

EXTENDED ABSTRACT

Performance-Based Plastic Design of Eccentrically Braced Frames Equipped with Mass Dampers and Horizontal Link Beams

Hossein Khosravi^{a,*}, Mojtaba Lezgy-Nazargah^a, Gholamreza Khakpour^b

^a Department of Civil Engineering, Hakim Sabzevari University, Sabzevar 9617976487-397, Iran

^b Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Neyshabur, Iran

Received: 28 June 2025; **Reviewed:** 25 October 2025; **Accepted:** 08 November 2025

Keywords:

Performance-based plastic design, Eccentrically braced frames, Seismic performance, TMD dampers, Plastic hinges.

1. Introduction

Different building codes employ varying criteria for base shear calculation, a process influenced by parameters such as construction site location and local seismicity. In most existing codes, the base shear force is distributed over the height based on the elastic analysis, while the inelastic structural behavior is incorporated indirectly. The design base shear (V) is reduced by the behavior coefficient (R) to account for the structure's nonlinear behavior, which is primarily a function of its ductility and overstrength. After strength-based design, the design story drift is calculated by multiplying the elastic displacement by a displacement amplification factor (C_d). The vertical distribution of seismic forces is mainly determined based on the first mode of the structure.

Currently, Iran employs Standard No. 2800 for determining the lateral distribution of seismic forces, a code closely aligned with UBC 1994. In contrast, the United States utilizes the IBC 2009 provisions for this purpose. There are two methods for designing structures: the Allowable Stress Design (ASD) and the Load and Resistance Factor Design (LRFD) methods. Ductility in steel structures is achieved by designating specific, strategically detailed elements as "fuses" that yield plastically during an earthquake to dissipate energy. In the seismic design of steel structures, the fuse element is designed to yield under code-specified factors, while all other members are designed for the maximum forces generated by the fuse's full capacity. However, this process does not guarantee the formation of the ideal structural mechanism envisioned by the designer. The ideal plastic mechanism involves shear yielding of the link beams coupled with flexural yielding at the base of the first-story columns during a severe earthquake. To solve this problem, the performance-based plastic design (PBSD) method was introduced in previous studies. In this method, the target displacement and the yield mechanism serve as key performance parameters. The PBSD method is founded on the energy balance approach, a concept that was firstly proposed by Housner in 1956.

2. Methodology

In this study, nonlinear static analysis was used to investigate the effect of forces and the mechanism of plastic hinge formation in EBFs equipped with tuned mass dampers and horizontal link beams. Analytical and numerical methods were used to compare the seismic performance of the frames designed by two different

methods (e.g., Iranian Standard No. 2800 and PBD approach). The study examines two frame structures: one 7-story and one 15-story. The base shear and distribution of lateral seismic loads were obtained by both the Iranian Standard No. 2800 (4th Edition, 2016) and the PBD method. The design of these frames was carried out according to the AISC 341-05 seismic guidelines using ETABS software (Version 9). The nonlinear analyses were also performed using Perform 3D software (CSI, 2007). The seismic performance of each frame was assessed using key parameters, including maximum plastic rotation of the link beams, maximum inter-story drifts, and the push-over curves.

3. Results and discussion

A comparison of base shear versus roof-drift for 7-story and 15-story frames, designed using both conventional and PBD methods, is presented in Fig. 1. It is seen that frames designed with the PBD method exhibit a steeper initial load-drift slope than those designed conventionally. In addition, the PBD frames demonstrate a slower rate of displacement increase under load compared to the conventional frames. Fig. 1 indicates that the push-over curve for the PBD frame maintains a higher load capacity at large drift levels compared to the conventional frame. This indicates that the PBD-designed frame reaches failure later, as shown in Fig. 1. Fig. 1 also demonstrates the superior seismic behavior of frames designed with the PBD method over those using the conventional method.

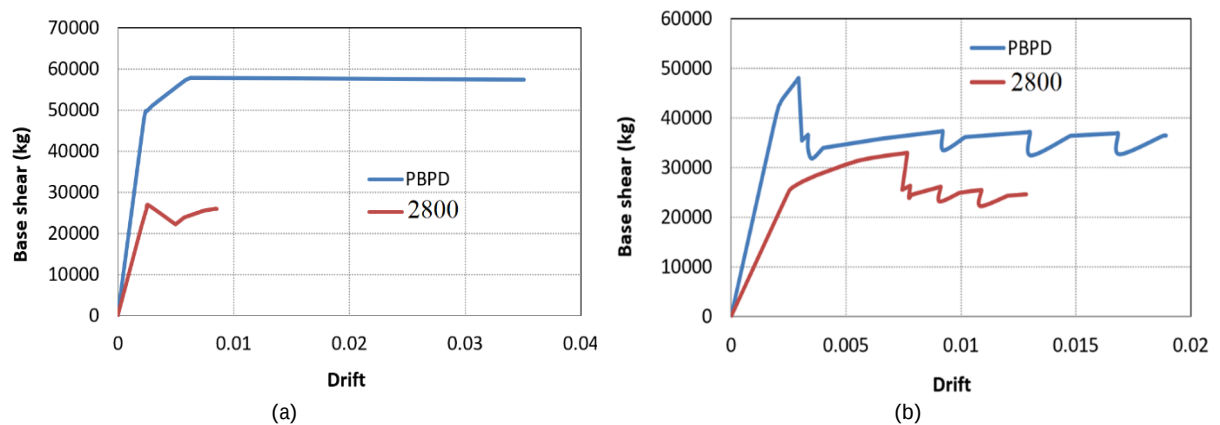


Fig. 1. Comparison of push-over curves: **a)** 7-story frame, **b)** 15-story frame

The rotation of link elements at the performance point for frames designed by the two methods are contrasted in Fig. 2. It is observed that the PBDP-designed frames exhibit a larger link rotation than the conventional frames. This higher link rotation demonstrates that the PBDP method engages the inelastic capacity of the links more fully than the conventional method.

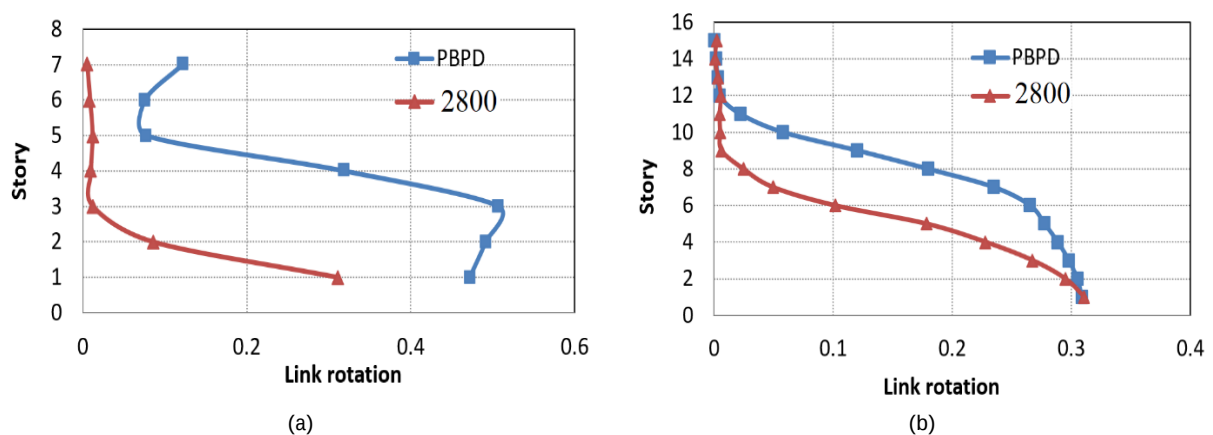


Fig. 2. Comparison of plastic rotation of the link beams: **a)** 7-story frame, **b)** 15-story frame

Fig. 3 shows a comparison of the inter-story drifts for frames designed using two different methods. It can be seen from Fig. 3 that the inter-story drift in frames designed using the PBPD method is larger than that in frames designed using the conventional method. This indicates that the PBPD method results in a more complete utilization of the sections' inelastic deformation capacity.

