‌های قابل قبول مهندسی شبکه‌بندی ۳۰ میلی‌متر برگزیده شد.

لازم به ذکر است که شکل‌پذیری نسبت تغییر مکان حداکثر به تغییر مکان تسلیم، سختی اولیه حاصل تقسیم تنش تسلیم بر جابجایی تسلیم و میزان جذب انرژی تجمعی سطح محصور نمودار رفتار چرخه‌ای خواهد بود.

در ارتباط با جدول (۵) می‌توان گفت که اعضای باربر جانبی با توجه به میزان سختی خود نیروی جانبی را مستهلک می‌نمایند. بنابراین باید توجه کرد که عضو یا سازه دارای رفتاری قابل قبول (از نظر تردی یا نرمی) بوده تا ضمن داشتن شکل‌پذیری کافی بتواند انرژی ورودی زلزله را مستهلک نماید. لذا با توجه به منحنی رفتار چرخه‌ای ذیل می‌توان دریافت که بر اساس سطح محصور منحنی این سیستم دارای جذب انرژی مناسب می‌باشد. پس در نقطه مقابل شکل‌پذیری کافی داشته و همچنین با توجه به تقارن و تعداد سیکل‌های نسبتاً زیاد رفتاری پایدار خواهد داشت.

ضمن تطابق مناسب پارامترهای گوناگون حاصل از شبکه‌بندی ۳۰ میلی‌متر در مدل عددی با مدل آزمایشگاهی و بر اساس مقایسه‌ها صورت گرفته در جدول (۵) می‌توان بر موارد فوق صحنه گذاشته و نتایج عددی را نیز قابل قبول دانست.

۳- تحلیل و طراحی سازه در نرم‌افزار ایتبس

جهت طراحی در نرم‌افزار ایتبس سه مدل سازه‌ای ۷، ۱۴ و ۲۱ طبقه که به ترتیب معرف سازه‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه می‌باشند، مدلسازی و تحلیل و طراحی خواهند شد.

در بخش اول مشخصات مدلسازی از جمله تعداد و اندازه دهانه‌ها، ارتفاع طبقات، نوع اتصال تیر به ستون و ... ارائه شده و آیین‌نامه مورد استفاده و محدودیت‌های نرم‌افزار ایتبس برشمرده خواهد شد. در گام بعد ضمن تبدیل مهاربند معادل به دیوار برشی فولادی به روش نواری [۱۸]، نحوه معادل نمودن دیوار برشی فولادی به دیوار برشی فولادی کامپوزیت و روابط منصوب به آن تشریح شده و در آخر مقاطع حاصل از تحلیل و طراحی سازه با شرایط فوق به طور مثال در سازه ۷ طبقه ارائه خواهد شد.

۳-۱- روند مدل‌سازی

سازه‌های مورد نظر در این مطالعه با فرض کاربری مسکونی در شهر تهران، خاک محل احداث از نوع ۲، در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد و شتاب مبنای طرح ۰/۳۵ مورد مدلسازی و تحلیل و طراحی واقع خواهند شد. برای شروع پلان سازه‌ای با ۵ دهانه ۴/۵ متری در دو جهت X و Y در نظر گرفته و در دهانه وسط هر وجه از دیوار برشی فولادی کامپوزیت بهره گرفته می‌شود. سپس با توجه به تعاریف و روابط منصوب به سازه‌های کوتاه،

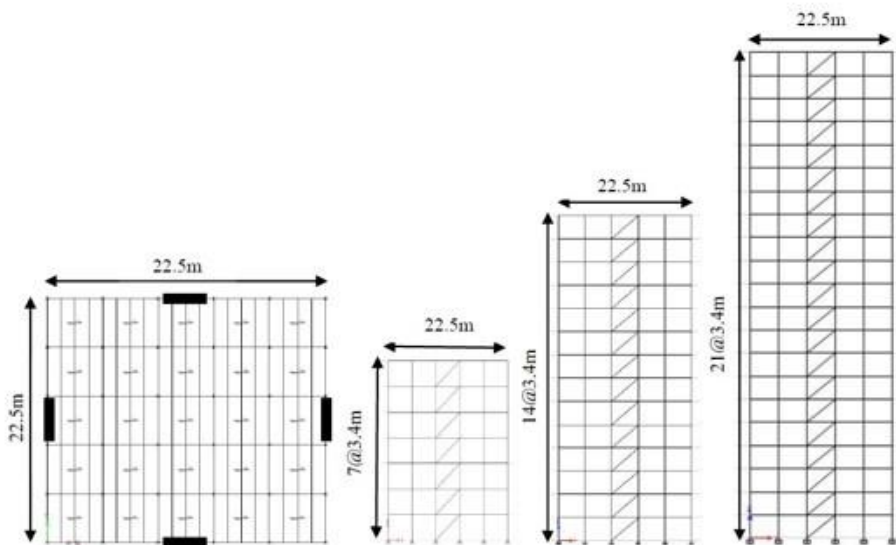
میان و بلندمرتبه سه مدل سازه‌ای ۷، ۱۴ و ۲۱ طبقه که هر یک به ترتیب معرف سازه‌های فوق بوده در نرم‌افزار ایتبس مورد مدلسازی واقع خواهند شد.

در جدول (۳-۴) استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۹] مشاهده می‌شود که حداکثر ارتفاع سازه در سیستم قاب ساختمانی ۵۰ متر می‌باشد. مدل ۲۱ طبقه حاضر در این مطالعه با احتساب ارتفاع ۳/۴ متر به ازای هر طبقه ۷۱/۴ متر ارتفاع داشته که این موضوع با ارتفاع سیستم قاب ساختمانی در جدول (۳-۴) در تضاد خواهد بود. با توجه به عدم امکان مدل‌سازی و تحلیل دیوار برشی فولادی کامپوزیت در نرم‌افزار ایتبس، دیوارهای برشی با مهاربند معادل جایگزین شده و بنابراین سیستم مورد نظر مشابه سیستم قاب ساختمانی به همراه مهاربند همگرای ویژه فولادی می‌باشد (ب-۸) که حداکثر ارتفاع این سیستم نیز تا ۵۰ متر خواهد بود. در تبصره [۲] جدول (۳-۴) اشاره شده است که چنانچه در سازه مورد بررسی زمین ساختگاه از نوع ۲، پلان ساختمان فاقد نامنظمی پیچشی شدید و در دو طرف مرکز جرم دارای سیستم مقاوم جانبی باشد می‌توان ارتفاع را از ۵۰ به ۷۵ متر افزایش داد. در حدود شکل‌پذیری مندرج در آیین‌نامه [۱] AISC341 که مشابه این حدود در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲۰] نیز منعکس شده است اشاره شده که با در دست داشتن منحنی ظرفیت هر سیستم سازه‌ای چنانچه میزان دوران (θ) بیش از ۰/۰۴ رادیان باشد با شرط اینکه از این مقدار ۰/۰۳ آن در حوزه غیرخطی باشد سیستم مذکور شرایط ویژه بودن را دارا خواهد بود. به علت اینکه هدف از بخش حاضر طراحی مدل‌های سازه‌ای در نرم‌افزار ایتبس و حصول مقاطع سازه‌ای می‌باشد از اشاره به منحنی‌های ظرفیت در این بخش اجتناب شده و صرفاً بر ویژه بودن سیستم مورد بررسی با توجه به توضیحات فوق اکتفا شده است.

