



The Necessity of Modeling the Column Beam Joint Panel Zone in Reinforced Concrete Structures with Behavioral Degradation

Ahmad Reza Fakhriyat, Sasan Motaghed*, Mohammad Sadegh Shahidzadeh^{id}

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Behbahan Khatam Alanbia University of Technology, Behbahan, Iran

ABSTRACT: This study investigates the impact of incorporating panel zones into the numerical modelling of reinforced concrete moment-resisting frames (RC MRFs). Eight- and twelve-story RC MRF models were created using OpenSees software. The effects of panel zone inclusion were analyzed by comparing the results of nonlinear static (cyclic), dynamic, and incremental dynamic analyses. All models employed the Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK) degradation model to account for material behaviour. The static analyses revealed minimal differences between models with and without panel zones. However, the influence of panel zones became significant in the dynamic analyses. Fragility curves demonstrated that models incorporating panel zones reached the collapse limit state at lower earthquake intensity levels. Additionally, the nonlinear time-history analysis showed that while panel zone effects were negligible in the linear response range, structures with modelled panel zones exhibited larger displacements upon entering the nonlinear region. These findings highlight the importance of considering panel zones in numerical models, particularly when evaluating the seismic performance of RC MRFs. Panel zones play a crucial role in capturing the inelastic response and collapse behaviour of structures under earthquake loading.

Review History:

Received: Jan. 10, 2023

Revised: Dec. 10, 2023

Accepted: Jun. 08, 2024

Available Online: Jul. 04, 2024

Keywords:

Moment Resistant Reinforced Concrete Bending Frame

Ibarra-Medina-Krawinkler Model

Dynamic Analysis

panel Zone

OpenSees Software

1- Introduction

In structural frames, joints are crucial components located at the intersections of beams and columns. These joints consist of two distinct parts: the panel zone and the connector. The panel zone is responsible for transferring shear forces between adjacent frame members. In reinforced concrete joints, the panel zone is not always visually distinct and often requires conceptual interpretation to define. Due to its location and confinement, the panel zone possesses greater stiffness and strength than typical frame elements, significantly influencing the structural response. Additionally, the joint length impacts the frame's behaviour by effectively reducing the lengths of the columns and beams. [1, 2]. Accounting for these two effects likely yields a more accurate representation of the frame's initial stiffness, potentially influencing the outcomes of static and dynamic analyses.

Paulay and Priestley [3] report that joint deformations can contribute up to 20% of the interstory displacement experienced during an earthquake. This highlights the importance of incorporating member end regions within finite element models for accurate structural response simulations.

This study investigates the challenges and importance of modelling beam-to-column joint panel zones in moment-resisting reinforced concrete (RC) frames, particularly when considering behavioural deterioration. We achieve this by

comparing numerical models of RC structures with and without panel zones, employing concentrated plasticity. The objective is to assess the influence of panel zone modelling on the results of static and dynamic analyses under deteriorating structural conditions. Through static analysis, incremental dynamic analysis (IDA), and the Ibarra-Medina-Krawinkler deterioration model, this research facilitates a numerical comparison of the two modelling approaches.

2- Buildings and models

To perform nonlinear static and dynamic analysis of moment-resistant reinforced concrete frames, we utilize two frames (one eight-story and one twelve-story) sharing the same plan.

Numerical modelling was performed in OpenSees using concentrated plasticity. The cyclic behaviour of plastic regions was captured by rotational spring elements employing the Ibarra-Medina-Krawinkler degradation model, incorporating a peak-oriented cyclic law [4]. Joint behaviour was modelled using five 2D joint spring elements (designated as joint2d-SPR5) within the numerical model. This approach captures both the shear deformations and the interface slip (sliding effects) between concrete and reinforcement during seismic response analysis.

*Corresponding author's email: motaghed@bkatu.ac.ir



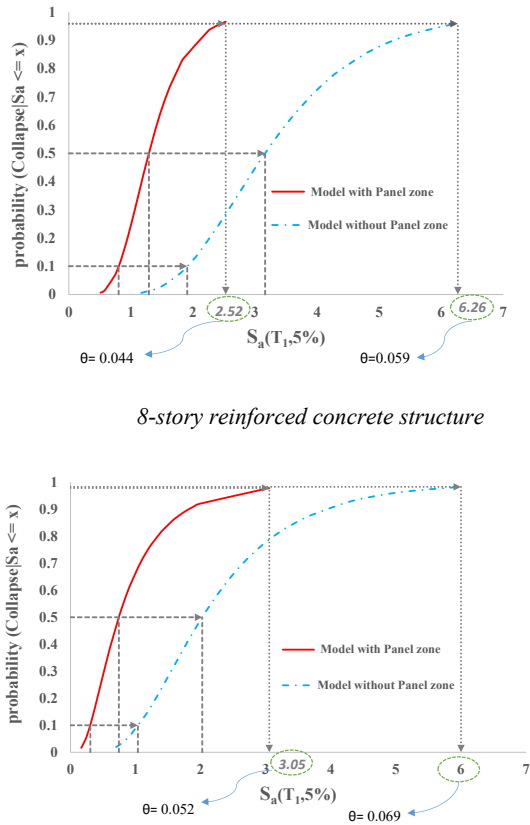


Fig. 1. Comparison of the fragility curve of the structures with and without panel zone

A uniaxial material model was employed to define the shear stiffness of both the panel zone and the connected frame members. The modified Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK) model was utilized to capture the hysteretic behaviour, incorporating various degradation mechanisms: cyclic deterioration, post-yield softening, and residual strength. To validate the modelling approach, the previously published 8-story concrete structure by Erol Kalkan was recreated and subjected to static load analysis for comparison [5]. The results exhibited good agreement between the two analyses, validating the adopted modelling approach. Subsequently, time-history analysis and Incremental Dynamic Analysis (IDA) were conducted using a suite of 22 ground motion records (encompassing 44 components) obtained from the PEER-NGA database, as recommended by FEMA P-695 [6].

3- Results and Discussion

Figure 1 presents a comparison of fragility curves for the eight-story and twelve-story structures. These curves illustrate the probability of collapse for each structure under various ground motion intensities, considering models with and without panel zones. The figure reveals that the inclusion of the panel zone in the structural model results in increased stiffness. Consequently, collapse occurs at lower ground motion intensities for models with panel zones compared to those without.

Based on the results, it is evident that incorporating the panel zone in both structures significantly alters their response. Specifically, in the structure without the panel zone, the intensity level leading to a response of 0.035 is approximately twice as high compared to when the panel zone is included. For instance, in the 8-story structure, the collapse threshold occurs at an intensity of 3.15 without a panel zone, whereas with a panel zone, it occurs at a lower intensity of 1.45. Similarly, in the 12-story structure, the collapse threshold is reached at an intensity of 1.89 without a panel zone, whereas with a panel zone, it occurs at a lower intensity of 0.85. Thus, including the panel zone in the numerical model results in a response that is significantly higher or lower depending on the structure, emphasizing its critical influence on structural behaviour.

The fragility curves reveal a significant influence of the panel zone on collapse resistance. Structures with modeled panel zones exhibit a 50% reduction in ground motion intensity required to reach collapse compared to models without the panel zone. However, it's important to acknowledge a potential underestimation of the collapse limit state for models with panel zones. This is indicated by a 30% discrepancy in the predicted relative displacement at collapse compared to the expected complete structural failure.

4- Conclusions

In this paper, the numerical modelling of concrete structures with two modelling approaches “with panel zone” and “without panel zone” was investigated. In both approaches, the behaviour of the beam and column elements is assumed to be linear and the nonlinear behaviour is concentrated in the joint area at the end of the members.

Within the “without panel zone” model, the connection between members was represented by a zero-length spring element. The nonlinear behaviour of this spring was captured using a uniaxial material model following the Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK) formulation. Conversely, the “with panel zone” model employed four springs at each member end to account for the panel zone’s influence. One of these springs specifically represented the joint’s shear behaviour.

Static analysis results revealed a marginal influence of the panel zone. While the model incorporating the panel zone exhibited increased stiffness and resistance due to its inherent rigidity and member length reduction, the overall difference compared to the model without the panel zone was negligible. This suggests that for purely static loads, the presence or absence of the panel zone may not significantly impact the results, and the modelling approach might not be critical.

Nonlinear time-history analysis, which simulates the response of structures under strong ground motions, revealed a more pronounced influence of the panel zone. While the difference between models was insignificant in the linear regime (with small displacements), it became more substantial as the structure entered the nonlinear region. Here, models with panel zones exhibited higher relative displacements. This observation aligns with the fragility curves, where the model incorporating the panel zone reached the collapse limit

state at lower earthquake intensities. This suggests that the panel zone plays a more critical role in capturing the inelastic response and collapse behaviour of structures under seismic loads.

References

- [1] A. Mehrabi Moghadam, A. Yazdani, S. Motaghed, Considering the Yielding Displacement Uncertainty in Reliability of Mid-Rise RC Structures, *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 10(3) (2022) 141-157.
- [2] S. Motaghed, A.R. fakhriyat, Modeling inelastic behavior of RC adhered shear walls in opensees, *Journal of Modeling in Engineering*, 18(63) (2021) 15-25. (in Persian)
- [3] T. Paulay, M.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, Wiley, New York, 1992.
- [4] L.F. Ibarra, R.A. Medina, H. Krawinkler, Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(12) (2005) 1489-1511.
- [5] E. Kalkan, *Prediction of seismic demands in building structures*, University of California, Davis, 2006.
- [6] C. Applied Technology, *Quantification of building seismic performance factors*, US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.



ضرورت مدل‌سازی چشمه اتصال تیر به ستون در سازه‌های بتن‌آرمه دارای زوال رفتاری

احمدرضا فخریت، ساسان معتقد*، محمد صادق شهیدزاده^{1b}

گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان، بهبهان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۱/۱۰/۲۰
بازنگری: ۱۴۰۱/۰۹/۱۹
پذیرش: ۱۴۰۳/۰۳/۱۹
ارائه آنلاین: ۱۴۰۳/۰۴/۱۴

کلمات کلیدی:

قاب خمشی بتن‌آرمه
مدل ایبارا-مدینا-کراوینکلر
حلیل دینامیکی
چشمه اتصال
اپنسیس

خلاصه: چشمه اتصال هسته مرکزی قرار گرفته در محل اتصال تیر و ستون در قاب است. هدف این مقاله بررسی تأثیر مدل‌سازی چشمه اتصال در رفتار سازه‌های بتنی با قاب خمشی بر نتایج تحلیل است. به این منظور دو قاب خمشی بتنی ۸ و ۱۲ طبقه با استفاده از نرم افزار اپنسیس مدل‌سازی و پاسخ‌های تحلیل‌های استاتیکی چرخه‌ای غیر خطی، آنالیز دینامیکی غیر خطی و دینامیکی افزایشی غیر خطی در حالات با و بدون مدل‌سازی چشمه اتصال با یکدیگر مقایسه شده است. در همه حالات زوال رفتاری طبق مدل ایبارا، مدینا و کراوینکلر مد نظر قرار گرفته است. نتایج نشان داد اختلاف در ارزیابی استاتیکی مدل‌ها بسیار کم است و حضور و عدم حضور چشمه اتصال در آنالیز استاتیکی تأثیر قابل توجهی در نتایج ندارد. در آنالیز دینامیکی تأثیر چشمه اتصال قابل ملاحظه است. با بررسی منحنی شکنندگی سازه مشاهده شد که مدل با چشمه اتصال در سطوح شدت پایین‌تری به آستانه فرو ریزش می‌رسد. همچنین در تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی پاسخ سازه مشاهده شد زمانی که سازه در ناحیه خطی است و جابجایی‌های سازه کم است اثر مدل‌سازی و عدم مدل‌سازی چشمه اتصال ناچیز است، اما با ورود سازه به ناحیه غیر خطی جابجایی نسبی در حضور چشمه اتصال بیشتر است.

