



Effect of Minor Variations in Characteristics of Beam on the Safety of 2D Steel Moment Frame under Dynamic Loads

E. Dehghani*, Z. Aryani

Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

ABSTRACT: Increasing the strength of members or enhancing the redundancy does not jeopardize the overall safety of the structure. This can be proved under static loads by the safe theorem, which is one of the fundamental theories of plastic analysis. Although this theorem has not been proved in the case of dynamic loads, it has been widely applied to the design of systems under dynamic loads. Therefore, this paper aims to make use of the results of this theorem in the numerical analysis of structures subjected to dynamic loads. Since the structural instability mechanism and collapse do not occur under transient loads, an adequate level of ductility demand has been assigned to the structural components to ensure the safety of the structure. For this purpose, the plastic rotation of the members is determined after a minor variation in strength and stiffness of the beams in a 2D five-story steel moment-frame structure by performing dynamic analysis. To compare the ductility demand obtained by the dynamic analysis with the criteria values, the performance of the structure is also evaluated by conducting nonlinear static analysis. The analysis results showed that the increase in the strength of the beam members generally leads to a lower ductility demand; however, in some cases, the maximum ductility demand increased by about 7.3%. With the increase in the stiffness of the beams, the ductility demand increased by up to 16%. It can be concluded that with the increase in the stiffness and strength of the beams, a lower ductility demand is obtained by the dynamic analysis compared to the static analysis, and thus the structural collapse has not occurred under dynamic loads.

Review History:

Received: Jan. 08, 2020
Revised: Jul. 09, 2020
Accepted: Jul. 09, 2020
Available Online: Aug. 21, 2020

Keywords:

Safe theorem
Nonlinear dynamic analysis
Resistance
Stiffness
Ductility demand

1. INTRODUCTION

One of the most important issues in the field of seismic evaluation of structures is the difference in strength and stiffness of a part of the designed structure with those of the existing one. This difference is due to construction problems such as construction error, inaccuracy of the dimensions of the sections, lack of fixed or pinned supports, differences in material specifications, etc., which will cause changes in the expected responses and analysis results. However, this becomes important when these changes cause instability, changes in the mechanism of the structure, or an increase in the responses, including displacement and drift, beyond the allowable limit. This issue has been discussed for constant and specific static loads under the heading of plastic analysis fundamental theorems called safe and unsafe theorems. According to the safe theorem, if in a structure a set of bending moments can be found that satisfy both the equilibrium condition and the yield condition under the load coefficient λ , then λ is always less than or equal to the true collapse load coefficient [3]. From this theorem is concluded that if the considered sections have more strength or stiffness than the original design, the design will be safe. To prove these theorems, hypotheses have been

considered that have limited their widespread application. These assumptions include static loading of the structure, a specific amount of loading, and sufficient ductility in the members. Therefore, under dynamic loading, as is the case with earthquake excitation, due to the variable nature of the load and its dynamic effects on the structure, the use of theorems may lead to unreliable results. However, in the common design of structures, the results of these theorems are used. To evaluate the reliability of the theorems, in this study, the application of these theorems in structures under the influence of earthquake excitation is investigated.

Various studies have been performed to investigate the seismic behavior of structures with different properties. Most of these studies have examined changes in the number of floors, the number of bays, or the type of lateral load resisting system. Another group of studies has examined the effect of structural changes in detail. Previous studies have not been conducted to apply plastic theorems in evaluating the dynamic responses. For this purpose, changes in strength and stiffness of beam connections in a two-dimensional five-story steel moment-frame case study structure have been investigated. To perform nonlinear dynamic analysis in this research, 29 earthquake ground motion records have been used.

*Corresponding author's email: Dehghani@qom.ac.ir



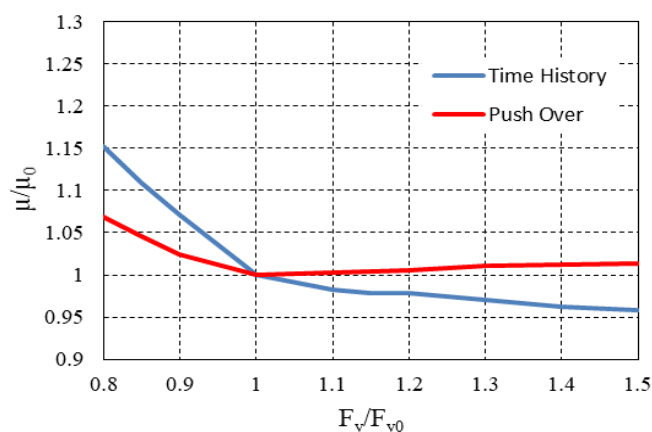


Fig. 1. Average ductility demand values for different strength values under the nonlinear dynamic and static analysis

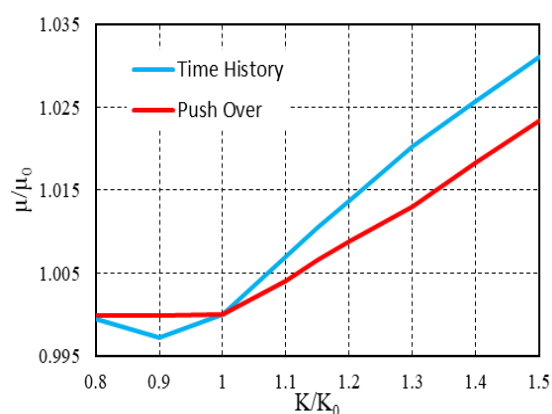


Fig. 2. Average ductility demand values for different stiffness values under the nonlinear dynamic and static analysis

2. METHODOLOGY

As mentioned earlier, there are assumptions in the theorem adopted in this paper, such as the existence of sufficient ductility, which in reality it is not possible to make; As a result, local damage due to insufficient ductility in members is likely to occur. For this reason, to investigate the behavior of the modified structure, the ratio of the maximum ductility demand of the members in the modified structure is compared with that of the original structure.

3. Results and Discussion

In the following, to perform a numerical evaluation of the plastic theorem, the maximum rotation of members has been presented in two sections including change in strength and stiffness.

3.1. Graphs for change in the strength of members

Fig. 1 shows the average values of ductility demand concerning the change in strength obtained by both the dynamic and the static analysis.