لازم به ذکر است که با توجه به موضوع این تحقیق و برای بررسی ضریب رفتار دیوار برشی فولادی کامپوزیت، اتصال تیر به ستون سایر دهانه‌های دیگر به صورت مفصلی و دهانه مربوط به دیوار برشی فولادی کامپوزیت صلب در نظر گرفته می‌شود.

همچنین به علت ناتوانی نرم‌افزار ایتبس در مدل‌سازی دیوار برشی فولادی کامپوزیت ابتدا با بهره‌گیری از روش نواری [۱۸] ضخامت ورق دیوار برشی فولادی محاسبه شده و در نهایت با استفاده از روابطی به دیوار برشی فولادی کامپوزیت معادل خواهد شد.

این سه مدل سازه‌ای مطابق آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۹] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ [۲۰] طراحی شدند. لذا با توجه به نوع اتصال تیر به ستون



شکل ۳. پلان و نمای دوبعدی

Fig. 3. 2D Plan and Elevation views

b: عرض ورق.

t: ضخامت ورق.

d: ارتفاع ورق.

با فرض تجاوز مقدار τ_{cr} (تنش بحرانی ورق) از τ_{wy} (تنش برشی حد جاری شدن ورق) می‌توان این‌گونه بیان کرد که ورق فولادی مطابق رابطه (۲) جاری می‌گردد:

$$\tau_{cr} = \tau_y = \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

σ_0 : تنش حد تسلیم ورق فولادی در تست تک محوری کششی.

$\frac{\sigma_0}{\sqrt{3}}$: تنش برشی حد تسلیم ورق فولادی بر مبنای معیار تسلیم فون میزس.

مقدار FU (نیروی برشی ورق فولادی) مطابق رابطه (۳) می‌باشد.

$$FU = \tau_y b t = \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}} b t \quad (3)$$

لذا تغییر مکان ورق فولادی مطابق رابطه (۴) به دست می‌آید:

سایر قاب‌ها (به جز دهانه دیوار برشی فولادی کامپوزیت) سیستم سازه‌ای مورد بررسی، قاب ساختمانی با دیوار برشی فولادی کامپوزیت خواهد بود. با توجه به اینکه موضوع این مطالعه ضرایب لرزه‌ای دیوار برشی فولادی کامپوزیت در قاب‌های ساختمانی می‌باشد و تاکنون در استانداردهای کشور ایران ضریب رفتاری برای سیستم فوق ارائه نشده است برای لحاظ ضریب رفتار این سیستم در مراحل طراحی به استاندارد ASCE7-22 [۲۱] استناد شده و ضریب رفتار ۶/۵ برای این سیستم برگزیده شد. در شکل (۳) پلان و نمای دوبعدی این سه مدل سازه‌ای را قابل مشاهده خواهد بود.

۳-۲- معادل سازی ورق فولادی نازک به ورق فولادی کامپوزیت

جهت محاسبه ضخامت ورق فولادی کامپوزیت تنها برابر قرار دادن سختی ورق فولادی کامپوزیت با سختی ورق فولادی نازک کفایت می‌کند. رابطه (۱) توسط صبوری و رابرتز [۲۲] برای به دست آوردن سختی الاستیک ورق فولادی نازک ارائه شد.

$$kI = \frac{Ebt}{4d} \quad (1)$$

E: مدول الاستیسیته فولاد.

خود برآورد شده است. بنابراین رابطه (۹) به شکل زیر بازنویسی خواهد شد.

$$k_{CSPSW} = 0.8 \frac{Ebt}{2.6d} \quad (10)$$

در آخر با مساوی قرار دادن روابط (۱) و (۱۰) که به ترتیب معرف سختی ورق فولادی نازک و ورق فولادی کامپوزیت می‌باشد ضخامت ورق دیوار برشی فولادی کامپوزیت قابل محاسبه خواهد بود.

۳-۳- مقاطع به دست آمده حاصل از طراحی

جهت پرهیز از پرداختن به نتایج تکراری به عنوان نمونه مقاطع به دست آمده تیر، ستون و مهاربند معادل برای مدل ۷ طبقه در جداول (۶) الی (۸) ارائه شده است.

همان‌گونه که مشاهده می‌شود ضخامت ورق فولادی در دیوار برشی فولادی کامپوزیت نسبت به دیوار برشی فولادی کاهش خواهد داشت که این امر می‌تواند به علت تفاوت مکانیزم تسلیم‌شدگی ورق فولادی در این دو سیستم (تسلیم ناشی از میدان کشش قطری در دیوار برشی فولادی و تسلیم برشی داخل صفحه در دیوار برشی فولاد کامپوزیت) باشد. لذا از مقاطع قوطی فولادی جهت طراحی ستون‌ها و مهاربندهای معادل و از مقاطع آی‌شکل نورد شده برای تیرها بهره گرفته شد.

۴-۱- مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی در نرم‌افزار آباکوس

در این بخش ضمن بیان جزئیات مدل‌سازی و مصالح به کار رفته در مدل‌ها، نوع تحلیل‌های مورد استفاده برای محاسبه ضرایب لرزه‌ای و نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، مودال و دینامیکی فزاینده غیرخطی ارائه شده و در نهایت با بهره‌گیری از نتایج این تحلیل‌ها ضرایب لرزه‌ای محاسبه خواهد شد.

۴-۱-۱- مدل‌سازی

در این بخش اطلاعات مورد نیاز جهت مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس در چهار بخش ارائه خواهد شد. گام اول شامل تشریح ابعاد و اندازه اجزاء تشکیل دهنده مدل، طبقات و دهانه‌ها می‌باشد. در گام دوم نوع عضو مورد استفاده در نرم‌افزار آباکوس جهت مدل‌سازی و مشخصات مکانیکی مقاطع به تفکیک ارائه می‌گردد. گام سوم شرایط مرزی به کار رفته میان اجزاء مختلف تشکیل دهنده مدل و پای ستون‌های مدل را مورد بررسی قرار داده و در گام

$$U_e = d \gamma_e \quad (4)$$

γ_e : کرنش برشی. که بر اساس رابطه (۵) محاسبه می‌شود:

$$\gamma_e = \frac{\tau_y}{G} = \frac{\frac{\sigma \theta}{\sqrt{3}}}{G} \quad (5)$$

G: ضریب ارتجاعی برشی و مطابق رابطه (۶) خواهد بود:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (6)$$

μ : نسبت پواسون فولاد.

بنابراین سختی ورق فولادی کامپوزیت بر اساس رابطه (۷) محاسبه می‌شود:

$$k_{CSPSW} = \frac{F_u}{U_e} = \frac{Gbt}{d} \quad (7)$$

با فرض نسبت پواسون ۰/۳ و جای‌گذاری رابطه (۶) در (۷) رابطه (۸)

حاصل می‌شود:

$$k_{CSPSW} = \frac{Ebt}{2.6d} \quad (8)$$

در صورتی که تنش برشی حد جاری شدن ورق با تنش بحرانی آن مساوی باشد رابطه (۸) حاصل می‌گردد.