۱- مقدمه

برای قاب می‌شود که می‌تواند بر نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی تأثیر بگذارد. چنانچه اتصالات به درستی طراحی نشوند، سختی و مقاومت اتصال ممکن است به سرعت به دلیل گرا دیان بالای نیرو و ممان در ناحیه چشمه کاهش یابد. طول اتصال معمولاً در مقایسه با اعضای اتصال تیر به ستون به طور قابل توجهی کوچک است، به طوری که تغییر شکل‌های محوری و خمشی در اتصال را می‌توان نادیده گرفت [۵، ۶] و تغییر شکل برشی بیشترین نقش را در رفتار اتصال دارد. علاوه بر این بسته به جزئیات اتصال، چرخش در محل اتصال تیر به ستون (چرخش رابط) نیز ممکن است بر رفتار سازه تأثیر بگذارد [۵-۷]. آسیب اصلی مشاهده شده در رخدادهای پیشین، آسیب در مسیر انتقال بار (رابط) به چشمه اتصال و آسیب خود چشمه اتصال است. از دست دادن پیوستگی [۸] دلیل اصلی آسیب در مسیر انتقال بار است، در حالی که چشمه اتصال معمولاً با خرد شدن بتن و تسلیم شدن میلگرد عرضی آسیب می‌بیند [۷].

اتصال در قاب‌ها بخشی از سازه است که در محل تلاقی تیر و ستون قرار می‌گیرد. نقش اتصال ایجاد تعادل با انتقال نیروهای انتهایی اعضا و حفظ سازگاری است [۱-۳]. اتصال را می‌توان ترکیبی از دو ناحیه مجزا شامل ناحیه چشمه و رابط اتصال دانست. رابط اتصال به ناحیه‌ای اطلاق می‌شود که تیرها و ستون‌ها را به ناحیه چشمه وصل می‌کند و ناحیه چشمه نیروهای برشی را بین اعضای مجاور قاب منتقل می‌کند. در قاب‌های فولادی، چشمه و رابط‌های اتصال به راحتی توسط اجزای مکانیکی قابل مشاهده خود، متمایز می‌شود، در حالی که در اتصالات بتن‌آرمه این نواحی ظهور چندانی ندارند و باید با برخی تفاسیر مفهومی تعریف شوند.

چشمه اتصال دارای سختی و مقاومت بالاتری نسبت به اجزای تشکیل‌دهنده قاب است که می‌تواند پاسخ سازه را تحت تأثیر قرار دهد. طول اتصال نیز با کاهش طول ستون و تیر بر پاسخ قاب تأثیر می‌گذارد [۴]. لحاظ نمودن این دو اثر در مجموع منجر به سختی اولیه دقیق‌تر و معمولاً بالاتر

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: motaghed@bkatu.ac.ir



(منوتونیک) یا چرخه‌ای ارائه می‌شود. برای مدل‌سازی پاسخ غیرالاستیک تحت بار چرخه‌ای، قوانین هیسترسیس مختلف برای مطالعه مراحل مختلف رفتاری تحت چندین چرخه بارگذاری و باربرداری و پس از آن دارای زوال مقاومت و سختی تعریف شده بودند [۱۸]. محققان مختلف بر اساس مطالعات تحلیلی، مدل‌های مختلفی برای درک پاسخ اتصالات بتن‌آرمه ارائه کرده‌اند. این مدل‌ها بر اساس تعداد فنرهای چرخشی یا فنرهای چندگانه غیرخطی دسته‌بندی می‌شوند که برای پیش‌بینی پدیده‌های برش و لغزش آرماتورها استفاده می‌شوند [۱۹].

در تحقیقات پیشین چندین رویکرد برای مدل‌سازی پاسخ غیرالاستیک اتصال تیر - ستون ارائه شده است. روش‌های اولیه برای شبیه‌سازی قاب‌های بتن‌آرمه مبتنی بر کالیبراسیون مفصل پلاستیک معرفی شده در انتهای المان خطی تیر - ستون برای نمایش عملکرد اتصال غیرالاستیک و همچنان پاسخ خمشی اعضای قاب است [۲۰]. نینگ و همکاران مدلی ارائه دادند که برای شبیه‌سازی زوال سختی و مقاومت در اتصالات بتن مسلح در چرخه‌های بعدی همراه با اثر پینچینگ در حین تحلیل غیرالاستیک استفاده می‌شود. المان اتصال پیشنهادی از هشت فنر خطی و چرخشی و یک جزء مرکزی پنل اتصال تشکیل شده است. برش اتصال با استفاده از یک پنل اتصال دوبعدی در نظر گرفته شده، و مکانیزم لغزش اتصال از طریق فنرهای خطی در قسمت رابط لحاظ شده است [۲۱]. الیاس و همکاران [۱۹] و عبدالواحد [۲۲] در یک مطالعه مروری به بررسی روش‌های موجود برای مدل‌سازی چشمه‌های اتصال در سازه‌های بتنی پرداخته‌اند.

با توجه به تأثیر بالقوه هسته اتصال در رفتار سازه، به نظر می‌رسد تأثیرات نحوه مدل‌سازی این بخش از سازه در نتایج تحلیل باید بیشتر مورد توجه تحلیلگران قرار گیرد. به منظور پاسخ به بخشی از این نیاز، در این مقاله به بررسی مدل‌سازی عددی سازه‌های بتنی با دو رویکرد مدل‌سازی با چشمه اتصال و بدون چشمه اتصال، پرداخته شده است. در هر دو رویکرد مدل‌ها با فرض رفتار الاستیک خطی المان‌های تیر و ستون و رفتار غیرخطی توسط فنر در انتهای اعضا (مفصل متمرکز) مدل شده‌اند. سازه تحت آنالیز استاتیکی چرخه‌ای غیرخطی، آنالیز دینامیکی غیرخطی و دینامیکی افزایشی غیرخطی قرار گرفته است. در همه حالات زوال رفتاری طبق مدل ایبارا، مدینا و کراوینکر^۲ مدنظر قرار گرفته است [۲۳].

هدف اصلی این مقاله بررسی و مقایسه مدل‌سازی عددی سازه‌های بتنی با دو رویکرد مدل‌سازی با چشمه اتصال و بدون چشمه اتصال به

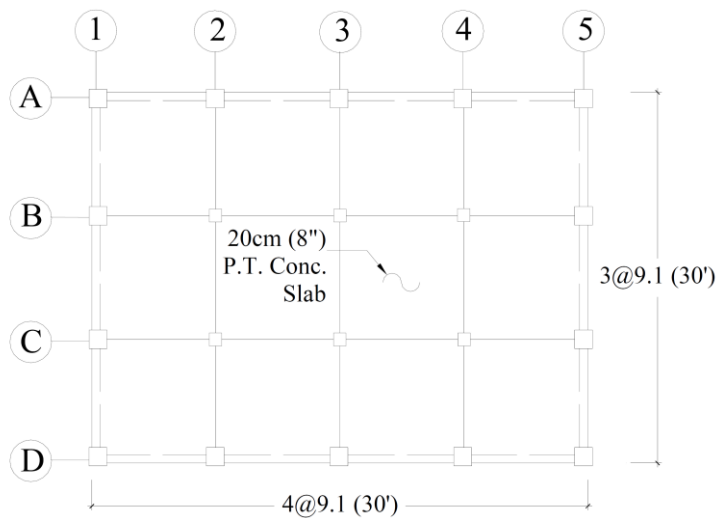
در خصوص مدل‌سازی چشمه‌های اتصال در سازه‌های بتنی مطالعات متعددی موجود می‌باشد. بر اساس پاولی و پریستلی^۱، به طور معمول، ۲۰٪ از جابجایی بین طبقه در زلزله ممکن است از تغییر شکل‌های اتصال نشأت بگیرد. به همین دلیل توصیه کرده‌اند که نواحی انتهایی اعضا در مدل‌سازی به طور خاص در نظر گرفته شود [۹]. ASCE/SEI41 و FEMA P-356 پیشنهاد می‌کنند که اتصال تیر و ستون به عنوان یک پانل صلب مدل شود [۱۰، ۱۱]. در این مدل چشمه اتصال به صورت یک المان نسبتاً صلب با ابعادی برابر با ابعاد اتصال در نظر گرفته می‌شود و هر دو تغییر شکل‌های برشی اتصال را نادیده می‌گیرند، اما اثرات لغزش آرماتورها را برای کاهش اثرات سختی خمشی در ناحیه اتصال را در نظر می‌گیرند. به این ترتیب، سختی قاب‌های بتن مسلح را بیش از حد برآورد کرده‌اند [۱۲].

مشخص شده است که اتصالات تیر - ستون، به خصوص مواردی که طراحی ضعیفی دارند، در هنگام زلزله تا حد زیادی غیرخطی رفتار می‌کنند، اما رویکرد تحلیل عمدتاً با در نظر گرفتن پلاستیسیته متمرکز در انتهای اعضا و با فرض صلب بودن هسته اتصال است. این به دلیل سهل‌انگاری طراحان یا تحلیلگران نیست، بلکه به این واقعیت نسبت داده می‌شود که مدل‌های موجود در ادبیات به طور کلی به اندازه‌ی کافی ساده نیستند تا در برنامه‌های تجاری مورد استفاده قرار گیرند، و یا به خوبی قادر به پیش‌بینی رفتار برشی اتصالات نیستند. به علاوه، مدل‌ها نیازمند حجم محاسباتی بالایی هستند که یا برای تحلیل رفتار سازه به طور کلی عملی نیستند، یا نیاز به یک المان خاص با گره‌ها و فنرهای مختلف یا یک برنامه با هدف خاص برای اجرای غیرخطی اتصال نیاز داشته باشند. این امر را برای طراحان و تحلیلگران دشوار می‌سازد که با استفاده از برنامه‌های تجاری، به راحتی به رویکردهای توصیه‌شده برای مدل‌سازی چشمه‌های اتصال اقدام کنند [۱۳].