As can be seen, with increasing strength, the ductility demand obtained by the static analysis is more than the corresponding value obtained by the nonlinear dynamic analysis. However, with decreasing strength, the opposite is true. Therefore, as mentioned earlier, it can be said that in general, in the existing models, with increasing ductility demand in the case of increased strength, the ductility of the proposed design will not exceed the allowable limit specified by the codes.

3.2. Graphs for change in stiffness of members

Fig. 2 compares the average ductility demand concerning the change in stiffness of members under both the static and dynamic analysis.

With increasing stiffness, the average values of ductility demand obtained by static analysis are approximately equal to the corresponding value obtained by dynamic analysis. With decreasing stiffness, on the other hand, the ductility demand due to dynamic analysis has become more than nonlinear static analysis.

4. CONCLUSION

In this research, a total number of 1160 analyzes were performed on the two-dimensional moment-frame case study structure to investigate minor modifications in the strength and stiffness of the beam connections. Due to the nonlinearity of the analyzes and the absence of failure in the members, as well as the lack of significant change in the displacement of the roof of the structure, to evaluate the safety of the structure against collapse, the results of plastic rotation of hinges were used. According to the analysis results, with a slight increase in the strength of the most critical joint in the beams, the ductility demand decreased. In some cases, with a 50% increase in strength, the ductility demand increased by a maximum of 7.3%. The rate of these changes is very low compared to the increase in strength.

The reason for the increasing ductility demand in a few special cases can be a change in the displacement pattern of the structure. Based on the results of nonlinear static analysis, the maximum increase in the ductility demand as a result of the increase in strength was about 17%. Comparing the results of dynamic analysis with nonlinear statics and considering the limits recommended by the codes, it can be said that with a slight increase in strength of the beams, the structure with a certain ductility capacity, can remain safe under the applied earthquake records. With the increase in the stiffness of the beams, the ductility demand increased. The amount of increase in the case of dynamic loads was up to 16% and in the case of static loads was up to 22%. With increasing stiffness, the average ductility demand in the dynamic analysis was less than one percent higher than that obtained in the static analysis, and the amount of increase was generally small (about 3% with a 50% increase in stiffness). As a result, it can be concluded that with increasing stiffness of the structure, the ductility demand did not change greatly and it was below the ductility capacity of the structure, which is designed according to the provisions of the codes.

REFERENCES

- [1] Drucker, D.C., Greenberg, H.J., Prager, W., 1951. In: J1. Appl. Mech.
- [2] Greenberg, H.J., Prager, W., 1951. Journ. Struct. Div., Prec. ASCE.
- [3] Baker, J., Baker, L., Heyman, J., 1980. Plastic design of frames 1 fundamentals, CUP Archive.
- [4] Aziminejad, A., Moghadam, A., 2007. "Effects of strength distribution on fragility curves of asymmetric single story building", *Proceedings of the Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering Ottawa*. Ontario, Canada.
- [5] Eshghi, S., Maki Abadi, M., 2013, "Developing Theoretical Fragility Curves for Conventional Mid-rise Concrete Buildings in Iran", University of Science & Culture, Tehran. (in Persian)
- [6] Mosleh, A., Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A., 2016. Arêde, A., "Seismic behavior of RC building structures designed according to current codes", *Structures*. 7, 1-13.
- [7] Faisal, A., Majid, T.A., Hatzigeorgiou, G.D., 2013. "Investigation of story ductility demands of inelastic concrete frames subjected to repeated earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 44, 42-53.
- [8] Samimifar, M., Oskouei, A.V., Rofooei, F.R., 2015. "Deflection amplification factor for estimating seismic lateral deformations of RC frames", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 14(2), 373-384.
- [9] Christidis, A.A., Dimitroudi, E.G., Hatzigeorgiou, G.D., Beskos, D.E., 2013. "Maximum seismic displacements evaluation of steel frames from their post-earthquake residual deformation", *Bulletin of Earthquake Engineering*. 11(6), 2233-2248.
- [10] Azhdarifar, M., Meshkat-Dini, A., 2015. "Study on the Seismic Response Parameters of Modular Tube Steel Mid-Rise Buildings under Effects of Near Field Ground Motions", *SID*. (in Persian)
- [11] Sivandi-Pour, A., Gerami, M., Taghdisi, M., 2019. "Assessment of the effect of column base connection rotational stiffness on seismic behavior of the steel moment frames", *Sharif journal of civil engineering*. 35.2, 2.1, 83-92. (in Persian)
- [12] Stillmaker, K., Lao, X., Galasso, C., Kanvinde, A., 2017. "Column splice fracture effects on the seismic performance of steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*. 137 93-101.
- [13] Stillmaker, K., Magdaleno, A., Nazari, M., Kanvinde, A., 2018. "Assessment of column splice fracture influence on seismic performance of steel moment frames", *Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. 25-29.
- [14] Song, B., Galasso, C., Kanvinde, A., 2019. "Advancing fracture fragility assessment of pre-Northridge welded column splices", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.
- [15] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (No. 360), 2005. Management and Planning Organization Office of Deputy for Technical Affairs, Tehran.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

E. Deghani, Z. Aryani, *Effect of Minor Variations in Characteristics of Beam on the Safety of 2D Steel Moment Frame under Dynamic Loads*, Amirkabir J. Civil Eng., 53(7) (2021) 679-682.

DOI: [10.22060/ceej.2020.17672.6643](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17672.6643)





تأثیر تغییر جزئی مشخصات تیرها بر ایمنی قاب خمشی دوبعدی فولادی تحت بار دینامیکی

احسان دهقانی*، زینب آریانی

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۱۰/۱۸
بازنگری: ۱۳۹۹/۰۴/۱۹
پذیرش: ۱۳۹۹/۰۴/۱۹
ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۵/۳۱

کلمات کلیدی:

قضیه ایمن
تحلیل دینامیکی غیرخطی
مقاومت
سختی
تقاضای شکل پذیری

خلاصه: افزایش مقاومت اعضا و یا اضافه نمودن قید به سازه، ایمنی کلی سازه را به خطر نمی‌اندازد. این موضوع تحت بارهای استاتیکی مشخص با استناد بر قضیه ایمن از مجموعه قضایای بنیادین تحلیل پلاستیک قابل اثبات می‌باشد. از آنجا که این قضیه در حالت بارهای دینامیکی اثبات نشده، ولیکن از نتیجه آن در طراحی روزمره تحت بارهای دینامیکی استفاده می‌شود؛ این پژوهش سعی بر بررسی عددی این نتایج تحت بارهای دینامیکی دارد. با توجه به این که تحت بارهای گذرا مفهوم مکانیزم و فروریختگی قابل بررسی نمی‌باشد، به منظور اطمینان از ایمنی سازه، میزان تقاضای شکل پذیری اجزاء سازه مد نظر قرار گرفته است. بدین منظور با انجام تحلیل دینامیکی روی ۲۹ شتاب‌نگاشت، چرخش پلاستیک اعضا پس از تغییرات جزئی مقاومت و سختی تیرها، در یک قاب خمشی دوبعدی پنج طبقه فولادی، استخراج شده است. محدوده این تغییرات بین ۸۰ الی ۱۵۰ درصد مقدار اولیه عضو مورد نظر می‌باشد. به منظور مقایسه تقاضای شکل پذیری در تحلیل دینامیکی با مقادیر معیار، تمامی تغییرات تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز بررسی شده است. نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد، با افزایش مقاومت تیر، در بیشتر موارد تقاضای شکل پذیری کاهش یافته و در مواردی حداکثر ۷/۳ درصد افزایش می‌یابد. با افزایش سختی نیز شکل پذیری مورد نیاز اعضا حداکثر ۱۶ درصد افزایش یافته است. از مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی و استاتیکی می‌توان نتیجه گرفت بطور کلی با افزایش مشخصات تیرها، تقاضای شکل پذیری ناشی از تحلیل دینامیکی کمتر از تحلیل استاتیکی می‌باشد. بنابراین افزایش سختی و مقاومت جزئی تیرها در قاب مورد نظر تحت بارهای دینامیکی، باعث فروریختگی سازه نشده است.

۱- مقدمه

یکی از مسائل حائز اهمیت در زمینه بررسی لرزه‌ای سازه‌ها، تفاوت در مقاومت و سختی بخشی از سازه طراحی شده با سازه موجود می‌باشد. این اختلاف ناشی از مسائل اجرایی مانند خطای ساخت، دقیق نبودن ابعاد مقاطع اجرا شده، عدم وجود اتصالات گیردار یا مفصلی کامل، تفاوت در مشخصات مصالح و... می‌باشد که موجب تغییراتی در پاسخ‌های مورد انتظار و تحلیل‌های صورت گرفته، خواهد شد. اما این موضوع زمانی حائز اهمیت می‌گردد که این تغییرات موجب ناپایداری کلی یا تغییر در مکانیزم سازه یا تغییرات بیش از

حد مجاز در پاسخ‌ها اعم از تغییر مکان و دریافت گردد.

تغییرات در مقاومت و سختی منجر به تغییر در الگوی نیرو و لنگر سازه می‌گردد. این موضوع برای بارهای ثابت و مشخص استاتیکی تحت عنوان قضایای بنیادی تحلیل پلاستیک به نام قضایای ایمن و غیرایمن مطرح شده است. این قضایا اولین بار توسط گرینبرگ^۱، دراگر^۲ و پراگر^۳ اثبات گردید [۱، ۲].

طبق قضیه ایمن، اگر در یک سازه مجموعه‌ای از لنگرهای خمشی را بتوان یافت که تحت ضریب بار λ هم شرط تعادل و هم شرط

1 Greenberg
2 Drucker
3 Prager

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: Dehghani@qom.ac.ir



تسلیم را ارضا کنند، در این صورت، همیشه کمتر یا مساوی ضریب بار حقیقی فروریختگی می‌باشد [۳]. یعنی، در صورتی که الگوی باری که برای طراحی سازه در نظر گرفته شده است دارای تعادل باشد و مقادیر آن نیز از حد تسلیم مقاطع در نظر گرفته شده فراتر نرود، این الگو منجر به باری کمتر از بار فروریختگی سازه خواهد شد. از این قضیه این نتیجه حاصل می‌شود که در صورتی که مقاطع در نظر گرفته شده دارای مقاومت یا سختی بیشتری از طرح اولیه باشند طرح ایمن خواهد بود.

به طور مثال، مقاومت بیشتر مصالح اجرا شده نسبت به مقادیر طراحی، ایده‌آل فرض کردن اتصالات، افزایش جزئی سختی و مقاومت در نظر گرفته نشده در طراحی در محل وصله‌ها و غیره با استناد به این قضیه قابل توجیه هستند.

طبق قضیه غیرایمن، اگر معادله فروریختگی برای مکانیزم فرضی نوشته شود که تحت ضریب بار λ شرط تعادل و تسلیم سازه برقرار نباشد، این ضریب همیشه بزرگتر از ضریب بار حقیقی فروریختگی می‌باشد [۳].

برای اثبات این قضایا فرضیاتی در نظر گرفته شده که منجر به ایجاد محدودیت‌هایی در استفاده از آن‌ها می‌شود. این فرضیات شامل بارگذاری سازه به صورت استاتیکی، مقدار بارگذاری مشخص و وجود شکل‌پذیری کافی در اعضا می‌باشد.

بنابراین، تحت بارهای متغیر دینامیکی و یا تحت تحریک زلزله با توجه به متغیر بودن ماهیت بار و نیز اثرات دینامیکی آن بر سازه، استفاده قضایا دچار ابهام می‌شود. اما در طراحی معمول سازه‌ها از نتایج این قضایا بطور کلی در هر دو حالت استاتیکی و دینامیکی استفاده می‌شود. به منظور رفع این ابهام در این پژوهش، کاربرد این قضایا در سازه تحت اثر تحریک ناشی از زلزله بررسی می‌گردد.