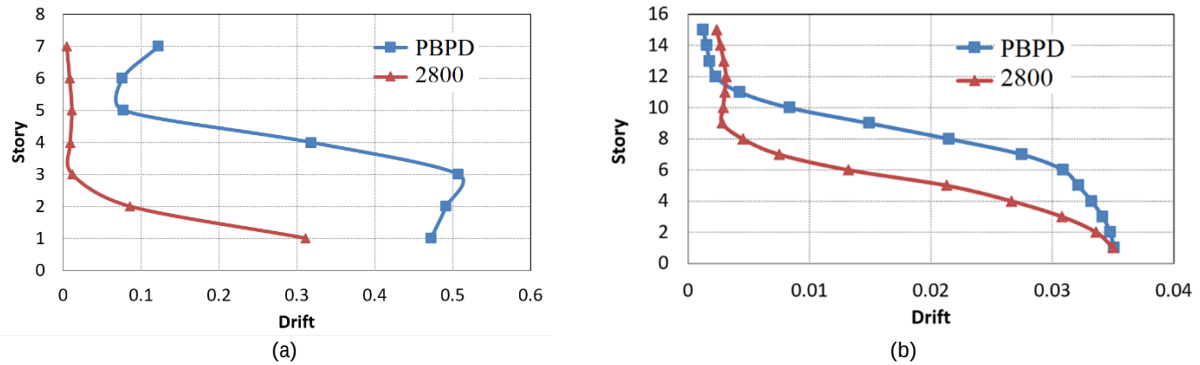


Fig. 3. Comparison of inter-story drifts: **a)** 7-story frame, **b)** 15-story frame

4. Conclusions

- The frame designed using the PBPD method exhibited a superior and predictable yield mechanism. Under seismic loading, yielding was effectively confined to the link beams, which yielded uniformly in shear. In the frames designed according to the Iranian Standard No. 2800, yielding was not confined to designated fuse elements, occurring in both link beams and columns. In addition, the resulting yielding mechanisms also differed significantly between the two design methods. In the frame designed by the PBPD method, the desired yielding mechanism is formed under seismic loadings. Therefore, the behavior of the structure under earthquakes can be predicted and controlled. In the frame designed according to the Iranian Standard No. 2800, the desired yielding mechanism is not formed, and it was concentrated on a limited number of stories rather than being uniformly distributed. This irregular yielding mechanism results in unpredictable structural behavior, posing a significant risk of irreparable damage during a severe earthquake.

- The rotation of the link elements in the frame designed by the PBPD method is larger than that in the frame designed by the conventional method.

- In general, the frame designed with the PBPD method have larger drifts than the one designed by the conventional method.

طراحی پلاستیک براساس عملکرد در قاب‌های مهاربندی شده واگرا مجهز به میراگر جرمی و دارای تیر پیوند افقی

حسین خسروی^{1*}، مجتبی لزگی²، غلامرضا خاکپور³

¹ دانشجویار گروه مهندسی عمران، دانشگاه حکیم سبزواری، سبزوار

² دانشجویار گروه مهندسی عمران، دانشگاه حکیم سبزواری، سبزوار

³ کارشناس ارشد مهندسی عمران-سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد نیشابور

دریافت: 1404/4/7، بازنگری: 1404/8/3، پذیرش: 1404/8/17، نشر آنلاین: 1404/8/17

چکیده

بسیاری از کشورها برای طراحی ساختمان‌ها در برابر بارهای ناشی از زلزله آیین‌نامه‌های ویژه‌ای دارند. در این آیین‌نامه‌ها، پارامترهایی مانند شرایط ساختمان، لرزه‌خیزی محل ساخت، اهمیت ساختمان و نوع سازه ساختمان از عوامل تأثیرگذار است. برای در نظر گرفتن این پارامترها در تعیین و توزیع نیروهای ناشی از زلزله ضرایب خاصی معرفی شده که نگرش به این ضرایب‌ها در آیین‌نامه‌های مختلف، متفاوت است. در بیشتر این آیین‌نامه‌ها، محاسبه و توزیع برش پایه براساس آنالیزهای الاستیک استوار می‌باشد. این مسئله، رفتار واقعی سازه را تحت اثر زلزله‌های شدید در نظر نمی‌گیرد. برای بهبود این مسئله، در این پژوهش، یک روش جدید که اثر رفتار پلاستیک سازه را در توزیع نیروی زلزله در ارتفاع لحاظ می‌نماید، استفاده شده است. به این روش، طراحی پلاستیک براساس عملکرد (Performance-Based Plastic Design (PBPD) اطلاق می‌شود. تمرکز اصلی این پژوهش بررسی عملکرد قاب مهاربندی شده واگرا (Eccentric Braced Frame (EBF)) با پیوند افقی با در نظر گرفتن میراگر جرمی تنظیم شده (Tuned Mass Damper (TMD)) می‌باشد که توزیع بار جانبی در طراحی آن بر اساس استاندارد 2800 ایران و روش PBPD انجام شده است. لازم به ذکر است طراحی قاب‌ها بر اساس روش ظرفیت می‌باشد. بررسی نتایج نشان می‌دهد که در قاب‌های طراحی شده به روش PBPD، تعداد مفصل‌های پلاستیک بیشتری تشکیل شده و تسلیم در ارتفاع ساختمان توزیع شده است.

کلیدواژه‌ها: طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد، قاب‌های مهاربندی شده واگرا، عملکرد لرزه‌ای، میراگرهای TMD، مفصل پلاستیک.

1- مقدمه

مقاومت، تغییر مکان نسبی طبقه که با افزایش تغییر مکان الاستیک توسط ضریب (C_d) اصلاح می‌شود. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع، عمدتاً بر اساس مد اول سازه تعیین می‌شود (Clough و همکاران، 1975؛ Chopra، 2004؛ NEHRP، 2001؛ Standard 2800-4، 2016).

در حال حاضر در ایران، برای توزیع بار از روش استاندارد 2800 استفاده می‌گردد که نزدیک به UBC 94 (1994) می‌باشد. در آمریکا برای توزیع نیروی جانبی از IBC 2009 (2009) استفاده می‌شود. برای طراحی سازه‌ها دو روش تنش مجاز (ASD)¹ و روش

آیین‌نامه‌های مختلف ضوابط مختلفی را برای محاسبه برش پایه ارائه داده‌اند که در آن‌ها پارامترهای متعددی از جمله، ساختمان و لرزه‌خیزی محل تأثیرگذار است. در بیشتر آیین‌نامه‌های موجود، برای توزیع نیروی برش پایه در ارتفاع آنالیز الاستیک استفاده و با روش‌های غیرمستقیم رفتار غیرالاستیک سازه در نظر گرفته می‌شود. برای لحاظ رفتار غیرخطی سازه که عمدتاً به شکل‌پذیری و اضافه مقاومت آن بستگی دارد، برش پایه طراحی (V) با ضریب رفتار (R)، کاهش می‌یابد. پس از طراحی بر اساس

1. Allowable Stress Design



شاپا الکترونیکی: 2717-4077

ناشر: معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه تبریز

<https://doi.org/10.22034/CEEJ.2025.67899.2445>

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: 051-44012784

* Orcid Code Corresponding Author: 0000-0002-0886-1628

آدرس ایمیل: h.khosravi@hsu.ac.ir (ح. خسروی)، m.lezgy@hsu.ac.ir (م. لزگی نظرگاه)، khorasanmomtaz@yahoo.com (غ. خاکپور).

ویژه توسط Chao و Goel (2008) و روی قاب‌های مهاربندی همگرا توسط Chao و همکاران (2007) انجام شده است. در این روش جدید مکانیزم تسلیم قابل کنترل است و جابه‌جایی‌ها و چرخش پلاستیک منظم‌تر در ارتفاع توزیع می‌شود.

Ma و Gernay (2025) اثرات اقتصادی طراحی براساس عملکرد قاب‌های فولادی دارای سقف‌های مرکب را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها دریافتند که اتخاذ رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد اغلب می‌تواند منجر به راه‌حل‌های فنی قابل قبولی برای تأمین ایمنی سازه در برابر آتش شود.

Chen و همکاران (2025) یک استراتژی طراحی مبتنی بر عملکرد برای ستون‌های بتنی ساخته شده از سنگ‌دانه‌های بازیافتی محصور شده با FRP بر اساس روش یادگیری ماشین و بهینه‌سازی چند هدفه ارائه نمودند. استراتژی طراحی ارائه شده در این مرجع قادر است به شکل قابل توجهی توسعه و کاربردهای مؤثر این نوع از ستون‌های کامپوزیتی جدید را ارتقاء دهد.