توسعه روش‌های بهینه مدل‌سازی جهت شبیه‌سازی رفتار اتصالات بتن مسلح یک موضوع پژوهش فعال است. تحقیقات قابل توجهی در این زمینه انجام شده و رویکردهای مختلف مدل‌سازی در چند دهه اخیر پیشنهاد شده است [۹، ۱۴-۱۶]. ادبیات نشان می‌دهد که مکانیسم‌های اصلی حاکم بر پاسخ اتصالات بتن مسلح شامل تغییر شکل برشی هسته و مکانیزم لغزش پیوند بین آرماتور و بتن هستند [۱۷]. برخی از مطالعات پیشین «مفصل‌های پلاستیک» متصل بین المان الاستیک تیر - ستون، راه‌حلی برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی سازه‌های بتن مسلح معرفی کردند. این مطالعات به طور کلی بر پایه تحقیقات آزمایشگاهی بر روی مقاطع تیر - ستون تحت بار یک نوا

2 Ibarra & Medina & Krawinkler,

1 Paulay, Priestley



شکل ۱ پلان ساختمان بتن مسلح [۲۴]

Fig. 1. plan view of the reinforced concrete building [24]

۲- ساختمان مورد مطالعه

این مطالعه مبتنی بر تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی قاب خمشی بتن مسلح است. به این منظور یک قاب از سازه هشت طبقه و یک قاب از سازه دوازده طبقه، با پلان مشابه، استفاده می‌شود. طرح‌ها بر اساس شیوه‌نامه ی ارائه شده در راهنمای طراحی لرزه‌ای SEAOC 2000 هستند [۲۴]. ساختمان بتنی طراحی شده در راهنما SEAOC یک سازه هفت طبقه است. در اینجا، از همان پلان برای طرح ساختمان‌های هشت و دوازده طبقه استفاده شده است. این طرح‌ها حداقل الزامات آیین‌نامه ICBO1997 که شامل ضوابطی برای محدود کردن جابه‌جایی نسبی بین طبقه و تضمین تیر ضعیف و ستون قوی است را برآورده می‌سازد. پلان و ارتفاع قاب تیپ در شکل ۱ نشان داده شده است. مشخصات مقاطع تیرها و ستون‌ها برای هر دو سازه هشت و دوازده طبقه این قاب به ترتیب در جدول‌های ۱ و ۲ داده شده است. دهانه‌ها در هر دو جهت برابر با ۹٫۱ متر است. ارتفاع طبقه اول ۴٫۳ متر و ارتفاع سایر طبقات ۳٫۶۶ متر است. سازه بتنی با استاندارد UBC97 برای منطقه لرزه‌ای نوع ۴ با منبع نوع A و خاک نوع ۳ (سرعت موج برشی بین ۱۸۳ متر بر ثانیه و ۳۶۵ متر بر ثانیه) طرح شده است. بار بام ساختمان برابر با ۷٫۵۵ کیلونیوتن بر مترمربع و بار سایر طبقات به صورت مساوی برابر با ۸٫۹ کیلونیوتن بر مترمربع است [۲۵].

شیوه‌ی پلاستیسیته متمرکز است. در این مقاله، به بررسی چالش‌ها و ضرورت مدل‌سازی چشمه اتصال تیر به ستون در سازه‌های بتن‌آرمه با زوال رفتاری پرداخته شده است. در تحلیل و طراحی سازه‌های بتن‌آرمه، تأثیرات چشمه اتصال در مدل‌سازی‌های عددی بررسی شده است. از آنجایی که زوال رفتار در سازه‌های بتن‌آرمه نقش مهمی ایفا می‌کند و می‌تواند به کاهش کارایی و ایمنی سازه منجر شود، این مقاله به دنبال ارائه مقایسه تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی بر روی مدل‌سازی چشمه اتصال به همراه زوال رفتاری سازه است. با اجرای تحلیل‌های استاتیکی و تحلیل دینامیکی افزایشی و استفاده از مدل ایبارا-مدینا-کراوینکلر، این تحقیق امکان مقایسه عددی بین دو رویکرد مدل‌سازی را فراهم می‌آورد. نتایج تحلیل استاتیکی نشان داده‌اند که سازه با چشمه اتصال دارای سختی و مقاومت بالاتری نسبت به مدل‌سازی بدون چشمه اتصال است. زمانی که سازه تحت تحلیل استاتیکی قرار می‌گیرد، اختلاف در ارزیابی مدل‌ها بسیار کم بوده و حضور یا عدم حضور چشمه اتصال در آنالیز استاتیکی تفاوت قابل توجهی در نتایج ایجاد نمی‌کند. بنابراین، مدل‌سازی چشمه اتصال تأثیر زیادی بر نتایج ندارد. همچنین، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهد که اختلاف ناشی از مدل‌سازی چشمه اتصال در حالت‌های غیرخطی و در حضور جابه‌جایی‌های زیاد در نتایج سازه تأثیر قابل توجهی دارد. با بررسی منحنی شکنندگی سازه مشاهده شد که در مدلی که چشمه اتصال وجود دارد، سازه در سطوح شدت زلزله پایین‌تری به آستانه فروریزش می‌رسد.

جدول ۱. هندسه و مشخصات قاب ۸ طبقه بتنی پیرامونی در امتداد محور A

Table 1. Geometry and characteristics of the 8-story concrete frame along the A axis

طبقه	ستون‌های کناری		ستون‌های میانی		تیرها	
	ابعاد*	**میلگرد	ابعاد	میلگرد	میلگرد بالا	میلگرد پایین
۱	۱۰۱x۱۰۱	۲۰-#۱۱	۱۱۲x۹۱.۵	۱۸-#۱۱	۵#۱۱+۵#۴	۵#۹+۵#۴
۲	۱۰۱x۱۰۱	۲۰-#۹	۱۱۲x۹۱.۵	۱۸-#۱۰	۵#۱۱+۵#۴	۵#۱۰+۵#۴
۳	۱۰۱x۱۰۱	۲۰-#۹	۱۱۲x۹۱.۵	۱۸-#۱۰	۵#۱۱+۵#۴	۵#۱۰+۵#۴
۴	۹۶/۵x۹۶/۵	۲۰-#۹	۱۰۷x۸۶	۱۸-#۱۰	۵#۱۱+۵#۴	۵#۱۰+۵#۴
۵	۹۶.۵x۹۶/۵	۲۰-#۹	۱۰۷x۸۶	۱۸-#۱۰	۵#۱۱	۵#۹
۶	۹۱/۵x۹۱/۵	۱۶-#۹	۱۰۷x۸۶	۱۶-#۱۰	۵#۱۰	۵#۸
۷	۹۱/۵x۹۱/۵	۱۶-#۹	۹۶/۵x۷۶	۱۶-#۸	۵#۱۰	۵#۷
۸	۹۱/۵x۹۱/۵	۱۶-#۱۰	۹۶/۵x۷۶	۱۶-#۸	۵#۹	۵#۷

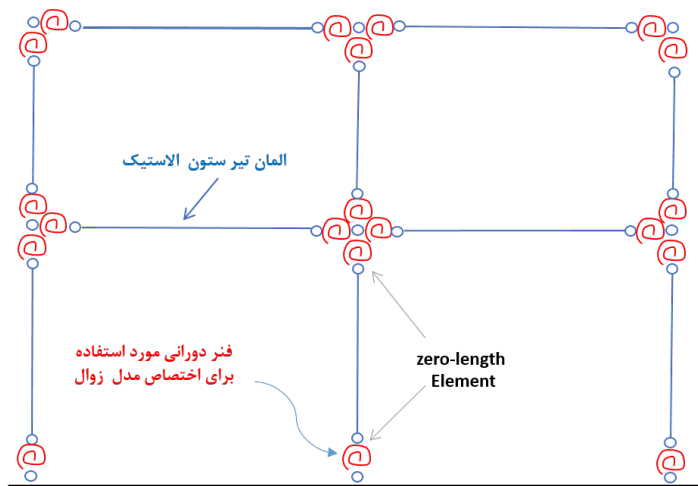
*همه‌ی ابعاد بر حسب CM

**شماره قطر آرماتورها #۴: ۱۳mm; #۵: ۱۶mm; #۶: ۱۹mm; #۷: ۲۲mm; #۸: ۲۵mm; #۹: ۲۹mm; #۱۰: ۳۲mm; #۱۱: ۳۵mm

جدول ۲. هندسه و مشخصات قاب ۱۲ طبقه بتنی پیرامونی در امتداد محور A

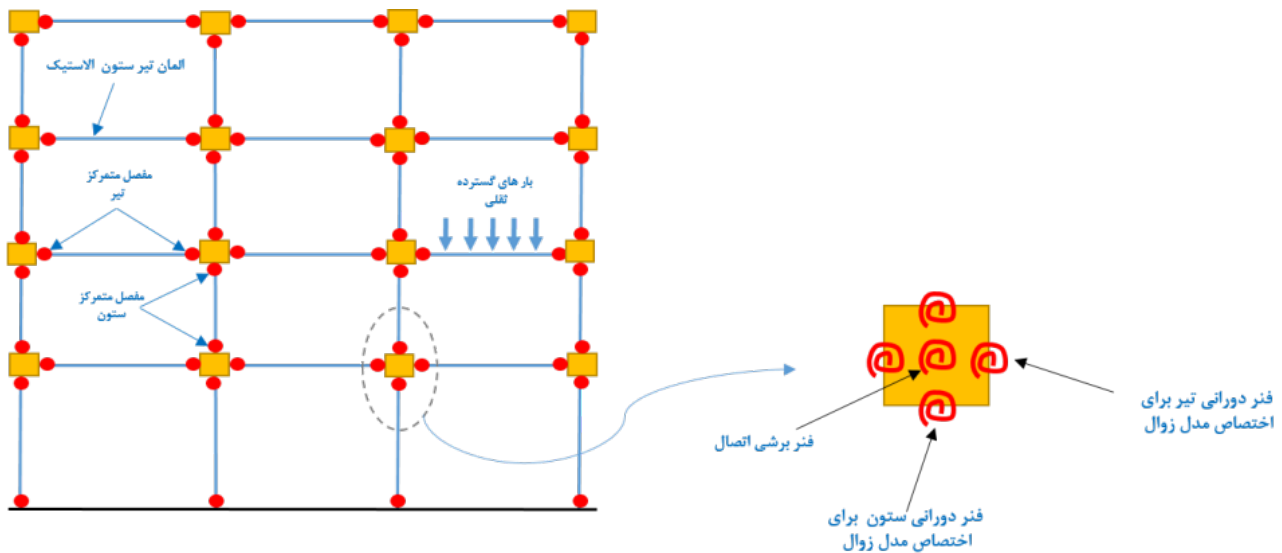
Table 1. Geometry and characteristics of the 12-story concrete frame along the A axis

طبقه	ستون‌های کناری		ستون‌های میانی		تیرها	
	ابعاد*	**میلگرد	ابعاد	میلگرد	میلگرد بالا	میلگرد پایین
۱	۸۶x۸۶	۲۴#۱۱	۱۰۷x۸۱	۱۸#۱۴	۶#۱۱+۵#۴	۶#۱۰+۵#۴
۲	۸۱x۸۱	۲۰#۱۰	۱۰۷x۸۱	۱۸#۱۴	۷#۱۱+۵#۴	۶#۱۰+۵#۴
۳	۸۱x۸۱	۲۰#۱۰	۱۰۷x۸۱	۱۸#۱۴	۶#۱۱+۵#۴	۶#۱۰+۵#۴
۴	۸۱x۸۱	۲۰#۱۰	۱۰۷x۸۱	۱۸#۱۱	۶#۱۱+۵#۴	۶#۱۰+۵#۴
۵	۷۹x۷۹	۲۰#۱۰	۱۰۷x۸۱	۱۸#۱۱	۶#۱۱+۴#۴	۶#۱۰+۴#۴
۶	۷۹x۷۹	۲۰#۱۰	۱۰۷x۸۱	۱۸#۱۱	۶#۱۱+۴#۴	۵#۱۰+۴#۴
۷	۷۹x۷۹	۲۰#۱۰	۹۶/۵x۷۶	۱۸#۱۱	۶#۱۱+۴#۴	۵#۱۰+۴#۴
۸	۷۶x۷۶	۲۰#۹	۹۶/۵x۷۶	۱۸#۱۱	۵#۱۱+۴#۴	۵#۱۰+۴#۴
۹	۷۶x۷۶	۲۰#۹	۹۶/۵x۷۶	۱۸#۱۰	۵#۱۱	۵#۹
۱۰	۷۱x۷۱	۱۶#۹	۸۶x۷۱	۱۸#۱۰	۵#۱۱	۵#۸
۱۱	۷۱x۷۱	۱۶#۹	۸۱x۶۱	۱۶#۹	۵#۱۰	۵#۷
۱۲	۷۱x۷۱	۱۶#۸	۸۱x۶۱	۱۶#۹	۵#۹	۴#۷