سختی ورق با تسلیم نشدن قسمتی از آن کم خواهد شد که این امر با

ضرب ضریب α در رابطه (۸) نمایش داده می‌شود.

$$k_{CSPSW} = \alpha \frac{Ebt}{2.6d} \quad (9)$$

مقدار ضریب α برابر ۰/۸ بر اساس مطالعات موحدی نیا [۹] در پایان نامه

جدول ۶. تیرهای مدل ۷ طبقه

Table 6. Beams of the 7-Story Model

طبقه	تیرهای دهانه دیوار				تیرهای خارج دهانه دیوار	
	کل دهانه‌ها	محور ۲ الی ۵	محور B الی E	محور ۱ و ۶	محور A و F	
۱	IPE160	IPE270	IPE160	IPE200	IPE140	
۲	IPE160	IPE270	IPE160	IPE200	IPE140	
۳	IPE160	IPE270	IPE160	IPE200	IPE140	
۴	IPE180	IPE270	IPE160	IPE200	IPE140	
۵	IPE180	IPE270	IPE160	IPE200	IPE140	
۶	IPE180	IPE270	IPE160	IPE200	IPE140	
بام	IPE600	IPE220	IPE160	IPE180	IPE140	

جدول ۷. ستون‌های مدل ۷ طبقه

Table 7. Columns of the 7-Storey Model

طبقات	مقاطع ستون دهانه دیوار	مقاطع ستون خارج دهانه دیوار
۱	BOX450*45	BOX150*10
۲	BOX450*45	BOX150*10
۳	BOX450*45	BOX150*10
۴	BOX450*45	BOX150*10
۵	BOX400*40	BOX150*10
۶	BOX400*40	BOX150*10
بام	BOX350*35	BOX150*10

جدول ۸. ضخامت ورق دیوار برشی فولادی و فولادی کامپوزیت در مدل ۷ طبقه

Table 8. Plate Thickness in the SPSW and CSPSW of the 7-Storey Model

طبقات	مقطع مهاربند معادل	فولادی (میلی متر)	کامپوزیت (میلی متر)
۱	BOX200*20	۶/۰۳۴	۴/۹۰۳
۲	BOX200*20	۶/۰۳۴	۴/۹۰۳
۳	BOX200*20	۶/۰۳۴	۴/۹۰۳
۴	BOX200*20	۶/۰۳۴	۴/۸۴۳
۵	BOX200*15	۴/۵۹۴	۳/۷۳۳
۶	BOX200*15	۴/۵۹۴	۳/۷۳۳
بام	BOX150*10	۲/۲۹	۱/۸۶۱

آخر نوع تحلیل‌های مورد استفاده که جهت طی کردن سایر مراحل تا رسیدن به ضرایب لرزه‌ای مورد نیاز می‌باشد بررسی خواهد شد.

الف) ابعاد مدلسازی

به طور کلی سه قاب دو بعدی ۷، ۱۴ و ۲۱ طبقه برگرفته از سازه‌های طراحی شده در بخش (۳) در نرم‌افزار آباکوس مدلسازی خواهد شد. مدل‌های مذکور دارای ۵ دهانه ۴/۵ متری با ارتفاع کف تا کف ۳/۴ متر بوده و در دهانه وسط هر قاب در تمامی طبقات دیوار برشی فولادی کامپوزیت قرار خواهد داشت.

مقاطع تیر، ستون و ورق دیوار برشی فولادی کامپوزیت که در بخش (۳) حاصل شد در این مرحله در جایگاه خود به کار خواهد رفت. لذا قطر گلمیخ‌های به کار رفته در مدل‌ها ۲۰ میلیمتر (صرفاً اتصال میان بتن و ورق فولادی، و تنش در این عضو مدنظر نمی‌باشد. به همین علت از مقاومت بالا در این عضو بهره گرفته می‌شود)، ضخامت پوشش بتنی ۳۰ میلیمتر (جهت مقید کردن ورق فولادی، و به علت عدم مشارکت در باربری جانبی با اعضای مرزی تماس نخواهد داشت) و فاصله میان پوشش بتنی با اعضای مرزی اطراف خود ۴۰ میلیمتر می‌باشد.

ب) نوع و مشخصات اجزاء

در مدل‌های مذکور از عضو سیمی (Wire) جهت مدلسازی تیر و ستون (به جز دهانه دیوار برشی فولادی کامپوزیت) میلگردهای تقویت‌کننده بتن و گلمیخ‌ها، و از عضو پوسته‌ای (Shell) برای مدلسازی ورق فولادی، بتن و تیر و ستون دهانه دیوار برشی فولادی کامپوزیت بهره گرفته شد. مشخصات مصالح به کار رفته به تفکیک عضو در جدول (۹) ارائه شده است.

ج) شرایط مرزی اعمالی

جهت اتصال صلب تیر به ستون در دهانه دیوار برشی فولادی کامپوزیت، ستون‌های سایر دهانه‌ها به یک‌دیگر، ورق فولادی دیوار برشی فولادی کامپوزیت به اعضای مرزی و اتصال دو سر گل‌میخ‌ها به ورق فولادی و بتن از قید (Tie)، و جهت ایجاد اتصال مفصلی تیرها و ستون‌های سایر دهانه‌ها از اتصال دهنده‌ها (Connectors) بهره گرفته شد.

اتصال پای تمام ستون‌ها در تحلیل‌های مودال و استاتیکی غیرخطی به صورت تماماً صلب، و در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تنها در جهت اعمال شتابنگاشت آزادی خواهد داشت.

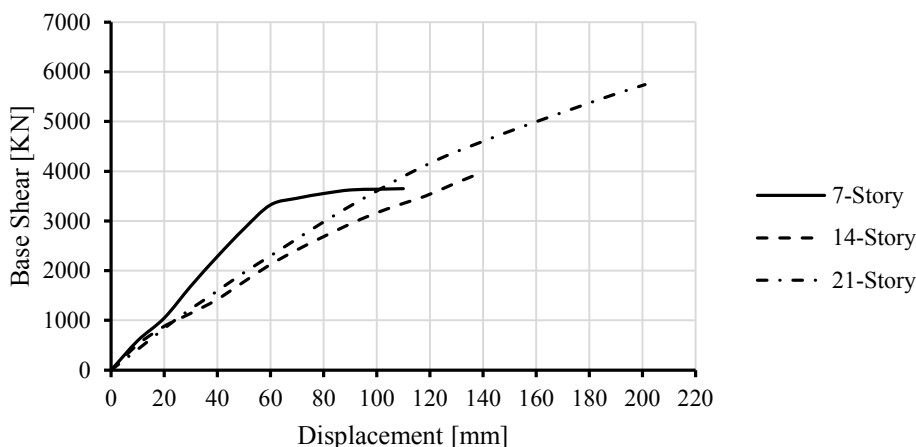
د) نوع تحلیل

از نظر نوع دسته‌بندی تحلیل‌های صورت گرفته در این پژوهش به سه دسته استاتیکی، مودال و دینامیکی تقسیم‌بندی می‌شوند. در گام اول به منظور برآورد ظرفیت مدل‌های مذکور تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده و در گام بعد با هدف محاسبه ضرایب میرایی رایلی جهت کاربرد در تحلیل‌های دینامیکی و همچنین محاسبه فرکانس و زمان تناوب مود اول برای مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها به روش IDA بر روی مدل‌های مذکور تحلیل مودال صورت گرفت. همچنین نرم‌افزار آباکوس دارای محدودیت‌هایی جهت محاسبه ضریب شکل‌پذیری به این روش بوده و به همین علت از دوخطی کردن نمودار ظرفیت به روش پرایستلی و پائولی به عنوان جایگزین برای رفع این مشکل بهره گرفته شد. در نهایت با به دست آوردن پارامتر ضریب اضافه مقاومت به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی عملیات محاسبه ضریب رفتار به پایان خواهد رسید.

