



Performance Assessment of the Coupled Steel Shear Wall with Two-Side Connection and Self-Centering

R. Motamedi, M. Gholami*

Reza motamedi Master graduate, Yasouj University, Iran

ABSTRACT: Coupled shear wall with two-side connection and self-centering is a dual System, Including shear wall with Coupling and self-centering Which are joined together by truss elements in the alignment of the floors. In this dual system, beams coupling and plates have the function of energy dissipation and the self-centering frame has the function of reversibility. The result is a reduction in post-earthquake structural repairs and, consequently, a reduction in economic damage, correction, and recovery of damages following a seismic event. In this study, we investigate numerical studies on seismic performance of coupled shear wall and self-centering Primary pre-tensioning force and without pre-tensioning force with the post-yield hardness under 12, 16, and 20% slope in ABAQUS software discussed. Therefore, 9 samples of 6 story and 3 samples of 12 story coupled shear wall and self-centering Primary pre-tensioning force and without pre-tensioning force are designed in way performance-based plastic seismic design and these samples have been subjected to and analyzed with push-over, cyclic, and time history analyzes. The results show that the coupled shear wall with two-side connection and self-centering Primary pre-tensioning force state with 20% stiffness compared to post-yield hardness, less residual drift, less relative lateral displacement distribution, Self-centering Better, less energy dissipation.

Review History:

Received: Aug. 20, 2019

Revised: Feb. 01, 2020

Accepted: Feb. 02, 2020

Available Online: Feb. 08, 2020

Keywords:

Ductile Member

Self-Centering Frame

Post-yield Hardness

Pushover Analysis

Performance-Based Plastic Seismic

Design

Steel Shear Wall

1. Introduction

In the last decade, several Experimental and a numerical study has been performed on the B-SPSW system to investigate its seismic behavior [1–14]. These studies show that this system exhibits good seismic performance, but although the B-SPSW system exhibits good seismic behavior, There are two major disadvantages One is that the amount of residual relative displacement in this system is significant after a severe earthquake and as a result, the cost of repairing the system is high, and another that the use of this system due to architectural

requirements may be limited. Consequently, in the present study, to eliminate the two disadvantages of relative Residual displacement and architectural constraints in the B-SPSW system, coupled steel shear wall self-centering System SC-BSPSW–CB, is proposed. In this regard, First the 6 and 12 story models were designed using the Performance-Based Design method (PBPD) proposed by Qiu et al [15] and then the behavior of these models has been investigated using push-over, cyclic, and time history analyzes. Note that time history analyzes were performed with 4 earthquake records at MCE hazard level.

2. Numerical modeling framework

The ABAQUS finite element program was used to develop models of the self-centering SPSW with beam-connected web plates. The models use various nonlinear elements to capture important SC-MRF limit states, including gap opening of the SC-WFD connections, yielding of the PT strands, yielding and inelastic deformations in the members (beams, columns, braces, and panel zones). The models include second-order (P-delta) effects due to gravity loads imposed on the gravity load frames in the prototype buildings.

To develop a computationally efficient model for nonlinear time history analysis, a stress-resultant beam-column element (element B320S from the ABAQUS element library) is used for modeling the columns and the beams. The web plates were modeled using shell elements. The PT strands are modeled as a truss element with bilinear elastoplastic hysteresis material that aligns with the centroid of each PT group on each side of the beam or column web. To account for post-tensioning, an initial strain equal to $T_0/(A_{PT} \cdot E_{PT})$ is imposed on the truss element. Post-tensioning results in axial shortening of the beams and column deflections which decrease the post-tensioning force. To avoid this decrease, the

*Corresponding author's email: m.gholami@yu.ac.ir



initial strain in the truss element is increased to ensure that the post-tensioning force in the PT strands is equal to T_0 after beam shortening.

In the PT connection model, rigid link elements are used to model the beam-column interface. To capture the gap opening mechanism in the beam-column interface, three zero-length compression-only axial springs are placed at equal spaces along with the beam flange thickness. A leaning column was included in the model to simulate the gravity loads that would contribute to p -delta effects on the frame. Diaphragm action is modeled with truss elements connecting the lean-on columns to the SC-MRF at each floor level. These trusses have a stiffness of 100 times the axial beam stiffness. The seismic mass attributed to the wall was modeled as lumped masses at the lean on columns nodes at each story.

3. Results

3.1. Pushover analysis

There is little difference between the results of the models with different β parameter values in terms of primary stiffness and secondary stiffness and final capacity. This difference is small due to the different cross-sections in these models, not due to the β parameter. In general, it is clear that the beta parameter does not affect the results of the model analysis. On the other, for models with different α value, the initial stiffness of the models are equal but there is a significant difference in the secondary stiffness of the models. Also, the capacity of these models in The 2% drifts is also different.

The reason is that with the increase of cable Cross-sectional area, The fixity of PTF frame connection increases after opening. As a result, k_2 increases, and as k_2 increases, the model capacity Increases 2% in drift.

3.2. cyclic analysis

Generally, flag-shape (FS) hysteresis Curves exhibit pinching behavior. Clearly, the β parameter has a significant impact on the energy dissipation of the models. For example, the energy dissipation capacity of the models with $\beta=0.91$, $\beta=1.08$ and $\beta=0$ are 5810000 (NM), 5470000 (NM), and 4950000 (NM) respectively. That is, with the increase in β , the amount of energy dissipation decreases. But with increasing the α parameter, there is no change in the energy dissipation of the models and the energy dissipation in all of these models is equal to about 5230000 (NM). The reason is that in these models, The energy dissipation is carried by the shear wall. The shear wall specifications are the same in all these models.

3.3. Result of response history analysis

As the β value increases, the average maximum story displacement increases. The reason for this is that the increase in the β value causes a reduction in energy dissipation in the system and thus as a result, the demand for ductility of the system increases. Also, by increasing the β value and as a result of increasing the amount of self-centering force, the amount of residual displacement decreases. By increasing the α parameter the story displacement and maximum residual

displacement decreased. This result is reasonable because the analysis results showed that with increasing α , the model's secondary stiffness increased and Clayton [13] reported that with increasing secondary stiffness, the story displacement and the residual drift decreased.

4. Conclusions

The main results are as follows:

- By increasing the α parameter both the maximum stories displacement and the maximum residual displacement decrease.
- As the β value increases, The average maximum stories displacement increases. But the amount of residual displacement is reduced.

References

- [1] Thorburn, L. J., et al. (1983). "Analysis of steel plate shear walls."
- [2] Vatansever, C. and N. Yardimci (2011). "Experimental investigation of thin steel plate shear walls with different infill-to-boundary frame connections." *Steel and Composite Structures* 11(3): 251-271.
- [3] Xue, M. (1996). "Behavior of steel shear wall panels and frame-wall systems."
- [4] Shishkin, J. J., et al. (2009). "Analysis of steel plate shear walls using the modified strip model." *Journal of structural engineering* 135(11): 1357-1366.
- [5] Guo, L., et al. (2011). "Behavior of steel plate shear wall connected to frame beams only." *International Journal of Steel Structures* 11(4): 467-479.
- [6] Ozcelik, Y. and P. M. Clayton (2017). "Strip model for steel plate shear walls with beam-connected web plates." *Engineering Structures* 136: 369-379.
- [7] Choi, I.-R. and H.-G. Park (2009). "Steel plate shear walls with various infill plate designs." *Journal of structural engineering* 135(7): 785-796.
- [8] Ozcelik, Y. and P. M. Clayton (2018). "Seismic design and performance of SPSWs with beam-connected web plates." *Journal of Constructional Steel Research* 142: 55-67
- [9] Ozcelik, Y. and P. M. Clayton (2018). "Behavior of columns of steel plate shear walls with beam-connected web plates." *Engineering Structures* 172: 820-832.
- [10] Clayton, P. M., et al. (2015). "Seismic performance of self-centering steel plate shear walls with beam-only-connected web plates." *Journal of Constructional Steel Research* 106: 198-208.
- [11] Clayton, P. M., et al. (2012). "Seismic design and performance of self-centering steel plate shear walls." *Journal of structural engineering* 138(1): 22-30.
- [12] Clayton, P. M., et al. (2012). "Experimental investigation of self-centering steel plate shear walls." *Journal of structural engineering* 138(7): 952-960
- [13] Li, C. H., et al. (2012). "Cyclic test of a coupled steel

plate shear wall substructure.” *Earthquake engineering & structural dynamics* 41(9): 1277-1299.

[14] Borello, D. J. and L. A. Fahnestock (2012). “Behavior and mechanisms of steel plate shear walls with coupling.”

Journal of Constructional Steel Research 74: 8-16.

[15] Qiu, C.-X. and S. Zhu (2017). “Performance-based seismic design of self-centering steel frames with SMA-based braces.” *Engineering Structures* 130: 67-82.

HOW TO CITE THIS ARTICLE:

R. Motamedi, M. Gholami, *Performance Assessment of the Coupled Steel Shear Wall with Two-Side Connection and Self-Centering*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(4) (2021): 373-376.

DOI: [10.22060/ceej.2020.17081.6454](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17081.6454)





بررسی عملکرد دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا

رضا معتمدی*، محمد غلامی

فنی مهندسی، دانشگاه یاسوج، یاسوج، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۰۶/۲۹

بازنگری: ۱۳۹۸/۱۱/۱۲

پذیرش: ۱۳۹۸/۱۱/۱۳

ارائه آنلاین: ۱۳۹۸/۱۱/۱۹

کلمات کلیدی:

عضو شکل پذیر

قاب مرکزگرا

تحلیل بار افزون

طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد

لرزه ای

دیوار برشی فولادی

دیوار همبند

خلاصه: سیستم دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا سیستم دوگانه ای می باشد که شامل دیوار برشی فولادی همبسته و قاب مرکزگرا می باشد که توسط المان های خرپایی در تراز طبقات به صورت مفصلی به همدیگر متصل شده اند. در این سیستم، تیرهای همبند و صفحات جان وظیفه اتلاف انرژی را داشته و قاب مرکزگرا، وظیفه مرکزگرایی را بر عهده دارد. برای کاهش تعمیرات ساختاری پس از زلزله و در نتیجه کاهش خسارت اقتصادی و اصلاح و بهبود خسارت، سیستم های مرکزگرا به منظور بازگشت یک سیستم سازه ای به یک حالت کاملاً کاربردی به دنبال یک رویداد لرزه ای توسعه داده شده است. در این مقاله به بررسی مطالعات عددی بر روی عملکرد لرزه ای دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و بدون نیروی پیش کشیدگی با سختی های پس از تسلیم تحت شیب های ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد در نرم افزار آباکوس پرداخته شده است؛ بنابراین ۹ نمونه ۶ طبقه و ۳ نمونه ۱۲ طبقه دیوار برشی فولادی همبسته به صورت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و بدون نیروی پیش کشیدگی به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای طراحی شده و این نمونه ها تحت تحلیل بار افزون، چرخه ای و تاریخچه زمانی قرار گرفته اند. نتایج نشان می دهد که سیستم دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با سختی پس از تسلیم ۲۰ درصد نسبت به دیگر سختی های پس از تسلیم، دارای جابه جایی نسبی پسماند کمتر، میزان تغییر مکان جانبی نسبی کمتر، مرکزگرایی بهتر و اتلاف انرژی کمتر می باشد. همچنین در سیستم با سختی پس از تسلیم ۲۰ درصد توزیع تغییر مکان جانبی نسبی نسبت به دیگر سختی های پس از تسلیم یکنواخت تر می باشد.

۱- مقدمه

شود که در سیستم دیوار برشی فولادی با صفحات جان متصل به هم تیر و هم ستون (SPSW)، میدان کششی به صورت کامل در ورق جان تشکیل می گردد [۴ و ۵]. در نتیجه در سیستم B-SPSW برخلاف سیستم SPSW، نیروی کششی بر المان VBE اعمال نمی شود. پس در B-SPSW در مقایسه با SPSW میزان تقاضای لنگر خمشی در المان VBE به طور قابل توجهی کمتر می باشد که این منجر به کوچک تر شدن سائز VBE در سیستم B-SPSW می گردد [۶ و ۱۰].

دیوارهای برشی ورق فولادی با صفحات جان متصل به تیر (B-SPSWs) ۱، دارای ظرفیت اتلاف انرژی بالا و شکل پذیری مناسب می باشند [۱ و ۳]. در این سیستم، تحت بارگذاری جانبی با مقدار ناچیز، کمانش در ورق جان ایجاد می شود و با افزایش بارگذاری جانبی، میدان کششی مایل بر روی قسمتی از جان بین تیرها تشکیل می گردد که میدان کششی جزئی (PTF) نام گذاری می شود. توجه

1 Steel plate shear walls with beam-connected web plates
* نویسنده عهده دار مکاتبات: m.gholami@yu.ac.ir

در دهه ی اخیر، چندین مطالعه ی آزمایشگاهی و عددی بر روی



CB- انجام نشده است.

با توجه به مطالب ذکرشده در بالا، در مطالعه ی حاضر، در جهت برطرف کردن دو ضعف زیاد بودن جابه‌جایی نسبی پسماند و محدودیت معماری در سیستم B-SPSW، سیستم دیوار برشی فولادی همبسته مرکزگرا SC-BSPSW-CB^۱، پیشنهاد شده است. همان‌طور که در شکل ۱ مشخص است، در این سیستم، سیستم قاب مرکزگرا (SCF)^۲ به سیستم B-SPSW به‌صورت موازی اضافه شده است، حاصل می‌گردد. در اتصالات پس کشیده در سیستم PTF که در شکل ۲ نشان داده شده است، اتصال جان تیر به ستون توسط بولت‌هایی که در سوراخ‌های لوبیایی شکل قرار می‌گیرند، اجرا می‌شود تا امکان چرخش تیر نسبت به ستون وجود داشته باشد. در ادامه، کابل‌ها در راستای تیر اجرا و به دو ستون طرفین تیر مهار می‌شوند. این کابل‌ها قبل از بهره‌برداری تحت نیروی کششی قرار می‌گیرند و در نتیجه در تیر نیروی فشار ایجاد می‌شود. در سیستم SC-BSPSW-CB^۳، اتلاف انرژی توسط سیستم B-SPSW فراهم می‌شود. در حالی که سیستم SCF نقش مرکزگرایی را بر عهده دارد.

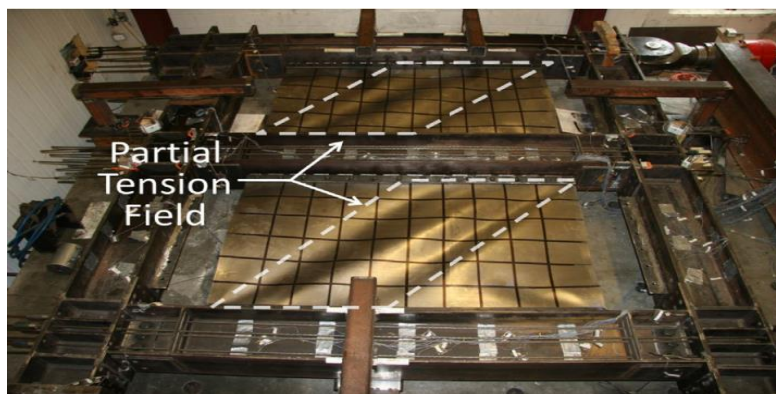
در این مطالعه، ابتدا رفتار سیکلیک سیستم SC-BSPSW-CB مورد بررسی قرار می‌گیرد و سپس نمونه‌های ۶ و ۱۲ طبقه با استفاده از روش طراحی بر اساس عملکرد (PBPD)^۴ که توسط کیو و همکاران [۲۱] ارائه شده است، طراحی شده‌اند.

در این روش طراحی، پس از محاسبه ی نیروی برش پایه ی طراحی بر اساس معادله ی تعادل کار-انرژی، ابعاد ورق جان و قاب مرزی دیوار برشی فولادی تعیین می‌گردد. در نهایت، رفتار نمونه

سیستم B-SPSW جهت بررسی رفتار لرزه ای آن انجام شده است. این مطالعات نشان می‌دهند که این سیستم عملکرد لرزه ای مناسبی نشان می‌دهد؛ اما با وجود اینکه سیستم B-SPSW دارای رفتار لرزه ای مناسبی می‌باشد، دارای دو اشکال عمده نیز می‌باشد یکی اینکه میزان جابه‌جایی نسبی پسماند در این سیستم پس از وقوع زلزله ی شدید، قابل توجه می‌باشد و در نتیجه هزینه ی تعمیر این سیستم زیاد می‌باشد و دیگری اینکه استفاده از این سیستم به دلیل الزامات معماری ممکن است دچار محدودیت شود.

تعدادی از محققین [۱۱ و ۱۴] برای کاهش جابه‌جایی نسبی پسماند در سیستم SPSW پیشنهاد داده است که در این سیستم برای اتصال تیر (VBE) به ستون (HBE) به جای اتصال گیردار از اتصال پس کشیده (PTC) استفاده گردد.