شکل ۲. شمای، مدل قاب بدون چشمه اتصال و رفتار غیرخطی با استفاده از المان فنر با طول صفر

Fig. 2. Schematic view, frame model without connecting spring and nonlinear behavior using zero length spring elements



شکل ۳. شمای، مدل قاب با چشمه اتصال و رفتار غیرخطی با استفاده از فنرهای غیر خطی در انتهای اتصالات

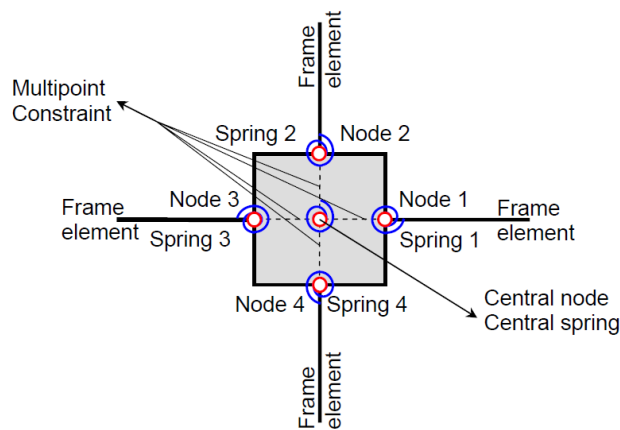
Fig. 3 Schematic view, frame model in the presence of connection spring and non-linear behavior using non-linear springs at the end of connections.

با طول صفر^۱ نشان داده شده است، دیده می‌شود. المان با طول صفر^۲ با دو گره در یک مکان تعریف می‌شود. گره‌ها توسط المان‌های تک محوره به هم متصل می‌شوند تا رابطه نیرو-تغییر شکل برای المان تعریف شود. در شکل ۳ مدل سازه با در نظر گرفتن چشمه اتصال، نشان داده شده است. برای مدل سازی عددی از المان چشمه اتصال joint 2d،

۳- مدل سازی

مدل عددی با استفاده از نرم افزار اپنسیس با رویکرد پلاستیسیته متمرکز ساخته شده است [۲۶]. رفتار چرخشی نواحی پلاستیک توسط فنرها از مدل پاسخ چرخه ای با قانون چرخه‌ای Peak oriented- بر اساس مدل زوال ایبارا-مدینا-کراوینکلر [۲۳] پیروی می‌کند. در شکل ۲ مدل بدون چشمه اتصال که در آن رفتار غیرخطی توسط المان فنرهای چرخشی غیر الاستیک

- 1 Zero-length element
- 2 Zero length



شکل ۴. المان joint 2d - SPR5

Fig. 4. joint 2d - SPR5 element

فنر با نام joint 2d - SPR5 و حالت دیگر در شکل ۵ المان اتصال joint2d-1SPR با اتصالات انتهایی صلب و یک فنر برشی به عنوان نشان داده شده است.

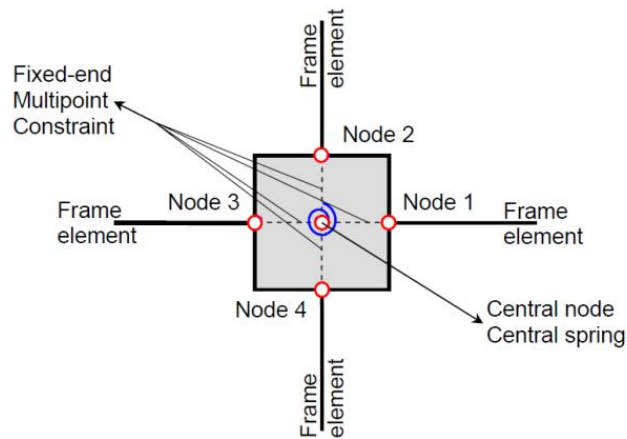
المان joint 2d این مدل تغییر شکل‌های گره‌ای را به عنوان ورودی و ماتریس سختی المان و نیروهای گرهی را به عنوان خروجی فرض می‌کند. گره مرکزی در نقطه مرکزی این متوازی الاضلاع است. برای مدل قاب دو بعدی، گره مرکزی دارای چهار درجه آزادی است که سه درجه آزادی استاندارد و یک درجه اضافی برای تغییر شکل‌های برشی می‌باشد. چهار گره خارجی، جهت مدل‌سازی اتصال المان‌های تیرهای مجاور به ستون در نظر گرفته شده‌اند. همچنین یک ماده تک محوری^۱ برای تعیین سختی برشی اتصال و سختی اعضای متصل به عضو استفاده می‌شود.

مدل‌های هیستریزیس مورد استفاده در ارزیابی لرزه‌ای به گونه‌ای توسط ایبارا و همکاران اصلاح شده‌اند که شامل بسیاری از منابع زوال مانند زوال چرخه‌ای، نرم‌شدگی پس از سختی تسلیم و همچنین استحکام پسماند پس از زوال را به خود اختصاص می‌دهند. منحنی‌ها دارای یک پارامتر زوال مبتنی بر انرژی هستند. کالیبراسیون مدل‌های هیستریزیس روی فولاد و بتن مسلح نشان می‌دهد که مدل‌های پیشنهادی قادر به شبیه‌سازی ویژگی‌های اصلی مؤثر بر زوال هستند.

با پنج فنر با نام joint 2d - SPR5 استفاده شده است. چهار فنر چرخشی غیر خطی که در اتصالات تیر و ستون واقع شده‌اند برای نشان دادن رفتار غیر خطی اعضای متصل به عضو استفاده می‌شود؛ و یک فنر چرخشی با فرض رفتار الاستیک با سختی زیاد که برای رفتار برشی اتصال در نظر گرفته شده است. یادآوری می‌شود که از ماده تک محوری برای تعیین سختی برشی اتصال و سختی اعضای متصل به عضو استفاده می‌شود. برای مدل‌سازی تغییر شکل‌های برشی اتصال در تحلیل سازه بتن مسلح و برای مدل‌سازی پاسخ لرزه‌ای اتصال با بررسی اثرات لغزش بین آرماتور و بتن^۱ چندین مدل پیشنهاد شده است. از جمله لوز و آلتونتاش^۲ از یک پانل برشی با چهار فنر برشی رابط و هشت فنر برای لغزش میلگرد تشکیل شده است [۲۷]. اگرچه این مدل پتانسیل ارائه دقیق‌تر و شفاف‌تر از اتصال را ارائه می‌دهد اما به اطلاعات دقیقی در مورد لغزش آرماتور نیاز دارد که در حال حاضر در دسترس نیست. لذا آلتونتاش مدل قبلی پیشنهاد شده را با مدلی ساده شده متشکل از چهار فنر چرخشی با طول صفر در اتصالات تیر به ستون جایگزین کرد که چرخش انتهایی عضو ناشی از لغزش پیوستگی را شبیه‌سازی می‌کند. در این مدل اجزای ناحیه چشمه با یک فنر چرخشی برای شبیه‌سازی تغییر شکل برشی اتصال توصیف می‌شوند [۲۸].

المان اتصال دو بعدی با عنوان کلی joint 2d معرفی می‌شود. در شکل ۴ یک نسخه (حالت) این المان با چرخش انتهایی اعضا و با پنج

- 1 Bond slip
- 2 Lowes & Altoontash



شکل ۵. joint 2d – 1SPR

Fig. 5. joint 2d-1SPR element

هیستریزیس به این پارامترها اجازه می‌دهند تا مقادیر متفاوتی در جهت‌های مثبت و منفی داشته باشند [۲۳].

مدل المان تیر - ستون توسط ایبارا، مدینا و کراوینکلر^۱ و از یک منحنی پایه‌ی مونوتونیک (یک جهته) سه خطی تشکیل شده است. این منحنی پایه و مرتبط با آن قوانین هیستریزیس برای مدل‌سازی همه‌ی رفتار چرخه‌ای همان‌طور که در شکل ۸ نشان داده شده است، فراهم می‌کند. زوال از طریق قوانین پاسخ چرخه‌ای Peak-oriented گنجانده می‌شود که بر اساس یک شاخص انرژی و دارای دو پارامتر است: ظرفیت اتلاف انرژی نرمال شده و یک عبارت توان برای توصیف چگونگی نرخ زوال چرخه‌ای که با تجمع آسیب تغییر می‌کند [۲۹].

در پایان فرایند مدل‌سازی و قبل از گرفتن خروجی از مدل‌ها، جهت بررسی صحت مدل‌سازی، سازه ۸ طبقه بتنی که توسط ارول کالکان مدل‌سازی و تحت آنالیز استاتیکی پوش آور قرار گرفته است مدل‌سازی شده است [۲۴]. شکل ۹ تطابق قابل قبول نتیجه دو تحلیل را نشان می‌دهد.

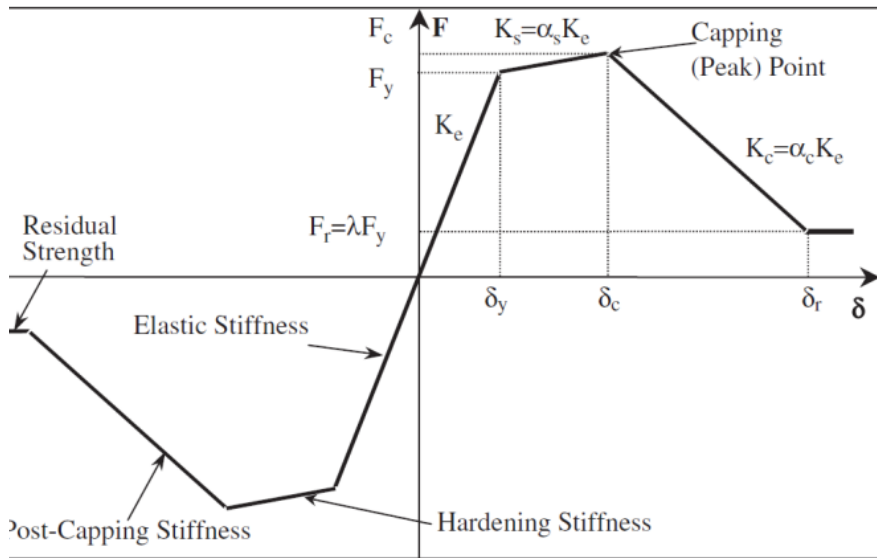
همچنین جدول ۳ مجموعه رکوردهایی شامل بیست و دو رکورد (۴۴ مؤلفه) از پایگاه داده PEER-NGA که رکوردهای توصیه شده توسط FEMA P-۶۹۵ است برای تحلیل تاریخچه زمانی و تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده شده است [۳۰]. جدول ۳ برای هر رکورد، بزرگا، سال و نام آن و همچنین نام ایستگاه را نشان می‌دهد.