Tai و همکاران (2025) یک میراگر جرمی اینرسی با سختی منفی تنظیم‌شده را برای سیستم‌های کنترل ارتعاش ارائه نمودند. در این مرجع راه‌حل‌های فرم بسته⁷ برای قابلیت انتقال و پایداری یک سیستم تک‌درجه آزادی شامل یک میراگر جرمی اینرسی با سختی منفی تنظیم شده ارائه شده است.

Cai و همکاران (2025) عملکرد لرزه‌ای سازه‌های خودمرکزگرا⁸ با میراگرهای جرمی ویسکوز تنظیم شده⁹ را بررسی نمودند. در این مرجع پارامترهای بهینه میراگر جرمی ویسکوز برای یک سازه خودمرکزگرا چند درجه آزادی بر اساس تئوری نقطه ثابت و تنظیم مد طراحی شده‌اند.

Ahmadi و همکاران (2025) عملکرد و رفتار یک سیستم جدید مقاوم در برابر زلزله که به عنوان قاب مهاربندی شده واگرای زیپر (ZEBF)¹⁰ شناخته می‌شود را بررسی نمودند. ZEBF مزایای قاب‌های فولادی مهاربندی شده واگرا را با المان‌های زیپر ترکیب می‌کند تا مقاومت، سختی، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی سازه‌ها را تحت بارگذاری زلزله افزایش دهد.

Rakhsha و همکاران (2024) خرابی پیش‌رونده را در 9 قاب فولادی شش طبقه پنج دهانه با سه نوع قاب مهاربندی شده واگرا مطالعه نمودند. در این مرجع رفتار سازه و پیشرفت خرابی در برابر سناریوی حذف ستون و مهاربند با چیدمان‌های مختلف با استفاده از تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است.

ضرایب بار و مقاومت (LRFD)² وجود دارند (AISC 341-05، 2005).

برای ایجاد شکل‌پذیری در سازه‌های فولادی، یک المان که بتواند در زمان زلزله جاری شود و استهلاک انرژی را انجام دهد، انتخاب می‌گردد (به این المان فیوز اطلاق می‌شود).

در طرح لرزه‌ای سازه‌های فولادی، طراحی المان فیوز بر اساس سطح نیروهای آیین‌نامه‌ای انجام و طراحی سایر اعضا بر اساس حداکثر نیروی تولید شده توسط فیوز صورت می‌گیرد. اما این مسئله نمی‌تواند به صورت کامل مکانیزم ایده‌آل مدنظر طراح را تعیین نماید. مکانیزم ایده‌آل تسلیم برشی پیوند و تسلیم خمشی پای ستون طبقه اول در زلزله‌های شدید است. برای رفع این مشکل روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد³ (PBPD) در مطالعات قبلی معرفی شدند (Leelataviwat و همکاران، 1999؛ Leelataviwat و همکاران، 2007؛ Lee و Goel، 2001؛ Dasgupta و همکاران، 2004؛ Goel و Chao، 2006؛ Chao و همکاران، 2007؛ Goel و Chao، 2008).

در این روش از جابه‌جایی هدف و مکانیزم تسلیم به عنوان پارامترهای عملکردی استفاده می‌شود. مبنای روش PBPD براساس روش انرژی می‌باشد، که اولین بار توسط Housner (1956) به کار گرفته شده است. در این روش برای تعیین برش پایه از رابطه تعادل بین کار مورد نیاز برای ایجاد تغییر مکان یک طرفه سازه تا رسیدن به جابه‌جایی هدف و انرژی داخلی که با استفاده از طیف پاسخ سیستم الاستوپلاستیک یک درجه آزادی معادل به دست می‌آید، استفاده می‌شود.

روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد ابتدا توسط Leelataviwat و همکاران (1998) برای طراحی قاب‌های خمشی⁴ (MRF) به کار گرفته شد و توزیع برش پایه در ارتفاع بر اساس UBC 97 (1997) انجام شد. با توجه به آن که روش توزیع خطی بار جانبی، اثر مدهای بالاتر را در نظر نگرفته و توزیع غیریکنواخت برای برش طبقات به همراه دارد، بنابراین برای جبران این کمبودها این روش دوباره بر روی قاب‌های خمشی توسط Lee و Goel (2001) انجام شده است که تفاوت کار آن‌ها لحاظ توزیع نیروی جانبی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه است. این روش جدید توزیع نیرو، توزیع نمایی است که مبتنی بر آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیرخطی است و رفتار یکنواخت سازه را در اثر زلزله‌های شدید نشان می‌دهد. این روش توسط Chao و Goel (2005) روی قاب‌های مهاربندی واگرا⁵ با پیوند افقی⁶ نامتقارن انجام شده است. همچنین این روش روی قاب‌های خمشی خرابایی

7. Closed-form

8. Self-centering

9. Tuned viscous mass dampers

10. Zipper

2. Load and Resistance Factor Design

3. Performance Based Plastic Design (PBPD)

4. Moment-Resisting Frame

5. Eccentrically braced frames

6. Horizontal link

و میراگر جرمی تنظیم شده (TMD)¹¹، از آنالیزهای استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. از روش تحلیلی و عددی برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب طراحی شده به دو روش مذکور استفاده می‌شود. در این مقاله از قاب‌های 7 و 15 طبقه که برش پایه و توزیع نیروی جانبی در آن‌ها توسط ویرایش چهارم استاندارد 2800 (2016) و PBPD به دست آمده، استفاده شده است. طراحی این قاب‌ها بر اساس دستورالعمل لرزه‌ای AISC 341-05 (2005) با نرم‌افزار ETABS Ver.9 صورت گرفته است. برای آنالیزهای تاریخچه زمانی غیرخطی از Perform 3D استفاده شده است (CSI، 2007). پارامترهایی مانند حداکثر چرخش پلاستیک پیوند، حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات، منحنی پش‌آور¹² (بار افزون) برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای هر قاب مورد استفاده قرار می‌گیرد.

3- معرفی روش‌های استفاده شده برای تعیین برش پایه و توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

3-1- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله ایران (استاندارد 2800)

در ویرایش چهارم استاندارد 2800 (2016) برش پایه از رابطه (1) به دست می‌آید:

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W \quad (1)$$

در رابطه فوق، A شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان، R_u ضریب رفتار سازه، و W وزن لرزه‌ای ساختمان است. توزیع نیروی برش در ارتفاع سازه طبق رابطه (2) انجام می‌شود:

$$F_i = (V_u) \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \quad (2)$$

در رابطه فوق W_i وزن لرزه‌ای طبقه i ام می‌باشد، و h_i ارتفاع طبقه i ام از تراز پایه است.

3-2- طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد

در روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد یا PBPD از جابه‌جایی هدف و مکانیزم تسلیم به عنوان معیارهای عملکرد استفاده می‌شود. این دو پارامتر به طور مستقیم به ترتیب به درجه و توزیع خرابی سازه مربوط هستند. همان‌طور که قبلاً عنوان شد، طراحی بر اساس برش به دست آمده از رابطه تعادل بین کار مورد نیاز برای ایجاد تغییر مکان یک طرفه سازه تا رسیدن به جابه‌جایی هدف و انرژی داخلی که با استفاده از طیف پاسخ سیستم الاستوپلاستیک یک درجه آزادی معادل به دست می‌آید، انجام

Jiang و همکاران (2025) یک میراگر جرمی تنظیم شده با سختی منفی پیشنهاد نمودند که هدف آن به حداقل رساندن شتاب مطلق و هم‌زمان محدود کردن تغییر شکل ساختمان‌های جداسازی شده در حین تکان‌های زلزله است. نتایج آن‌ها نشان داد که میراگر TMD پیشنهاد شده قادر است به طور مؤثری هم جابه‌جایی و هم شتاب ساختمان در تراز سقف‌ها را کاهش می‌دهد. Tran و همکاران (2026) یک میراگر TMD جدید از نوع لبه غلتشی برای کنترل پاسخ دینامیکی غیرفعال و فعال ساختمان‌ها تحت زلزله ارائه نمودند. بررسی‌های عددی این پژوهشگران نشان داد که میراگر پیشنهادی کارایی بالاتری در کاهش پاسخ‌های دینامیکی سازه اصلی دارد و جابه‌جایی کمتری نسبت به میراگرهای مشابه دارد.