که قابلیت این ایده در کاهش جابه‌جایی نسبی پسماند با انجام چندین مطالعه ی عددی و آزمایشگاهی مورد تایید قرار گرفته است. از طرف دیگر اخیراً، برای کاهش محدودیت‌های معماری در سیستم SPSW، محققین پیشنهاد داده‌اند که از سیستم دیوار برشی فولادی همبسته با صفحات جان متصل به هم تیر و هم ستون (SPSW-CB)^۱، استفاده شود [۲۰-۱۵] و با استفاده از مطالعات عددی عملکرد لرزه ای این سیستم مورد تایید قرار گرفته است. لذا می‌توان از همین ایده برای کاهش محدودیت‌های معماری در سیستم B-SPSW استفاده کرد و سیستم دیوار برشی فولادی همبسته با صفحات جان متصل به تیر (B-SPSW-CB)^۲، مورد استفاده قرار داد. توجه شود که تاکنون مطالعه ای بر روی سیستم B-SPSW

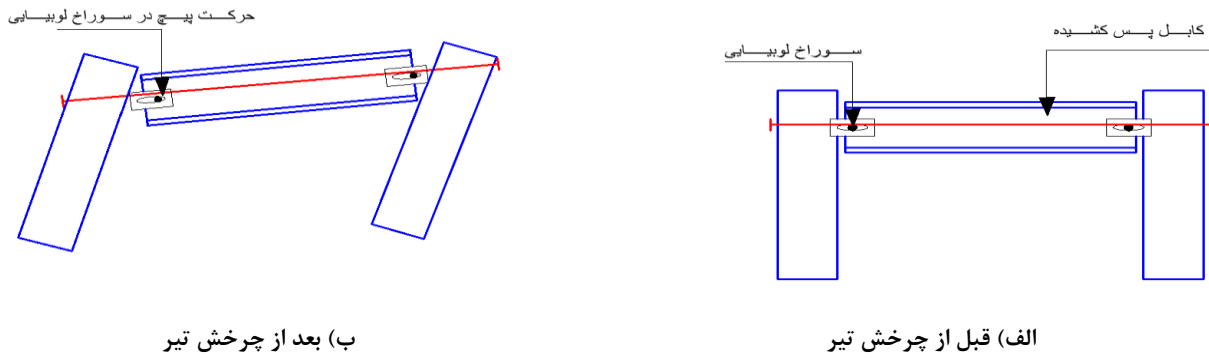


شکل ۱. سیستم دیوار برشی ورق فولادی در حالت مرکزگرا (۱۱) (SC-BSPSW)

Fig. 1. self-centering Steel plate shear Wall System (SC-BSPSW) [11]

- 3 self-centering frame
- 4 performance-based plastic design

- 1 SPSW with coupling Beams
- 2 B- SPSW with coupling Beams



شکل ۲. قاب مرکزگرا (سیستم SCF)

Fig. 2. self-centering Frame (SCF System)

در رابطه ی بالا، F_d نیروی جانبی، d_{b-top} و d_{b-bot} به ترتیب عمق تیر بالا و پایین، T_{0-top} و T_{0-bot} به ترتیب کشش اولیه در تیر بالا و پایین و h_s ارتفاع طبقه می باشد. میزان سختی ثانویه قاب با اتصالات پس کشیده با رابطه ی ۲ مشخص می شود:

$$k_{sc-2} = \frac{E}{2} \left[\frac{A_{c-top} d_{b-top}^2 + A_{c-bot} d_{b-bot}^2}{2L_c h_s^2} \right] \quad (2)$$

در رابطه ی ۲، A_{c-top} و A_{c-bot} به ترتیب مساحت کابل در تیر بالا و پایین و L_c طول کابل می باشد. با توجه به اینکه طراحی برای جابه جایی نسبی ۲ درصد صورت گرفته، نیروی کابل پس از جابه جایی نسبی ۲ درصد به دست آمده است.

با فرض اینکه قاب با اتصالات پس کشیده به نحوی طراحی گردد که در مرحله ی بارگذاری، به صورت الاستیک باقی بماند، در مرحله ی باربرداری نمودار نیرو - جابه جایی قاب، دقیقاً منطبق بر نمودار در مرحله ی بارگذاری خواهد بود؛ یعنی قاب با اتصالات پس کشیده در برگشت همان مسیر رفت را طی خواهد کرد. بدین ترتیب قاب کاملاً مرکزگرا خواهد بود و در نمودار چرخه ای قاب، حلقه ای ایجاد نمی شود.

در شکل ۳ (ب) نمودار نیرو-جابه جایی سیستم شکل پذیر B-SPSW-CB نشان داده شده است. سختی اولیه ی سیستم (K_1) که برابر با مجموع سختی اولیه ی تیر همبند (K_{CB}) و دیوار برشی فولادی می باشد (K_W)، و مقاومت تسلیم آن (F_y) که برابر با مجموع مقاومت تسلیم تیر همبند (F_{CB}) و دیوار برشی فولادی (F_W) می باشد، بر اساس هندسه ی سیستم و مدول الاستیسیته ی فولاد قابل محاسبه خواهند بود. سختی پس از تسلیم سیستم تقریباً برابر با صفر است، با باربرداری این قاب، حلقه های دارای پینچینگ ایجاد

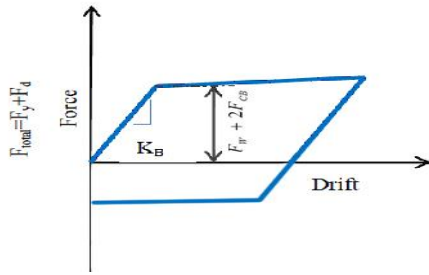
های طراحی شده، با استفاده از تحلیل های پوش آور، سیکلیک و تاریخچه ی زمانی مورد بررسی قرار گرفته اند. توجه شود که تحلیلی های تاریخچه ی زمانی با ۴ رکورد زلزله در سطح خطر MCE انجام شده است.

۲- مشخصات نمودار نیرو-جابه جایی سیستم دیوار برشی فولادی همبسته مرکزگرا (SC-BSPSW -CB)

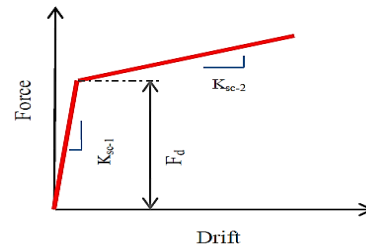
در این بخش، مشخصات نمودار نیرو-جابه جایی سیستم دیوار برشی فولادی همبسته مرکزگرا (SC-BSPSW -CB) تعیین می گردد. بدین منظور ابتدا مشخصات نمودار نیرو-جابه جایی هرکدام از اجزای این سیستم یعنی سیستم قاب مرکزگرای SCF و سیستم شکل پذیر B-SPSW -CB تعیین و سپس با ترکیب نمودار این دو سیستم، نمودار نیرو-جابه جایی سیستم SC-BSPSW -CB مشخص می شود.

در صورتی که نیروی وارد بر قاب کمتر از F_d باشد، زاویه ی نسبی بین تیر و ستون تغییر نمی کند و سختی جانبی قاب با اتصالات پس کشیده (سختی اولیه) با سختی قاب خمشی (قاب با اتصالات گیردار) برابر است. با اعمال نیروی F_d ، زاویه ی نسبی بین تیر و ستون تغییر می کند (تیر نسبت به ستون چرخش خواهد داشت) و این سبب افزایش طول کابل ها و در نتیجه ایجاد کشش در آنها خواهد شد. سختی جانبی قاب با اتصالات پس کشیده در این مرحله سختی ثانویه (K_{sc-2}) نسبت به سختی اولیه (K_{sc-1}) کاهش قابل توجهی خواهد داشت. مقدار نیروی F_d برای قاب با اتصالات پس کشیده یک طبقه، با رابطه ی ۱ تعیین می گردد.

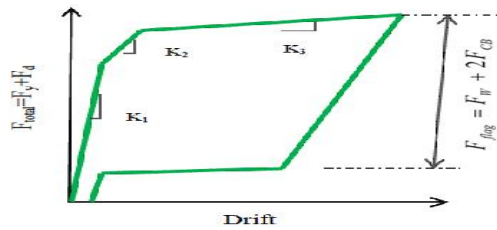
$$F_d = \frac{T_{0-top} d_{b-top} + T_{0-bot} d_{b-bot}}{h_s} \quad (1)$$



ب) منحنی نیرو-جاب‌جایی سیستم شکل‌پذیر (B-SPSW-CB)



الف) منحنی نیرو-جاب‌جایی قاب مرکزگرا (SCF).



ج) منحنی نیرو-جاب‌جایی سیستم دیوار برشی فولادی همبسته مرکزگرا (SC-BSPSW-CB).

شکل ۳. منحنی نیرو-جاب‌جایی در سیستم.

Fig. 3. Force - displacement curve in the system

در این روابط α نسبت سختی پس از تسلیم است و با استفاده

از رابطه ی δ به‌دست‌آمده، β نسبت ضریب مرکزگرایی سیستم می-
باشد و با توجه به رابطه ی ϵ به‌دست‌آمده است.

$$\alpha = \frac{K_{sc-2}}{K_1} = \frac{K_{SC-2}}{K_{CB} + K_W + K_{SC-1}} \quad (5)$$

$$\beta = \frac{F_W + 2F_{CB}}{F_W + F_{CB} + F_d} \quad (6)$$

۳- مدل سازی

در این مقاله از نرم‌افزار آباکوس^۱ نسخه ۲۰۱۷ برای مدل‌سازی استفاده‌شده‌است. این نرم‌افزار می‌تواند تحلیل‌های ساده و دشوار از جمله مسائل (شبه استاتیکی، کمانشی و پس‌کمانشی، تحلیل مودال، انتقال حرارت و دینامیکی) برای مدل‌سازی انجام دهد. از قابلیت‌های این نرم‌افزار مشاهده کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) و تانسور تنش (فومن میسز) می‌باشد؛ که در این مقاله قاب مرکزگرا

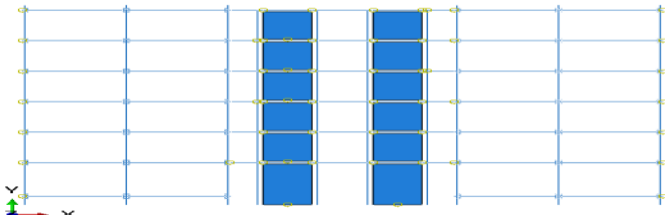
می‌شود.

هنگامی که دو سیستم B-SPSW-CB و SCF به‌صورت موازی با هم ترکیب می‌شوند، نمودار نیرو-جاب‌جایی سیستم دیوار برشی فولادی همبسته مرکزگرا SC-BSPSW-CB به‌صورت نشان داده شده در شکل ۳ (ج) خواهد شد. پاسخ این سیستم با سه پارامتر سختی K_1 ، K_2 ، K_3 و مقاومت سیستم مرکب (F_{total}) و ارتفاع پرچم (F_{flag}) مشخص‌شده‌است. سختی اولیه ی K_1 برابر با مجموع سختی اولیه ی قاب مرکزگرا و سختی اولیه ی سیستم شکل‌پذیر است. سختی‌های K_2 و K_3 به ترتیب برابر با مجموع سختی ثانویه ی قاب مرکزگرا و سختی اولیه ی قاب سیستم شکل‌پذیر و مجموع سختی ثانویه ی قاب مرکزگرا و سختی پس از تسلیم سیستم شکل‌پذیر می‌باشند. مقاومت تسلیم سیستم مرکب (F_{total}) و ارتفاع پرچم (F_{flag}) که در شکل ۳ (ج)، نشان داده شده‌اند، به ترتیب با روابط ۳ و ۴ محاسبه می‌شوند.

$$F_{total} = F_y + F_d = F_W + F_{CB} + F_d \quad (3)$$

$$F_{flag} = F_W + 2F_{CB} \quad (4)$$

1 ABAQUS



شکل ۴. مدل ۶ طبقه دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا

Fig. 4. 6-story model of coupled shear wall with two-side connection and self-centering

گیردار بوده و در اتصالات قاب مرکزگرا، اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی به همراه فنر های کششی و فشاری بوده و همچنین اتصال کابل های پس کشیده به ستون گیردار بوده است همچنین اتصال قاب مرکزگرا به سیستم دیوار برشی فولادی همبسته با استفاده تیر های لینک از نوع TRUSS به صورت دو سر مفصل انجام شده است.

۳-۱- صحت سنجی

برای صحت درستی مدل سازی، مدل آزمایشگاهی دیوار برشی ورق فولادی مرکزگرا با اتصال دوطرفه به تیر در رساله ی دکتری کیلتون [۲۲]، در نرم افزار آباکوس تا جابه جایی نسبی ۲ درصد مورد راستی آزمایی قرار گرفته است. در این مدل سازی به علت اینکه اساس این سازه نوین این است که المان های مرزی در حالت الاستیک باقی بمانند و هیچ گونه مفصل پلاستیکی در این سیستم تشکیل نشود از المان Wire استفاده شده است سایر خصوصیات از قبیل شرایط مرزی، المان های در نظر گرفته شده و غیره همانند بخش مدل سازی در نظر گرفته شده است. همچنین در این صحت سنجی ابتدا به علت اینکه المان های در نظر گرفته شده به صورت پوسته ای می باشند از تحلیل کمانشی استفاده شده و سپس تحلیل اصلی که تحلیل دینامیکی است، استفاده شده است. جدول ۱ خواص مصالح مورد استفاده شده در مدل سازی را در آزمایش کلیتون نشان می دهد. محل های ایجاد تسلیم و ایجاد میدان کششی در مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی در شکل ۵ (الف) باهم مقایسه شده اند. همان طور که مشاهده می شود هم در مدل عددی و هم در نمونه آزمایشگاهی میدان کششی و تسلیم شدن در ورق ایجاد شده است. همچنین نمودار چرخه ای مدل عددی و آزمایشگاهی در شکل ۵ (ب) باهم مقایسه شده اند. از نظر مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی حاصل از نمودار چرخه ای، تطابق

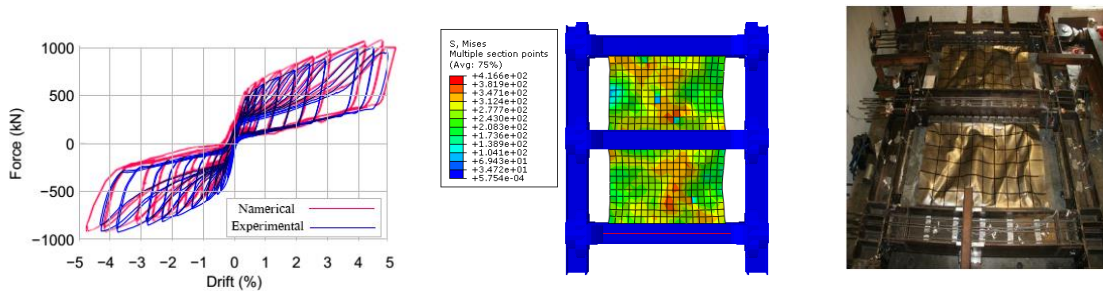
و قاب دیوار برشی فولادی همبسته با المان خمشی BEAM گرهی (B^{۳۱})، کابل های پیش کشیده و المان های رابط مابین قاب مرکزگرا و عضو شکل پذیر با المان TRUSS دو گرهی (T^{۳D۲}) و همچنین صفحات جان با المان Shell چهار گرهی (S^{۴R}) در نرم افزار آباکوس مدل شده است. در واقعیت اتصال قاب مرکزگرا به دیوار برشی فولادی با اتصال دوطرفه توسط المان های رابط TRUSS با اتصال مفصلی (Joint) می باشد. تمامی اتصالات در دیوار برشی ورق فولادی همبسته با اتصال دوطرفه به تیر گیردار در نظر گرفته شده است. اساس طراحی این سیستم به این صورت است که تیرها، ستون ها و کابل ها باید در حالت الاستیک باقی بمانند و هیچ گونه مفصل پلاستیکی در آنها تشکیل نشود. در این سیستم المان های مرزی به صورت Wire مدل شده اند، به دلیل اینکه اتصال تیر به ستون به صورت گهواره ای می باشد از المان های صلب معادل عمق تیر و نصف عمق ستون استفاده شده است. برای معرفی گهواره ها از فنر تحت فشار تنها استفاده شده به این علت که مدل سازی به گونه ای است که در فشار نیرو را انتقال داده و در کشش تقریباً به صورت خنثی می باشند به همین منظور از فنر Axial در آباکوس استفاده شده است. برای اتصال تیر به ستون برای جلوگیری جابه جایی در راستای عمودی از قید Coupling استفاده شده است. برای مهار المان های صلب در راستای خارج از صفحه، این المان ها در راستای عمود بر صفحه بسته شده اند. در مدل سازی دو تا تحلیل دینامیکی در نظر گرفته شده است که در تحلیل اول مربوط به بار حرارتی و تحلیل دوم مربوط به بارگذاری چرخه ای می باشد. در این سیستم شرایط مرزی برای قاب مرکزگرا و عضو شکل پذیر به ترتیب به صورت مفصلی و گیردار در نظر گرفته شده است. برای اعمال بار حرارتی در ماژول Load با استفاده از گزینه Predefined Field میزان دمای مورد نظر را که از رابطه ی ۷ به دست آمده به مدل دیوار برشی فولادی مرکزگرا برای پس کشیده کردن کابل ها اعمال شده است.

$$\Delta T = \frac{-P}{\alpha AE} \quad (7)$$

در شکل ۴ مدل ۶ طبقه دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه به تیر در حالت مرکزگرا مدل شده در آباکوس نشان داده شده است. در این شکل تمامی اتصالات دیوار برشی فولادی به صورت

جدول ۱. خواص مصالح مورد استفاده شده در صحت سنجی مدل سازی
Table 1. Properties of materials used in modeling verification

| Specimen Name beam | Specimen Name Column | E (GPA) | Plate(mm) | $T_0(KN)$ | Density (t/mm^3) | Story |
|--------------------|----------------------|---------|-----------|-----------|----------------------|-------|
| W 14×90 | W 14×132 | ۲۱۳ | ۱/۵۲ | ۳۳۴ | $7.67E^{-09}$ | ۱ |
| W 14×90 | W 14×132 | ۲۱۰ | ۱/۵۲ | ۳۳۴ | $7.67E^{-09}$ | ۲ |