جدول ۹. مشخصات مصالح بر حسب مگاپاسکال

Table 9. Material Properties (Mpa)

نام عضو	تنش تسلیم	تنش حد نهایی	نسبت پوآسون
تیر	۲۴۰	۳۷۰	۰/۳
ستون	۲۴۰	۳۷۰	۰/۳
ورق فولادی	۲۴۰	۳۷۰	۰/۳
بولت	۱۰۸۰	۱۲۹۰	۰/۳
میلگرد	۳۳۶	۴۹۲	۰/۳
پوشش بتنی	*	*	۰/۲



شکل ۴. نمودار ظرفیت مدل‌های ۷ و ۱۴ و ۲۱ طبقه

Fig. 4. Capacity Curves of the 7, 14 and 21-Storey Models

در نرم‌افزار آباکوس مشابه منحنی‌های ظرفیت حاصل شده در شکل (۴) در نرم‌افزار ایتبس نیز حاصل شد که مطابق توضیحات مندرج در بند ۳-۱ دلیل بر ویژه بودن سیستم سازه‌ای مورد بررسی در این مطالعه می‌باشد.

۴-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی

در این قسمت ضمن معرفی شتابنگاشت‌های انتخابی و انجام تحلیل مودال جهت حصول فرکانس و زمان تناوب مدل‌ها، تحلیل دینامیکی افزایشی صورت گرفته و منحنی‌های مربوطه مورد بررسی قرار خواهد گرفت. در نهایت ضمن محاسبه ضرایب لرزه‌ای برش پایه طراحی (V_d)، ضریب اضافه مقاومت (R_s) و ضریب شکل‌پذیری (μR)، ضریب رفتار برای سیستم باربر جانبی دیوار برشی فولادی کامپوزیت حاصل می‌گردد.

الف) شتابنگاشت‌های انتخابی

با توجه به توصیه استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ [۱۹] مبنی بر انتخاب شتابنگاشت‌هایی که تا حد امکان نمایانگر حرکات واقعی زمین باشند، ۳ شتابنگاشت زلزله حوزه دور معروف در دنیا برگزیده شده است. مشخصات شتابنگاشت‌های مستخرج از سایت PEER [۲۳] در جدول (۱۰) قابل مشاهده می‌باشد.

ب) مقیاس کردن شتابنگاشت و پارامتر شدت لرزه‌ای (IM) مقیاس شتابنگاشت باید به گونه‌ای صورت پذیرد که با حفظ دقت لازم برای منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی از تعداد دفعات بهینه جهت انجام تحلیل بهره گرفته شود. بدیهی است افزایش تعداد دفعات مقیاس موجب افزایش دقت نیز خواهد شد، اما با توجه به هزینه و زمان زیاد لازم

۴-۲- تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون

در این دسته از تحلیل‌ها معیار عملکرد سازه بر مبنای تغییرمکان طیفی بام می‌باشد. در این تحقیق هدف به دست آوردن برش پایه نظیر اولین تسلیم‌شدگی و محاسبه ضریب شکل‌پذیری در مدل‌ها با بهره‌گیری از روش مذکور خواهد بود. لذا منحنی‌های ظرفیت حاصل از این تحلیل برای مدل‌های مذکور در شکل (۸) نشان داده شده است.

لازم به ذکر است که در نمودارهای فوق اعمال جابجایی تا نقطه‌ای که نمودار دچار افت ناگهانی (انهدام کامل) شود ادامه خواهد یافت و پس از این نقطه از نظر فنی ادامه تحلیل‌های لزومی نخواهد داشت. لذا در نمودارهای ذیل نیز همین امر اعمال شده و نقطه نهایی همان نقطه پیش از شروع افت کامل خواهد بود.

در توضیح شکل (۴) می‌توان بیان کرد که پس از انهدام کامل مدل مورد بررسی با اعمال جابجایی بیشتر افت چشم‌گیری در ظرفیت باربری به وجود آمده و نمودار ظرفیت نیز شکلی غیر معقول به خود خواهد گرفت. به جهت ترسیم هر سه نمودار ظرفیت در یک قاب با هدف مقایسه‌ای و عدم اهمیت رفتار مدل‌ها پس از نقطه انهدام از ترسیم آن بخش اجتناب و افت ناگهانی نمودارهای ظرفیت آن‌گونه که در متن اشاره شده است رویت نخواهد شد.

با توجه به نمودارهای ظرفیت ترسیم شده برای سه مدل سازه‌ای مذکور می‌توان بیان کرد که سختی مدل‌ها با افزایش ارتفاع کاهش یافته و بالعکس مقاومت و شکل‌پذیری نسبت مستقیم با ارتفاع سازه را نشان خواهد داد.

لازم به ذکر است به علت تقارن مدل‌های طراحی شده در نرم‌افزار ایتبس و جدا نمودن قابی دو بعدی از مدل‌های مذکور و مدل‌سازی و تحلیل

جدول ۱۰. مشخصات رکوردهای زلزله انتخابی

Table 10. Specifications of the Selected Ground Motion Records

ردیف	نام زلزله	ایستگاه ثبت کننده	بزرگی (ریشتر)	حداکثر شتاب (g)	زمان موثر (ثانیه)	سال وقوع	نوع گسل
۱	San Fernando	Lake Hughes#12	۶/۶۱	۰/۳۸۲	۱۰/۷۳	۱۹۷۱	Reverse
۲	N.Palm Spring	Fun Valley	۶/۰۶	۰/۱۲۷	۱۰/۲۷	۱۹۸۶	Reverse Oblique
۳	L'Aquila	Lab.Gran Sasso	۶/۳	۰/۰۲۹	۱۰	۲۰۰۹	Normal

جدول ۱۱. فرکانس و زمان تناوب مود اول مدل‌های سازه‌ای

Table 11. Frequency and Period of the 1st vibration mode

مدل	۷ طبقه	۱۴ طبقه	۲۱ طبقه
فرکانس (هرتز)	۰/۵۳۸	۰/۳۶۹	۰/۲۹۲
زمان تناوب (ثانیه)	۱/۸۵۶	۲/۷۰۷	۳/۴۲۵

جدول ۱۲. شتاب طیفی مود اول مدل‌های سازه‌ای

Table 12. Spectral Acceleration of the 1st Mode of Vibration

مدل / نام رکورد	۷ طبقه	۱۴ طبقه	۲۱ طبقه
San Fernando	۰/۰۳۴	۰/۰۱۳	۰/۰۰۸
N.Palm Spring	۰/۰۱۷	۰/۰۱۱	۰/۰۰۶
L'Aquila	۰/۰۰۷	۰/۰۱	۰/۰۱۱

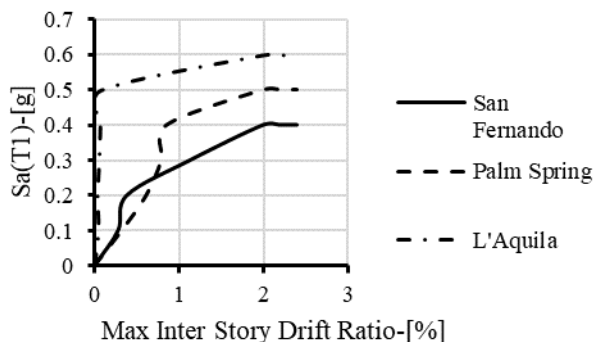
برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف آورده شده است که مقدار دریافت مجاز برای سطح عملکرد (Collapse prevention) در نزدیک‌ترین سیستم به مطالعه حال حاضر (قاب مهاربندی شده) ۲٪ می‌باشد. لذا مطالعه حال حاضر بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ [۱۹] بوده و پارامتر تغییر مکان نسبی میان طبقه‌ای در این استاندارد جهت کنترل حد فروریزش و بیان شدت خرابی ملاک خواهد بود.