اگر زوال وجود نداشته باشد منحنی پایه توسط سه پارامتر سختی الاستیک اولیه (k_e) ، مقاومت تسلیم (F_y) ، سختی شونگی کرنشی (strain-) $(\text{hardening stiffness})$ مطابق رابطه ۱ تعریف می‌شود:

$$ks = \alpha k_e \quad (1)$$

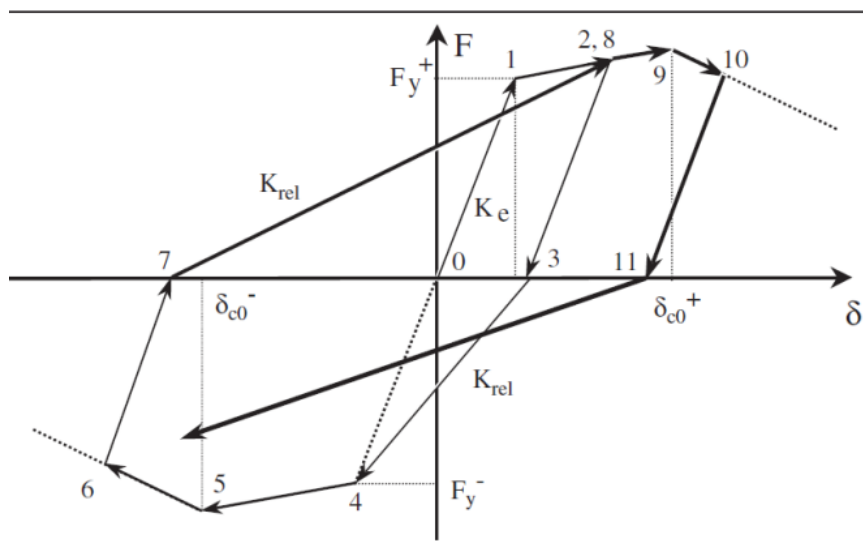
اگر منحنی پایه زوال رفتاری را مطابق شکل‌های ۶ و ۷ شامل شود، شاخه نرم‌شدگی از تغییر شکل رأس (cap) آغاز می‌شود (δ_c) که مطابق با نقطه اوج مقاومت (F_c) منحنی نیرو تغییر شکل است. اگر δ_c با تغییر شکل تسلیم نرمال شود، نسبت $\left(\frac{\delta_c}{\delta_y}\right)$ را می‌توان به عنوان ظرفیت شکل پذیری نشان داد. شاخه نرم‌شدگی توسط سختی post capping تعریف می‌شود. $k_c = \alpha k_e$ که معمولاً مقدار منفی دارد و به این وسیله می‌توان مقاومت پسماند را به مدل نسبت داد. $F_r = \lambda F_y$ نشان دهنده کسری از مقاومت تسلیم اجزا است که پس از رسیدن به آستانه زوال معین، حفظ می‌شود. هنگامی که چنین مقاومت پسماندی مشخص شود، منحنی پایه با یک خط افقی تکمیل می‌شود. پارامترهای α_s و $\frac{\delta_c}{\delta_y}$ و α_c و λ یا از پیش‌بینی تحلیلی یا از کالیبراسیون مدل‌های هیستریزیس با داده‌های نیرو-تغییر شکل به‌دست‌آمده از آزمایش‌ها مشخص می‌شوند. مدل‌های

1 Ibarra & Medina & Krawinkler,



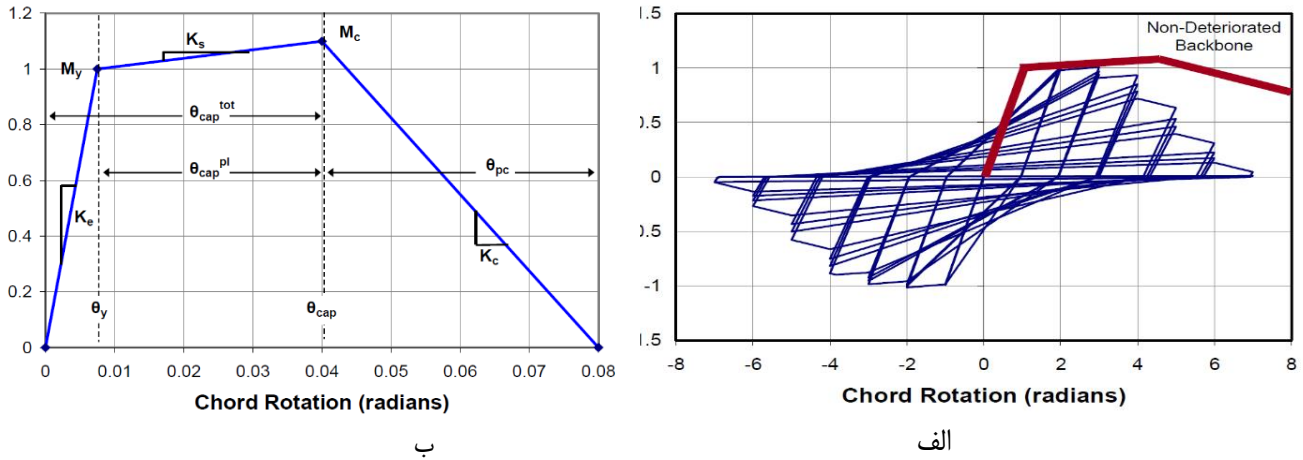
شکل ۶. مدل هیستریزیس [۲۳]

Fig. 6. ysteresis model [23]



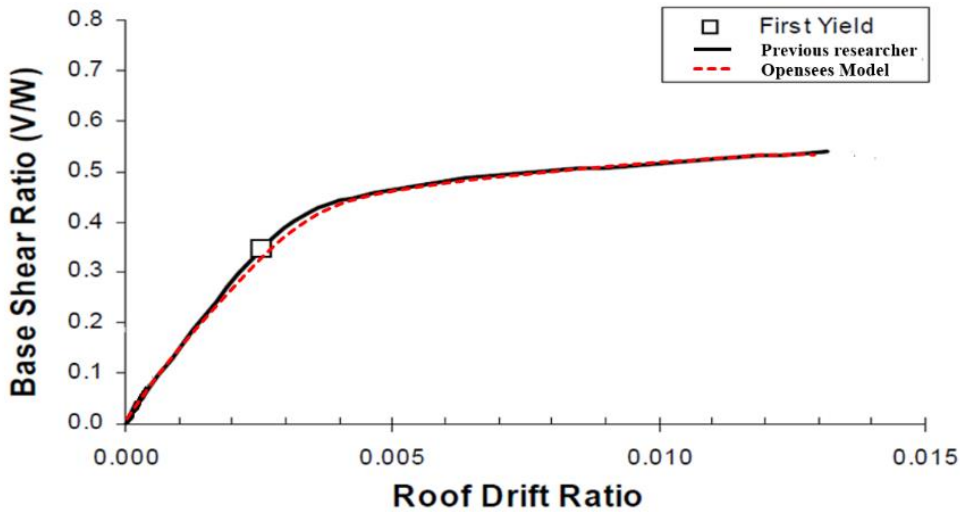
شکل ۷. مدل هیستریزیس Peak-oriented [۲۳]

Fig. 7. Peak-oriented hysteretic model [23]



شکل ۸. الف- رفتار مونوتونیک (یکنوا) و ب- چرخه ای مدل مورد استفاده در کالیبراسیون، مدل توسعه یافته توسط ایبار، مدینا و کراوینگر [۲۳] و [۲۹].

Fig. 8. a) monotonic behavior, and b) cyclic behavior of the model used in calibration, the model developed by Eibar, Medina and Kravinkler [23] and [29].



شکل ۹. مقایسه نتایج آنالیز استاتیکی پوش اور ارول کالکان [۲۴] با مدل سازی حاضر

Fig. 9. Comparison of the static push over analysis results of Erol Kalkan model [24] with the present paper model

جدول ۳. مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل تاریخیچه زمانی و تحلیل دینامیکی افزایشی

Table 3. Characteristics of the earthquakes used in time history analysis and incremental dynamic analysis

مرجع	نام ایستگاه	زلزله			شماره (EQ ID)
		بزرگا	سال	نام	
USC	Beverly Hills - Mulhol	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	۱
USC	Canyon Country-WLC	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	۲
ERD	Bolu	۷/۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	۳
SCSN	Hector	۷/۱	۱۹۹۹	Hector Mine	۴
UNAMUCSD	Delta	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	۵
USGS	۱۱ El Centro Array #	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	۶
CUE	Nishi-Akashi	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۷
CUE	Shin-Osaka	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۸
ERD	Duzce	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	۹
KOERI	Arcelik	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	۱۰
CDMG	Yermo Fire Station	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	۱۱
SCE	Coolwater	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	۱۲
CDMG	Capitola	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	۱۳
CDMG	Gilroy Array #۳	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	۱۴
BHRC	Abbar	۷/۴	۱۹۹۰	Manjil, Iran	۱۵
CDMG	El Centro Imp. Co.	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	۱۶
USGS	Poe Road (temp)	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	۱۷
CDMG	Rio Dell Overpass	۷/۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	۱۸
CWB	CHY۱۰۱	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۹
CWB	TCU۰۴۵	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۲۰
CDMG	LA - Hollywood Stor	۶/۶	۱۹۷۱	San Fernando	۲۱
--	Tolmezzo	۶/۵	۱۹۷۶	Friuli, Italy	۲۲

۴- نتایج و بحث

۴-۱- تحلیل استاتیکی چرخه‌ای

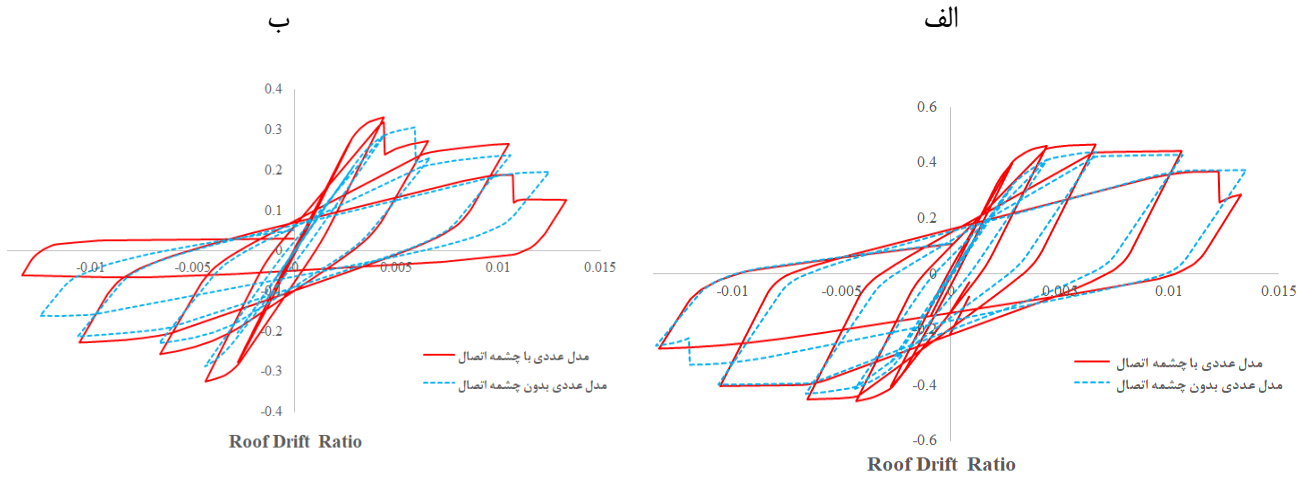
با چشمه اتصال و بدون چشمه اتصال انجام شده و بیشینه جابجایی نسبی طبقه به عنوان پارامتر مهندسی پاسخ سازه برای هر رکورد استخراج شده است. در شکل ۱۱ و ۱۲ مشاهده می‌شود که مدل سازی چشمه اتصال موجب می‌شود به طور کلی مقدار جابجایی بیشتری محاسبه شود. در این مثال به طور متوسط پاسخ جابجایی سازه با چشمه اتصال برای سازه ۸ طبقه حدود دو برابر و برای سازه ۱۲ طبقه در حدود سه برابر بیشتر از سازه بدون چشمه اتصال است.