شکل ۵. الف) مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی مرکزگرا با اتصال دوطرفه به تیر (ب) نمایش تانسور تنش مدل شبیه سازی شده دیوار برشی فولادی مرکزگرا با اتصال دوطرفه به تیر (ج) صحت سنجی مدل عددی با مدل آزمایشگاهی [۱۱]

Fig. 5. (a) Experimental Model of coupled shear wall with beam two-side connection and self-centerin (b) Von Mises stress contours representation of self-centering steel shear wall with beam two-side connection (c) Comparison of experimental and finite element model

خوبی بین نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی وجود دارد.

$$\lambda = \left[1 + \frac{\alpha(\mu - 1)}{\gamma} \left(\frac{g^2}{T^2 \alpha} \right) \right] \sum_{i=1}^n C_i h_i \theta_p \quad (15)$$

Sa تقاضای شتاب طیفی می باشد که طیف طرح تعیین می شود. نشان دهنده ی توزیع بار جانبی مورد استفاده در طراحی می باشد. θ_p نسبت جابه جایی نسبی پلاستیک است و به وسیله کم کردن جابه جایی نسبی تسلیم θ_y از مقدار جابه جایی نسبی هدف $\theta_d^{\beta, \alpha}$ محاسبه می شود. جابه جایی نسبی هدف مطابق با ASCE منظور جلوگیری از آسیب به عناصر غیر سازه ای برابر با ۲ درصد در نظر گرفته شده است و برای تخمین جابه جایی نسبی تسلیم از رابطه ی زیر که توسط صفری و همکاران [۲۰] ارائه شده است، استفاده شده است.

$$\theta_p = 0.0005 \frac{H}{T} + 0.003 \quad (16)$$

H ، L و به ترتیب ارتفاع سازه و طول ورق دیوار برشی فولادی همبسته و شبه شتاب می باشد. در رابطه ی ۱۷، R فاکتور کاهش شکل پذیری می باشد. رابطه ی زیر توسط نیومارک و هال [۲۴] برای تعیین مقدار u به عنوان تابعی از T و μ ارائه شده است:

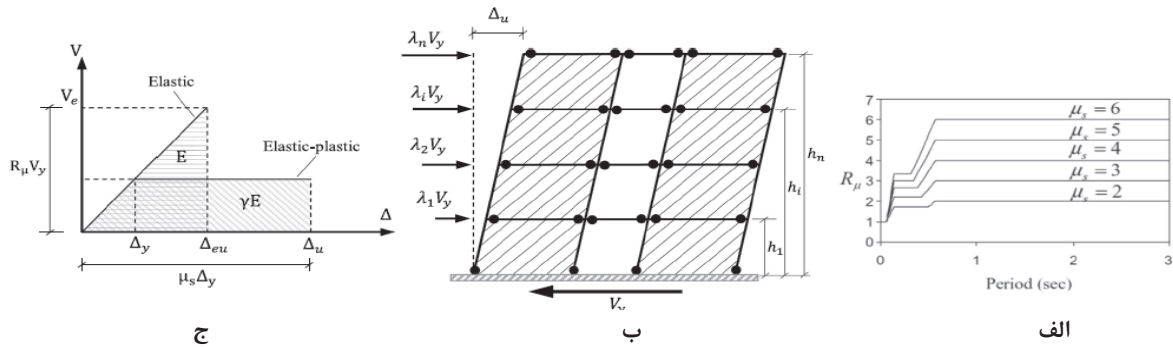
$$R = \mu^{2 \exp\left(\frac{a}{T^b}\right)} \quad (17)$$

۴- نحوه ی محاسبه برش پایه با استفاده از روش طراحی بر اساس عملکرد (PBPD)

در روش طراحی PBPD، برای محاسبه برش پایه طراحی فرض شده است که مقدار کار مورد نیاز برای ایجاد مکانیزم تسلیم مورد دلخواه برای سازه برابر با یک سهمی از انرژی ورودی برای یک سیستم یک درجه آزادی معادل می باشد [۲۳]. در شکل ۶ مفهوم تعادل انرژی به همراه مکانیزم تسلیم مورد دلخواه برای سیستم B-SPSW-CB که شامل تسلیم شدن ورق های جان و تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیرهای قاب مرزی (HBES)، تیرهای پیوند و در پای ستون ها (VBES) می باشد، نشان داده شده است. جزییات دقیق روش PBPD در مطالعه ی [۲۴] آورده شده است. در این روش، برش پایه طراحی V_r به عنوان تابعی از وزن ساختمان (W) به صورت زیر بیان شده است:

$$\gamma = \frac{\alpha(\mu - 1)^2 + 2(\mu - 1) + 1}{R} = \frac{\alpha(\mu - 1)^2 + 2(\mu - 1) + 1}{\dots} \quad (13)$$

$$\dots \quad (14)$$



شکل ۶. مفهوم PBDP. الف) تعادل انرژی و کار (ب) مکانیسم طراحی شده برای C-SPSW (ج) پاسخ غیر الاستیک [۲۰]

Fig. 6. PBDP concept. (a) Energy-work balance (b); Desired yield mechanism for C-SPSW; (c) $R_{\mu}-\mu_s-T$ inelastic spectra [20]

$$C_i = (P_i - P_{i+1}) \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{qT^{-0.2}} \quad (20)$$

$$P_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^n W_j h_j}{W_n h_n} \right)^{qT^{-0.2}} \quad (21)$$

در نهایت نیروی لرزه ای جانبی وارده بر روی کف طبقات با استفاده از رابطه ی ۲۲ محاسبه می شود.

$$F_i = C_i V_r \quad (22)$$

پارامترهای طراحی و برش پایه محاسبه شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکردی برای مدل های ۶ و ۱۲ طبقه در جدول ۲ آورده شده است و در شکل ۸ ضرایب توزیع برش در ارتفاع برای این مدل ها نشان داده شده است.

۵- معرفی پلان

نمونه پلان استفاده شده در این مقاله یک ساختمان ۶ طبقه که شامل دیوار برشی فولادی همبسته می باشد. هندسه طراحی شده مدل ساختمان مانند SAC می باشد که پلان آن در شکل ۹ نشان داده شده است. جرم اولین طبقه 10×10^6 کیلوگرم و جرم سایر طبقات 9.9×10^6 کیلوگرم می باشد. ارتفاع طبقه اول ۵/۴۸۶ متر و سایر طبقات دارای ارتفاع یکسان ۳/۹۶۲ متر می باشند. پیکربندی این سازه در هر جهت شامل چهار تا دیوار برشی فولادی همبسته در پیرامون می باشد. موقعیت این پلان در لس آنجلس کالیفرنیا با نوع خاک D می باشد. پارامترهای این سیستم طبق آیین نامه ۷-ASCE برای SPSW که به صورت روش نیروی جانبی معادل می باشد

پارامترهای a و b استفاده شده در رابطه (۱۷) ضرایبی هستند که توسط ژینگ و همکاران [۱۴]، ارائه شده است که به α و β بستگی دارند و پارامتر، همواره منفی است [۱۴].

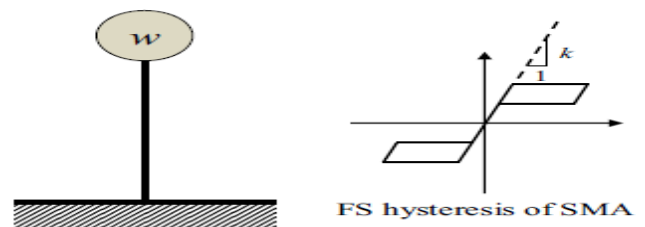
$$a = -0.38 + 0.51\alpha + 0.16\beta \quad (18)$$

$$b = 0.31 - 0.05\alpha + 0.18\beta \quad (19)$$

توجه شود که مقادیر ضرایب α و β اختیاری هستند و روش طراحی بنحوی است که با انتخاب هر مقداری برای این ضرایب میتوان عملکرد مناسبی از سازه مشاهده کرد.

برای توزیع نیروی جانبی در ارتفاع سازه از روش ژایو و همکاران [۲۳] به این صورت که ابتدا تحلیل لرزه ای سیستم های مرکزگرا (SDOF) با نمودارهای چرخه ای پرچمی شکل همان طور که در شکل ۷ نشان داده شده است.

مطابق روابط ۲۰ و ۲۱، استفاده شده است. در این روابط h_j و W_j ارتفاع طبقه j ام و وزن طبقه j ام است و q توزیع نیروی جانبی مؤثر در ارتفاع سازه می باشد.



شکل ۷. سیستم یک درجه آزادی دیوار برشی فولادی مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با نمودار پرچمی شکل [۱۴]

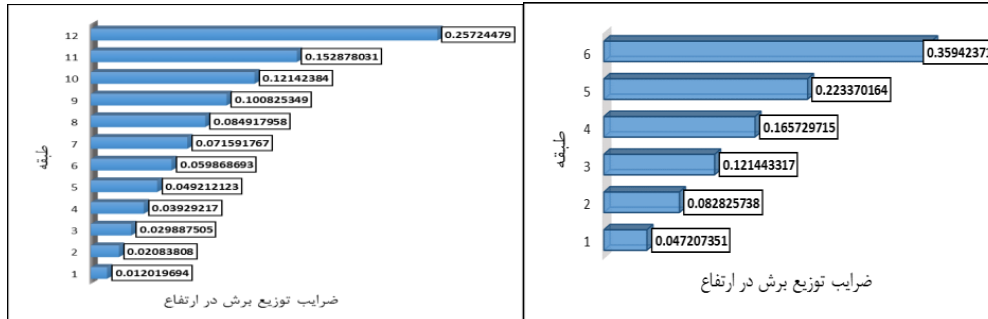
Fig. 7. Single-Degree-of-Freedom (SDOF) system of coupled shear wall and self-centering Primary pre-tensioning force with flag-shape Curve [14]

1 Single-Degree-of-Freedom

جدول ۲. پارامترهای طراحی و برش پایه محاسبه شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد برای مدل های ۶ و ۱۲ طبقه

Table 2. design parameters and base shear calculated by the Performance Based Plastic Design Method for 6 and 12 story Models

| نمونه ها | طبقه ۶ | | | ۱۲ طبقه |
|-----------------|-----------|--------------|--------------|--------------|
| پارامتر | $\beta=0$ | $\beta=0.91$ | $\beta=1.08$ | $\beta=1.08$ |
| $T_{(sec)}$ | ۰/۷۸ | ۰/۷۸ | ۰/۷۸ | ۱/۲۴ |
| $S_{\alpha(g)}$ | ۱/۱۴۸ | ۱/۱۴۸ | ۱/۱۴۸ | ۰/۷۴۴ |
| α | ۰/۱ | ۰/۱ | ۰/۱ | ۰/۱ |
| θ_p | ۰/۰۱۴۹ | ۰/۰۱۴۹ | ۰/۰۱۴۹ | ۰/۰۱۳ |
| θ_y | ۰/۰۰۵۱ | ۰/۰۰۵۱ | ۰/۰۰۵۱ | ۰/۰۰۷ |
| θ_u | ۰/۰۲ | ۰/۰۲ | ۰/۰۲ | ۰/۰۲ |
| μ | ۳/۹ | ۳/۹ | ۳/۹ | ۲/۸۳ |
| R | ۳ | ۳ | ۳ | ۲/۴۱ |
| γ | ۰/۸۳ | ۰/۸۳ | ۰/۸۳ | ۰/۸۵ |
| λ | ۵/۸۷ | ۵/۸۷ | ۵/۸۷ | ۴/۲۳ |
| V (KN) | ۳۷۰۰ | ۲۷۳۰ | ۲۵۶۰ | ۳۰۹۰ |

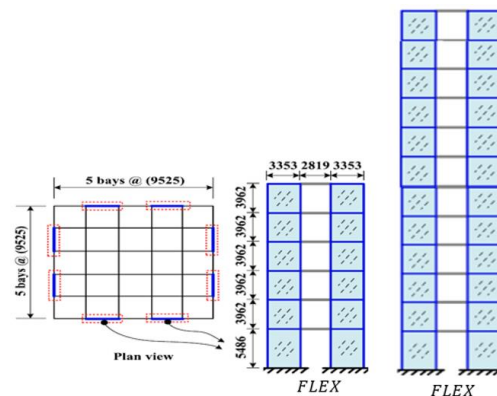


شکل ۸. ضریب توزیع برش در ارتفاع برای مدل های ۶ و ۱۲ طبقه طراحی شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد
Fig. 8. shear distribution coefficient of height for 6 and 12 story models designed by performance-based plastic design

توصیف شده است. ضریب اهمیت این ساختمان $I=1$ ، ضریب رفتار $R=7$ ، ضریب اضافه مقاومت سیستم $\Omega=2$ و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان $C_d=6$ می باشد [۱۹]. با استفاده روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای چندین قاب ۶ و ۱۲ طبقه با ضرایب مرکزگرایی و سختی های پس از تسلیم متفاوت تحت شیب های ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد طراحی شده است.

۵-۱- خصوصیات مصالح مورد استفاده

فولادهای مورد استفاده در المان های مرزی قائم و افقی از نوع



شکل ۹. ساختمان نمونه [۱۹]
Fig. 9. Frame plan view [19]

جدول ۳. مشخصات فولاد مصرفی

Table 3. Specifications of steel used

| فولاد A416Gr270 | فولاد A36 | فولاد A992 | خصوصیات مصالح |
|-----------------|---------------|---------------|-------------------------|
| $7.67E^{-09}$ | $7.67E^{-09}$ | $7.67E^{-09}$ | چگالی (t/mm^3) |
| ۱۹۶۵۰۰/۶ | ۱۹۹۹۴۷/۹۸ | ۱۹۹۹۴۷/۹۸ | مدول الاستیسیته E (MPa) |
| ۰/۳ | ۰/۳ | ۰/۳ | ضریب پواسون |
| ۱۶۸۹/۹ | ۲۴۸/۲ | ۳۴۴/۷۳ | تنش تسلیم F_y (MPa) |
| ۱۸۶۱/۵ | ۳۹۹/۸ | ۴۴۸/۱۵ | تنش نهایی F_U (MPa) |
| $1.170E^{-05}$ | - | - | ضریب انتقال حرارت |

ضخامت صفحات جان طراحی شده [۲۵] و سپس نیاز لرزه‌ای سایر اعضا (اعضای غیر مستهلک کننده انرژی)، با فرض تشکیل مکانیزم مطلوب از پیش تعیین شده که در شکل ۶ (ب) متن آورده شده و دیاگرام آزاد اعضای سیستم که در شکل ۱۱ نشان داده شده است، تعیین می‌گردند. در این تصویر، $M_{p(cb)}$ و $V_{p(cb)}$ به ترتیب لنگر پلاستیک در تیر همبند و نیروی برشی حاصل از تشکیل مفاصل پلاستیک در تیر همبند، $M_{p(HBE)}$ و $V_{p(HBE)}$ به ترتیب لنگر پلاستیک در تیر طبقه و نیروی برشی حاصل از تشکیل مفاصل پلاستیک در تیر طبقه و W_{i+1} و W_i به ترتیب نیروهای ناشی از تسلیم میدان کششی در طبقه i ام و طبقه $i+1$ ام می‌باشند. در اینجا از ارائه توضیحات بیشتر خودداری می‌شود و برای توضیحات بیشتر به پژوهش برلو و همکاران [۷-۸] مراجعه شود.

عضو شکل پذیر با توجه به ضرایب مرکزگرایی متفاوت $\beta = 1.08$ ، $\beta = 0.91$ و $\beta = 0$ طراحی شده، به ترتیب از برش پایه، پنج‌ششم برش پایه، چهارششم برش پایه و کل برش پایه، سهم می‌برد. در روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای صفحات جان، تیرهای همبند و بعضاً تیر طبقات وارد چرخه ی اتلاف انرژی شده اند. ابعاد تیر طبقات با تیر همبند یکسان در نظر گرفته شده به این صورت که عضو شکل پذیر رفتارش به صورت خمشی (FLEX) بوده است. مقاطع طراحی شده برای عضوهای شکل پذیر برای مدل-های ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب در جدول ۴ و ۵ آورده شده است.

۲-۶- طراحی قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و بدون نیروی پیش کشیدگی برای مدل های ۶ و ۱۲ طبقه با روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد

سهم قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه از برش پایه نیز

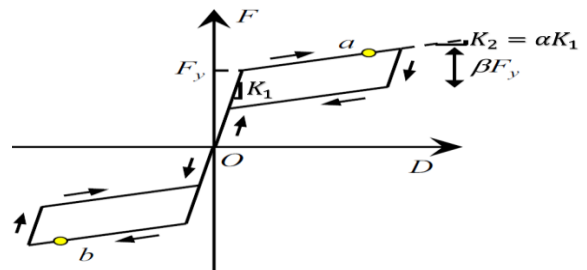
A۹۹۲، صفحات جان از نوع A۳۶ و در کابل های پس کشیده از نوع A۴۱۶GR۲۷۰ می باشد. در جدول ۳ مشخصات مصالح فولاد مصرفی فوق آورده شده است.

۶- مدل های طراحی شده

مبنای تمامی طراحی ها دست یابی به سختی های پس از تسلیم تحت شیب بازشدگی (a)، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد، برای کل سیستم دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا بوده است. برای به دست آوردن سختی های پس از تسلیم در طراحی، قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و عضو شکل پذیر به صورت جداگانه بر اساس سهمی از برش پایه طراحی شده اند. (برای درک بهتر، سختی پس از تسلیم در قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه در شکل ۱۰ آورده شده است).