مطالعات مختلفی در زمینه بررسی پاسخ‌های لرزه‌ای با اعمال تغییراتی در سازه انجام شده است. بیشتر این مطالعات تغییرات تعداد طبقات، تعداد دهانه و یا نوع سیستم باربر جانبی را مورد بررسی قرار داده‌اند. به عنوان نمونه، عظیمی‌نژاد و مقدم، تغییر مکان میان‌طبقه، چرخش مفاصل پلاستیک و شکل‌پذیری در سازه‌های دیوار برشی بتنی را بررسی کردند [۴]. دسته دیگری از مطالعات، تغییرات سازه را به صورت جزئی بررسی نموده‌اند. عشقی و مکی‌آبادی، برای مدل‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه بتنی، با در نظر گرفتن خطاهای محتمل اجرایی،

منحنی شکنندگی بدست آوردند. خطاهای اثر طول مهاری ناکافی، افزایش تعداد میلگرد در محل وصله و کاهش مقاومت بتن، به عنوان خطای محتمل اجرایی در مدل‌ها مد نظر قرار گرفت. نتایج آن‌ها نشان داد که به طور کلی، احتمال خرابی در سازه با در نظر گرفتن خطاهای اجرایی بیشتر از حالت ایده‌آل آن می‌باشد [۵]. مصلح^۱ و همکاران، تغییر شکل، تقاضای نیروی محوری و خمشی چهار ستون در موقعیت‌های مختلف از قاب‌های ۱، ۳ و ۶ طبقه با مقاطع مختلف را، با تحلیل‌های پوش‌آور و تاریخچه‌زمانی بررسی نمودند. بیشترین تغییرات نیروی محوری به ترتیب در ستون‌های کناری، گوشه در راستای X، گوشه در راستای Y و ستون مرکزی اتفاق افتاده است [۶]. فیصل^۲ و همکاران حداکثر تقاضای شکل‌پذیری قاب‌های سه‌بعدی بتنی ۳، ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه را با ضرایب کاهش مقاومت ۱/۵، ۲، ۴ و ۶ تحت ۲۰ رکورد به صورت تکرار شونده به صورت دوتایی و سه‌تایی بررسی نمودند. در نتیجه این پژوهش تقاضای شکل‌پذیری به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش یافت. به طور میانگین حداکثر شکل‌پذیری مورد نیاز طبقه در زمان‌های ۱/۴ و ۱/۳، زمانی که زلزله‌ها به صورت دوتایی و سه‌تایی تکرار شده، تجربه شده است. همچنین روابط تجربی برای تخمین آن ارائه گردید [۷]. صمیمی‌فر و همکاران، نسبت ضریب بزرگ‌نمایی تغییر شکل به ضریب کاهش مقاومت در سازه‌های قاب خمشی بتن‌آرمه با تعداد دهانه و طبقات مختلف به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی بررسی نمودند. در این تحقیق رابطه‌ای برای شاخص خرابی محلی ارائه شد و نیز ضریب بزرگ‌نمایی تغییر شکل برای سازه قاب خمشی بتنی متوسط برابر با ضریب رفتار پیشنهاد گردید [۸]. کریستیدیس^۳ و همکاران با بررسی ۳۶ قاب خمشی فولادی و ۳۶ قاب مهاربندی هم‌محور تحت صد تحریک زلزله، روشی برای تخمین حداکثر تغییر شکل لرزه‌ای از روی تغییر شکل باقی‌مانده بعد از زلزله ارائه کردند [۹]. اژدری‌فر و مشکوه‌الدینی تغییر مکان جانبی و دریافت طبقات سه مدل سازه‌ی فولادی میان‌مرتبه ۱۰ طبقه با اسکلت قاب لوله‌ای تحت رکوردهای حوزه نزدیک گسل را مورد بررسی قرار دادند. در نتیجه این تحقیق میزان حداکثر دریافت بدست آمده برابر ۳/۵ درصد و میزان دوران چشمه اتصال در ترازهای فوقانی بیشتر از ۵ درصد رادیان بدست آمد [۱۰]. در سال ۲۰۱۹ سیوندی

1 Mosleh
2 Faisal
3 Christidis

به صورت موردی تغییرات مقاومت و سختی مفاصل تیرها در یک قاب خمشی دوبعدی فولادی پنج طبقه انتخاب شده است.

۲- روش تحقیق

برای انجام این پژوهش، باید شروط و فرضیات قضیه ایمن را برای سازه موجود بررسی نمود. از آنجایی که، تحلیل سازه به صورت دینامیکی غیرخطی بوده و رفتار اعضا به صورت دوخطی تعریف شده است، تنش موجود در هیچ عضوی بیشتر از مقاومت تعریف شده خود نمی‌شود در این صورت، شرط تسلیم از شروط قضیه ایمن همواره برقرار خواهد بود. از آنجایی که در مدل‌های موجود، به دلیل در نظر گرفتن رفتار ایده‌آل در مفاصل، ماهیت رفت و برگشتی بار، مدت زمان اعمال بار و صرف نظر از P-Delta، مکانیزم در سازه اتفاق نمی‌افتد؛ در نتیجه فروریختگی یا تغییرشکل زیاد در سازه رخ نمی‌دهد. به همین دلیل برای بررسی رفتار سازه نمی‌توان تغییرات مکانیزم را بررسی نمود. اما فرضیاتی در این قضیه از قبیل وجود شکل‌پذیری کافی لحاظ شده است که در واقعیت امکان ایجاد آن وجود ندارد. در نتیجه ایجاد خرابی موضعی به جهت شکل‌پذیری ناکافی در اعضا محتمل خواهد بود. به همین دلیل برای بررسی رفتار سازه طی تغییرات جزئی، نسبت بیشترین نیاز شکل‌پذیری اعضا در سازه تغییر یافته با سازه اولیه مقایسه می‌گردد. از آنجایی که به دلیل اختلاف‌هایی که در طراحی و اجرا وجود دارد مقاومت و سختی اعضا دستخوش تغییر می‌گردد در این پژوهش نیز، مقاومت و سختی عضوی از سازه تحت زلزله‌هایی با ویژگی‌های مشخص تغییر یافته که بیشترین نیاز شکل‌پذیری را داشته باشد. منظور از نسبت حداکثر نیاز شکل‌پذیری در اعضا، نسبت چرخش پلاستیک ابتدا و انتهای اعضا به چرخش حد تسلیم آن‌ها می‌باشد.

به همین منظور یک قاب خمشی دوبعدی فولادی پنج طبقه در نظر گرفته شده که مشخصات مقاطع آن از تحلیل استاتیکی و طراحی قاب خمشی ویژه بر اساس آیین‌نامه‌های موجود به‌دست آمده است. روش‌های تحلیل سازه برای استخراج نتایج، تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی می‌باشد. ساختار کلی پژوهش به صورت خلاصه در نمودار گردش شکل ۱ آورده شده است.