همان‌طور که از شکل‌های ۱۱ و ۱۲ استنباط می‌شود، خروجی تحلیل تاریخیچه زمانی وابستگی زیادی به رکورد انتخاب شده دارد. با استفاده از تحلیل تاریخیچه پاسخ دینامیکی غیرخطی تحت ترکیبی از رکوردهای حرکت زمین می‌توان تخمینی از عدم قطعیت‌ها را در یک چارچوب احتمالی انجام داد. از آن جمله، تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA¹) است که برای به دست آوردن منحنی شکنندگی سازه‌ها به منظور در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های متعدد مدل سازی می‌باشد.

شکل ۱۰ نتایج تحلیل استاتیکی سازه هشت طبقه و دوازده طبقه بتنی تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان می‌دهد. مدل عددی سازه با چشمه اتصال دارای سختی و مقاومت بالاتری نسبت به مدل عددی بدون در نظر گرفتن چشمه اتصال است. همان‌طور که مشخص است نتایج مدل سازه تحت تحلیل استاتیکی، در حضور چشمه اتصال و بدون در نظر گرفتن چشمه اتصال اختلاف کمی با یکدیگر دارند و نتایج به هم نزدیک است (حضور چشمه اتصال در مدل عددی نتایج را متأثر نمی‌سازد). اختلاف حاضر به دلیل در نظر گرفتن تغییر شکل‌های برشی در چشمه اتصال می‌باشد که به دلیل ابعاد کوچک این عضو قابل توجه نیست.

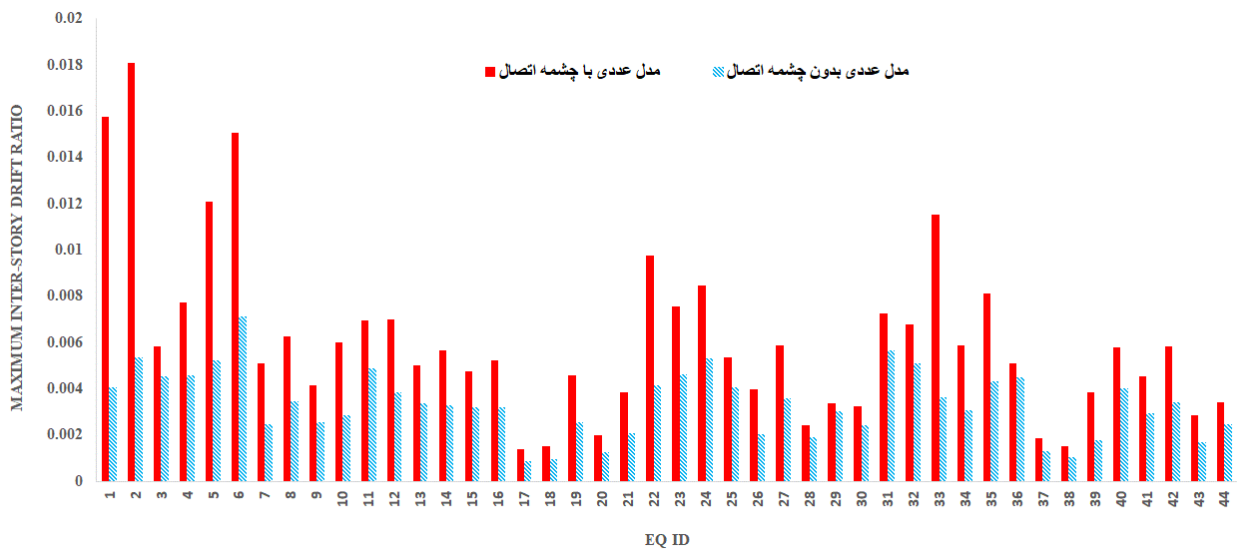
۴-۲- تحلیل تاریخیچه زمانی

برای تعیین پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌ها، تحلیل تاریخیچه زمانی تحت اثر ۴۴ رکورد شتاب حرکت زمین مطابق با جدول ۳ برای سازه‌ها در دو حالت



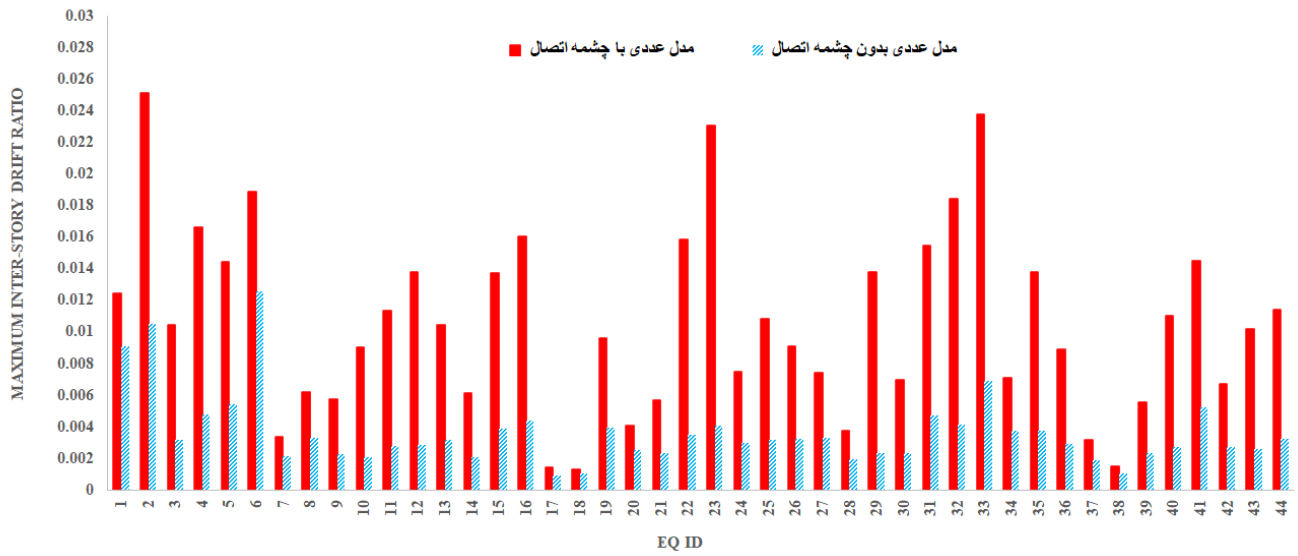
شکل ۱۰. منحنی تحلیل استاتیکی چرخه ای سازه با و بدون چشمه اتصال الف) سازه ۸ طبقه بتن مسلح ب) سازه ۱۲ طبقه بتن مسلح

Fig. 10. Cyclic static analysis curve of the structure with and without panel zone a) 8-story reinforced concrete structure b) 12-story reinforced concrete structure



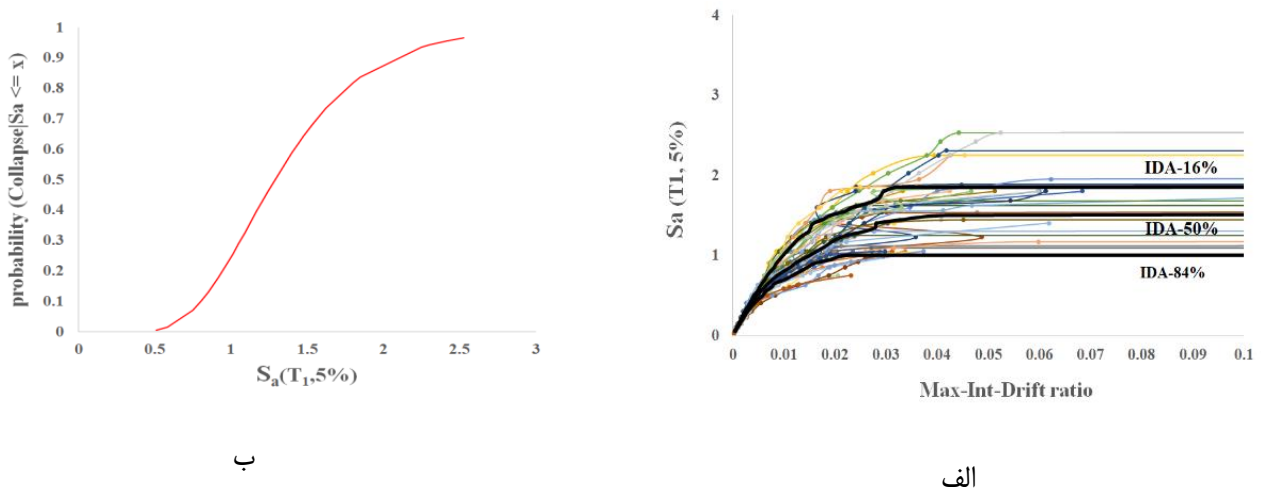
شکل ۱۱. نتایج مقایسه بیشینه جابجایی نسبی سازه دارای چشمه اتصال با سازه بدون چشمه اتصال با تحلیل تاریخچه زمانی برای سازه ۸ طبقه بتن مسلح

Fig. 11 comparison of the maximum relative displacement of the structure with and without panel zone with the time history analysis for the 8-story reinforced concrete structure



شکل ۱۲. سازه بتنی ۸ طبقه با چشمه اتصال الف) دسته منحنی IDA ب) منحنی شکنندگی

Fig. 12. 8-story concrete structure with panel zone a) IDA curves b) Fragility curve