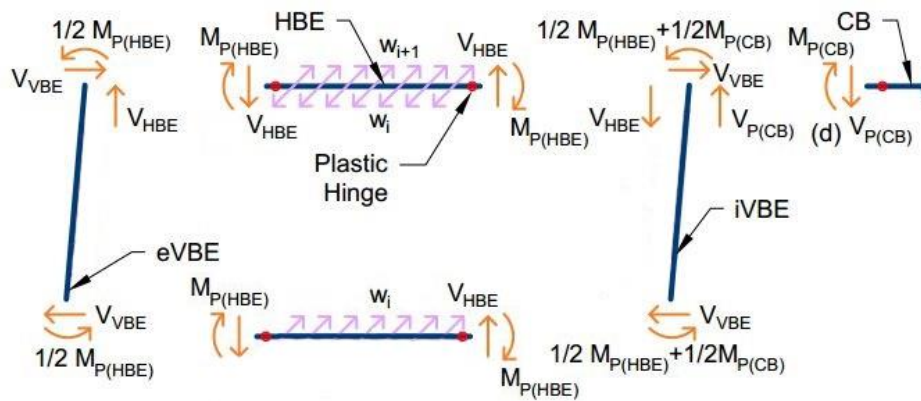
۱-۶- مقاطع طراحی شده برای عضو شکل پذیر

طراحی دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه با توجه به سهم برش این عضو از برش پایه انجام شده است. در این سیستم اول



شکل ۱۰. نمودار جابه‌جایی نسبی نیرو - جابه‌جایی قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه

Fig. 10. Force-relative displacement Curve of the with self-centering frame Primary pre-tensioning force



شکل ۱۱: دیاگرام آزاد اعضای دیوار برشی فولادی همبسته [۷ و ۸]
 Fig. 11. Free diagram of coupled steel shear wall members [7, 8]

جدول ۴. مقاطع طراحی شده برای مدل ۱۲ طبقه به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه‌ای با β های مختلف برای عضو شکل پذیر

Table 4. Sections designed for 12-story model with β the seismic performance-based plastic design method for different ductile members

| $\beta = 1.08 \& V_U = 309 \text{ ton}$ | | | | | |
|--|-----------|----------|----------|--------|--------|
| $V_{wall} = \frac{5}{6} V_U = 257.5 \text{ ton}$ | | | | | |
| Story | Plate(mm) | Ext. VBE | Int. VBE | HBE | CB |
| ۱ | ۴ | W24×229 | W24×162 | W18×50 | W18×50 |
| ۲ | ۴ | W24×229 | W24×162 | W18×50 | W18×50 |
| ۳ | ۳/۵ | W24×229 | W24×162 | W18×50 | W18×50 |
| ۴ | ۳/۲ | W24×207 | W24×146 | W18×46 | W18×46 |
| ۵ | ۲/۸ | W24×207 | W24×146 | W18×46 | W18×46 |
| ۶ | ۲/۲ | W24×192 | W24×131 | W18×40 | W18×40 |
| ۷ | ۱/۸ | W24×192 | W24×131 | W18×40 | W18×40 |
| ۸ | ۱/۸ | W18×143 | W18×106 | W16×50 | W16×50 |
| ۹ | ۱/۳ | W18×143 | W18×106 | W16×50 | W16×50 |
| ۱۰ | ۱/۳ | W18×130 | W18×97 | W16×45 | W16×45 |
| ۱۱ | ۰/۸ | W18×130 | W18×97 | W16×45 | W16×45 |
| ۱۲ | ۰/۸ | W18×130 | W18×97 | W16×45 | W16×45 |

و با توجه به خصوصیات تقارن در تحلیل بار افزون فقط از دو دهانه قاب مرکزگرا استفاده شده است و اثر دو دهانه دیگر نیز در حالت سرهم‌بندی کردن لحاظ شده است. به این صورت که سهم برش مقاومت شده در قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه برای دو

با توجه به ضرایب $\beta = 1.08$ ، $\beta = 0.91$ و $\beta = 0$ به ترتیب یک‌ششم برش پایه و دوششم برش پایه و سهم صفر از برش پایه طراحی شده است. در قاب مرکزگرا همان‌طور که در شکل ۴ نشان داده شده است برای مرکزگرایی عضو شکل پذیر از چهار دهانه قاب مرکزگرا استفاده شده است

جدول ۵. مقاطع طراحی شده برای مدل ۶ طبقه به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای با β های مختلف برای عضو شکل پذیر

Table 5. Sections designed for 6-story model with β the seismic performance-based plastic design method for different ductile members

| $\beta = 1.08 & V_U = 256 \text{ ton}$ | | | | | | $\beta = 0.91 & V_U = 273 \text{ ton}$ | | | | | $\beta = 0 & V_U = 372 \text{ ton}$ | | | | |
|---|-----------|---------|---------|--------|--------|---|---------|---------|--------|--------|-------------------------------------|---------|---------|--------|--------|
| $V_{wall} = \frac{5}{6} V_U = 213.34 \text{ ton}$ | | | | | | $V_{wall} = \frac{4}{6} V_u = 181.34 \text{ ton}$ | | | | | $V_{wall} = V_u = 372 \text{ ton}$ | | | | |
| Story | Plate(mm) | Ext.VBE | Int.VBE | HBE | CB | Plate(mm) | Ext.VBE | Int.VBE | HBE | CB | Plate(mm) | Ext.VBE | Int.VBE | HBE | CB |
| ۱ | ۲/۵۵ | W18×175 | W18×119 | W14×43 | W14×43 | ۲/۲۵ | W18×143 | W18×130 | W14×30 | W14×30 | ۴/۵ | W24×229 | W24×176 | W18×65 | W18×65 |
| ۲ | ۲/۵ | W18×175 | W18×119 | W14×43 | W14×43 | ۲/۲۵ | W18×143 | W18×130 | W14×30 | W14×30 | ۴/۵ | W24×229 | W24×176 | W18×65 | W18×65 |
| ۳ | ۲/۲ | W18×175 | W18×106 | W14×26 | W14×26 | ۱/۸۵ | W18×106 | W18×97 | W14×30 | W14×30 | ۳/۹ | W24×207 | W24×176 | W18×55 | W18×55 |
| ۴ | ۱/۶۵ | W18×175 | W18×106 | W14×26 | W14×26 | ۱/۵ | W18×106 | W18×97 | W14×26 | W14×26 | ۳/۶ | W24×207 | W24×176 | W18×55 | W18×55 |
| ۵ | ۱/۴۵ | W18×119 | W18×65 | W14×22 | W14×22 | ۱/۰۵ | W18×106 | W18×65 | W14×26 | W14×26 | ۲/۹ | W24×192 | W24×165 | W18×35 | W18×35 |
| ۶ | ۰/۶۵ | W18×119 | W18×65 | W14×22 | W14×22 | ۰/۵۹ | W18×106 | W18×65 | W14×26 | W14×26 | ۱/۵ | W24×192 | W24×162 | W18×35 | W18×35 |

۷- وزن مقاطع طراحی شده

برای ایجاد مقاومت در برابر بار های جانبی در اتصالات دو طرفه نیازمند افزایش ضخامت صفحات جان می باشیم که این منجر به افزایش وزن کل سازه می شود. وزن کل در عضو شکل پذیر شامل وزن المان های مرزی افقی، المان های مرزی قائم، تیرهای همبند و صفحات جان با اتصال دو طرفه می باشد. در قاب مرکزگرا وزن اجزاء شامل وزن المان های مرزی قائم، المان های مرزی افقی و کابل های پس کشیده شده و پس کشیده نشده می باشد. وزن اجزای نمونه ها ۶

دهانه قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه به ترتیب یک دوازدهم و یک ششم بوده است. در قاب مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی با توجه به اینکه کل برش پایه توسط عضو شکل پذیر مقاومت می شود، از قاب مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی فقط نقش پیچ تنظیم کل مجموعه در دستیابی به سختی-های پس از تسلیم را بر عهده داشته است. مقاطع طراحی شده برای قاب مرکزگرا مدل های ۶ و ۱۲ طبقه با پیش کشیدگی اولیه و بدون پیش کشیدگی اولیه در جدول ۶ تا ۹ آورده شده است.

جدول ۶. مقاطع طراحی شده برای مدل ۶ طبقه به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه‌ای با $\beta = 1.08$ برای قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با دهانه ۷/۵ متر

Table 6. Sections designed for 6-story model with $\beta = 1.08$ seismic performance-based plastic design for self-centering Frame Primary pre-tensioning force with a span of 5.7m

| $\beta = 1.08 & V_U = 256 \text{ ton}$ | | | | | | | | | |
|---|---------|---------|---------------------------|-----------------|------------------|---------------------------------------|----------------------|--------------|----------------|
| $V_{frame} = \frac{1}{6} V_U = 42.66 \text{ ton}$ | | | | | | | | | |
| Story | HBE | VBE | (C.S.A.L.T) (mm^2) | (L.L.T) (mm) | PT Length(mm) | Cross-sectional area PT (mm^2) | Force PT (ton) | $\alpha(\%)$ | Shear (ton) |
| Grid Beam | W18×97 | W12×72 | ۵۸۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۱۷۱۱/۵ | ۱۹۰۰ | ۷۸/۶ | ۱۲ | ۴۲/۶۶ |
| ۱ | W18×97 | W12×72 | ۵۸۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۱۷۱۱/۵ | ۱۹۰۰ | ۷۸/۶ | | |
| ۲ | W18×97 | W12×72 | ۵۸۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۱۷۱۱/۵ | ۱۹۰۰ | ۵۴/۱۳ | | |
| ۳ | W16×67 | W12×65 | ۵۷۰۰۰ | ۱۵۱۱ | ۱۱۷۰۷/۸ | ۱۳۰۰ | ۵۴/۷ | | |
| ۴ | W16×67 | W12×65 | ۵۷۰۰۰ | ۱۵۱۱ | ۱۱۷۰۷/۸ | ۱۳۰۰ | ۴۷/۱۱ | | |
| ۵ | W14×68 | W12×58 | ۵۶۰۰۰ | ۱۵۱۱ | ۱۱۷۰۶/۶ | ۱۰۰۰ | ۴۲/۹ | | |
| ۶ | W14×68 | W12×58 | ۵۶۰۰۰ | ۱۵۱۱ | ۱۱۷۰۶/۶ | ۱۰۰۰ | ۱۷/۶ | ۱۶ | ۴۲/۶۶ |
| Grid Beam | W21×111 | W12×96 | ۵۹۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۱۷۲۲/۸ | ۲۷۰۰ | ۶۹/۷ | | |
| ۱ | W21×111 | W12×96 | ۵۹۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۱۷۲۲/۸ | ۲۷۰۰ | ۶۹/۷ | | |
| ۲ | W21×111 | W12×96 | ۵۹۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۱۷۲۲/۸ | ۲۷۰۰ | ۴۷/۹ | | |
| ۳ | W18×86 | W12×72 | ۵۸۰۰۰ | ۱۵۱۳ | ۱۱۷۱۱/۱۵ | ۱۶۰۰ | ۵۱/۲ | | |
| ۴ | W18×86 | W12×72 | ۵۸۰۰۰ | ۱۵۱۳ | ۱۱۷۱۱/۱۵ | ۱۶۰۰ | ۴۴ | | |
| ۵ | W16×67 | W12×58 | ۵۷۰۰۰ | ۱۵۱۸ | ۱۱۷۰۹/۶ | ۱۴۰۰ | ۳۸/۲ | | |
| ۶ | W16×67 | W12×58 | ۵۷۰۰۰ | ۱۵۱۸ | ۱۱۷۰۹/۶ | ۱۴۰۰ | ۱۵/۷ | ۲۰ | ۴۲/۶۶ |
| Grid Beam | W24×131 | W12×106 | ۶۰۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۱۷۲۷/۴ | ۳۴۰۰ | ۶۶/۲ | | |
| ۱ | W24×131 | W12×106 | ۶۰۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۱۷۲۷/۴ | ۳۴۰۰ | ۶۶/۲ | | |
| ۲ | W24×131 | W12×106 | ۶۰۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۱۷۲۷/۴ | ۳۴۰۰ | ۴۵/۵ | | |
| ۳ | W21×132 | W12×96 | ۵۹۰۰۰ | ۱۵۱۵ | ۱۱۷۲۲/۸ | ۲۹۰۰ | ۴۶/۶ | | |
| ۴ | W21×132 | W12×96 | ۵۹۰۰۰ | ۱۵۱۵ | ۱۱۷۲۲/۸ | ۲۹۰۰ | ۴۰/۱ | | |
| ۵ | W18×86 | W12×65 | ۵۸۰۰۰ | ۱۵۲۱ | ۱۱۷۰۷/۸ | ۱۸۰۰ | ۳۷/۸ | | |
| ۶ | W18×86 | W12×65 | ۵۸۰۰۰ | ۱۵۲۱ | ۱۱۷۰۷/۸ | ۱۸۰۰ | ۱۵/۵ | | |

جدول ۷. مقاطع طراحی شده برای مدل ۶ طبقه به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای با $\beta = 0.91$ برای قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با دهانه ۱۰ متر

Table 7. Sections designed for 6-story model with $\beta = 0.91$ seismic performance-based plastic design for self-centering Frame Primary pre-tensioning force with a span of 10 m

| $\beta = 0.91 \& V_U = 273 \text{ ton}$ | | | | | | | | | |
|--|---------|---------|-----------------|------------|---------------|--|----------------|--------------|-------------|
| $V_{frame} = \frac{2}{6} V_U = 91 \text{ ton}$ | | | | | | | | | |
| Story | HBE | VBE | C.S.A. L.T (mm) | L.L.T (mm) | PT Length(mm) | Cross-sectional area PT(mm^2) | Force PT (ton) | α (%) | Shear (ton) |
| Grid Beam | W30×132 | W14×145 | ۶۳۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۷۵/۴ | ۳۰۰۰ | ۹۹/۱ | ۱۲ | ۹۱ |
| ۱ | W30×132 | W14×145 | ۶۳۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۷۵/۴ | ۳۰۰۰ | ۹۹/۱ | | |
| ۲ | W30×132 | W14×145 | ۶۳۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۷۵/۴ | ۳۰۰۰ | ۶۸/۲ | | |
| ۳ | W18×119 | W12×106 | ۶۲۰۰۰ | ۱۵۱۱ | ۲۰۳۲۷/۴ | ۱۵۰۰ | ۹۹/۷ | | |
| ۴ | W18×119 | W12×106 | ۶۲۰۰۰ | ۱۵۱۱ | ۲۰۳۲۷/۴ | ۱۵۰۰ | ۸۵/۸ | | |
| ۵ | W16×67 | W12×87 | ۶۱۰۰۰ | ۱۵۱۱ | ۲۰۳۱۸/۲ | ۱۲۰۰ | ۷۶/۶ | | |
| ۶ | W16×67 | W12×87 | ۶۱۰۰۰ | ۱۵۱۱ | ۲۰۳۱۸/۲ | ۱۲۰۰ | ۳۱/۵ | ۱۶ | ۹۱ |
| Grid Beam | W30×211 | W14×159 | ۶۴۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۸۰/۴ | ۳۳۰۰ | ۹۹/۶ | | |
| ۱ | W30×211 | W14×159 | ۶۴۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۸۰/۴ | ۳۳۰۰ | ۹۹/۶ | | |
| ۲ | W30×211 | W14×159 | ۶۴۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۸۰/۴ | ۳۳۰۰ | ۶۸/۵ | | |
| ۳ | W24×146 | W12×120 | ۶۳۰۰۰ | ۱۵۱۳ | ۲۰۳۳۳/۲ | ۳۰۰۰ | ۷۷/۷ | | |
| ۴ | W24×146 | W12×120 | ۶۳۰۰۰ | ۱۵۱۳ | ۲۰۳۳۳/۲ | ۳۰۰۰ | ۶۶/۹ | | |
| ۵ | W18×130 | W12×106 | ۶۲۰۰۰ | ۱۵۱۸ | ۲۰۳۲۷/۴ | ۱۶۰۰ | ۶۷ | | |
| ۶ | W18×130 | W12×106 | ۶۲۰۰۰ | ۱۵۱۸ | ۲۰۳۲۷/۴ | ۱۶۰۰ | ۲۷/۵ | ۲۰ | ۹۱ |
| Grid Beam | W33×291 | W14×176 | ۶۵۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۸۶/۵ | ۳۹۰۰ | ۹۸/۵ | | |
| ۱ | W33×291 | W14×176 | ۶۵۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۸۶/۵ | ۳۹۰۰ | ۹۸/۵ | | |
| ۲ | W33×291 | W14×176 | ۶۵۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۸۶/۵ | ۳۹۰۰ | ۶۷/۷ | | |
| ۳ | W27×194 | W12×136 | ۶۴۰۰۰ | ۱۵۱۵ | ۲۰۳۴۰/۶ | ۳۳۰۰ | ۷۶/۷ | | |
| ۴ | W27×194 | W12×136 | ۶۴۰۰۰ | ۱۵۱۵ | ۲۰۳۴۰/۶ | ۳۳۰۰ | ۶۶ | | |
| ۵ | W21×147 | W12×120 | ۶۳۰۰۰ | ۱۵۲۱ | ۲۰۳۳۳/۲ | ۲۶۰۰ | ۶۵/۴ | | |
| ۶ | W21×147 | W12×120 | ۶۳۰۰۰ | ۱۵۲۱ | ۲۰۳۳۳/۲ | ۲۶۰۰ | ۲۶/۹ | | |