Tran و Bui (2025) شکل بهبود یافته‌ای از میراگر TMD را برای کاهش ارتعاشات در سازه‌های ساختمانی تحت بارهای زلزله پیشنهاد دادند. برخلاف TMDهای سنتی با حرکت لغزشی، عنصر جرمی نوع جدید TMD که در این مرجع پیشنهاد شده است، بدون حرکت لغزشی می‌گردد. این حرکت، مؤلفه اینرسی را افزایش می‌دهد و در نتیجه، انرژی جنبشی نوع جدید TMD را در مقایسه با TMDهای سنتی افزایش می‌دهد.

Li و همکاران (2025) یک قاب مهاربندی شده واگرای K شکل از جنس فولاد- کامپوزیت با مقاومت بالا را مطالعه نمودند. قاب مهاربندی شده واگرای بررسی شده توسط آن‌ها در واقع یک سیستم ترکیبی است که قاب‌های مهاربندی شده واگرای فولادی معمولی و قاب‌های فولادی با مقاومت بالا را برای دستیابی به کنترل پذیری آسیب و تاب‌آوری لرزه‌ای بهبود یافته، ادغام می‌کند. Li و همکاران (2026) این مطالعه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرای جوش داده شده با ستون‌های فولادی با شکل خاص و قاب‌های مهاربندی شده واگرای پیش‌ساخته از ستون‌های فولادی با شکل خاص و تیرهای پیوند ساخته شده از جنس فولاد با نقطه تسلیم پایین را مقایسه و بررسی نمودند.

Nunez و همکاران (2025) ارزیابی جامعی از عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرا با المان‌های پیوند بلند، تحت رکوردهای حرکت زمین مربوط به زلزله‌های فرو رانش شیلی ارائه نمودند. نتایج این پژوهشگران نشان می‌دهد که نوع خاک به طور قابل توجهی بر تقاضای شکل‌پذیری و سطح نیروی لرزه‌ای تأثیر می‌گذارد.

2- روش تحقیق

در این پژوهش، برای بررسی تأثیر نیروها و مکانیزم تشکیل مفصل‌ها در قاب‌های مهاربندی شده خارج از مرکز با پیوند افقی

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi W} g \right)^2 \quad (11)$$

بنابراین از قرار دادن معادله‌های (10) و (11) در معادله (5)، برش پایه به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\frac{V_u}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_d^2}}{2} \quad (12)$$

که در رابطه فوق α یک پارامتر بدون بعد است که به سختی سازه و مشخصات مودال و جابه‌جایی هدف بستگی داشته و مطابق رابطه (13) محاسبه می‌گردد:

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) \right) \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} \cdot \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (13)$$

در رابطه (13)، β_i ضریب توزیع برش است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{V_i}{V_n} = \beta_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^n W_j h_j}{W_n h_n} \right)^{0.75T-0.2} \quad (14)$$

θ_p جابه‌جایی پلاستیک است که می‌توان آن را برحسب θ_u (جابه‌جایی هدف) و θ_y (جابه‌جایی تسلیم) مطابق رابطه (15) به دست آورد:

$$\theta_p = \theta_u - \theta_y \quad (15)$$

در روش PBPD نیروی جانبی در طبقه آخر به صورت معادله (16) به دست می‌آید:

$$F_n = V \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} \quad (16)$$

توزیع نیروی برشی در ارتفاع به صورت رابطه (17) است:

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) V_n \quad (17)$$

در رابطه فوق، چنانچه $i=n$ آنگاه داریم $\beta_{i+1} = 0$.

4- طراحی عضوهای سازه

اولین گام طراحی پس از تعیین بار جانبی، طراحی پیوند می‌باشد. برای این عمل با قراردادن برش هر طبقه به عنوان برش پیوند آن طبقه، مقطع پیوند را می‌توان با استفاده از رابطه (18) تعیین نمود:

$$\phi V_p = 0.9(0.6 F_y A_w) = 0.9(0.6 F_y (d_b - 2t_f) t_w) \quad (18)$$

در این تحقیق، طراحی عضوها بر اساس AISC 341-05 (2005) انجام می‌شود. با توجه به آن که در EBFها، تمام عملکرد غیرالاستیک در تیر پیوند محدود می‌شود و عضوهای دیگر باید الاستیک باقی بمانند، طراحی عضوهای خارج از پیوند با استفاده

می‌شود (Chao و Goel، 2005؛ Chao و Goel، 2006؛ Chao و همکاران، 2007). فرض می‌شود مقدار کار خارجی مورد نیاز برای انجام این جابه‌جایی، γ برابر انرژی داخلی الاستیک است. برای این اساس، رابطه تعادل انرژی به صورت رابطه (5) تنظیم می‌گردد:

$$(E_e + E_p) = \gamma \left(\frac{1}{2} M S_v^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma M \left(\frac{T}{2\pi} C_e g \right)^2 \quad (5)$$

در رابطه فوق، E_e ، E_p به ترتیب جزء پلاستیک و الاستیک انرژی مورد نیاز برای رساندن سازه به جابه‌جایی هدف، S_v سرعت طیف طراحی، M جرم کل سازه، و γ ضریب اصلاح است. ضریب اصلاح با توجه به شکل (1) با نوشتن معادله تعادل (6) به صورت رابطه (7) به دست می‌آید:

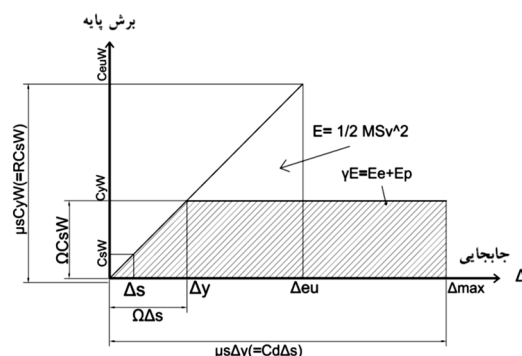
$$\gamma \left(\frac{1}{2} C_{eu} W \Delta_{eu} \right) = \frac{1}{2} C_y W (2 \Delta y_{max} \Delta y) \quad (6)$$

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \quad (7)$$

در رابطه فوق R_μ ضریب کاهش انعطاف پذیری و μ_s ضریب انعطاف پذیری سازه‌ای است که این پارامترها از معادله‌های (8) (9) به دست می‌آیند:

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (8)$$

$$\mu_s = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (9)$$



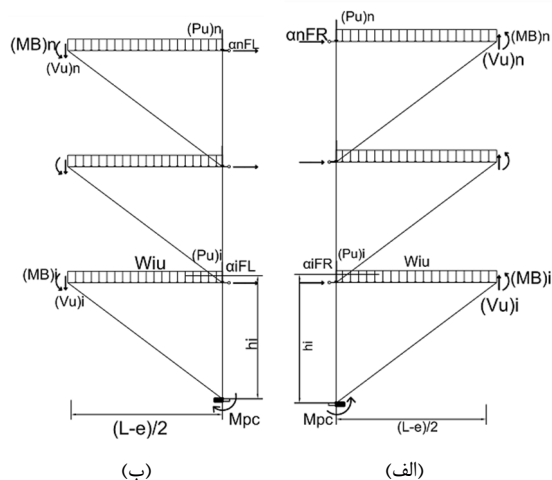
شکل 1- رفتار ایده‌آل سازه و مفهوم تعادل انرژی (Goel و Chao، 2005)

انرژی پلاستیک از کار خارجی انجام شده توسط بار جانبی به صورت رابطه (10) به دست می‌آید:

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p \quad (10)$$

انرژی الاستیک با فرض این که سیستم به یک سیستم یک درجه آزادی، کاهش یافته است به صورت رابطه (11) تنظیم می‌شود:

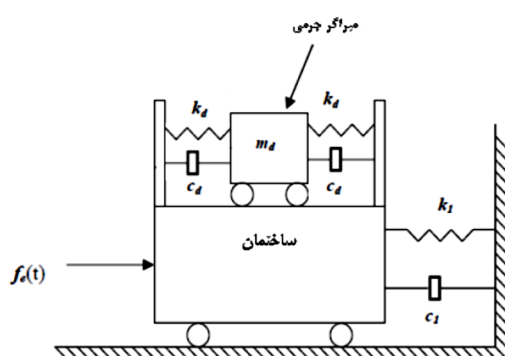
که در رابطه فوق V' برش پایه یک دهانه است که از تقسیم برش پایه کل به تعداد دهانه‌های مهاربندی شده به دست می‌آید و h_1 ارتفاع طبقه اول می‌باشد.