در جدول (۱۰) نوع گسل هر کدام از شتابنگاشت‌های انتخابی متفاوت در نظر گرفته شده و بنابر ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۱۹] متناسب با سرعت موج برشی در خاک، مطابق خاک نوع دو (خاک محل احداث پروژه)، زمان موثر زلزله (حداقل ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی هر کدام که بیشتر باشد) و ... در نظر گرفته شده‌اند. در نظر گرفتن مجموعه عوامل فوق در انتخاب

برای انجام این تحلیل‌ها توصیه می‌گردد که از دفعات مقیاس بهینه استفاده شود. لذا در این پژوهش از روش ضرایب ثابت که با بهره‌گیری از ضرایب مقیاس کوچک تا بزرگ در برگیرنده تمام گام‌های رفتار خطی تا فروریزش سازه خواهد بود استفاده خواهد شد.

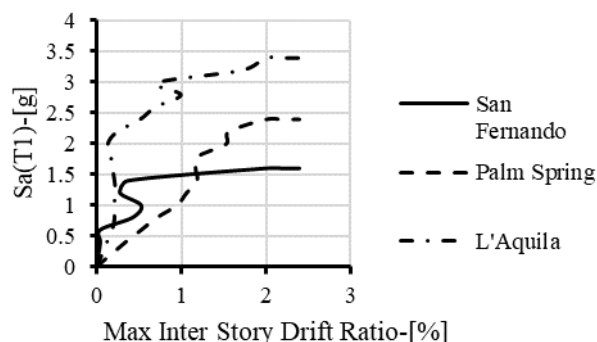
در مطالعه حاضر شتاب طیفی مود اول ($S_a(T_1)$) با میرایی ۵ درصد به عنوان پارامتر شدت لرزه‌ای برگزیده شد که مقادیر فرکانس، زمان تناوب سازه‌ها و شتاب طیفی مود اول در جداول (۱۱) و (۱۲) تشریح شده‌اند [۱۳]. (ج) پارامتر شدت خرابی (DM)

انتخاب پارامتر شدت خرابی به آیین‌نامه کنترل‌کننده حد خرابی و موضوع مورد مطالعه پژوهشگر وابسته می‌باشد. به عنوان مثال در آیین‌نامه FEMA-356 [۲۴] در جدول C1-3 مقدار تغییر مکان نسبی میان طبقه‌ای



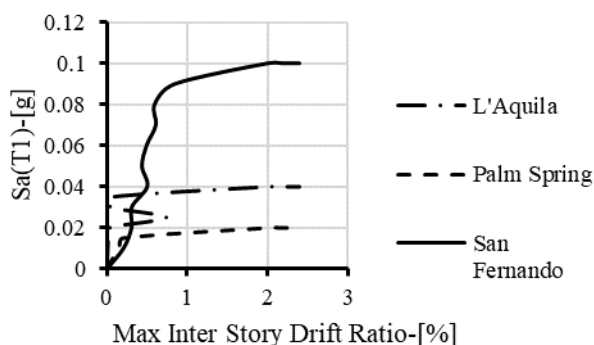
شکل ۶. منحنی IDA مدل ۱۴ طبقه

Fig. 6. IDA Curves of the 14-storey model



شکل ۵. منحنی IDA مدل ۷ طبقه

Fig. 5. IDA Curves of the 7-storey model



شکل ۷. منحنی IDA مدل ۲۱ طبقه

Fig. 7. IDA Curves of the 21-storey model

شرح داده خواهد شد.

الف) تعیین حالت حدی خرابی

با درک لزوم تعیین سطح عملکرد مناسب برای به دست آوردن تمامی پارامترهای دخیل در محاسبه ضریب رفتار و این که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش ۴ [۱۹] که مبنای انجام این پژوهش بوده تغییر مکان نسبی واقعی طرح که به صورت غیرخطی به دست می‌آید ملاک عمل می‌باشد، این تعریف تقریباً معادل سطح عملکرد ایمنی جانی خواهد بود که مطابق ذیل می‌توان آن را شرح داد:

$$\begin{aligned} T < 0.7 & \quad \Delta M = 0.25 \text{ برابر ارتفاع طبقه} \\ T \geq 0.7 & \quad \Delta M = 0.2 \text{ برابر ارتفاع طبقه} \end{aligned}$$

شتابنگاشت موجب تطبیق هر چه بیشتر شتابنگاشت‌های برگزیده با حرکات واقعی زمین در محل احداث پروژه خواهد شد.

در جدول (۱۱) با توجه به نمودارهای ظرفیت ارائه شده در شکل (۴) به علت افت سختی با افزایش ارتفاع سازه در مدل‌های مذکور، زمان تناوب نیز افزایش خواهد داشت.

در نهایت منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده با پارامتر شدت خرابی نسبت تغییر مکان نسبی میان طبقه‌ای در محور افقی و پارامتر شدت لرزه‌ای (شتاب طیفی مود اول) در محور قائم برای سه مدل ۷، ۱۴ و ۲۱ طبقه در شکل‌های (۵) الی (۷) ارائه شده است.

در توضیح اشکال (۵) الی (۷) می‌توان گفت که مطابق توضیحات مندرج در بخش (ج) بند (۳-۴) حداکثر نسبت دررفت میان طبقه‌ای در تحلیل‌های انجام شده ۲ درصد می‌باشد. لذا افزایش گام‌های شتاب طیفی مود اول تا جایی ادامه خواهد یافت که مقدار دررفت مدل از ۲ درصد تجاوز نماید. بنابراین ادامه تحلیل‌ها پس از این مقدار دررفت لزومی نداشته و با توجه به هزینه و زمان زیاد مورد نیاز برای این نوع تحلیل از این نقطه به بعد روند افزایش گام تحلیل‌ها متوقف شده و نمودار به صورت خط افقی امتداد خواهد یافت.