جدول ۸. مقاطع طراحی شده برای مدل ۶ طبقه به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای با $\beta = 0$ برای قاب مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی با دهانه ۶ متر

Table 8. Sections designed for 6-story model with $\beta = 0$ seismic performance-based plastic design for self-centering Frame without pre-tensioning force with a span of 6 m

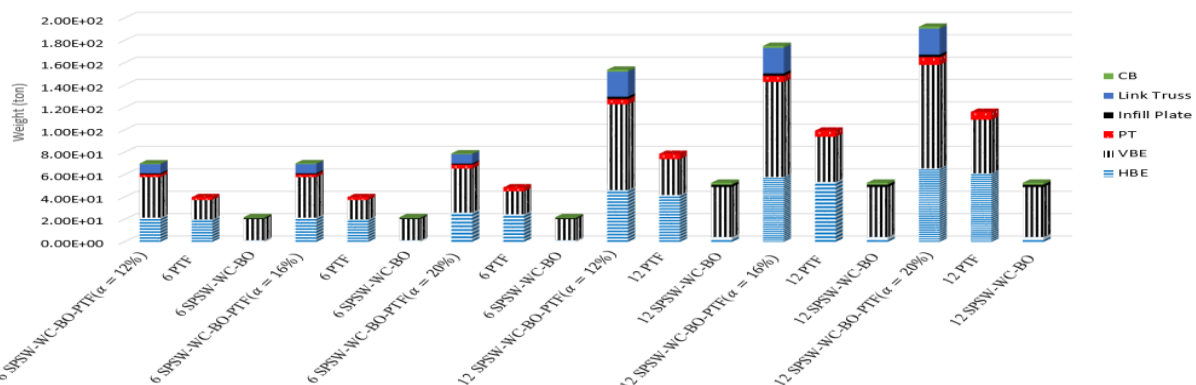
| Story | HBE | VBE | C.S.A.L.T (mm) | L.L.T (mm) | PT Length(mm) | Cross-sectional area PT(mm^2) | $\alpha(\%)$ |
|-----------|---------|---------|-------------------|---------------|------------------|--------------------------------------|--------------|
| Grid Beam | W18×106 | W12×106 | ۷۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۲۳۲۷/۴ | ۲۳۰۰ | ۱۲ |
| ۱ | W18×106 | W12×106 | ۷۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۲۳۲۷/۴ | ۲۳۰۰ | |
| ۲ | W18×106 | W12×106 | ۷۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۲۳۲۷/۴ | ۲۳۰۰ | |
| ۳ | W16×67 | W12×96 | ۶۹۰۰ | ۱۵۱۱ | ۱۲۳۲۲/۸ | ۱۵۰۰ | |
| ۴ | W16×67 | W12×96 | ۶۹۰۰ | ۱۵۱۱ | ۱۲۳۲۲/۸ | ۱۵۰۰ | |
| ۵ | W14×53 | W12×79 | ۶۸۰۰ | ۱۵۱۱ | ۱۲۳۱۴/۴ | ۱۳۰۰ | |
| ۶ | W14×53 | W12×79 | ۶۸۰۰ | ۱۵۱۱ | ۱۲۳۱۴/۴ | ۱۳۰۰ | ۱۶ |
| Grid Beam | W21×122 | W12×136 | ۷۲۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۲۳۴۰/۶ | ۳۰۰۰ | |
| ۱ | W21×122 | W12×136 | ۷۲۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۲۳۴۰/۶ | ۳۰۰۰ | |
| ۲ | W21×122 | W12×136 | ۷۲۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۲۳۴۰/۶ | ۳۰۰۰ | |
| ۳ | W18×130 | W12×120 | ۷۱۰۰ | ۱۵۱۳ | ۱۲۳۳۳/۲ | ۲۴۰۰ | |
| ۴ | W18×130 | W12×120 | ۷۱۰۰ | ۱۵۱۳ | ۱۲۳۳۳/۲ | ۲۴۰۰ | |
| ۵ | W16×67 | W12×96 | ۷۰۰۰ | ۱۵۱۸ | ۱۲۳۲۲/۸ | ۱۶۰۰ | ۲۰ |
| ۶ | W16×67 | W12×96 | ۷۰۰۰ | ۱۵۱۸ | ۱۲۳۲۲/۸ | ۱۶۰۰ | |
| Grid Beam | W24×146 | W12×190 | ۷۴۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۲۳۶۵/۲ | ۳۸۰۰ | |
| ۱ | W24×146 | W12×190 | ۷۴۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۲۳۶۵/۲ | ۳۸۰۰ | |
| ۲ | W24×146 | W12×190 | ۷۴۰۰ | ۱۵۰۰ | ۱۲۳۶۵/۲ | ۳۸۰۰ | |
| ۳ | W21×166 | W12×136 | ۷۳۰۰ | ۱۵۱۵ | ۱۲۳۴۰/۶ | ۳۳۵۰ | |
| ۴ | W21×166 | W12×136 | ۷۳۰۰ | ۱۵۱۵ | ۱۲۳۴۰/۶ | ۳۳۵۰ | |
| ۵ | W18×97 | W12×79 | ۷۲۰۰ | ۱۵۲۱ | ۱۲۳۱۴/۴ | ۲۳۰۰ | ۲۳ |
| ۶ | W18×97 | W12×79 | ۷۲۰۰ | ۱۵۲۱ | ۱۲۳۱۴/۴ | ۲۳۰۰ | |

جدول ۹. مقاطع طراحی شده برای مدل ۱۲ طبقه به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه‌ای با $\beta = 1.08$ برای قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با دهانه ۱۰ متر

Table 9. Sections designed for 12-story model with $\beta = 1.08$ seismic performance on based plastic design for self-centering Frame Primary pre-tensioning force with a span of 10 m

| $\beta = 1.08 \& V_U = 309 \text{ ton}$ | | | | | | | | | |
|--|---------|---------|----------------------------------|-----------------|------------------|---|----------------------|--------------|----------------|
| $V_{frame} = \frac{1}{6} V_U = 51.5 \text{ ton}$ | | | | | | | | | |
| Story | HBE | VBE | (C.S.A.L.T) (mm^2) | (L.L.T) (mm) | PT Length(mm) | Cross- sectional area PT (mm^2) | Force PT (ton) | $\alpha(\%)$ | Shear (ton) |
| Grid Beam | W18×86 | W14×99 | ۷۶۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۵۹/۶ | ۱۴۰۰ | ۸۵/۷ | ۱۲ | ۵۱/۵ |
| ۱ | W18×86 | W14×99 | ۷۶۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۵۹/۶ | ۱۴۰۰ | ۸۵/۷ | | |
| ۲ | W18×86 | W14×99 | ۷۶۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۵۹/۶ | ۱۴۰۰ | ۶۰/۸ | | |
| ۳ | W18×71 | W14×99 | ۷۶۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۵۹/۶ | ۱۳۰۰ | ۶۰/۳ | | |
| ۴ | W18×71 | W14×82 | ۷۵۰۰۰ | ۱۴۹۸ | ۲۰۳۶۳/۴ | ۱۳۰۰ | ۵۷/۷ | | |
| ۵ | W16×77 | W14×82 | ۷۵۰۰۰ | ۱۴۹۸ | ۲۰۳۶۳/۴ | ۱۲۰۰ | ۵۳/۹ | | |
| ۶ | W16×77 | W12×65 | ۷۴۰۰۰ | ۱۵۲۵ | ۲۰۳۰۷/۸ | ۱۲۰۰ | ۴۹/۸ | | |
| ۷ | W14×48 | W12×65 | ۷۴۰۰۰ | ۱۵۲۵ | ۲۰۳۰۷/۸ | ۱۱۰۰ | ۴۹/۳ | | |
| ۸ | W14×48 | W12×65 | ۷۴۰۰۰ | ۱۵۲۵ | ۲۰۳۰۷/۸ | ۱۱۰۰ | ۴۳/۲ | | |
| ۹ | W14×43 | W12×65 | ۷۴۰۰۰ | ۱۵۲۵ | ۲۰۳۰۷/۸ | ۱۰۰۰ | ۳۶/۶ | | |
| ۱۰ | W14×43 | W12×53 | ۷۳۰۰۰ | ۱۵۲۵ | ۲۰۳۰۶/۳ | ۱۰۰۰ | ۲۸/۹ | | |
| ۱۱ | W14×43 | W12×53 | ۷۳۰۰۰ | ۱۵۲۵ | ۲۰۳۰۶/۳ | ۹۰۰ | ۲۳/۸ | | |
| ۱۲ | W14×43 | W12×53 | ۷۳۰۰۰ | ۱۵۲۵ | ۲۰۳۰۶/۳ | ۹۰۰ | ۸/۲ | | |
| Grid Beam | W18×97 | W14×145 | ۷۸۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۷۵/۴ | ۱۶۰۰ | ۸۹/۵ | ۱۶ | ۵۱/۵ |
| ۱ | W18×97 | W14×145 | ۷۸۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۷۵/۴ | ۱۶۰۰ | ۸۹/۵ | | |
| ۲ | W18×97 | W14×145 | ۷۸۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۷۵/۴ | ۱۶۰۰ | ۶۳/۶ | | |
| ۳ | W18×76 | W14×145 | ۷۸۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۷۵/۴ | ۱۵۵۰ | ۶۳ | | |
| ۴ | W18×76 | W14×109 | ۷۷۰۰۰ | ۱۵۰۶ | ۲۰۳۶۳/۷ | ۱۵۵۰ | ۶۰/۳ | | |
| ۵ | W18×65 | W14×109 | ۷۷۰۰۰ | ۱۵۰۶ | ۲۰۳۶۳/۷ | ۱۵۰۰ | ۵۶/۳ | | |
| ۶ | W18×65 | W12×72 | ۷۶۰۰۰ | ۱۵۳۲ | ۲۰۳۱۱/۱۵ | ۱۵۰۰ | ۵۲/۱ | | |
| ۷ | W16×89 | W12×72 | ۷۶۰۰۰ | ۱۵۳۲ | ۲۰۳۱۱/۱۵ | ۱۴۵۰ | ۵۱/۵ | | |
| ۸ | W16×89 | W12×65 | ۷۵۰۰۰ | ۱۵۳۴ | ۲۰۳۰۷/۸ | ۱۴۵۰ | ۴۵/۱ | | |
| ۹ | W16×57 | W12×65 | ۷۵۰۰۰ | ۱۵۳۴ | ۲۰۳۰۷/۸ | ۱۴۰۰ | ۳۸/۵ | | |
| ۱۰ | W16×57 | W12×58 | ۷۴۰۰۰ | ۱۵۳۵ | ۲۰۳۰۹/۶ | ۱۴۰۰ | ۳۰/۲ | | |
| ۱۱ | W14×43 | W12×58 | ۷۴۰۰۰ | ۱۵۳۵ | ۲۰۳۰۹/۶ | ۱۳۵۰ | ۲۴/۹ | | |
| ۱۲ | W14×43 | W12×58 | ۷۴۰۰۰ | ۱۵۳۵ | ۲۰۳۰۹/۶ | ۱۳۵۰ | ۸/۶ | | |
| Grid Beam | W24×117 | W14×159 | ۷۹۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۸۰/۴ | ۲۴۰۰ | ۷۲/۳ | | |
| ۱ | W24×117 | W14×159 | ۷۹۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۸۰/۴ | ۲۴۰۰ | ۷۲/۳ | | |

| | | | | | | | | | |
|----|---------|---------|-------|------|---------|------|------|----|------|
| ۲ | W24×117 | W14×159 | ۷۹۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۸۰/۴ | ۲۴۰۰ | ۵۱/۳ | ۲۰ | ۵۱/۵ |
| ۳ | W21×122 | W14×159 | ۷۹۰۰۰ | ۱۵۰۰ | ۲۰۳۸۰/۴ | ۲۲۰۰ | ۵۵/۸ | | |
| ۴ | W21×122 | W14×120 | ۷۸۰۰۰ | ۱۵۰۶ | ۲۰۳۶۷/۷ | ۲۲۰۰ | ۵۳/۴ | | |
| ۵ | W18×130 | W14×120 | ۷۸۰۰۰ | ۱۵۰۶ | ۲۰۳۶۷/۷ | ۱۷۰۰ | ۵۶/۷ | | |
| ۶ | W18×130 | W14×120 | ۷۸۰۰۰ | ۱۵۰۶ | ۲۰۳۶۷/۷ | ۱۷۰۰ | ۵۲/۴ | | |
| ۷ | W16×89 | W12×96 | ۷۷۰۰۰ | ۱۵۲۹ | ۲۰۳۲۲/۸ | ۱۴۰۰ | ۵۴/۳ | | |
| ۸ | W16×89 | W12×96 | ۷۷۰۰۰ | ۱۵۲۹ | ۲۰۳۲۲/۸ | ۱۴۰۰ | ۴۷/۶ | | |
| ۹ | W16×67 | W12×96 | ۷۷۰۰۰ | ۱۵۲۹ | ۲۰۳۲۲/۸ | ۱۳۰۰ | ۴۰/۹ | | |
| ۱۰ | W16×67 | W12×65 | ۷۶۰۰۰ | ۱۵۳۷ | ۲۰۳۰۷/۸ | ۱۳۰۰ | ۳۲/۱ | | |
| ۱۱ | W14×61 | W12×65 | ۷۶۰۰۰ | ۱۵۳۷ | ۲۰۳۰۷/۸ | ۱۱۰۰ | ۲۶/۳ | | |
| ۱۲ | W14×61 | W12×65 | ۷۶۰۰۰ | ۱۵۳۷ | ۲۰۳۰۷/۸ | ۱۱۰۰ | ۹/۱ | | |



شکل ۱۲. اجزای وزن نمونه های مدل ۶ و ۱۲ طبقه با $\beta = 1.08$

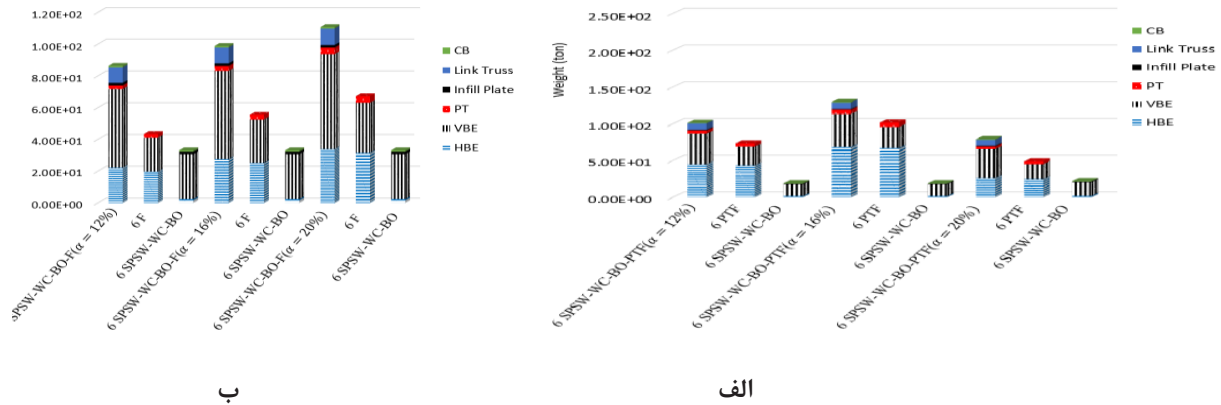
Fig. 12. Weight components of 6 and 12 story models with $\beta = 1.08$

۱۷ درصد و ۳۹ درصد افزایش یافته است و برای شیب پس از بازشدگی ۱۲ درصد به ترتیب ۴۰ درصد، ۳۸ درصد و ۹۰ درصد افزایش یافته است. برای مدل ۱۲ طبقه نیز وزن های، المان های مرزی افقی، المان های مرزی قائم و کابل های پس کشیده با شیب پس از بازشدگی ۲۰ درصد نسبت شیب پس از بازشدگی ۱۶ درصد به ترتیب ۱۴ درصد، ۱۸ درصد و ۲۷ درصد افزایش یافته و برای شیب پس از بازشدگی ۱۲ درصد به ترتیب ۴۶ درصد، ۴۹ درصد و ۴۸ درصد افزایش یافته است. وزن المان های رابط مدل ۶ طبقه با شیب پس از بازشدگی ۲۰ درصد نسبت به شیب های ۱۶ و ۱۲ درصد به ترتیب ۱ درصد و ۳ درصد و برای مدل ۱۲ طبقه به ترتیب ۲ درصد و ۴ درصد افزایش یافته است. مشاهده می شود وزن ستون های در شکل ۱۳ (ب) با $\beta = 0$ نسبت به تیرها بیشتر شده است و به این علت می باشد که اثر نیروی پیش کشیدگی در قاب مرکزگرا صفر است، به اصطلاح سهم برش پایه توسط این عضو مقاومت نمی شود و رفتار این عضو به صورت قاب خمشی معمولی یا قاب مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی بوده

و ۱۲ طبقه به ترتیب در شکل های ۱۲ و ۱۳ ارائه شده است. مشاهده می شود که وزن نمونه ها برای عضو شکل پذیر (۶SPSW-WC-BO)^۱، مرکزگرا (۶PTF)^۲ و کل سیستم (۶SPSW-WC-BO-PTF)^۳ با افزایش (a) ، افزایش یافته است. به عنوان مثال با توجه به شکل ۱۲ وزن مدل های ۶ و ۱۲ طبقه طراحی شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد برای سختی های پس از تسلیم با شیب پس از بازشدگی ۲۰ درصد نسبت به شیب های پس از بازشدگی ۱۶ و ۱۲ درصد بیشتر می باشد. برای مدل ۶ طبقه وزن های، المان های مرزی افقی، المان های مرزی قائم و کابل های پس کشیده برای شیب پس از بازشدگی (a) با شیب ۲۰ درصد در مقایسه با شیب پس از بازشدگی ۱۶ درصد به ترتیب ۲۲ درصد،

- 1 6 Story SPSW with coupling connected to Beam only
- 2 6 Story PT Frame
- 3 6 Story SPSW with coupling connected to Beam only PT Frame

۴ نسبت سختی ثانویه به سختی اولیه



شکل ۱۳. اجزای وزن نمونه های ۶ طبقه (الف) وزن نمونه ها با $\beta = 0.91$ (ب) وزن نمونه ها با $\beta = 0$

Fig. 13. Weight components of 6 story specimens (a) weight of samples with $\beta = 0.91$ (b) weight of samples with $\beta = 0$

ضمن هیچ تسلیم شدگی در اجزای قاب مرکزگرا مشاهده نمی شود. نمودارهای برش پایه برحسب جابه جایی نسبی مربوط به مدل های ۶ و ۱۲ طبقه برای $\beta = 0.91$ و $\beta = 0$ در شکل ۱۵ تا ۱۸ نشان داده شده است.