شکل 2- دیاگرام آزاد ستون داخلی: الف) نوع 1، ب) نوع 2

5- میراگر TMD

در این میراگر، سازه و میراگر نقش یک سیستم دو قسمتی را بازی می‌کنند. جرم میراگر، روی سازه قرار می‌گیرد ولی میراگر توسط غلتک‌هایی می‌تواند در جهت افقی حرکت آزادانه داشته باشد (شکل 3). در هنگام زلزله نیروی جدیدی توسط میراگر در جهت میراسازی انرژی زلزله به سیستم اعمال می‌شود.



شکل 3- میراگر TMD و مدل تحلیلی

فرکانس میراگر به گونه‌ای تنظیم می‌شود که در فاز مخالف با فرکانس ارتعاشی سازه باشد. نیروی اینرسی میراگر باعث از بین رفتن انرژی ارتعاشی سازه می‌شود.

6- تحلیل غیرخطی

برای انجام تحلیل غیرخطی از نرم‌افزار Perform 3D استفاده شده است که این نرم‌افزار یک نرم‌افزار غیرخطی در انجام

از حداکثر نیروی مورد انتظار در پیوند صورت می‌گیرد. به چنین روش طراحی، طراحی بر اساس ظرفیت اطلاق می‌گردد.

مکانیزم تسلیم پیوند، به طول آن وابسته می‌باشد که این پارامتر نیز تابعی از ظرفیت خمشی، ظرفیت برش و کرنش سخت شوندگی می‌باشد. این دسته‌بندی بر اساس ضابطه‌های AISC 341-05 (2005) به این صورت است که اگر رابطه $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$ برقرار باشد، تسلیم برشی است. اگر رابطه $e \geq \frac{2.6M_p}{V_p}$ برقرار باشد، تسلیم خمشی و اگر رابطه $\frac{1.6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2.6M_p}{V_p}$ برقرار باشد، ترکیبی از تسلیم برشی و خمشی است. در این مقاله از پیوندهایی با طول کوتاه (تسلیم برشی) استفاده شده است. برای طراحی ستون‌ها از دیاگرام آزاد ستون‌ها (شکل 2) برای ستون‌های داخلی نوع 1 و شکل (3) برای ستون‌های داخلی نوع 2 استفاده می‌شود که در این شکل V_u ماکزیمم برش مورد انتظار در پیوند است که در AISC 341-05 (2005) برای پیوندهای برشی ($e < \frac{1.6M_p}{V_p}$) به شکل رابطه (19) ارائه شده است:

$$V_u = 1.25R_y(0.6F_y(d_b - 2t_f)t_w) \quad (19)$$

M_B ماکزیمم لنگر انتهایی پیوند است که در AISC 341-05 (2005) برای پیوندهای متقارن برشی به صورت معادله (20) است:

$$M_B = e(1.25R_yV_p)/2 \quad (20)$$

در رابطه فوق، $M_p = ZF_y$ و $V_p = 0.6F_y(d_b - 2t_f)t_w$ که Z مدول مقطع پلاستیک است.

بر اساس شکل (2-الف) و برقراری معادلات تعادل سیستم، مجموع نیروهای اعمالی در جهت راست، F_R ، به دست می‌آید که در رابطه نشان داده شده است:

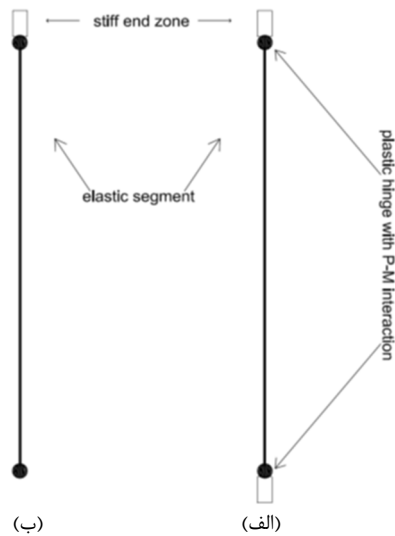
$$F_R = \frac{\frac{(L-e)}{2} \sum_{i=1}^n (V_u)_i + \sum_{i=1}^n (M_B)_i - \frac{(L-e)^2}{8} \sum_{i=1}^n W_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (21)$$

بر اساس شکل (2-ب) و لنگرگیری حول پای ستون پایه، مجموع نیروهای اعمالی در جهت چپ، F_L ، محاسبه می‌شود، که طبق اصول تعادل استاتیکی به صورت زیر است:

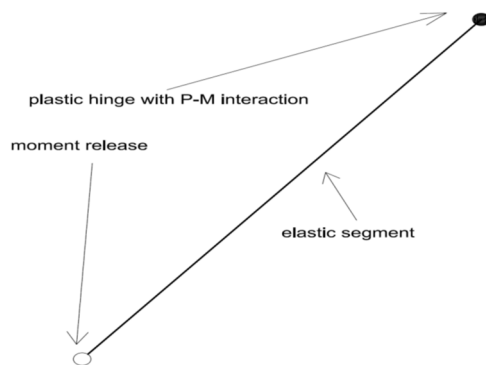
$$F_L = \frac{\frac{(L-e)}{2} \sum_{i=1}^n (V_u)_i + \sum_{i=1}^n (M_B)_i + \frac{(L-e)^2}{8} \sum_{i=1}^n W_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (22)$$

در رابطه‌های فوق، $\alpha = \frac{F_i}{\sum_{i=1}^n F_i} = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})}$ ، اگر $\beta_{n+1} = 0$ و $i = n \rightarrow M_{pc}$ لنگر پلاستیک مورد نیاز در طبقه اول است و برای جلوگیری از تشکیل مکانیزم طبقه نرم به صورت رابطه (23) پیشنهاد شده است (Leelataviwat و همکاران، 2007):

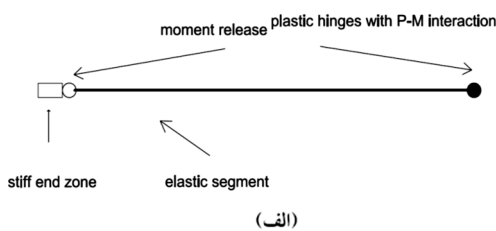
$$M_{pc} = \frac{1.1V'h_1}{4} \quad (23)$$



شکل 7- مدل اجزاء ستون: الف) ستون‌های طبقات، ب) ستون‌های طبقه اول

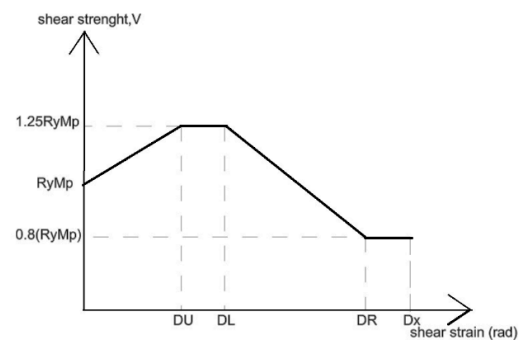


شکل 8- مدل اجزای عضو مهاري

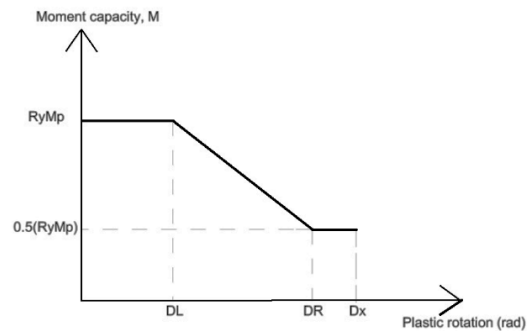


شکل 9- اجزای مدل تیر: الف) تیر در دهانه پیوند، ب) تیر در دهانه غیر پیوند

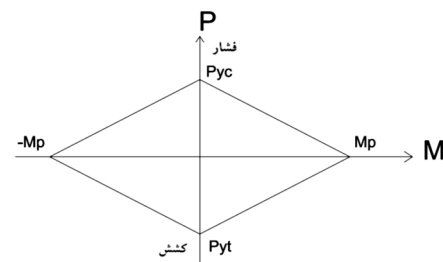
آنالیزهای سازه‌ای است. در این نرم‌افزار برای مدل‌سازی پیوندها از المان beam که در آن مفصل برشی تعبیه شده است، استفاده می‌گردد. شکل (4) رابطه برش - کرنش پلاستیک را برای این مفصل نشان می‌دهد. برای مدل‌سازی ستون‌ها و عضوهای مهاري از المان تیر- ستون که در آن مفصل اندرکنش ممان و نیروی محوری (P-M) تعبیه شده است، استفاده گردیده است. در شکل (5) رابطه لنگر - چرخش پلاستیک برای این مفصل نشان داده شده است. شکل (6) منحنی اندرکنش ممان و نیروی محوری (P-M) را برای المان تیر- ستون نشان می‌دهد. در شکل‌های (7) تا (10)، اجزاء مدل ستون، عضو مهاري، تیر و پیوند برشی مشخص شده است.