۴-۴ محاسبه پارامترهای لرزه‌ای

پس از انجام مراحل قبل و اتمام تحلیل‌ها می‌بایست روند محاسبه ضرایب لرزه‌ای نظیر ضریب اضافه مقاومت و شکل‌پذیری طی شده تا در نهایت ضریب رفتاری برای سیستم دیوار برشی فولادی کامپوزیت به دست آید. در این بخش به تفکیک موارد مربوط به محاسبه هر یک از این پارامترها

برش نهایی در تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی به برش طراحی برای تعیین این پارامتر استفاده شده و بنابراین روش استاتیکی غیرخطی به دلایل فوق و همچنین محدودیت‌هایی نظیر الگوی بارگذاری جانبی در این مورد کاربرد نخواهد داشت. لذا فرمول اصلاح شده بر اساس مرجع [۲۸] به صورت رابطه (۱۱) خواهد بود:

$$R_s = \frac{V_b(Dyn, u)}{V_d} \quad (11)$$

$V_b = (Dyn, u)$: برش پایه دینامیکی هنگام تشکیل مکانیزم ناپایداری) در سازه.

* جهت به دست آوردن این پارامتر گام به گام بر شتاب طیفی مود اول افزوده خواهد شد تا جایی که نقطه عملکرد مورد نظر در مدل (دریافت ۲ درصد) فرا رسد. برش پایه متناظر با این شتاب طیفی برش پایه دینامیکی خواهد بود.

V_d : برش پایه طراحی.

ضرایب اضافه مقاومت در مدل‌های ۷، ۱۴ و ۲۱ طبقه و حداکثر این مقادیر در جدول (۱۴) ارائه شده است.

(د) ضریب شکل‌پذیری (R_μ)

چنانچه فرکانس و زمان تناوب مود اول مدل‌های سازه‌ای در دو حالت خطی و غیرخطی محاسبه گردد می‌توان ضریب شکل‌پذیری را از نسبت برش پایه نهایی در حالت خطی به برش پایه نهایی در حالت غیرخطی و مطابق رابطه (۱۲) به دست آورد.

$$R_\mu = \frac{V_b(Dyn, e)}{V_b(Dyn, u)} \quad (12)$$

$V_b = (Dyn, e)$: برش پایه دینامیکی نهایی در حالت خطی

$V_b = (Dyn, u)$: برش پایه دینامیکی نهایی در حالت غیرخطی

اما مطابق توضیحات قبل با توجه به محدودیت‌های ایجاد شده توسط نرم‌افزار آباکوس در پژوهش حاضر این ضریب به روش پرایستلی و پائولی و از طریق دوخطی کردن نمودار ظرفیت حاصل می‌گردد.

در جدول (۱۵) مقادیر ضریب شکل‌پذیری در مدل‌های ۷، ۱۴ و ۲۱ طبقه ارائه شده و در اشکال (۱۲) الی (۱۴) نمودار ظرفیت دوخطی شده به

ΔM : تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه

T: زمان تناوب اصلی سازه (ثانیه)

در سطح عملکرد ایمنی جانی به همراه کاهش زیاد سختی اعضا و ایجاد خرابی‌های قابل توجه، حاشیه ایمنی بالایی جهت پیشگیری از فروریزش وجود خواهد داشت.

همچنین آیین‌نامه‌های دیگر نظیر FEMA-356 [۲۴]، FEMA-P695 [۲۵] و نشریه ۳۶۰ ایران [۲۶] با معیارهای گوناگون خرابی در حالت حدی مختلف را مشخص می‌نمایند. برای مثال در آیین‌نامه FEMA-356 در جدول C1-3 برای سطح عملکرد ایمنی جانی مقدار دریافت مجاز ۱/۵ درصد در حالت گذرا و ۰/۵ درصد در حالت دائمی را برای قاب مهاربندی شده پیشنهاد می‌دهد [۱۳].

(ب) برش پایه طراحی (V_d)

چنانچه از تحلیل دینامیکی برای به دست آوردن این پارامتر (برش پایه طراحی یا برش نظیر اولین تسلیم‌شدگی) استفاده شود، با افزایش شتاب طیفی، در نزدیکی تشکیل دومین مفصل پلاستیک باز هم یک مفصل داشته و بنابراین نمی‌توان نقطه‌ای از منحنی رفتار که اولین جاری‌شدگی اتفاق می‌افتد تشخیص داد. به همین دلیل از تحلیل استاتیکی غیرخطی جهت به دست آوردن این پارامتر بهره گرفته می‌شود.

برای به دست آوردن این پارامتر بنا به توصیه FEMA-P695 [۲۵] خطی مماس بر ناحیه خطی نمودار ظرفیت رسم می‌گردد. محل جدا شدن خط مماس از منحنی ظرفیت محل تشکیل اولین مفصل پلاستیک (V_d) خواهد بود.

در جدول (۱۳) مقادیر عددی این پارامتر قابل مشاهده خواهد بود.

(ج) ضریب اضافه مقاومت (R_s)

با توجه به این امر که پدیده اضافه مقاومت در زلزله مهم خواهد بود و همچنین این که تحت زلزله‌های متفاوت اضافه مقاومت‌های گوناگونی نیز از سازه انتظار می‌رود، مطابق روش ابداعی موآفای و الناشای [۲۷] از نسبت

جدول ۱۳. مقادیر برش پایه طراحی

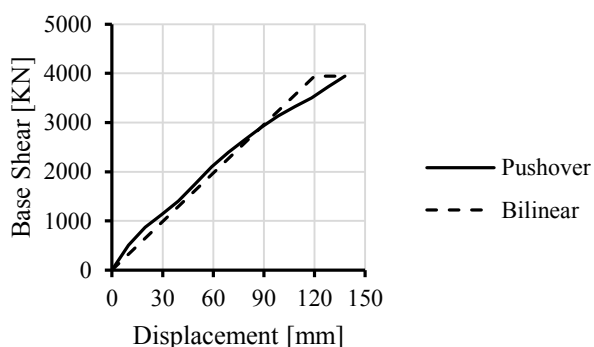
Table 13. Values of Design Base Shear

۲۱ طبقه	۱۴ طبقه	۷ طبقه	مدل
۱۴۹۶/۵	۱۱۳۳/۳۵	۱۰۴۸/۲۶	Vd (KN)

جدول ۱۴. ضرایب اضافه مقاومت مدل‌ها تحت رکوردهای گوناگون

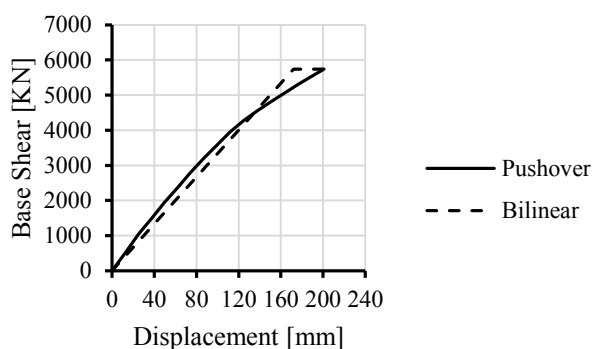
Table 14. Overstrength factor of the structures under various ground motion records

مدل / نام رکورد	طبقه ۷	طبقه ۱۴	طبقه ۲۱
San Fernando	۴/۵۳	۵/۳۷۶	۴/۷۵۱
N.Palm Spring	۴/۶۷۷	۵/۴۷۶	۵/۲۱۳
L'Aquila	۴/۹۴۲	۳/۳۰۲	۴/۳۸۲
Max	۴/۹۴۲	۵/۴۷۶	۵/۲۱۳