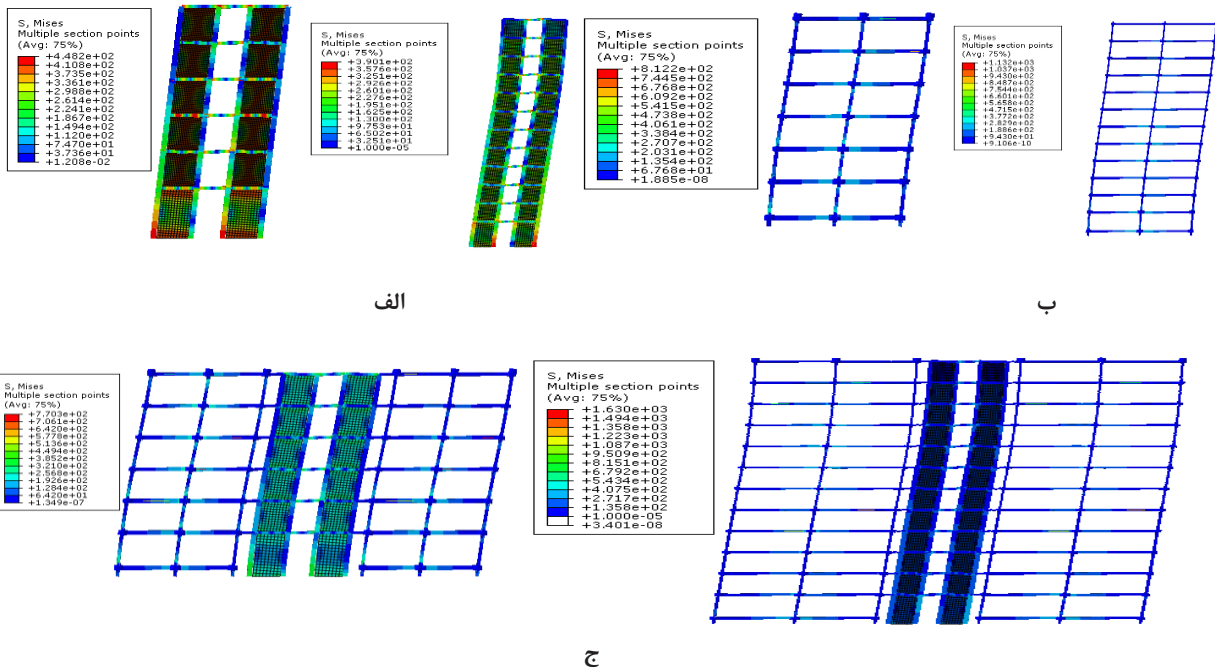
برای تمامی مدل ها نمودارهای شکل ۱۵ تا ۱۸ همان طور که مشاهده می شود پاسخ نمونه های عضو شکل پذیر و مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و بدون نیروی پیش کشیدگی و کل مجموعه، نسبت به سهم برش در نظر گرفته شده از برش پایه ارزیابی شده که این نمونه ها به صورت خطی سهم برش در نظر گرفته شده را تحمل کرده اند. تمامی مدل های عضو شکل پذیر فقط تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته اند. در سهم برش مورد نظر برای تمامی عضوهای شکل پذیر در صفحات جان میدان کششی قطری تشکیل شده و در ادامه، صفحات جان شروع تسلیم شدن کرده اند. در ادامه با بیشتر شدن مفاصل پلاستیک در صفحات جان، سختی سیستم کاهش یافته و تا جابه جایی نسبی ۲ درصد، به ترتیب تیر همبند و تیر طبقات در آستانه جاری شدن قرار گرفته و مفاصل پلاستیک در آن ها ایجاد شده است. در میان مدل ها، عضو شکل پذیر با $\beta = 0$ به علت اینکه این عضو برای کل برش پایه، طراحی شده است، سختی بیشتری از خود نشان داده است. همچنین در برش پایه طراحی برای نمونه های $\beta = 0.91$ و $\beta = 1.08$ تحلیل بارگذاری در دو مرحله صورت گرفته است که مرحله اول مربوط به پس کشیده کردن کابل ها و مرحله دوم مربوط به اعمال تحلیلی استاتیکی غیرخطی می باشد و به علت حضور قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه در مشارکت برش پایه

است و برای جلوگیری از تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون ها، مقاطع ستون ها نسبت به تیرها قویتر طراحی شده اند.

۸- نتایج تحلیل ها

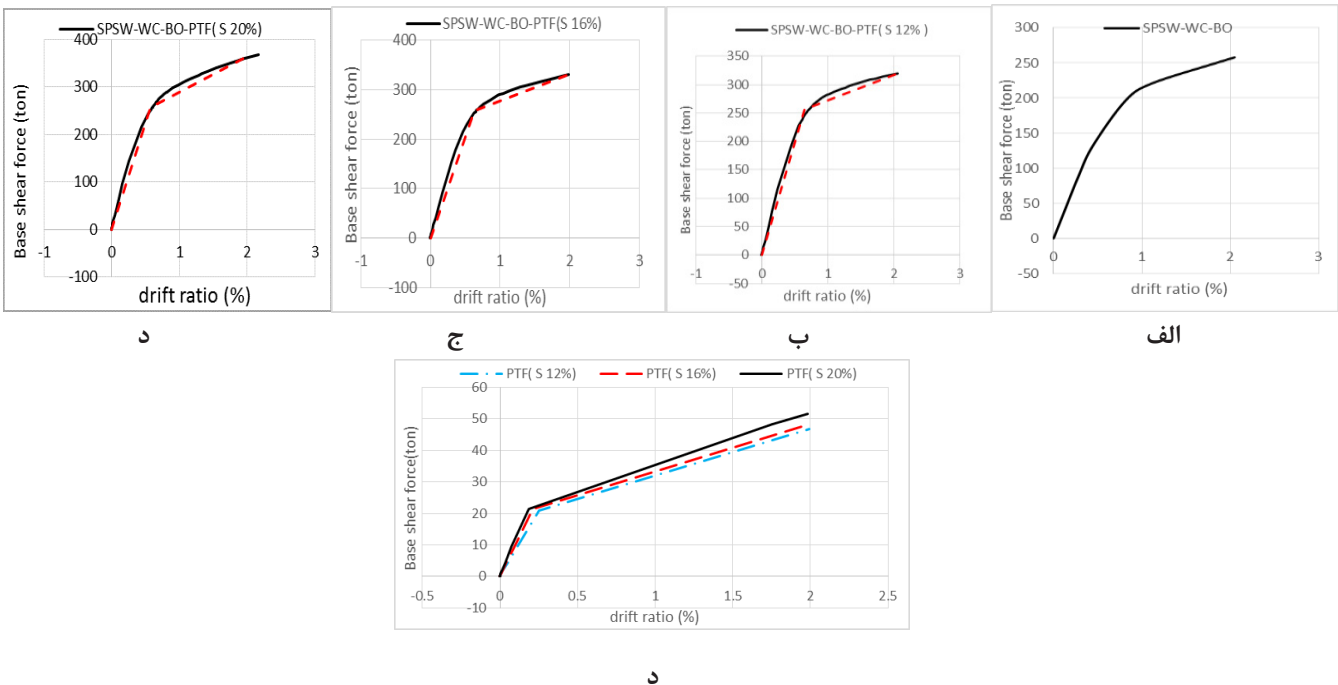
۸-۱- تحلیل بار افزون انجام شده بر روی مدل های ۶ و ۱۲ طبقه طراحی شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزهای

در تحلیل استاتیکی خطی سختی اعضا از ابتدای بارگذاری تا انتها ثابت است به همین دلیل در این تحلیل ارزیابی میزان زیان در اعضا امکان پذیر نیست برای اینکه نتایج تحلیل به واقعیت نزدیک باشد و امکان ارزیابی مناسب زیان در سازه مقدور باشد، تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام می شود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی نمی توان بار زلزله را یکجا به سازه اعمال کرد زیرا سختی اعضا در مرحله نهایی معلوم نیست. لذا باید بار زلزله را مرحله به مرحله به سازه اعمال کرد و رفتار سازه در هر مرحله به روش استاتیکی خطی بررسی می شود. به مجموعه گام های مختلف بارگذاری تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون گفته می شود [۲۶]. برای ارزیابی رفتار کلی مدل های ۶ و ۱۲ طبقه، رفتار اجزای تشکیل دهنده سیستم یعنی قاب مرکزگرا و عضو شکل پذیر با توجه به سهم برش در نظر گرفته شده برای آن ها، بررسی شده است. در شکل ۱۲، توزیع تنش فون مایسز در مدل های ۶ و ۱۲ طبقه نشان داده شده است. همان طور که در شکل ۱۴ مشاهده می شود، اجزای عضو شکل پذیر که شامل تیر همبند، تیر افقی دیوار برشی فولادی (VBE) و صفحات جان می باشند، تسلیم شده اند و در



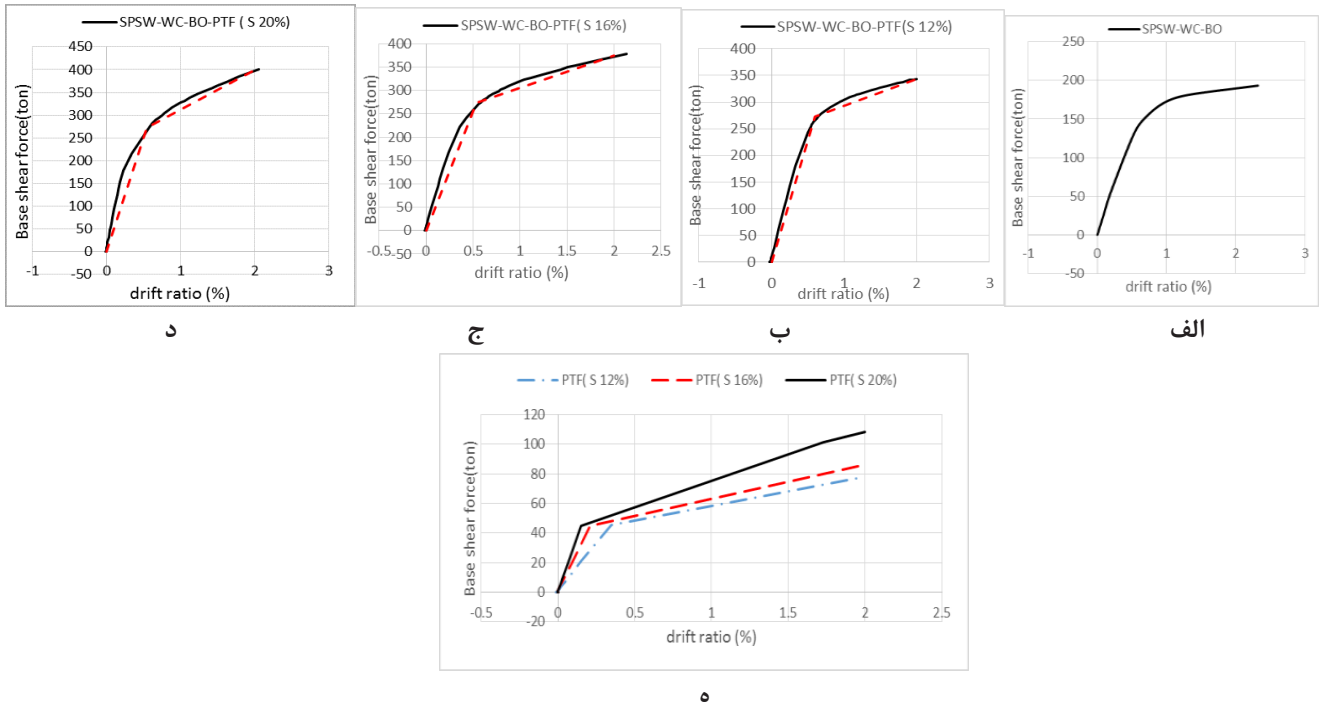
شکل ۱۴. نحوه ی تشکیل تانسور های تنش در مدل های ۶ و ۱۲ طبقه طراحی شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای (الف) عضوهای شکل پذیر (ب) قاب های مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه (ج) عضو های شکل پذیر بعلاوه قاب های مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه

Fig. 14. Von Mises stress contours representation in 6 and 12 story models designed by seismic performance-based plastic design (a) Ductile member (b) self-centering Frames with Primary pre-tensioning force (c) Ductile Members plus self-centering Frames with Primary pre-tensioning force



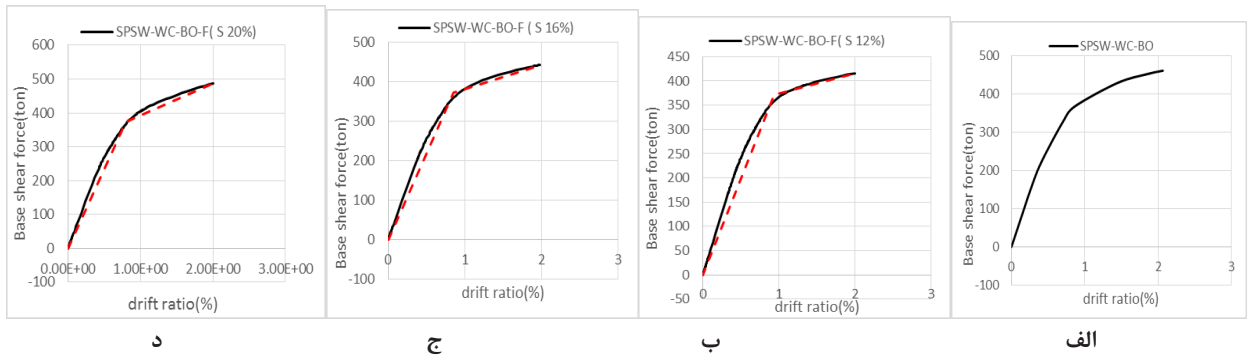
شکل ۱۵. نمونه های طراحی مدل ۶ طبقه با $\beta = 1.08$: (الف) عضو شکل پذیر (ب) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد (ج) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد (د) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد (ه) قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با آلفا های ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 15. 6 story model design examples with $\beta = 1.08$: (a) Ductile member (b) The whole system with Slope 12% (c) The whole system with Slope 16% (d) The whole system with Slope 20% (e) self-centering frame Primary pre-tensioning force with slope of 12, 16 and 20%



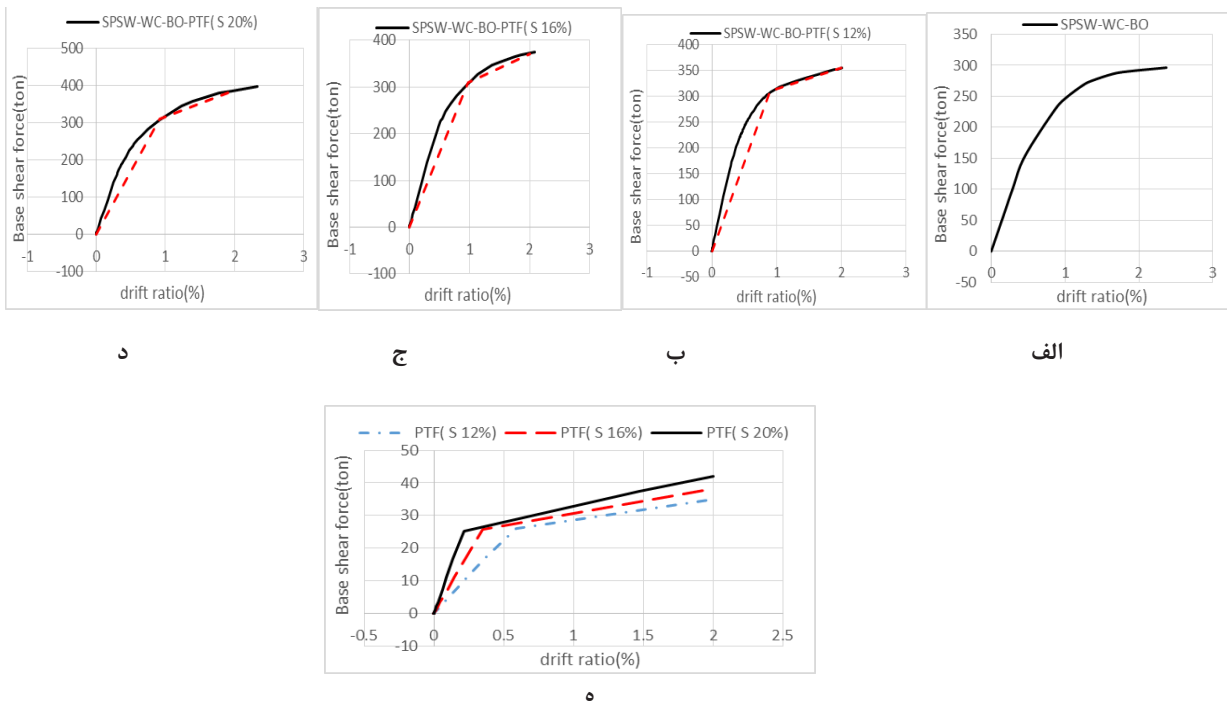
شکل ۱۶. نمونه های طراحی مدل ۶ طبقه با $\beta = 0.91$: الف) عضو شکل پذیر ب) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ج) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد د) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد ه) قاب مرکزگرا ر با نیروی پیش کشیدگی اولیه با آلفاهای ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 16. 6 story model design examples with $\beta = 0.91$: (a) Ductile member (b) The whole system with Slope 12% (c) The whole system with Slope 16% (d) The whole system with Slope 20% (e) self-centering frame Primary pre-tensioning force with slope of 12, 16 and 20%