شکل 4- نمودار برش - کرنش پلاستیک برای پیوند برشی (Furukawa و همکاران، 2008)

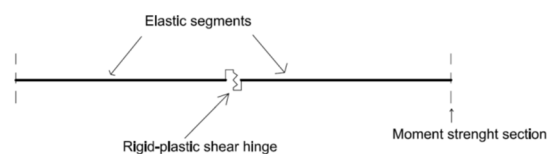


شکل 5- نمودار لنگر - چرخش پلاستیک برای ستون (Furukawa و همکاران، 2008)



شکل 6- منحنی اندرکنش P-M برای المان تیر- ستون (Chao و همکاران، 2007)

پارامترهای مورد نیاز طراحی برای دو روش موردنظر در جداول (1) و (2) برای قاب 7 و 15 طبقه نشان داده شده است. پس از محاسبه برش پایه با استفاده از روشهای توزیع نیروی جانبی ذکر شده در بخشهای قبلی، نیروی جانبی در هر طبقه برای هر قاب به دست می آید.



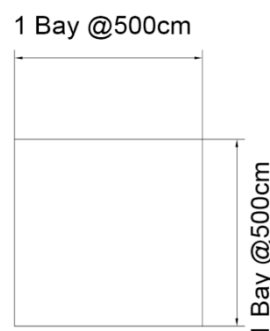
شکل 10- مدل اجزای پیوند برشی

جدول 1- پارامترهای طراحی استاندارد 2800 در قاب 7 و 15 طبقه

پارامتر	7 طبقه	15 طبقه
نوع خاک	III	III
A (g) (پهنه با خطر نسبی زیاد)	0/300	0/300
B_1	1/962	1/108
T_0 (sec)	0/150	0/150
T (sec)	0/981	1/737
T_s (sec)	0/700	0/700
S	1/750	1/750
S_0	1/100	1/100
N	1/060	1/220
ارتفاع قاب (m)	21/000	45/000
T_a (sec)	0/785	1/390
ضریب اهمیت	1/000	1/000
R_u	7/000	7/000
B	2/079	1/352
AB	0/624	0/406
وزن قاب (kgf) W	301500	649500
برش پایه (kgf) V_u	26867/072	37627/543

7- مطالعه موردی

برای مطالعه موردی، دو ساختمان 7 و 15 طبقه با پلانی مطابق شکل (11) انتخاب گردیده است. نمای قاب به صورت شکل (12) است و عضو مهاري در قابهای دیگر نیز به همین شکل قرار گرفته است. فرض شده است این ساختمانها در شهر تهران واقعاند که خطر لرزه خیزی بالایی دارد و خاک آن نوع III فرض شده است. از این قابها برای مقایسه بین دو روش استاندارد 2800 و روش PBDP استفاده شده است.

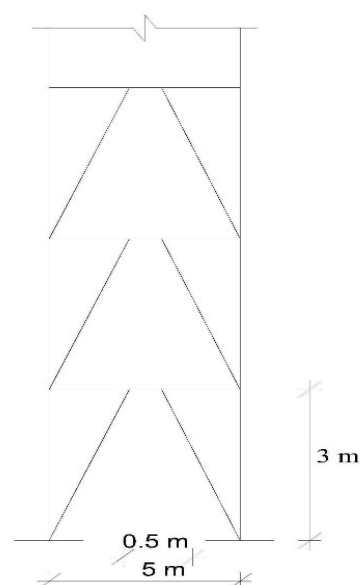


شکل 11- پلان قابهای مورد مطالعه

جدول 2- پارامترهای طراحی PBDP در قاب 7 و 15 طبقه

پارامتر	7 طبقه	15 طبقه
$C_s = V/W$	0/089	0/058
C_e	0/624	0/406
T (sec)	0/981	1/737
θ_y (rad) جابه جایی تسلیم	0/008	0/008
θ_u (rad) جابه جایی هدف	0/020	0/020
μ_s	2/667	2/667
R_μ	2/667	2/667
γ	0/609	0/609
α	1/688	1/135
V_u/W	0/130	0/082
V_u (kgf)	39318	53449

قابل مشاهده است که برش پایه در روش 2800 از روش PBDP کوچکتر است. پس از محاسبه نیروی جانبی در طبقه های

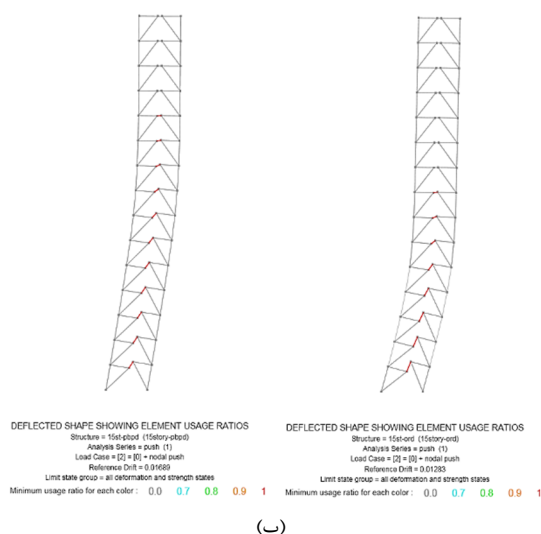
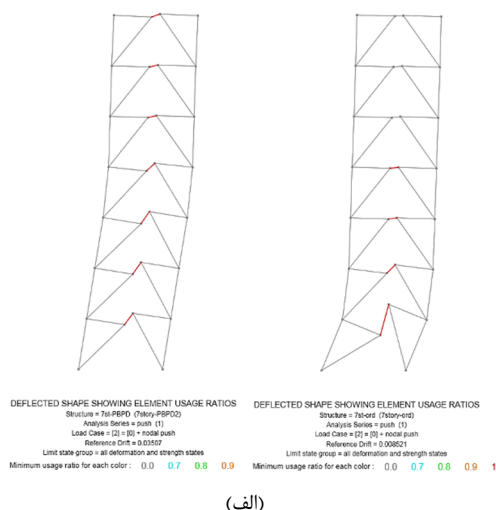


شکل 12- نمای قابهای مورد مطالعه

با اعمال نیروی جانبی حاصل از حداکثر برش هر پیوند، مقاطع خارج از پیوند در قاب معمول به دست می‌آیند. جدول (5) مقطع‌های طراحی شده با دو روش استاندارد 2800 و PBPD را برای قاب 7 طبقه نشان می‌دهد.

8- تجزیه و تحلیل نتایج

پس از انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی می‌توان پارامترهایی را در این قاب‌های طراحی شده توسط دو روش استاندارد 2800 و PBPD با هم مقایسه کرد که پارامترهای مورد استفاده در این مقاله منحنی پوش‌آور، ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند، ماکزیمم جابه‌جایی نسبی بین طبقات و روند تشکیل مفصل در طبقات است. شکل (13) نحوه و ترتیب تشکیل مفصل را در دو قاب 7 و 15 طبقه نشان می‌دهد که به روش معمول و روش PBPD طراحی شده‌اند.



شکل 13- تعداد و نحوه تشکیل مفصل‌ها: الف) قاب 7 طبقه،

ب) قاب 15 طبقه

مختلف، با استفاده از برش هر طبقه و معادله (18) مقطع پیوند به دست می‌آید. جدول (3) این مقطع‌ها را در قاب 7 طبقه نشان می‌دهد.