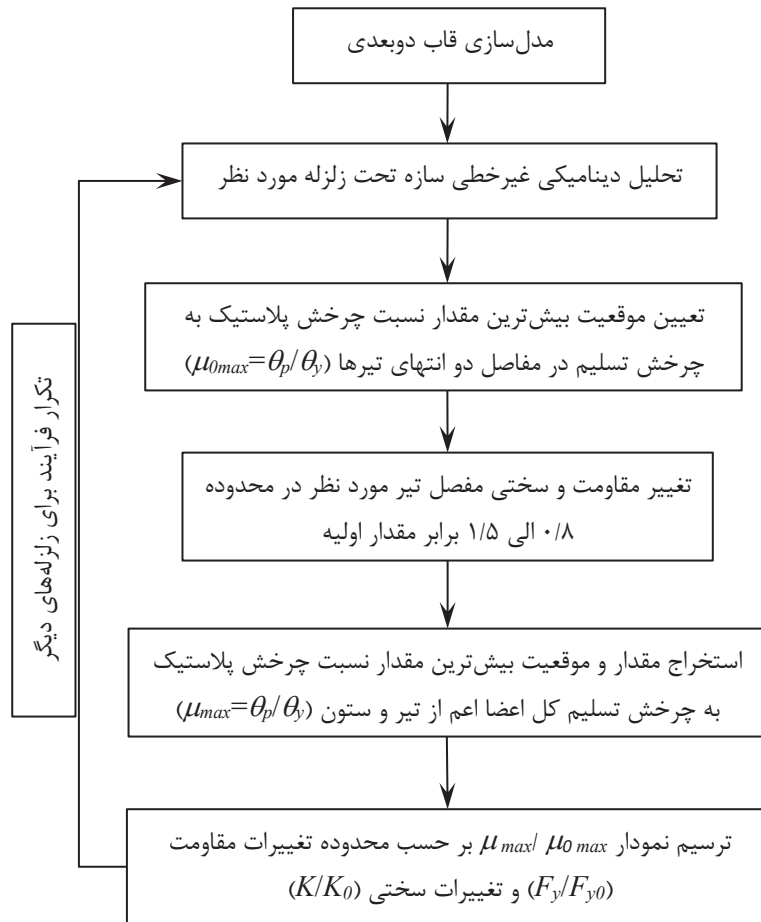
مطابق شکل ۱ پس از تحلیل اولیه، ابتدا یا انتهای تیری که بیشترین مقدار نسبت چرخش پلاستیک به چرخش حد تسلیم $(\mu_{max} = \theta_p / \theta_y)$ را داشته باشد، انتخاب شده است. سپس مقاومت و

و همکاران سختی دورانی و مقاومت اتصال پای ستون را برای هفت قاب ۱۰ طبقه با دهانه‌های متفاوت به‌دست آوردند. این مقادیر طی تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، مودال و تاریخیچه زمانی با هم مقایسه شد. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که تغییر مشخصات اتصال پای ستون بر رفتار لرزه‌ای سازه تأثیرگذار است [۱۱].

پس از زلزله نورث‌ریج^۱ تأثیر تغییر مشخصات جزئی در سازه به خصوص اتصالات وصله ستون‌ها در پژوهش‌های متعددی بررسی شده است. در سال ۲۰۱۷ استیل‌میکر^۲ و همکاران، با رویکرد بررسی اثرات خرابی در وصله ستون فولادی بر پاسخ‌های ناشی از زلزله نورث‌ریج، اثر خرابی جوش وصله ستون را بر رفتار کلی و جزئی دو سازه ۴ و ۲۰ طبقه قاب خمشی فولادی تحت تحت ۱۰۰ شتاب‌نگاشت زلزله مقایسه کردند. آن‌ها نتیجه گرفتند که گرچه پاسخ سازه با در نظر گرفتن اثرات خرابی جزئی پاسخ سازه را افزایش می‌دهد، اما لزوماً باعث فروریختگی کلی سازه نمی‌شود [۱۲]. سپس در سال ۲۰۱۸ نتایج خود را با پاسخ‌های ناشی از مدل‌سازی آزمایشگاهی اتصال، روی میز لرزه مقایسه نمودند [۱۳]. در سال ۲۰۱۹ سونگ^۳ و همکاران تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت شکست وصله ستون در قاب‌های چهار و ۲۰ طبقه را تحت این زلزله به صورت احتمالاتی و به روش مونت‌کارلو به‌دست آوردند. در این پژوهش شاخص خرابی کلی سازه، دریافت طبقه و شاخص خرابی جزئی آن، تنش کششی حداکثر در وصله ستون در نظر گرفته شده است. این تحقیق عدم اطمینان مشخصی برای ظرفیت اتصالات در شکست لرزه‌ای را نشان داد [۱۴].

همان‌طور که اشاره شد قضایای تحلیل پلاستیک، تنها تحت بارهای استاتیکی اثبات ریاضی و مشخصی دارند. همچنین پژوهش‌های پیشین با رویکرد بررسی این قضایا در حالت دینامیکی و به صورت منسجم انجام نشده‌اند. این پژوهش با استفاده از تحلیل‌های متعدد و تغییرات جزئی در مشخصات مفاصل مختلف تیرها سعی بر بررسی عددی این قضایا در حالت دینامیکی دارد. احتمال تغییرات قابل توجه در پاسخ سازه با افزایش یا کاهش سختی و مقاومت جزئی اعضا در روند طراحی و اجرای سازه‌ها، ناشی از کیفیت‌های متفاوت اجرای سازه یا استفاده از مصالح متفاوت با مصالح مفروض و غیره، نیاز به بررسی بیشتر در این زمینه را نشان می‌دهد. به همین منظور

1 Northridge
2 Stillmaker
3 Song



شکل ۱. نمودار گردش روند انجام پژوهش
Fig. 1. Flowchart of research process

در انتها نیز نمودارهای تغییرات نسبت چرخش پلاستیک به چرخش حد تسلیم بر حسب تغییرات مقاومت و سختی رسم می‌شود.