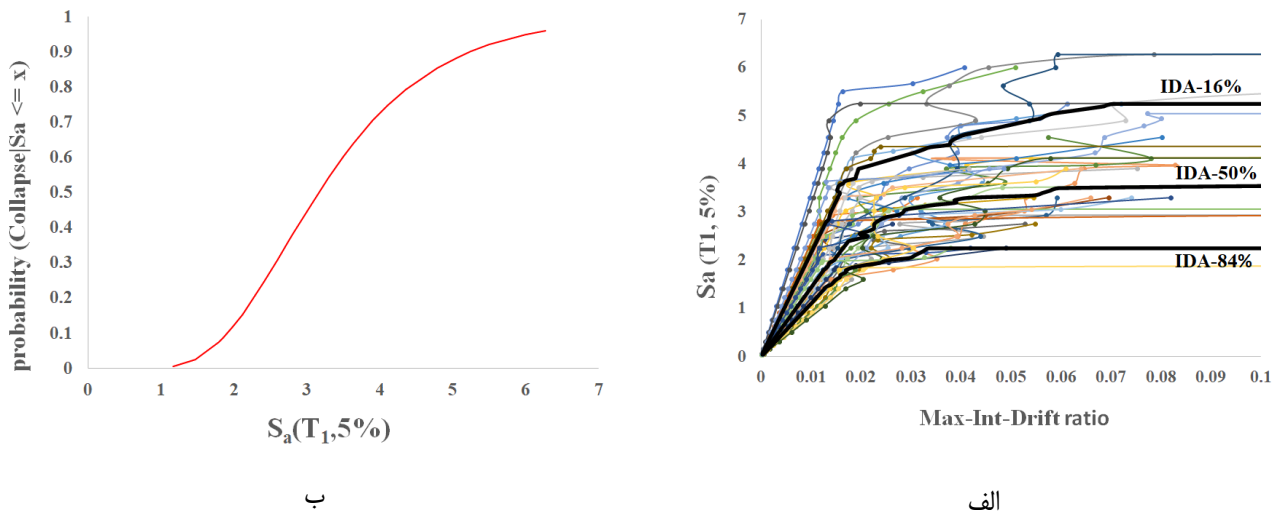


شکل ۱۳. سازه بتنی ۸ طبقه با چشمه اتصال الف) دسته منحنی IDA ب) منحنی شکنندگی

Fig. 13. 8-story concrete structure with panel zone a) IDA curves b) Fragility curve

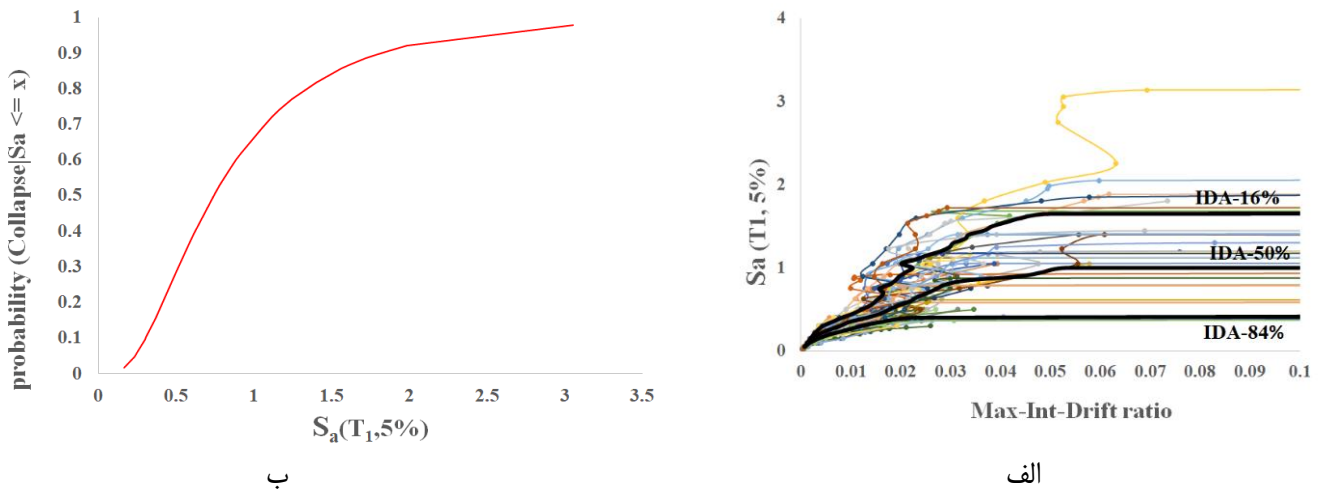
برای بررسی عملکرد سازه‌های بتنی معرفی شده، تحلیل دینامیکی افزایشی با استفاده از ۴۴ رکورد حرکت زمین مطابق جدول ۳ انجام شد. شکل‌های ۱۳ الی ۱۶ مجموعه‌ای از منحنی‌های IDA، به همراه منحنی شکنندگی سازه بتنی هشت و دوازده طبقه را نمایش می‌دهند. این نتایج برای دو حالت با و بدون وجود چشمه اتصال در مدل‌سازی نمایش داده شده‌اند. منحنی‌های شکنندگی بر اساس پراکندگی منحنی‌های IDA با استفاده از مقادیر مختلف شتاب طیفی (S_a) نشان می‌دهد.

برای بررسی عملکرد سازه‌های بتنی معرفی شده، تحلیل دینامیکی افزایشی با استفاده از ۴۴ رکورد حرکت زمین مطابق جدول ۳ انجام شد. شکل‌های ۱۳ الی ۱۶ مجموعه‌ای از منحنی‌های IDA، به همراه منحنی شکنندگی سازه بتنی هشت و دوازده طبقه را نمایش می‌دهند. این نتایج برای دو حالت با و بدون وجود چشمه اتصال در مدل‌سازی نمایش داده شده‌اند. منحنی‌های شکنندگی بر اساس پراکندگی منحنی‌های IDA با استفاده از



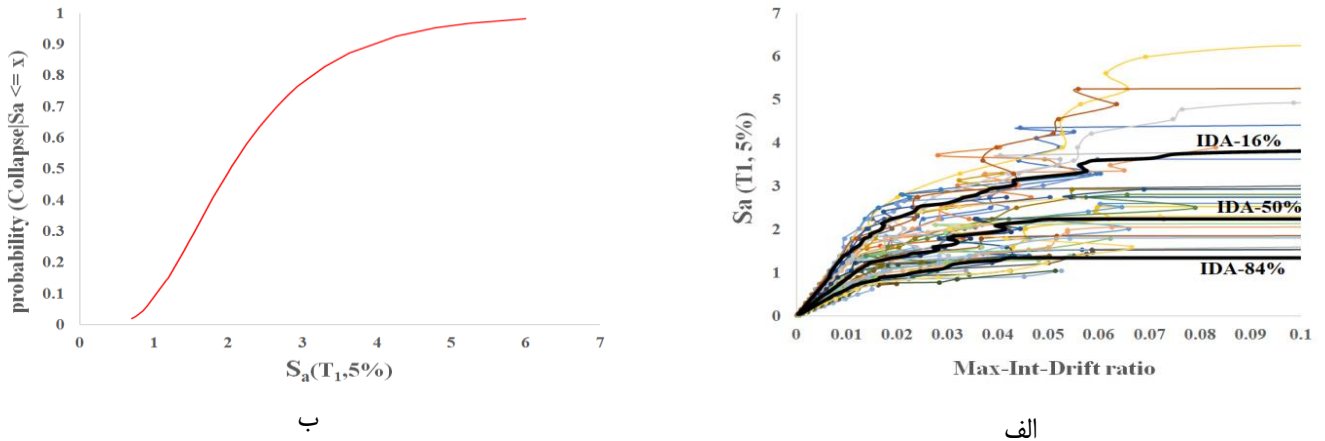
شکل ۱۴. سازه بتنی ۸ طبقه بدون چشمه اتصال الف) دسته منحنی IDA ب) منحنی شکنندگی

Fig. 14. 8-story concrete structure without panel zone a) IDA curves b) Fragility curve



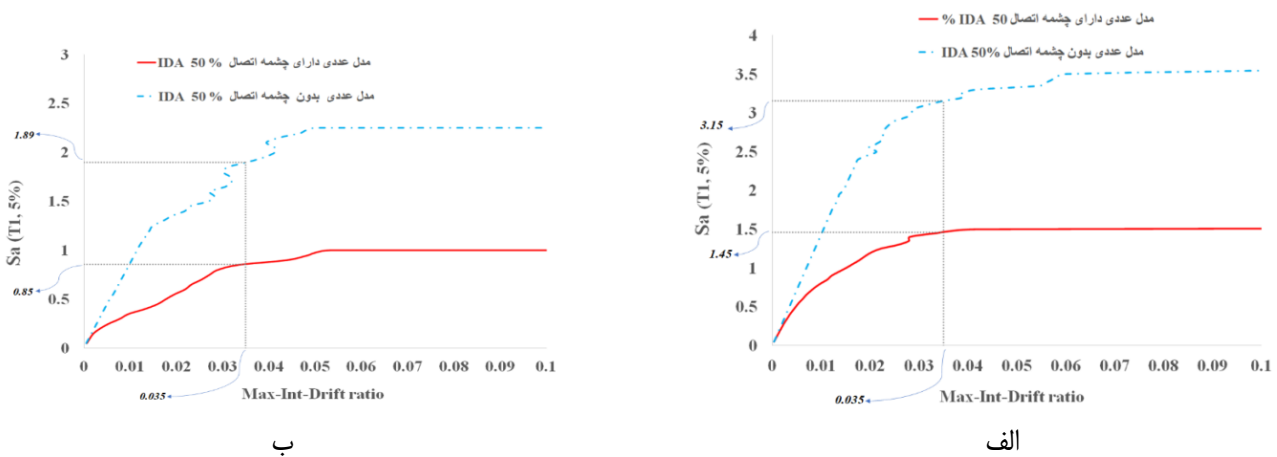
شکل ۱۵. سازه بتنی ۱۲ طبقه با چشمه اتصال الف) دسته منحنی IDA ب) منحنی شکنندگی

Fig. 15. 12-story concrete structure with panel zone a) IDA curves b) fragility curve



شکل ۱۶. سازه بتنی ۱۲ طبقه بدون چشمه اتصال الف) دسته منحنی IDA ب) منحنی شکنندگی

Fig. 16. 12-story concrete structure without panel zone a) IDA curves b) Fragility curve



شکل ۱۷. مقایسه میانه منحنی‌های IDA سازه با و بدون چشمه اتصال الف) سازه ۸ طبقه بتنی ب) سازه ۱۲ طبقه بتنی

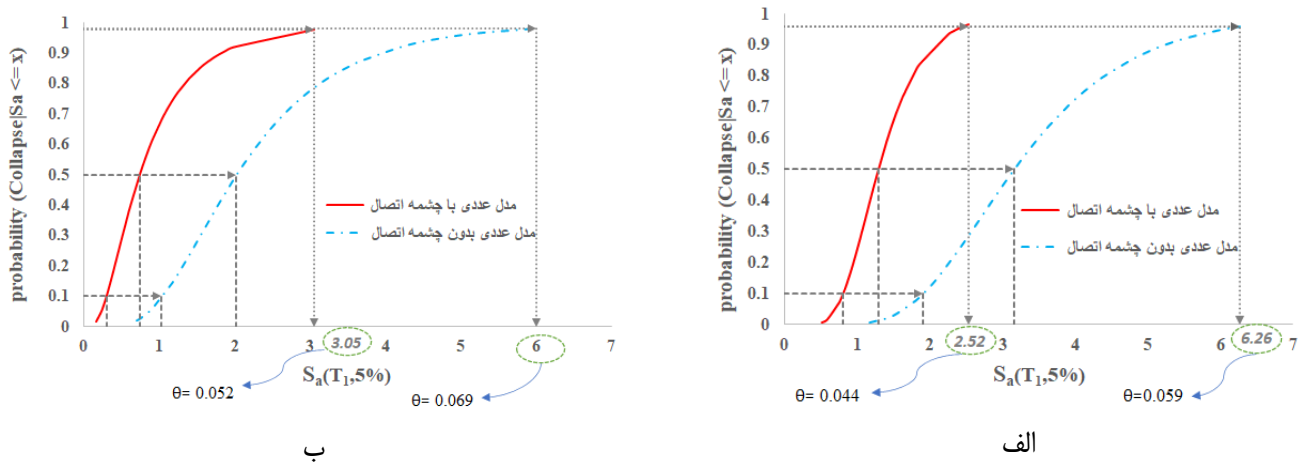
Fig. 17. Comparison of the median IDA curve of the structure with and without panel zone a) 8-story concrete structure b) 12-story concrete structure

می‌شود مدل سازه‌ای با چشمه اتصال دارای منحنی جمع‌تر است و مدلی که دارای چشمه اتصال است، در سطوح شدت پایین‌تری به آستانه فرو ریزش می‌رسد.