جدول 3- محاسبه مقاطع تیر پیوند در قاب 7 طبقه

طبقه	مقطع پیوند	
	PBPD	روش معمول
7	IPE14	IPE16
6	IPE18	IPE16
5	IPE22	IPE16
4	IPE24	IPE16
3	IPE24	IPE18
2	IPE27	IPE16
1	IPE27	IPE16

پس از به دست آوردن مقطع پیوند، برای طراحی اعضاء خارج از پیوند در قاب به روش PBPD، F_L ، M_B ، V_u و F_R به عنوان بار خارجی به دیاگرام آزاد ستون اعمال می‌شود و با استفاده از نرم افزار ETABS این اعضاء طراحی می‌شوند. جدول (4) این پارامترها را در قاب 7 طبقه نشان می‌دهد.

جدول 4- محاسبه پارامترهای مورد نیاز برای طراحی مقاطع

خارج از پیوند قاب 7 طبقه به روش PBPD

طبقه	V_u (kgf)	M_B (kgf. cm)	$\alpha_F F_R$ (kgf)
7	13028/4	325710	10031/37
6	18889/2	472230	6365/5
5	25700/4	642510	4720/99
4	29462/4	736560	3536/75
3	29462/4	736560	2545/80
2	35283/6	882090	1654/27
1	35283/6	882090	2721/39
	M_{pc} (kgf.cm)	3243697	

جدول 5- مشخصات مقطع اعضاء خارج از پیوند در دو روش

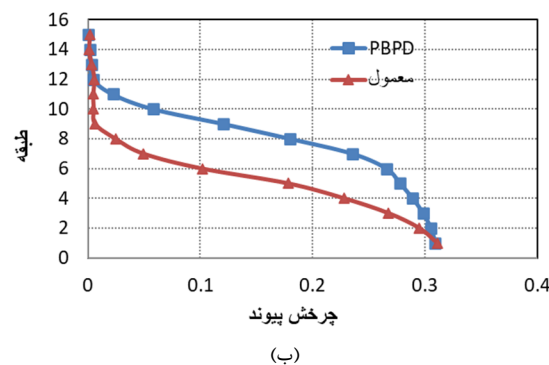
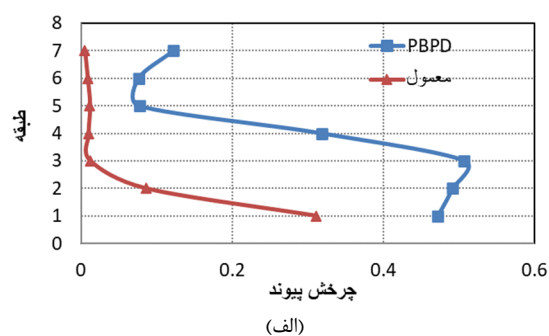
استاندارد 2800 و PBPD

طبقه	PBPD	روش معمول
7	Box 30×30×1	Box 25×25×0/8
6	Box 30×30×1	Box 25×25×0/8
5	Box 30×30×1/5	Box 25×25×0/8
4	Box 30×30×1/5	Box 25×25×0/8
3	Box 30×30×1/5	Box 25×25×0/8
2	Box 30×30×1/5	Box 25×25×0/8
1	Box 30×30×1/5	Box 25×25×0/8

مقدار ظرفیت باربری نهایی قاب‌های طراحی شده به‌روش PBPD که در آن گسیختگی اتفاق افتاده است از مقدار نظیر در قاب‌های طراحی شده به‌روش معمولی بیشتر است. از شکل (14) مشاهده می‌شود که قاب‌های طراحی شده به‌روش PBPD نسبت به قاب طراحی شده به‌روش معمول، رفتار بهتری را در زلزله از خود نشان می‌دهد.

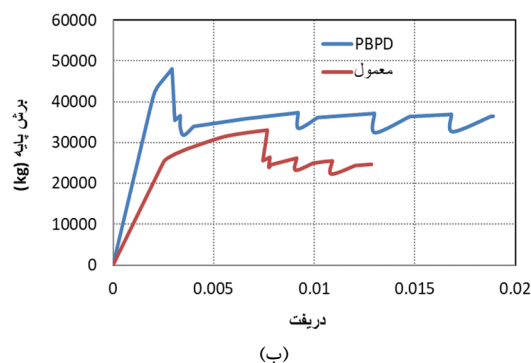
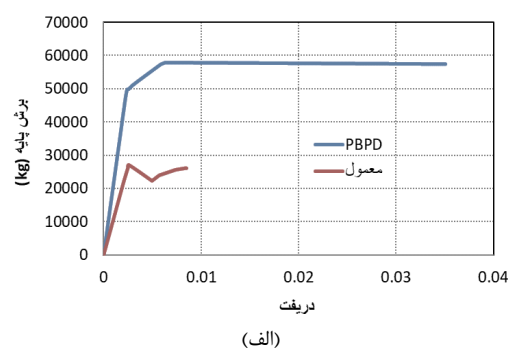
شکل (15) چرخش پیوند در نقطه عملکرد برای دو سازه طراحی شده به دو روش متفاوت را نشان می‌دهد. از شکل (15) مشاهده می‌شود که مقدار چرخش پیوند در قاب طراحی شده به‌روش PBPD از مقدار نظیر در قاب طراحی شده به‌روش معمول بزرگتر است. این مسئله که پیوندها می‌توانند چرخش بیشتری را داشته باشند نشان می‌دهد در قاب‌های طراحی شده به‌روش PBPD از ظرفیت بیشتر این پیوندها نسبت به قاب طراحی شده به‌روش معمول استفاده می‌شود.

در شکل (16) مقایسه دررفت نسبی طبقات برای سازه‌های طراحی شده به دو روش متفاوت نشان داده شده است. از شکل (16) مشاهده می‌شود که مقدار دررفت نسبی طبقات در قاب‌های طراحی شده به‌روش PBPD از مقدار نظیر در قاب‌های طراحی شده به‌روش معمول بزرگتر است. این مسئله نشان می‌دهد در سازه‌های طراحی شده به‌روش PBPD از ظرفیت بیشتری از مقاطع نسبت به سازه‌های طراحی شده به‌روش معمول استفاده می‌شود.



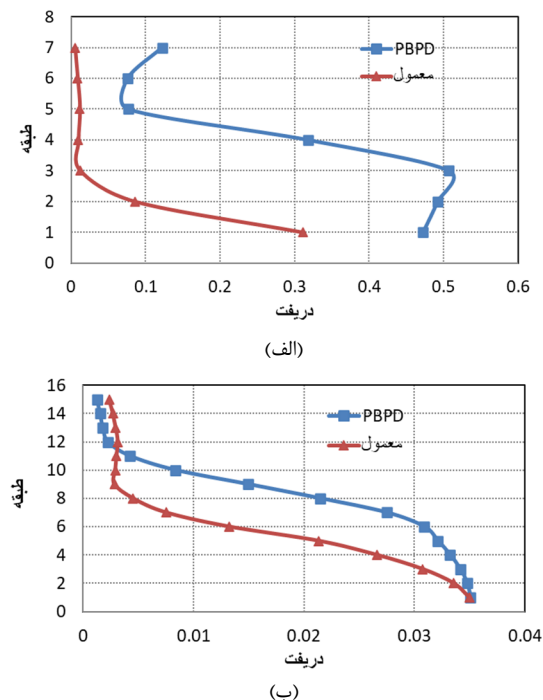
شکل 15- مقایسه چرخش پلاستیک پیوند: الف) قاب 7 طبقه، ب) قاب 15 طبقه

از شکل (13) مشاهده می‌شود مفصل‌ها در قاب‌های طراحی شده با استفاده از روش PBPD در ارتفاع ساختمان توزیع شده و تعداد آن‌ها در مقایسه با قاب‌های طراحی شده با استفاده از روش معمول بیشتر است. منحنی برش پایه- دررفت¹³ بام سازه (بار افزون) سازه برای دو قاب 7 و 15 طبقه که توسط دو روش معمول و PBPD طراحی شده‌اند در شکل (14) با هم مقایسه شده‌اند. منحنی بار افزون قاب‌های طراحی شده به‌روش PBPD نسبت به منحنی بار افزون قاب‌های طراحی شده به‌روش معمول دارای شیب اولیه بیشتری می‌باشد. علاوه بر این، در قاب‌های طراحی شده به‌روش PBPD روند افزایش تغییرمکان نسبت به افزایش بار با شدت کمتری نسبت به قاب‌های طراحی شده به‌روش معمول انجام می‌شود. از شکل قابل مشاهده است که منحنی پوش‌آور قاب طراحی شده به‌روش PBPD نسبت به قاب طراحی شده به‌روش معمول تا دررفت بیشتری ادامه می‌یابد. این نشان‌دهنده آن است که قاب طراحی شده به‌روش PBPD دیرتر به گسیختگی می‌رسد. از شکل (14) مشاهده می‌شود پس از این که سازه تسلیم می‌شود در قاب طراحی شده به‌روش PBPD روند تغییرات منحنی تقریباً یکنواخت است ولی در قاب طراحی شده به‌روش معمول پس از تسلیم، منحنی پوش دارای افت در مقاومت است. این مسئله به‌دلیل رسیدن اعضاء به‌حد گسیختگی و کاهش ظرفیت باربری آن‌ها است.