شکل ۹. نمودار ظرفیت دو خطی شده مدل ۱۴ طبقه

Fig. 9. Bilinear Capacity Curve of the 14-storey Model



شکل ۱۰. نمودار ظرفیت دو خطی شده مدل ۲۱ طبقه

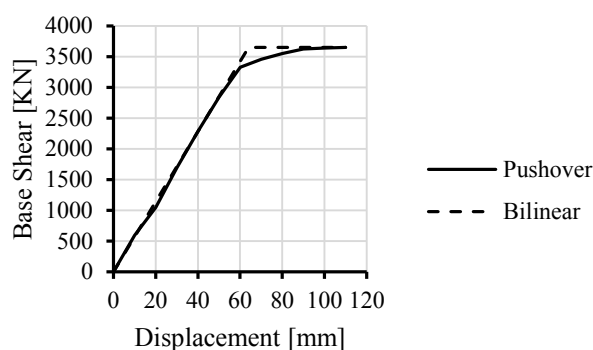
Fig. 10. Bilinear Capacity Curve of the 21-storey Model

با توجه به طراحی مدل‌های سازه‌ای بر اساس حالت حدی، برای محاسبه ضریب رفتار به روش تنش مجاز می‌بایست ضریب رفتار سازه در حالت حدی در ضریب تنش مجاز ضرب شود.

جدول ۱۵. مقادیر نهایی ضرایب شکل‌پذیری به روش پرایستلی و پائولی

Table 15. Ductility Factors used by Priestly and Pauli Approach

مدل / R_{μ}	طبقه ۷	طبقه ۱۴	طبقه ۲۱
R_{μ}	۱/۴۹۶	۱/۲۳۱	۱/۲۶۶



شکل ۸. نمودار ظرفیت دو خطی شده مدل ۷ طبقه

Fig. 8. Bilinear Capacity Curve of the 7-storey Model

روش پرایستلی و پائولی برای هر سه مدل سازه‌ای نمایش داده شده است. لازم به ذکر است که استفاده از سایر روش‌های دوخطی کردن نمودار ظرفیت نظیر یوآنگ به نتایج نزدیک منتهی خواهد شد. لذا از روش پرایستلی و پائولی به علت خطای کمتر و شباهت مبانی دوخطی کردن (به جز شیب منحنی دوخطی) برای به دست آوردن این ضریب بهره گرفته شده است.
(ه) ضریب رفتار (R)

مطابق روابط (۱۳) و (۱۴) ضریب رفتار به روش حدی و تنش مجاز قابل محاسبه خواهد بود.

$RLRFD$: ضریب رفتار در حالت حدی

$RASD$: ضریب رفتار در حالت تنش مجاز

Y : ضریب تنش مجاز

$$RLRFD = R_{\mu} \times R_S \quad (13)$$

مقادیر ضریب رفتار نهایی برای سه مدل ۷ و ۱۴ و ۲۱ طبقه که به ترتیب معرف سازه‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه می‌باشند در جداول (۱۶) الی (۱۸) ارائه شده است.

$$RASD = R_{\mu} \times R_S \times Y \quad (14)$$

جدول ۱۶. ضریب رفتار مدل ۷ طبقه

Table 16. Response Modification Factor (R Factor) of 7-Storey Structure

۷ طبقه		
ضریب رفتار / رکورد	R-LRFD	R-ASD
San Fernando	۶/۷۷۹	۹/۴۹
N.Palm Spring	۶/۹۹۹	۹/۷۹۸
L'Aquila	۷/۳۹۶	۱۰/۳۵۵
Max	۷/۳۹۶	۱۰/۳۵۵

جدول ۱۷. ضریب رفتار مدل ۱۴ طبقه

Table 17. Response Modification Factor (R Factor) of 14-Storey Structure

۱۴ طبقه		
ضریب رفتار / رکورد	R-LRFD	R-ASD
San Fernando	۶/۶۱۹	۹/۲۶۷
N.Palm Spring	۶/۷۴۲	۹/۴۳۸
L'Aquila	۴/۰۶۵	۵/۶۹۲
Max	۶/۷۴۲	۹/۴۳۸

جدول ۱۸. ضریب رفتار مدل ۲۱ طبقه

Table 18. Response Modification Factor (R Factor) of 21-Storey Structure

۲۱ طبقه		
ضریب رفتار / رکورد	R-LRFD	R-ASD
San Fernando	۶/۰۱۵	۸/۴۲۱
N.Palm Spring	۶/۶	۹/۲۴
L'Aquila	۵/۵۴۸	۷/۷۶۷
Max	۶/۶	۹/۲۴

کمی میان توضیحات فوق و مقادیر به دست آمده در محدوده مدل ۱۴ و ۲۱ طبقه مشاهده می‌گردد که می‌توان به علت عواملی از جمله تیپ‌بندی مقاطع سازه‌ای در مرحله طراحی و ... باشد. به طور کلی رابطه فوق صادق خواهد بود.

۵- با توجه به بند ۳-۴-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، چنانچه از سه زوج شتابنگاشت جهت انجام تحلیل‌ها بهره گرفته شود، بازتاب نهایی سازه برابر با حداکثر بازتاب به دست آمده حاصل از تحلیل هر مدل تحت سه زوج شتابنگاشت خواهد بود. در راستای بند مذکور برای سه طیف سازه کوتاه، میان و بلند مرتبه به ترتیب مقادیر $۷/۳۹۶$ ، $۶/۷۴۲$ و $۶/۶$ در حالت حدی و $۱۰/۳۵۵$ ، $۹/۴۳۸$ و $۹/۲۴$ در حالت تنش مجاز حاصل شد.

منابع

- [1] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, (2016).
- [2] Astaneh-Asl A. Seismic Behavior and Design of Composite Steel Plate Shear Walls: Structural Steel Educational Council Moraga, CA, USA; (2002).
- [3] Rahai A, Hatami F. Evaluation of Composite Shear Wall Behavior Under Cyclic Loadings. Journal of Constructional Steel Research. 65(7) (2009) 1528-37.
- [4] Hatami Barq F, Sohri SMR. Investigating Changes in Steel Sheet Thickness on Composite Shear Wall Behavior. Structure and Steel, (2008) 4(4), 26-36. SID. <https://sid.ir/paper/136609/fa> (In Persian).
- [5] Ayazi A, Arabzadeh A, Soltani Mohammadi M. the Influence of Different Parameters on the Behavior of Composite Shear Wall According to Laboratory Studies, the First National Conference on Structures, Earthquakes, Geotechnics, Babolsar, <https://civilica.com/doc/98396> (2010) (In Persian).
- [6] Arabzadeh A, Soltani M, Ayazi A. Experimental Investigation of Composite Shear Walls Under Shear Loadings. Thin-Walled Structures. 49(7) (2011) 842-54.
- [7] Arabzadeh A, Pishvaii M. The Effect of Distance Between Concrete Panel and Steel Frame on the Behavior of

عوامل گوناگونی در مقدار محاسبه شده برای ضریب رفتار دخیل خواهد بود که ضریب شکل‌پذیری نیز یکی از آن موارد می‌باشد. با افت تقریبی ضریب شکل‌پذیری با افزایش ارتفاع سازه ضریب رفتار نیز کاهش یافته که این امر نشان‌دهنده رابطه مستقیم ضریب رفتار با ضریب شکل‌پذیری خواهد بود. در طرف مقابل برش پایه با افت ضریب رفتار افزایش خواهد داشت.