شکل ۱۷. نمونه های طراحی مدل ۶ طبقه با $\beta = 0$: الف) عضو شکل پذیر ب) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ج) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد د) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد

Fig. 17. 6 story model design examples with $\beta = 0$: (a) Ductile member (b) The whole system with Slope 12% (c) The whole system with Slope 16% (d) The whole system with Slope 20% (e) self-centering frame Primary pre-tensioning force with slope of 12, 16 and 20%



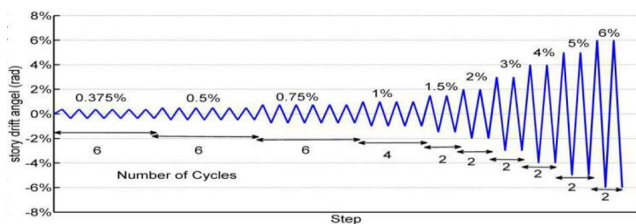
شکل ۱۸. نمونه‌های طراحی مدل ۱۲ طبقه با $\beta = 1.08$: (الف) عضو شکل پذیر (ب) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد (ج) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد (د) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد (ه) قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با آلفا های ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 18. 12 story model design examples with $\beta = 1.08$: (a) Ductile member (b) The whole system with Slope 12% (c) The whole system with Slope 16% (d) The whole system with Slope 20% (e) self-centering frame Primary pre-tensioning force with slope of 12, 16 and 20%

۸-۲- تحلیل چرخه ای مدل ۶ طبقه دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه به تیر در حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و بدون نیروی پیش کشیدگی به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای

تمام مدل ها تحت بارگذاری چرخه ای قرار گرفته‌اند. بارگذاری چرخه ای به صورت جابه‌جایی طبقه بام تا جابه‌جایی نسبی ۲ درصد بوده است. پروتکل بارگذاری استفاده شد در این مقاله، پروتکل AISC 341 می باشد که در شکل ۱۹ نشان داده شده‌است. تحلیل بارگذاری چرخه ای برای مدل‌های با $\beta = 1.08$ و $\beta = 0.91$ در دو مرحله

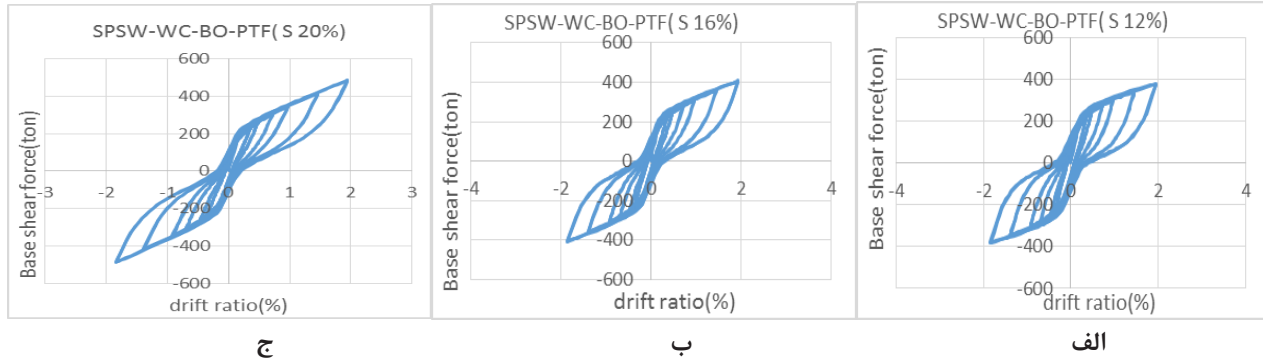
طراحی، کل سیستم رفتاری دوخطی از خود نشان داده است. این رفتار به این علت می باشد که اتصال تیر به ستون در قاب مرکزگرا قبل از ایجاد بازشدگی، بصورت گیردار بوده و با ادامه بارگذاری، پس از ایجاد بازشدگی در محل اتصال، سختی اتصال به صورت نیمه گیردار می شود. در قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با سختی پس از تسلیم ۲۰ درصد، به علت افزایش سختی الاستیک مربوط به قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و در نتیجه کل مجموعه، سیستم سختی و مقاومت نهایی بیشتری از خود نشان داده است. همچنین دربرش پایه طراحی برای نمونه های $\beta = 0$ تمامی مدل های عضو شکل پذیر فقط تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند؛ و کل مجموعه به علت حضور قاب مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی رفتاری دوخطی از خود نشان داده است و کل مجموعه با سختی پس از تسلیم با شیب ۲۰ درصد به علت افزایش سختی الاستیک قاب مرکزگرا پیش کشیده نشده تا جابه‌جایی نسبی ۲ سختی و مقاومت نهایی بیشتری از خود نشان داده است و شکل پذیری کل سیستم نیز افزایش پیدا کرده است.



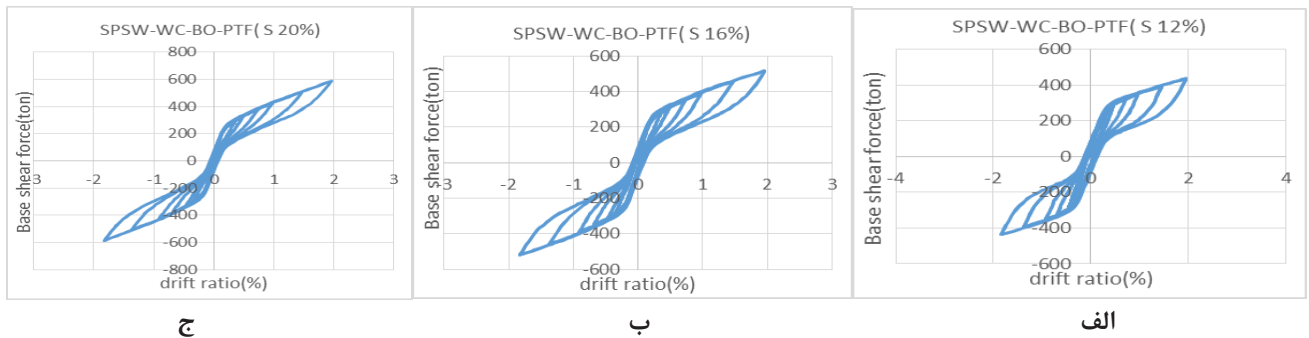
شکل ۱۹. پروتکل بارگذاری AISC 341
Fig. 19. loading protocol AISC 341

شکل های ۲۰ تا ۲۲ نشان داده شده اند. ملاحظه می شود در نمونه های تحلیل شده با $\beta = 0.91$ ، به علت افزایش صلبیت قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی، از عملکرد صفحات جان کاسته شده و به همین علت، مقاومت نهایی و سختی نمونه های تحلیل شده با $\beta = 0.91$ نسبت به نمونه های تحلیل شده با

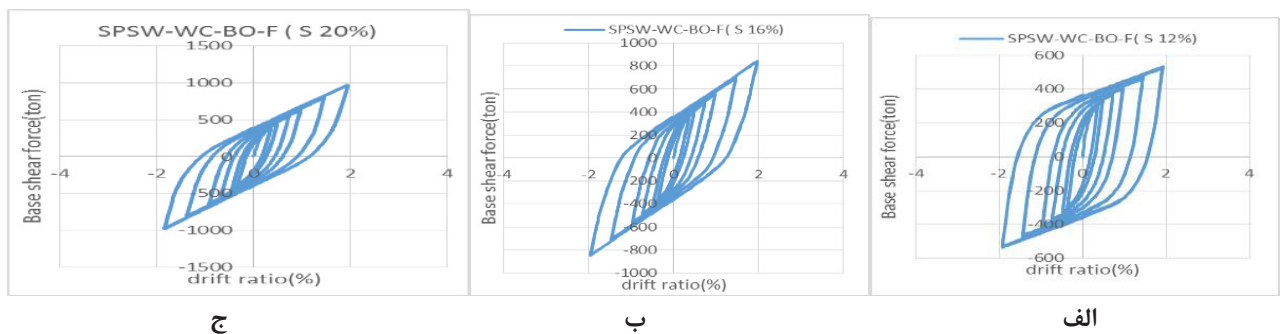
انجام می شود. مرحله اول مربوط به پس کشیده کردن کابل ها، مرحله دو مربوط به اعمال جابه جایی طبقه بام تا جابه جایی نسبی ۲ درصد می باشد. همچنین برای مدل های $\beta = 0$ به علت پس کشیده نشدن کابل ها، تحلیل به صورت اعمال جابه جایی طبقه بام تا جابه جایی نسبی ۲ درصد انجام گرفته است. نمودارهای بارگذاری چرخه ای در



شکل ۲۰. نمودارهای چرخه ای با $\beta = 1.08$: (الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد (ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد (ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد
 Fig. 20. Cyclic d Curves of the 6-story model with $\beta = 1.08$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20%



شکل ۲۱. نمودارهای چرخه ای با $\beta = 0.91$: (الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد (ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد (ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد
 Fig. 21. Cyclic Curves of the 6-story model with $\beta = 0.91$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20%



شکل ۲۲. نمودارهای چرخه ای با $\beta = 0$: (الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد (ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد (ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد
 Fig. 22. Cyclic Curves of the 6-story model with $\beta = 0$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20%

جدول ۱۰. مشخصات جابه‌جایی‌های استفاده‌شده در تحلیل تاریخچه زمانی

Table 10. Characteristics of displacements used in time history analysis

| Designation | Record Information | Duration(sec) | Magnitude M_w | R(km) | Scale | PGA (in/sec ²) |
|-------------|----------------------------|---------------|-----------------|-------|-------|----------------------------|
| LA04 | Imperial Vally.1979 | 39.38 | 6.5 | 4.1 | 1.01 | 188.4 |
| LA13 | Northridge1994. Newhall | 59.98 | 6.7 | 6.7 | 1.03 | 296.7 |
| LA50 | Morgan Hill.1994 | 59.98 | 6/2 | 15 | 2.35 | 211 |
| LA59 | Whittier. 198 | 39.98 | 6 | 17 | 3.62 | 296.7 |

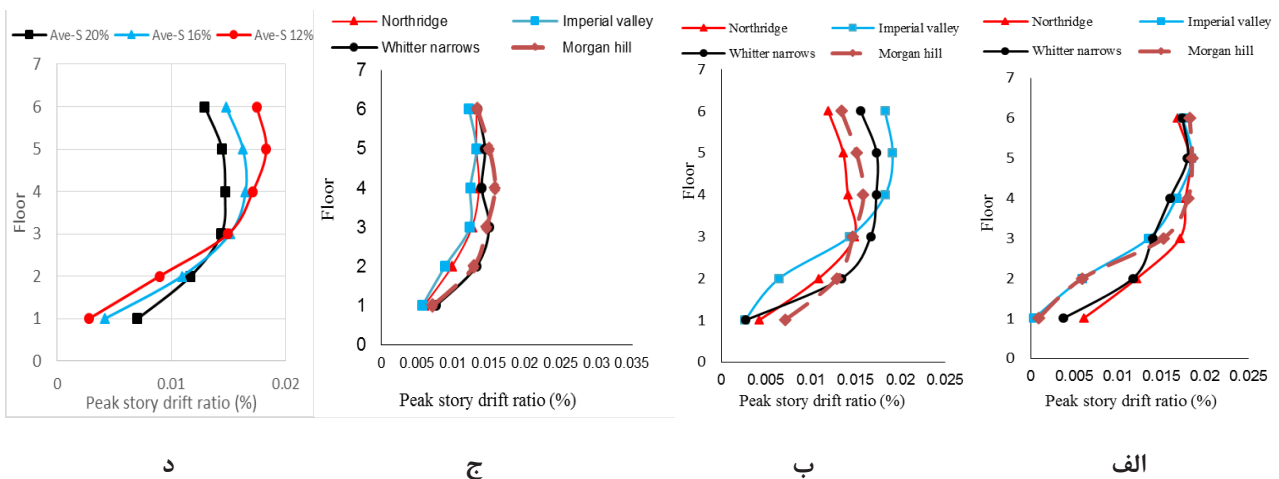
نارو و Morgan hill استفاده شده‌است که مشخصات این رکوردها در جدول ۱۰ آورده شده‌است. تحلیل تاریخچه زمانی برای نمونه‌های طراحی‌شده با $\beta = 0.91$ و $\beta = 1.08$ در سه مرحله انجام شد که این مراحل به ترتیب شامل: (۱) پس کشیده کردن کابل‌ها (۲) اعمال نیروی گرانشی (۳) اعمال رکوردهای جابه‌جایی زلزله می‌باشد. برای نمونه $\beta = 0$ به علت عدم پس کشیدگی کابل، با حذف این ترم، مراحل تحلیل تاریخچه زمانی به دو مرحله کاهش یافته‌است. تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نمونه‌ها، در نقطه عملکردشان در سطح خطر انتخابی، در شکل‌های ۲۳ تا ۲۶ نشان داده شده‌است.

مشاهده می‌شود که توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در همه نمونه‌ها، تقریباً یکنواخت می‌باشد. توزیع یکنواخت جابه‌جایی نسبی در طول ارتفاع ساختمان نشان دهنده این است که روش طراحی PBPD در توزیع یکسان جذب انرژی بین همه طبقات و جلوگیری از تمرکز آسیب در یک طبقه، موثر می‌باشد. همچنین مشخص است که دریافت در همه‌ی نمونه‌ها در محدوده مجاز جابه‌جایی

$\beta = 1.08$ افزایش یافته‌است. اما اتلاف انرژی سیستم به علت کاهش مقاومت تسلیم صفحات جان، کاهش یافته‌است که این پدیده برای کل سیستم با سختی پس از تسلیم ۲۰ درصد چشمگیرتر می‌باشد. همچنین در نمونه‌های تحلیل‌شده با $\beta = 0$ همان‌طور که مشاهده می‌شود به علت عواملی چون: (۱) افزایش سختی عضو شکل‌پذیر (۲) عدم پس کشیدگی کابل‌ها در قاب مرکزگرا (۳) عملکرد بهینه صفحات جان در فیوز شدن و گسترش مفاصل پلاستیک در تیر همبند و تیر طبقات، اتلاف انرژی در این نمونه‌ها افزایش یافته‌است.