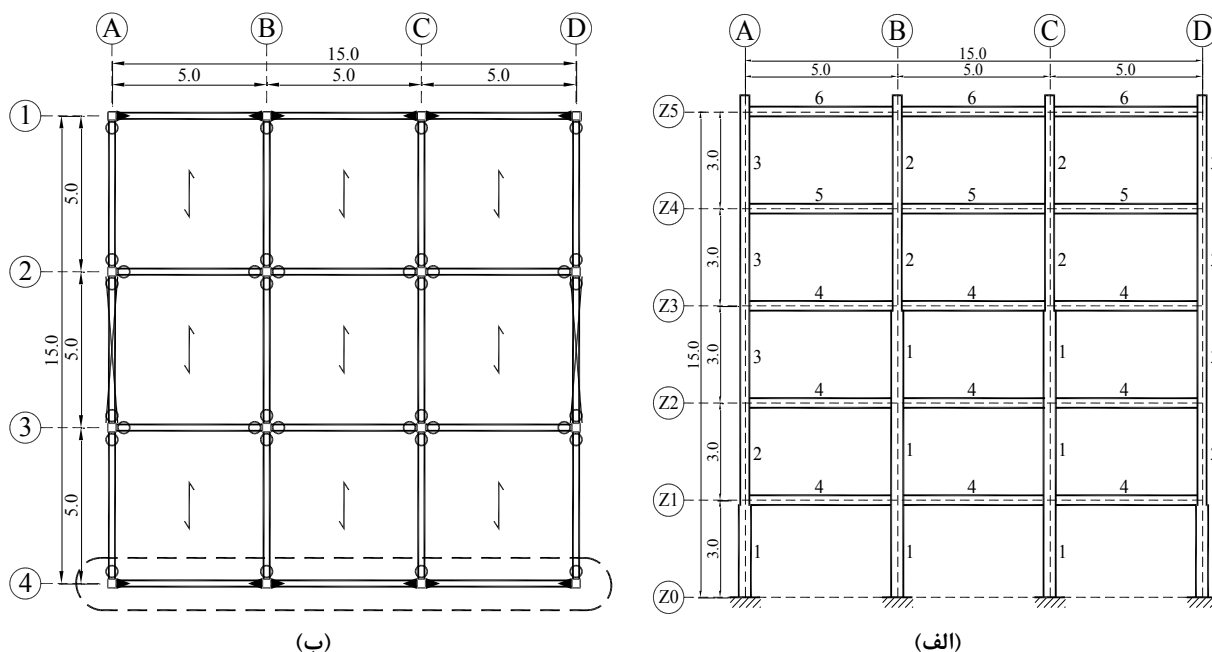
۳- مدل سازی عددی

قاب خمشی فولادی مورد مطالعه، قاب دوبعدی محور چهار در شکل ۲-الف دارای پنج طبقه و سه دهانه مطابق شکل ۲-ب می‌باشد. این سازه در جهت افقی بصورت قاب خمشی و در جهت قائم به صورت مهاربندی شده در نظر گرفته شده است.

در پلان مورد نظر تمامی اتصالات تیر به ستون، به جز اتصالات محور یک و چهار، به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است. منظور از اتصالات نشان داده شده در این شکل، با علامت مثلث اتصالات گیردار و اتصالات با علامت دایره اتصالات مفصلی می‌باشد. بارگذاری ثقلی طبقه اول تا چهارم محور چهار با توجه به سطح بارگیر آن، برابر $q_D=1850 \text{ kg/m}$ و $q_L=750 \text{ kg/m}$ طبقه آخر این قاب برابر

سختی این مفصل در محدوده ۰/۸ تا ۱/۵ برابر مقدار اولیه تغییر می‌یابد. مقادیر این تغییرات برابر با ۰/۸، ۰/۸۵، ۰/۹۰، ۱/۰۰، ۱/۱۰، ۱/۱۵، ۱/۲۰، ۱/۳۰، ۱/۴۰ و ۱/۵۰ می‌باشد. برای تغییر مقاومت، از تنش حد تسلیم مقاطع (F_y) و برای تغییر سختی، از مدول الاستیسیته (E) استفاده شده است. بعد از انجام این تغییرات و تحلیل مجدد مدل‌ها، مقادیر چرخش پلاستیک ابتدا و انتهای تمام اعضای سازه اعم از تیرها و ستون‌ها استخراج می‌گردد. این مقادیر به چرخش حد تسلیم هر عضو با تقسیم می‌گردد. سپس موقعیت و مقدار بیشترین این نسبت، برای رسم نمودار و بررسی نتایج انتخاب می‌شود. این عضو ممکن است مفاصل ابتدا و انتهای تیرها و یا ستون‌ها باشد که ناشی از هر زلزله می‌تواند موقعیت متفاوتی داشته باشد. مقدار چرخش حد تسلیم یا θ_y برای مشخصات هر عضو برابر است با [۱۵]:

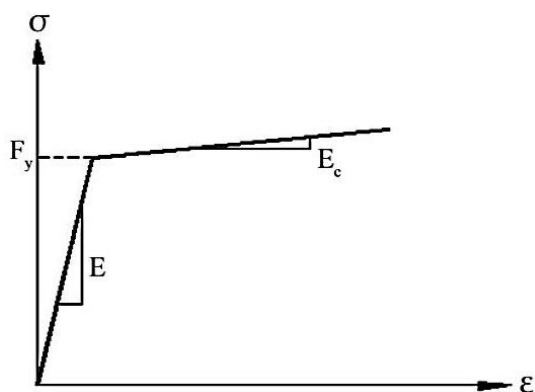
$$\theta_y = \frac{ZF_y L}{6EI} \quad (1)$$



شکل ۲. مدل سازی قاب خمشی دو بعدی فولادی. الف: انتخاب قاب محور ۴ از پلان سازه. ب: نمای محور ۴ با سه دهانه و پنج طبقه
 Fig. 2. Modeling of 2D steel moment frame; a) select the axis 4 frame from the plan, b) view of axis 4 with three spans and five storey

جدول ۱. مشخصات مقاطع برای طراحی مدل بر حسب سانتی متر
 Table 1. Specifications of sections for model design in centimeters