شکل 14- مقایسه منحنی بار افزون: الف) قاب 7 طبقه، ب) قاب 15 طبقه

- buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2005.
- Cai Y, Gu H, Shi J, Wang S, Sun C, Tong L, Xu W, "Seismic performance of a self-centering concrete frame with tuned viscous mass dampers based on mode tuning design", Structures, 2025, 76, 108991.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.108991>
- Chao SH, Goel SC, "Performance-based seismic design of ebf using target drift and yield mechanism as performance criteria, report No. UMCEE 05-05", Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 2005.
- Chao SH, Goel SC, "A seismic design method for steel concentric braced frames for enhanced performance", 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, 2006a, 10-11.
- Chao SH, Goel SC, "Performance-based design of eccentrically braced frames using target drift and yield mechanism", AISC Engineering Journal, Third Quarter, 2006b, 173-200.
<https://doi.org/10.62913/engj.v43i3.1294>
- Chao SH, Goel SC, Lee SS, "A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures", Earthquake Spectra, 2007, 23 (3), 547-569.
<https://doi.org/10.1193/1.2753549>
- Chao SH, Goel SC, "Performance-based plastic design of seismic resistant special truss moment frames", AISC Engineering Journal, Second Quarter, 2008, 127-150.
<https://doi.org/10.62913/engj.v45i2.933>
- Chen W, Xu J, Yu K, Yu J, Ma M, Ma Z, "Performance-based design of FRP-confined recycled aggregate concrete powered by machine learning techniques", Engineering Structures, 2025, 336, 120478.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.120478>
- Chopra AK, "Estimating seismic demands for performance-based engineering of buildings", Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Mira Digital Publishing, Canada, 2004.
- Clough RW, Penzien J, "Of structures", McGraw-Hill, NY, USA, 1975.
- CSI, "PERFORM-3D v.4.0 User Manual", Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, 2007.
- Dasgupta P, Goel SC, Parra-Montesinos G, "Performance-based seismic design and behavior of a composite buckling restrained braced frame (BRBF)", Proceedings of the Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, 2004.
- Furukawa S, Goel SC, Chao SH, "Seismic evaluation of eccentrically braced steel frames designed by performance-based plastic design method", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, Beijing, China, 2008.
- Goel SC, Chao SH, "Performance-Based Plastic Design: Earthquake Resistant Steel Structures", International Code Council, Washington, DC, 2008.
- Housner GW, "Limit design of structures to resist earthquakes", Proceedings of First World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, June 1956, Part 5, 1-11.



شکل 16- مقایسه دریفت نسبی بین طبقه‌ها: الف) قاب 7 طبقه، ب) قاب 15 طبقه

9- نتیجه‌گیری

- در قاب طراحی شده به روش PBPD فقط پیوندها به صورت برشی تسلیم می‌شوند و تسلیم پیوندها به طور تقریباً یکنواخت انجام می‌شود. در قاب‌های طراحی شده به روش 2800 فقط تسلیم برشی اتفاق نمی‌افتد بلکه تسلیم در ستون‌ها هم رخ می‌دهد. علاوه بر این تسلیم در این دو قاب یکنواخت نیست. در قاب طراحی شده به روش PBPD در اثر این زلزله‌ها مکانیزم تسلیم مورد نظر تشکیل می‌شود. بنابراین رفتار سازه در اثر زلزله قابل پیش‌بینی و کنترل است ولی در قاب طراحی شده به روش دیگر مکانیزم تسلیم مطلوب تشکیل نمی‌شود و تسلیم در تعداد طبقات محدودی اتفاق می‌افتد و رفتار سازه قابل پیش‌بینی نیست و ممکن است در اثر زلزله‌های شدید خرابی‌های غیرقابل جبرانی اتفاق افتد.
- چرخش پیوند در قاب طراحی شده به روش PBPD از مقدار نظیر در قاب طراحی شده به روش معمول بزرگتر است.
- به طور کلی دریفت قاب طراحی شده به روش PBPD از قاب طراحی شده به روش دیگر بزرگتر است.

10- مراجع

- Ahmadi A, Alirezai M, Sharifi M, "Experimental study of improved seismic behaviour of eccentrically braced frames by zipper elements", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 2025.
<https://doi.org/10.1680/jstbu.24.00076>
- AISC 341-05, "Seismic provisions for structural steel

- resistant design of buildings", Edition 4, 2016.
- Tai Y, Cheng L, Liu L, Bao H, Wang S, "Optimal design and performance analysis of a tuned negative-stiffness inerter mass damper for vibration control systems", Structures, 2025, 73, 108163.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.108163>
- Tran NA, Anh ND, Nguyen NL, Bui HL, Cao HQ, "Passive or active control of an actual building under earthquakes using rolling rim-type TMD: A comparative study", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2026, 200, 109828.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2025.109828>
- Tran NA, Bui HL, "Rolling tuned mass damper for vibration control of building structures subjected to earthquakes: A comparative study", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2025, 194, 109376.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2025.109376>
- Uniform Building Code (UBC), "International conference of building officials", Whittier, Calif, 1994.
- Uniform Building Code (UBC), "International conference of building officials", Whittier, Calif, 1997.
- International Building Code (IBC), International Code Council, 2009.
- Jiang S, Ma R, Bi K, Du X, Song J, "Negative stiffness enhanced tuned mass damper (NS-TMD) for seismic induced response mitigation of isolated bridges", Engineering Structures, 2025, 325, 119416.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.119416>
- Lee SS, Goel SC, "Performance-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism, Report No. UMCEE 01-17", Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 2001.
- Leelataviwat S, Goel SC, Stojadinović B, "Drift and yield mechanism based seismic design and upgrading of steel moment frames, Report No. UMCEE 98-29", Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, 1998.
- Leelataviwat S, Goel SC, Stojadinović B, "Toward performance-based seismic design of structures", Earthquake Spectra, 1999, 15 (3).
<https://doi.org/10.1193/1.1586052>
- Leelataviwat S, Saewon W, Goel SC, "An energy-based method for seismic evaluation of structures", Proceedings of Structural Engineers Association of California Convention, SEAOC 2007, Lake Tahoe, CA, September, 2007, 26 (29), 21-31.
[https://doi.org/10.1061/41084\(364\)70](https://doi.org/10.1061/41084(364)70)
- Li T, Su M, Shi G, Guo J, Zhao H, "Damage and collapse assessment of high-strength steel-composite K-shaped eccentrically-braced frame based on deformation and energy dissipation", Journal of Building Engineering, 2025, 114, 114298.
<https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2025.114298>
- Li Y, Xue J, Yuan H, Huang H, Zhang Y, Wang Q, "Seismic performance of special-shaped column prefabricated eccentrically braced frame with low-yield-point links", Journal of Constructional Steel Research, 2026, 236, 110019.
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2025.110019>
- Ma C, Gernay T, "Economic impact of performance-based fire design of composite steel frame structures", Engineering Structures, 2025, 338, 120542.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.120542>
- NEHRP, "Commentary on recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings (FEMA 369)", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, 2001a.
- NEHRP, "Recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings (FEMA 368)", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, 2001b.
- Núñez E, Mata R, Melo D, "Seismic performance of eccentrically braced frames with intermediate- and long-links: An IDA-based study using Chilean earthquakes", Structures, 2025, 82, 110452.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.110452>
- Rakhsha F, Hatami S, Gorji Azandariani M, Alipour Mansourkhani A, Davani M, "Resistance of eccentric braced steel frames against progressive collapse and overload factor", Structures, 2024, 70, 107933.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.107933>
- Standard No. 2800, "Iranian code of practice for seismic