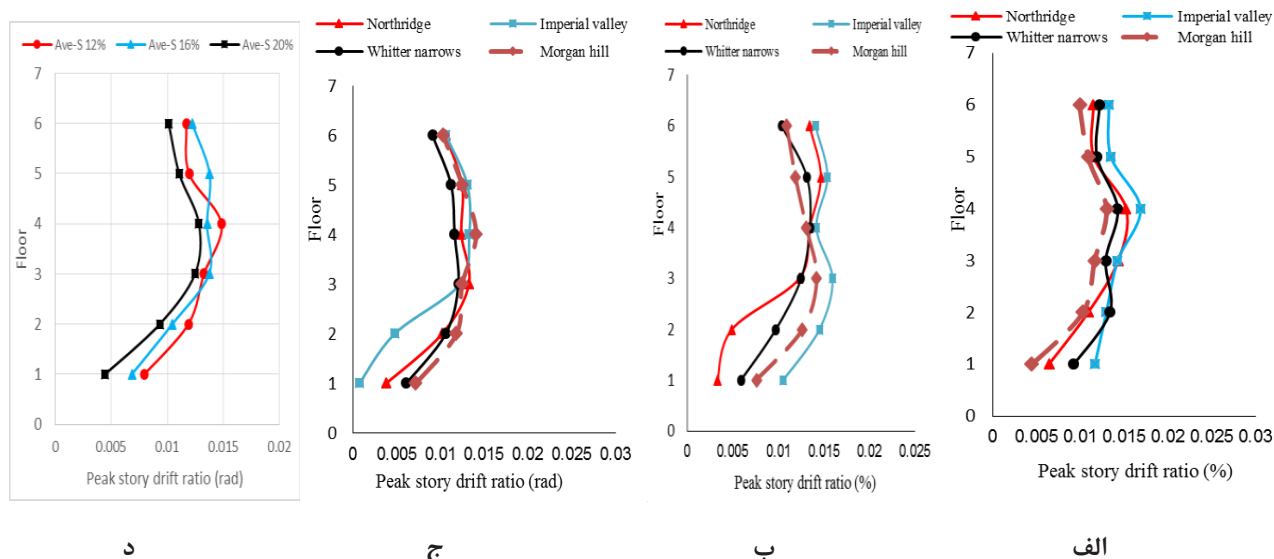
۸-۳- تحلیل تاریخچه زمانی مدل‌های ۶ و ۱۲ طبقه طراحی‌شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه‌ای

برای ارزیابی عملکرد دیوار برشی فولادی همبسته در حالت مرکزگرا پاسخ تغییر مکان جانبی نسبی نمونه‌ها، از چهار رکورد زلزله (برحسب جابه‌جایی) Northridge، Imperial Valley، Whittier



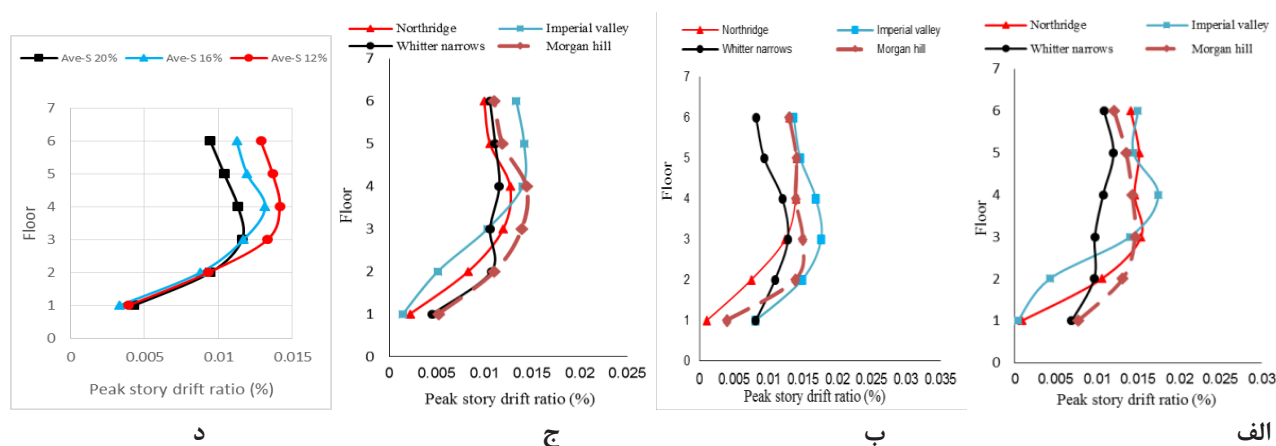
شکل ۲۳. نمودارهای توزیع تغییر مکان جانبی نسبی مدل ۶ طبقه با $\beta = 1.08$: (الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد (ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد (ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد (د) میانگین کل سیستم برای آلفاهای ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 23. Relative displacement distribution curves of the 6-story model with $\beta = 1.08$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20% (d) Total system average for slope 12, 16 and 20%



شکل ۲۴: نمودارهای توزیع تغییر مکان جانبی نسبی مدل ۶ طبقه با $\beta = 0.91$: (الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد (ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد (ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد (د) میانگین کل سیستم برای آلفاهای ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 24. Relative displacement distribution curves of the 6-story model with $\beta = 0.91$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20% (d) Total system average for slope 12, 16 and 20%



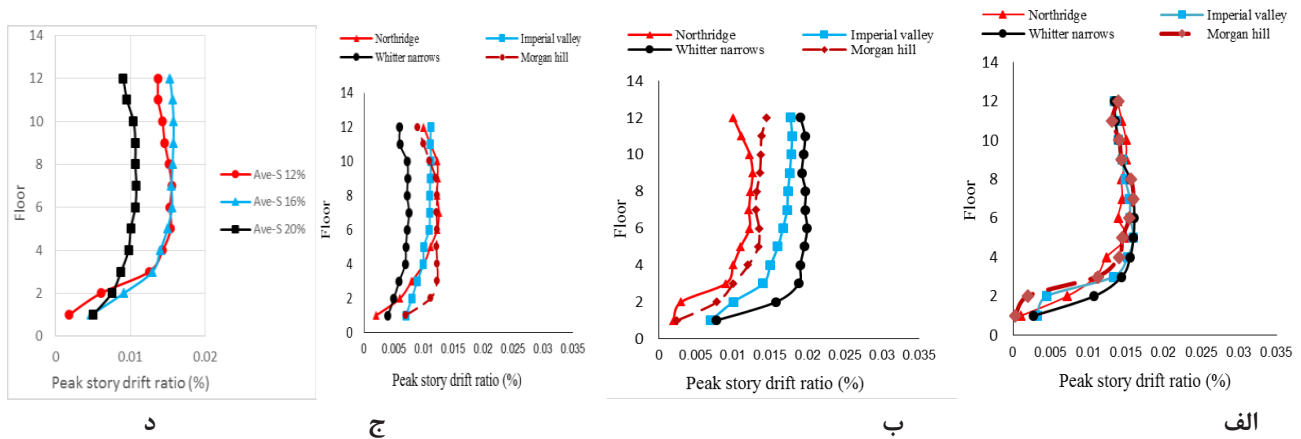
شکل ۲۵: نمودارهای توزیع تغییر مکان جانبی نسبی مدل ۶ طبقه با $\beta = 0$: (الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد (ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد (ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد (د) میانگین کل سیستم برای آلفاهای ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 25. Relative displacement distribution curves of the 6-story model with $\beta = 0$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20% (d) Total system average for slope 12, 16 and 20%

جان بر روی قاب های مرزی منجر به کاهش مقادیر خسارت بر روی المان های مرزی می شود. همچنین در نمونه های طراحی شده با $\beta = 0$ به علت عدم نیروی پیش کشیدگی در قاب مرکزگرا و افزایش عملکرد صفحات جان و در نتیجه به علت جاری شدن بیشتر فیوزهای سازه، تغییر مکان جانبی نسبی طبقات افزایش یافته است.

نمودارهای میانگین توزیع تغییر مکان جانبی نسبی پسماند برای

نسبی ۲ درصد آیین نامه قرار دارد. برای نمونه های طراحی شده با $\beta = 0.91$ و $\beta = 1.08$ با افزایش ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی مورد تقاضا، مقادیر تسلیم در صفحات جان، مفاصل پلاستیک در تیرهای طبقات و تیرهای همبند کافی نبوده اند و نزدیک به دستیابی به اهداف عملکردی پیشنهادی می باشد. در نتیجه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات کاهش یافته و اثرات فشاری واکنش نیروهای صفحات



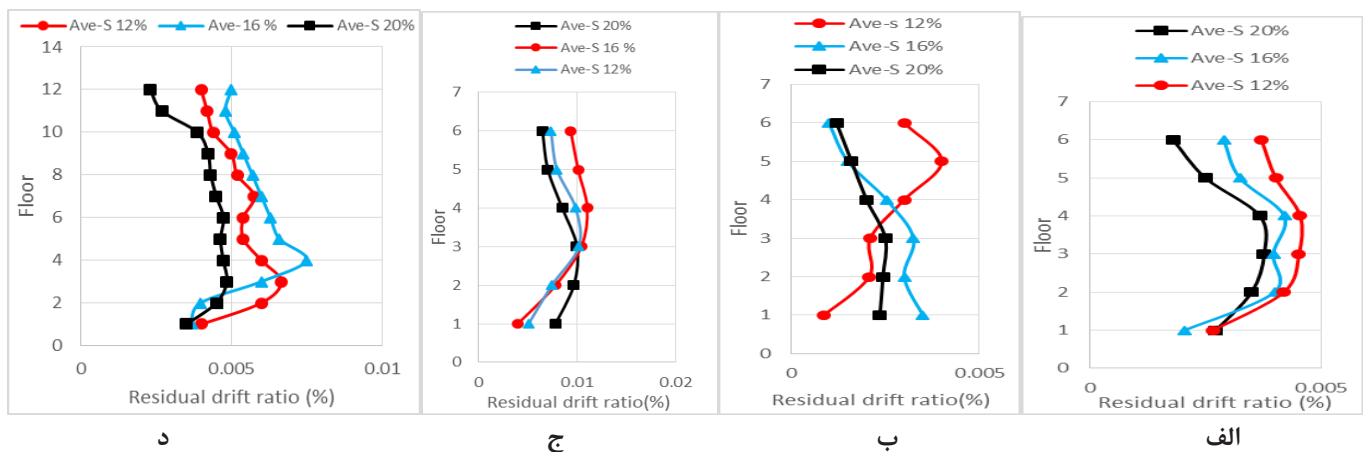
شکل ۲۶. نمودارهای توزیع تغییر مکان جانبی نسبی مدل ۶ طبقه با $\beta = 1.08$ (الف: کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد ج) کل سیستم با آلفای ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 26. Relative displacement distribution curves of the 12-story model with $\beta = 1.08$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20% (d) Total system average for slope 12, 16 and 20%

خرسارت کاهش یافته است. این رخ داد به واسطه تسلیم قاب های مرزی، صفحات جان، تیرهای همبند و ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و جابه جایی نسبی پسماند مورد تقاضا در سطح خطر زیاد نبوده است و این نتایج نشان می دهد که دیوار برشی فولادی با اتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا با پیش کشیدگی اولیه برای رسیدن به اهداف عملکردی برای ساختمان های با این ارتفاع مناسب می باشد. در نمونه های طراحی شده با $\beta = 0$ ، به علت عدم نیروی

مدل های ۶ و ۱۲ طبقه با $\beta = 1.08$ ، $\beta = 0.91$ و $\beta = 0$ در شکل ۲۷ مشاهده می شود.

با توجه به نمودارهای شکل ۲۷ همان طور که مشاهده می شود، توزیع جابه جایی نسبی پسماند در تمام نمونه ها یکنواخت می باشد. علاوه بر این، متوسط ماکزیمم جابه جایی نسبی پسماند طبقات بر اثر اعمال رکوردها کمتر از ۰/۰۰۵ رادیان در نمونه های مرکزگرا با پیش کشیدگی اولیه با $\beta = 1.08$ و $\beta = 0.91$ می باشد. در نتیجه مقادیر



شکل ۲۷. نمودار میانگین توزیع تغییر مکان جانبی نسبی پسماند برای مدل های ۶ و ۱۲ طبقه: (الف: نمونه های طراحی شده با $\beta = 1.08$ ب) نمونه های طراحی شده با $\beta = 0.91$ ج) نمونه های طراحی شده با $\beta = 0$ د) نمونه های طراحی شده با $\beta = 1.08$

Fig. 27. Curves of average of the relative residual displacement distribution for the 6 and 12 story models: (a) specimens designed with $\beta = 1.08$ (b) specimens designed with $\beta = 0.91$ (c) specimens designed with $\beta = 0$ (d) specimens designed with $\beta = 1.08$

- 3- M. Xue, Behavior of Steel Shear Wall Panels and Frame-wall Systems (Ph.D. Dissertation), Lehigh University, 1995.
- 4-Seilie, I. F., and Hooper, J. D. (2005). Steel plate shear walls: Practical design and construction, AISC, Chicago.
- 5-Shishkin, J. J., Driver, R. G., and Grodin, G. Y. (2005). "Analysis of steel plate shear walls using the modified strip model." Structural Engineering Rep. 261, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alta., Canada.
- 6- L. Guo, Q. Rong, X. Ma, S. Zhang, Behavior of steel plate shear wall connected to frame beams only, Int. J. Steel Struct. 11 (2011) 467–479, <https://doi.org/10.1007/s13296-011-4006-7>.
- 7- Y. Ozcelik, P.M. Clayton, Strip model for steel plate shear walls with beamconnected web plates, Eng. Struct. 136 (2017) 369–379, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.051>.
- 8- I.-R. Choi, H.-G. Park, Steel plate shearwalls with various infill plate designs, J. Struct. Eng. 135 (2009) 785–796, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135):
- 9- Ozcelik Y, Clayton P. Seismic design and performance of SPSWs with beam-connected web plates. J Constr Steel Res 2018;142:55–67.
- 10- Y. Ozcelik, P.M. Clayton, Seismic performance of SPSWs with beam-connected web plates designed for low-seismic regions, in: Proc. 16th Eur. Conf. Earthq. Eng., Thessaloniki, Greece, 2018.
- 11- P.M. Clayton, J.W. Berman, L.N. Lowes, Seismic performance of self-centering steel plate shear walls with beam-only-connected web plates, J. Constr. Steel Res. 106 (2015) 198–208, <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.12.017>.
- 12- P.M. Clayton, J.W. Berman, L.N. Lowes, Seismic design and performance of selfcentering steel plate shear walls, J. Struct. Eng. 138 (2012) 22–30, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000421](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000421).
- 13- P.M. Clayton, T.B. Winkley, J.W. Berman, L.N. Lowes, Experimental investigation

پیش کشیدگی در قاب مرکزگرا جابه‌جایی نسبی پسماند طبقات در محدود ۰/۱ ردایان می باشد که دلیل آن جاری شدن بیشتر صفحات جان و تشکیل مفاصل تیرهای طبقات و تیرهای همبند می باشد.

نتیجه‌گیری

در مقاله حاضر عملکرد دیوار برشی فولادی همبسته در حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و بدون نیروی پیش کشیدگی با سختی‌های پس از تسلیم با شیب‌های ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد در نرم‌افزار آباکوس مورد بررسی قرار گرفت و نتایج زیر حاصل شد:

۱- اتلاف انرژی در سیستم دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه به تیر در دو حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی با سختی پس از تسلیم با شیب ۱۲ درصد، بیشتر است.

۲- مرکزگرایی در سیستم دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه به تیر در حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با سختی پس از تسلیم با شیب ۲۰ درصد، بیشترین مقدار می باشد.

۳- میزان تغییر مکان جانبی نسبی و جابه‌جایی نسبی پسماند در سیستم دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه به تیر در حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی با سختی پس از تسلیم با شیب ۲۰ درصد، کمترین مقدار می باشد و جابه‌جایی نسبی پسماند و توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، یکسان می باشد.

۴- وزن نمونه‌های طراحی شده تحت سختی پس از تسلیم با شیب ۲۰ درصد نسبت به سختی پس از تسلیم با شیب ۱۶ و ۱۲ درصد بیشتر می باشد.

مراجع

- 1- C.J. Thorburn, L.J. Kulak, G.L. Montgomery, Analysis of steel plate shear walls, Structural Engineering Report No. 107, University of Alberta, Edmonton, AB, 1983.
- 2- C. Vatansever, N. Yardimci, Experimental investigation of thin steel plate shear walls with different infill-to-boundary frame connections, Steel Compos. Struct. 11 (2011) 251–271, <https://doi.org/10.12989/scs.2011.11.3.251>.

- 20- Safari M, Cheng J. Plastic analysis and performance-based design of coupled steel plate shear walls. *Engineering Structures* 2018;46:2355–80.
- 20- Sabelli R, Bruneau M. Steel plate shear walls. *Design Guide 20*, AISC, Chicago; 2006. 21- Goel SC, Chao SH. Performance-based plastic design: earthquake resistant steel structures. International Code Council; 2008.
- 21- Qiu, C. X., & Zhu, S. (2017). Performance-based seismic design of self-centering steel frames with SMA-based braces. *Engineering Structures*, 130, 67-82.
- 22- Clayton, P. M. (2013). Self-centering steel plate shear walls: subassembly and full-scale testing (Doctoral dissertation).
- 23- Goel SC, Chao SH. Performance-based plastic design: earthquake resistant steel structures. International Code Council; 2008.
- 24- Newmark NM, Hall WJ. Earthquake spectra and design. Earthquake engineering research institute; 1982.
- 25- Karamodin, A., Kaffash, M. R., (2015). Development Performance-Based Plastic Design Procedure for Seismic Design of Coupled Steel Plate Shear Walls. In Persian
- 26- Sahebi Mahmoudi, M. , Sahebi Mahmoudi, F. , (2014). Philosophy of Performance Based Seismic Design. In Persian
- of self-centering steel plate shear walls, *J. Struct. Eng.* 138 (2012) 952–960,
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000531](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000531).
- 14- D.M. Dowden, P.M. Clayton, C.-H. Li, J.W. Berman, M. Bruneau, L.N. Lowes, K.-C. Tsai,
Full-scale pseudodynamic testing of self-centering steel plate shear walls, *J. Struct. Eng.* 142 (2016), 4015100.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001367](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001367).
- 15- Li C-H, Tsai K-C, Chang J-T, Lin C-H, Chen J-C, Lin T-H, et al. Cyclic test of a coupled steel plate shear wall substructure. *J Earthquake Eng Struct Dynam* 2012;41(9):1277–99. 16- Borello DJ, Fahnestock LA. Behavior and mechanisms of steel plate shear walls with coupling. *J Constr Steel Res* 2012;74:8–16.
- 17- Borello DJ, Fahnestock LA. Seismic design and analysis of steel plate shear walls with coupling. *J Struct Eng, ASCE* 2012;139:1263–73.
- 18- Borello DJ, Fahnestock LA. Large-scale cyclic testing of steel-plate shear walls with coupling. *J Struct Eng, ASCE* 2017;143(10):04017133.
- 19- Wang M, Borello DJ, Fahnestock LA. Boundary frame contribution in coupled and uncoupled steel plate shear walls. *J Earthquake Eng Struct Dynam* 2017;46:2355–80.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

R. Motamedi, M. Gholami, *Performance Assessment of the Coupled Steel Shear Wall with Two-Side Connection and Self-Centering*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(4) (2021): 1623-1648.

DOI: [10.22060/ceej.2020.17081.6454](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17081.6454)