شماره مقطع	نوع مقطع	ارتفاع کلی مقطع (cm)	ضخامت ورق جان (cm)	عرض ورق بالها (cm)	ضخامت ورق بالها (cm)	اساس مقطع پلاستیک (Z) (cm ³)	چرخش حد تسلیم (θ_y)
۱	H	۴۰	۲	۳۰	۲	۲۹۲۸	۰/۰۰۳۴۳۵
۲	H	۳۰	۱/۵	۳۰	۲	۱۹۳۳/۵۰	۰/۰۰۴۵۰۵
۳	H	۳۰	۱	۳۰	۱/۲	۱۲۲۷/۲۴	۰/۰۰۳۴۳۵
۴	I	۳۰	۰/۶	۲۵	۲	۱۵۰۱/۴۰	۰/۰۰۴۴۱۱
۵	I	۳۰	۰/۶	۲۰	۱/۵	۹۶۴/۳۵	۰/۰۰۷۳۱۷
۶	IPE	۲۷	۰/۶	۱۳/۵	۱/۰۲	۴۸۴	۰/۰۰۸۳۵۹



شکل ۳. نمودار تنش-کرنش مصالح فولادی
 Fig. 3. Stress-strain graph of steel material

مردم و زنده سازه هستند. با توجه به این که اتصالات توری در نظر گرفته شده که تنها دو قاب متقارن برابر لرزه ای هستند؛ سهم جرم لرزه ای قاب سه برابر مقادیر بار ثقلی هر طبقه به صورت نقطه ای به مرکز جرم هر طبقه اعمال شده است. مقاطع حاصل از طراحی تیر و ستون از مقاطع متداول ساخته شده با ورق به صورت H و I شکل انتخاب گردیده است. جزئیات مقاطع بر حسب سانتی متر مطابق جدول ۱ می باشد.

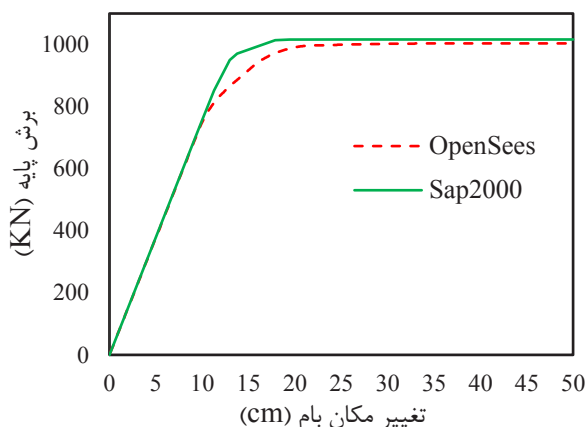
قاب دوبعدی با مشخصات ذکر شده، در نرم افزار OpenSees

جدول ۲. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های اعمال شده به سازه
Table 2. Specifications of accelerometers applied to the structure

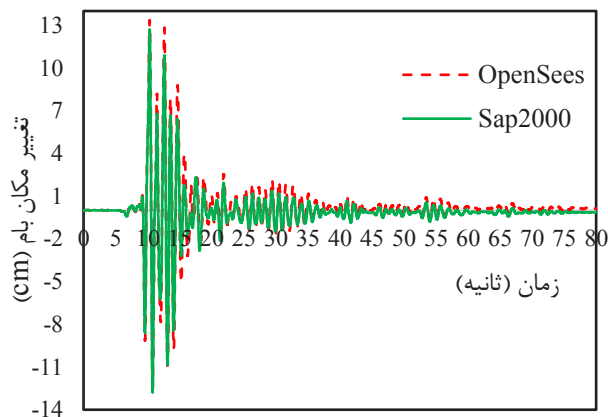
شماره	سال وقوع	نام زلزله	نام ایستگاه	نام مدل	بیشینه شتاب (دامنه) (m/s ²)	مقیاس بزرگ‌نمایی شتاب	فاصله تا کانون زلزله (Rjb) (Km)	پریود غالب طیف پاسخ (sec)
۱	۱۹۷۸	Tabas	Tabas	Tabas	۸/۹۸	۱	۵۴	۰/۲۴
۲	۲۰۱۷	Sarpolzahab	Sarpolzahab	Sarpolzahab	۶/۸۴	۱	۳۹	۰/۲۱
۳	۱۹۹۰	Manjil	Manjil	Manjil	۶/۳۵	۳	۴۱	۰/۱۶
۴	۲۰۰۳	Bam	Bam	Bam	۸	۱	۶	۰/۲۱
۵	۲۰۱۲	Varzaqan	Varzaqan	Varzaqan	۴/۲۶	۱/۲۰	۳۵	۰/۱۹
۶	۲۰۰۲	Qom1	Qom1	Qom1	۰/۰۸	۲۰	۲۱۲	۱
۷	۱۹۹۹	Duzce-Turkey	Sakarya	Duzce	۰/۲۴	۳۱	۴۵	۰/۱۲
۸	۱۹۹۹	Duzce-Turkey	Bolu	Duzce2	۷/۳	۱/۱	۱۲	۰/۳۲
۹	۱۹۷۹	Imperial Valley	Coachella Canal	Elcentro	۱/۱۴	۵	۴۹	۰/۴۳
۱۰	۱۹۷۹	Imperial Valley	Delta	ImpVall	۲/۳	۲/۵	۲۲	۰/۴۹
۱۱	۱۹۷۹	Imperial Valley	Bonds Corner	ImpVall3	۵/۸	۱	۰/۴۴	۰/۴۲
۱۲	۲۰۱۰	El Mayor	Mexico	El Mayor	۲/۰۳	۲	۲۵	۰/۱۴
۱۳	۱۹۷۱	San Fernando	Carbon Canyon Dam	Sfern	۲/۰۳	۹/۵	۶۲	۰/۱۲
۱۴	۱۹۷۱	San Fernando	LA-Hollywood Stor FF	Sfern2	۲/۲	۳/۲	۲۳	۰/۲۴
۱۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	El Centro	Super	۳/۵	۲	۱۸	۰/۱۹
۱۶	۱۹۸۷	Superstition Hills	Poe Road	Super2	۴/۷	۱/۶	۱۱	۰/۴۶
۱۷	۱۹۷۶	Gazli	Karakyr	Gazli	۵/۹	۱	۴	۰/۰۷
۱۸	۱۹۹۴	Northridge	Beverly Hills	Northr	۴/۴	۱	۹/۵	۰/۵۳
۱۹	۱۹۹۴	Northridge	Canyon Country	Northr2	۴/۰۴	۱/۲	۱۱/۴	۰/۵۸
۲۰	۱۹۹۴	Northridge	LA-Sepulveda	Northr3	۷/۵	۱	۰	۰/۶۶
۲۱	۱۹۹۲	Landers	Yermo Fire Station	Landers	۲/۴	۲/۱	۲۴	۰/۶۸
۲۲	۱۹۹۲	Landers	Coolwater	Landers2	۲/۸	۲/۲	۲۰	۰/۳۳
۲۳	۱۹۸۹	Loma Prieta	Capitola	Lomap	۵/۱	۱	۸/۷	۰/۲۸
۲۴	۲۰۰۲	Denali	TAPS Pump	Denali	۳/۳	۱	۰/۱۸	۰/۹۳
۲۵	۱۹۹۵	Kobe	Shin-Osaka	Kobe3	۲/۲	۲/۱	۱۹	۰/۶۶
۲۶	۱۹۹۹	Chi-Chi	CHY101	ChiChi	۳/۳	۲	۱۰	۰/۱۷
۲۷	۱۹۹۹	Chi-Chi	TCU045	ChiChi2	۴/۶	۱/۵	۲۶	۰/۴۴
۲۸	۱۹۹۹	Chi-Chi	TCU067	ChiChi3	۴/۹	۱	۰/۶۲	۰/۳۴
۲۹	۱۹۹۹	Hector	Hector	Hector	۲/۶	۲/۵	۱۰	۰/۲۲