۵- نتیجه‌گیری

با توجه به عدم وجود ضریب رفتار مشخص برای سیستم باربر جانبی دیوار برشی فولادی کامپوزیت در مراجع داخلی و با میل روش تحلیل سازه‌ها از استاتیکی به دینامیکی و از خطی به غیرخطی، مطالعه حاضر به دنبال محاسبه ضرایب لرزه‌ای و در نهایت ارائه ضریب رفتار به روش تحلیل دینامیکی افزایشی برای سیستم مذکور خواهد بود.

در این پژوهش ابتدا جهت حصول شبکه‌بندی بهینه مدلی آزمایشگاهی مورد صحت‌سنجی قرار گرفت. سپس سه مدل سازه‌ای (۷، ۱۴ و ۲۱ طبقه) که معرف سازه‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه بوده در نرم‌افزار ایتبس طراحی و در نهایت قابی دوبعدی از سازه‌های مذکور جدا شده و در نرم‌افزار آباکوس مورد تحلیل‌های (مودال، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فزاینده) قرار گرفت. نتایج ذیل طی گام‌های انجام شده فوق حاصل شد:

۱- حصول شبکه‌بندی بهینه ۳۰ میلی‌متر جهت سیستم دیوار برشی فولادی کامپوزیت پس از صحت‌سنجی مدل آزمایشگاهی عربزاده و همکاران.

۲- برش پایه طراحی از $۱۰۴۸/۲۶$ کیلونیوتن در مدل ۷ طبقه به $۱۴۹۶/۵$ کیلونیوتن در مدل ۲۱ طبقه افزایش خواهد داشت که این امر با توجه به افت تقریبی ضریب شکل‌پذیری ضمن افزایش ارتفاع سازه و به دنبال آن کاهش ضریب رفتار معقول خواهد بود (میان ضریب رفتار سازه و برش پایه نسبت عکس حاکم می‌باشد).

۳- با توجه به کاهش سختی مدل‌های سازه‌ای با افزایش ارتفاع و همچنین نسبت عکس سختی سازه و زمان تناوب، مقادیر زمان تناوب از $۱/۸۵۶$ ثانیه در مدل ۷ طبقه به $۳/۴۲۵$ ثانیه در مدل ۲۱ طبقه رشد خواهد داشت.

۴- افزایش ضریب اضافه مقاومت از $۴/۹۴۲$ به $۵/۲۱۳$ که نشان‌دهنده نسبت مستقیم ضریب اضافه مقاومت با ارتفاع سازه می‌باشد.

عکس مطلب فوق در رابطه با ضریب شکل‌پذیری صادق بوده و مطالعات پیشین رابطه فوق‌الذکر را تایید خواهند کرد. در این مطالعه تفاوت

- Analytical and Numerical Study on Effect of Thickness and Concrete Type of Panels on Behavior of Composite Steel Plate Shear Walls. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. 53(9) (2021) 3623-48.
- [17] Munesi A, Gholhaki M, Sharbatdar MK, Pachideh V. Study on the Gap Width Between the Steel Plate and Concrete Panels on Behavior of the Buckling-Restrained Steel Plate Shear Walls. *Structural Concrete*. (2023).
- [18] Timler PA, Kulak GL. Experimental study of steel plate shear walls. (1983).
- [19] Standing Committee for Revision of Building Design Regulations Against Earthquakes, "Building Design Regulations Against Earthquakes", Standard 2800, Fourth Edition, Ministry of Housing and Urban Development, (2013) (In Persian).
- [20] Office of National Building Regulations, "Design and Implementation of Steel Buildings", 10th Topic of National Building Regulations, 4th edition, Ministry of Housing and Urban Development, (2012) (In Persian).
- [21] Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI7-22, American Society of Civil Engineers, (2022).
- [22] Sabouri S. An Introduction to Steel Shear Walls, First Edition, Motish Publications, Tehran, (2001) (In Persian).
- [23] PEER Ground Motion Database, (<https://ngawest2.berkeley.edu>)
- [24] Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, (2000).
- [25] Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, (2009).
- [26] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, NO.360, First Revision, Office of Deputy for Strategic Supervision Department of Technical Affairs, (2014) (In Persian).
- [27] Mwafy A, Elnashai AS. Calibration of Force Reduction Composite Shear Walls. (2012) (In Persian).
- [8] Rassouli B, Shafaei S, Ayazi A, Farahbod F. Experimental and Numerical Study on Steel-Concrete Composite Shear Wall Using Light-Weight Concrete. *Journal of Constructional Steel Research*. 126 (2016) 117-28.
- [9] Gholhaki M, Movahedinia M, Rezaeifar O. Providing Analytical Relationship to Calculate the Stiffness of Composite Steel Shear Walls. *Amirkabir Civil Engineering Journal*. 50(3) (2018) 607-16.
- [10] Wang W, Wang Y, Lu Zh. Experimental Study on Seismic Behavior of Steel Plate Reinforced Concrete Composite Shear wall. *Journal of Engineering Structures*. 160(2018) 281-292.
- [11] Shokrgozar HR, Ghannadiasl A, Omid H. Concrete Filled Double Steel Plate Shear Wall Response Modification Factor. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 5(4) (2019) 140-155.
- [12] Zhang W, Wang K, Chen Y, Ding Y. Experimental Study on the Seismic Behaviour of Composite Shear Walls with Stiffened Steel Plates and Infilled Concrete. *Journal of Thin-Walled Structures*. 144(2019) 106279.
- [13] Gholhaki M, Soleymani A, Rezaei Far O. Determining Coefficient Behavior of Reinforced Moment Frame Having the Steel Plate Shear Wall Using Incremental Non-linear Dynamic Analysis (IDA). *Ferdowsi Civil Engineering*. 32(4) (2020) 13-30. (In Persian).
- [14] Qazvini S, Gholhaki M. Determination of Behavior Coefficient of Steel Shear Wall with Thin Sheet Base on Incremental Dynamic Analysis (IDA), International Conference on Civil Engineering, Tehran, (2015) <https://civilica.com/doc/506765> (In Persian).
- [15] Gholhaki M, Rezayfar O, Rahimikhah MS. Provide Analytical Relationship to Calculate the Strength of Composite Steel Shear Walls by Abaqus software. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 8(3) (2021) 42-55. (In Persian).
- [16] Gholhaki M, Rahimi T, Kheyroddin A. An

on Added Strength and Degree of Indeterminacy”,
Dissertation of the Doctoral Course of Structural
Engineering, Technical and Engineering Faculty of
Tarbiat Modarres University. (2013) (In Persian).

Factors of RC Buildings. Journal of Earthquake
Engineering. 6(02) (2002) 239-73.

[28] Masoumi A. “Determining the Coefficient of Behavior
of Reinforced Concrete flexural Frames with emphasis

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

Sh. Golpayegani, M. Gholhaki, A Study on the Seismic Behavioral Parameters of the Composite Steel Plate Shear Wall (CSPSW) in The Building Frame System Using Incremental Dynamic Analysis (IDA), Amirkabir J. Civil Eng., 57(2) (2025) 317-340.

DOI: [10.22060/ceej.2025.22722.8034](https://doi.org/10.22060/ceej.2025.22722.8034)