بر اساس نتایج می‌توان دید که در هر دو سازه در صورت مدلسازی چشمه اتصال، سطح شدتی که منجر به پاسخ $0.035/0.35$ در سازه بدون چشمه اتصال می‌شود دو برابر حالتی است که چشمه اتصال مدل شده باشد. همچنین سازه ۸ طبقه دارای چشمه اتصال در شدتی برابر با $1/45$ و بدون چشمه اتصال در

شکل ۱۷ منحنی IDA میانه را که نماینده دسته نمودار IDA برای سازه است، نشان می‌دهد. این منحنی‌ها نشان می‌دهند در مدل عددی دارای چشمه اتصال، به طور میانگین جابجایی‌های بزرگ‌تری در هر شدت زلزله محاسبه می‌شوند.

شکل ۱۸ مقایسه منحنی شکنندگی برای سازه هشت طبقه و دوازده طبقه را نشان می‌دهد. این نمودارها برای هر سازه احتمال فروریزش با در نظر گرفتن چشمه اتصال و بدون چشمه اتصال را مقایسه می‌کند. مشاهده



شکل ۱۸. مقایسه منحنی شکنندگی سازه با و بدون چشمه اتصال الف) سازه ۸ طبقه بتن مسلح ب) سازه ۱۲ طبقه بتن مسلح

Fig. 18. Comparison of the fragility curve of the structure with and without panel zone a) 8-story reinforced concrete structure b) 12-story reinforced concrete structure

برای هر اتصال از چهار فنر در انتهای اتصالات استفاده شده است و همچنین یک فنر برای رفتار برشی اتصال اختصاص داده شد که در این مقاله یک المان تک‌محوری الاستیک با سختی بالا برای رفتار این فنر قرار گرفت. نتایج نشان داد زمانی که سازه تحت آنالیز استاتیکی قرار گرفت، به دلیل سختی بالای چشمه اتصال و کوتاه‌تر شدن طول المان، رفتار سازه دارای چشمه اتصال دارای سختی و مقاومت بالاتری نسبت به مدل‌سازی بدون چشمه اتصال بود. در هر صورت اختلاف در ارزیابی استاتیکی مدل‌ها بسیار کم ارزیابی شد و حضور و عدم حضور چشمه اتصال در آنالیز استاتیکی اختلاف قابل توجهی در نتایج نداشت و مدل کردن و نکردن چشمه اتصال نتایج را متأثر نخواهد ساخت.

در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی که پاسخ سازه ناشی از شتاب حرکات زمین است، مشاهده شد که اختلاف ناشی از مدل‌سازی چشمه اتصال زمانی که سازه در ناحیه خطی است و جابه‌جایی‌های سازه کم هستند ناچیز است، اما زمانی که سازه وارد ناحیه غیرخطی شده است، جابه‌جایی نسبی در حضور چشمه اتصال بالاتر است. با بررسی منحنی شکنندگی سازه این نتیجه قابل مشاهده بود که در مدلی که چشمه اتصال وجود دارد، سازه در سطوح شدت زلزله پایین‌تری به آستانه فروریزش می‌رسد.

شدت $\frac{3}{15}$ به آستانه فروریزش می‌رسد. به طور مشابه برای سازه ۱۲ طبقه دارای چشمه اتصال در شدتی برابر $\frac{0}{85}$ و بدون چشمه اتصال در شدت $\frac{1}{89}$ به این آستانه می‌رسد. همانطور که قابل استنباط است، در نظر گرفتن چشمه اتصال در مدل عددی، باعث می‌شود پاسخ سازه به طور میانگین دو برابر و یا بیشتر از حالت بدون چشمه اتصال باشد.

منحنی شکنندگی سازه با بررسی وضعیتی که سازه فروریزش می‌کند نشان می‌دهد که سازه‌ای که چشمه‌ی اتصال دارد در سطح شدت ۵۰ درصد کمتر به وضعیت فروریزش می‌رسد. همچنین در آستانه فروریزش، برای مدل عددی با چشمه اتصال جابه‌جایی نسبی نظیر خرابی کامل سازه حدود ۳۰ درصد کمتر محاسبه می‌شود.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله مدل‌سازی عددی سازه‌های بتنی با دو رویکرد مدل‌سازی با چشمه اتصال و بدون چشمه اتصال بررسی شد. در هر دو رویکرد رفتار المان‌های تیر و ستون الاستیک خطی فرض شده و رفتار غیرخطی در فنر انتهایی اعضا متمرکز شده است.

در مدل بدون چشمه اتصال فنرها توسط المان فنر با طول صفر تعریف شد و رفتار غیرخطی فنرها توسط یک المان تک‌محوری با قوانین منحنی پایه ایبارا-مدینا-کروولینگر تعریف شده است. در مدل دارای چشمه اتصال

- Seismic Rehabilitation of Buildings: Rehabilitation Requirements), American Society of Civil Engineers, Washington, DC, 2000.
- [12] F. Fazileh, R. Fathi-Fazl, Z. Cai, A. Bérubé, Nonlinear modelling parameters and acceptance criteria in ASCE/SEI 41: A critical review and applicability to Canada, *Canadian Journal of Civil Engineering*, (2022).
- [13] A. Sharma, R. Eligehausen, G.R. Reddy, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, *Engineering Structures*, 33(3) (2011) 1034-1051.
- [14] S. Alath, Modeling inelastic shear deformation in reinforced concrete beam-column joints, (1995).
- [15] B. Li, Q. Kai, W. Xue, Effects of eccentricity on the seismic rehabilitation performance of nonseismically detailed interior beamwide column joints, *Journal of Composites for Construction*, 16(5) (2012) 507-519.
- [16] R. Sadjadi, M.R. Kianoush, Effect of Modeling Features on Response of Reinforced Concrete Frames, in, *Proceedings of the 3th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, Canada, 2004, pp. 1-6.
- [17] E. Grande, M. Imbimbo, A. Napoli, R. Nitiffi, R. Realfonzo, A Nonlinear Macro-Model for the Analysis of Monotonic and Cyclic Behaviour of Exterior RC Beam-Column Joints, *Frontiers in Materials*, 8 (2021) 719716.
- [18] M.S. Khan, A. Basit, N. Ahmad, A simplified model for inelastic seismic analysis of RC frame have shear hinge in beam-column joints, *Structures*, 29 (2021) 771-784.
- [19] M. Ilyas, A. Ahmad, A. Riaz, F.A. Khan, S.H. Sher, M. Waseem, S.Z. Ali, Y.I. Badrashi, H.A. Waqas, H. Seitz, K. Shahzada, M. Leta, Review of Modeling Techniques for Analysis and Assessment of RC Beam-Column Joints Subjected to Seismic Loads, *Materials*, 15(21) (2022) 7448.
- [20] J.C. Anderson, W.H. Townsend, Models for RC frames with degrading stiffness, *Journal of the Structural Division*, 103(12) (1977) 2361-2376.
- [21] C.L. Ning, B. Yu, B. Li, Beam-column joint model for
- [1] S. Motaghed, A.R. fakhriyat, Modeling inelastic behavior of RC adhered shear walls in opensees, *Journal of Modeling in Engineering*, 18(63) (2021) 15-25. (in Persian)
- [2] H. Shirazi, M.R. Esfahani, Effect of Self-Consolidating Concrete on Beam-Column Exterior Joints, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 45(1) (2013) 81-96. (in Persian)
- [3] T. Yousefi, H. Tajmir Riahi, Investigation of Mechanical Properties of Geopolymer Concrete and Its Application in Beam-Column Joint, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 54(3) (2022) 851-868. (in Persian)
- [4] A. Mehrabi Moghadam, A. Yazdani, S. Motaghed, Considering the Yielding Displacement Uncertainty in Reliability of Mid-Rise RC Structures, *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 10(3) (2022) 141-157.
- [5] R. Park, R. Dai, A comparison of the behaviour of reinforced concrete beam-column joints designed for ductility and limited ductility, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 21(4) (1988) 255-278.
- [6] T. Paulay, Equilibrium criteria for reinforced concrete beam-column joints, *Structural Journal*, 86(6) (1989) 635-643.
- [7] S.J. Pantazopoulou, J.F. Bonacci, On earthquake-resistant reinforced concrete frame connections, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21(2) (1994) 307-328.
- [8] K. Entezari, M. Marefat, A. Hosseini, Experimental investigation of post-installed adhesive anchors in concrete under tension and shear loads, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 54(6) (2022) 2303-2320.
- [9] T. Paulay, M.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, Wiley, New York, 1992.
- [10] A.S.S.R.S. Committee, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06)*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2007.
- [11] FEMA356 (Prestandard and Commentary for the

- [27] L.N. Lowes, A. Altoontash, Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading, *Journal of Structural Engineering*, 129(12) (2003) 1686-1697.
- [28] A. Altoontash, Simulation and damage models for performance assessment of reinforced concrete beam-column joints, Stanford university, 2004.
- [29] C.B. Haselton, C. Pacific Earthquake Engineering Research, Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings, in, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [30] C. Applied Technology, Quantification of building seismic performance factors, US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.
- nonlinear analysis of non-seismically detailed reinforced concrete frame, *Journal of Earthquake Engineering*, 20(3) (2016) 476-502.
- [22] B. Abdelwahed, A review on reinforced concrete beam column joint: Codes, experimental studies, and modeling, *Journal of Engineering Research (2307-1877)*, 8(4) (2020).
- [23] L.F. Ibarra, R.A. Medina, H. Krawinkler, Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(12) (2005) 1489-1511.
- [24] E. Kalkan, Prediction of seismic demands in building structures, University of California, Davis, 2006.
- [25] Structural Engineering Design Provisions, UBC-97, Vol. 2, UBC, 1997.
- [26] T.P.E.E.R.C. (PEER), OpenSees (software).

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A.R Fakhriyata, S. Motaghd, M.S Shahidzadehc , *The Necessity of Modeling the Column Beam Joint Panel Zone in Reinforced Concrete Structures with Behavioral Degradation* , *Amirkabir J. Civil Eng.*, 56(7) (2024) 845-864.

DOI: [10.22060/ceej.2024.22089.7900](https://doi.org/10.22060/ceej.2024.22089.7900)