خط دوم مصالح می‌باشد.
 شتاب‌نگاشت‌های اعمال شده به سازه مطابق جدول ۲ می‌باشد.
 هدف از انتخاب شتاب‌نگاشت‌هایی با مشخصات متفاوت، بررسی اکثر حالات بارگذاری تصادفی دینامیکی و استخراج نتایج جامع‌تر

به منظور انجام تحلیل‌های غیرخطی مدل گردیده است. برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا، از المان‌های فایبر با مصالح فولادی دو خطی، به مشخصات $F_y=240 \text{ MPa}$ ، $E=2 \times 10^5 \text{ MPa}$ و $E_c=200 \text{ MPa}$ استفاده شده است. E_c مطابق شکل ۳ مقدار شیب



(ب)



(الف)

شکل ۴. نمودار صحت‌سنجی مدل. الف: تاریخچه تغییر مکان بام طی تحلیل دینامیکی ب: برش - تغییر مکان طی تحلیل استاتیکی غیرخطی
Fig. 4. Model validation graphs; a) time history of roof displacement graph under nonlinear dynamic analysis, b) Base shear-roof displacement graph under nonlinear static analysis.

پلاستیک نتایج بیشترین دوران‌های اعضا در کل سازه در ادامه آورده شده است. این نتایج دارای دو بخش بررسی تغییرات مقاومت و سختی می‌باشد. هر بخش از این تغییرات تحت دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی انجام شده است.

۴-۱- نمودارهای تغییر مقاومت اعضا

تغییرات جزئی مقاومت در یکی از مفاصل تیرها که بیشترین چرخش پلاستیک را به نسبت چرخش تسلیم خود داشته، بررسی شده است. این تغییرات تحت تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیرخطی با هم مقایسه می‌گردد.

۴-۱-۱- تغییر مقاومت اعضا تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی

از آنجایی که تحت هیچ یک از زلزله‌های بررسی شده ناپایداری دینامیکی در سازه مشاهده نشده است به منظور بررسی خرابی احتمالی موضعی و بررسی ایمنی سازه، تغییرات نیاز شکل‌پذیری اعضا مورد بررسی قرار گرفته و نمودارهای حاصل از تغییرات مقاومت اعضا، مطابق شکل ۵-الف می‌باشد.

مطابق توضیحات قبلی، منظور از μ_0 بیشترین نسبت چرخش پلاستیک به چرخش حد تسلیم ایجاد شده در یکی از مفاصل تیرهای سازه قبل از انجام تغییرات است. همچنین منظور از μ بیشترین نسبت چرخش پلاستیک به چرخش حد تسلیم ایجاد شده در یک عضو از کل سازه پس از انجام تغییرات می‌باشد. مقدار μ ممکن است

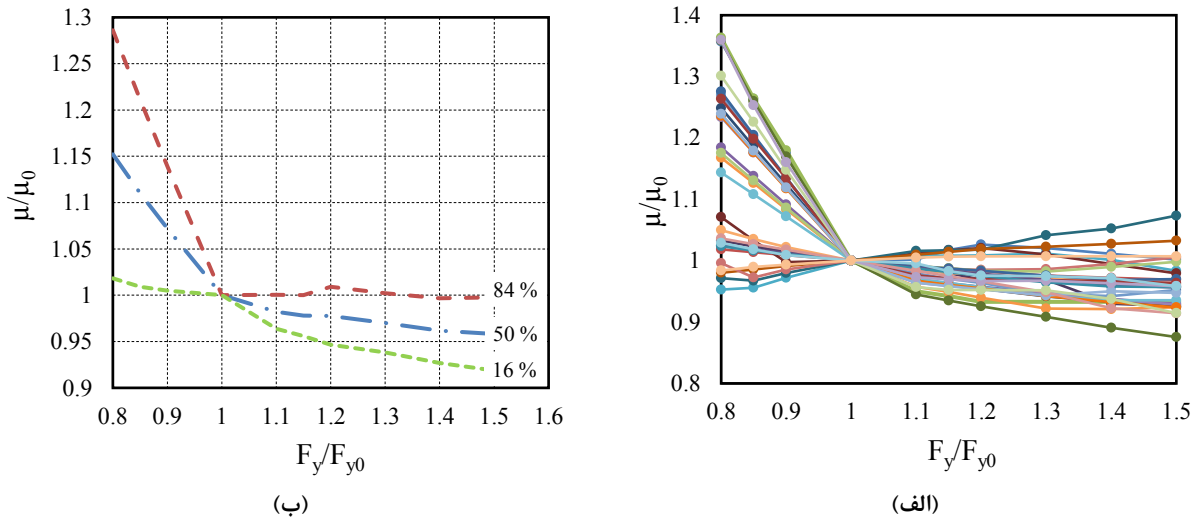
بوده است. به همین دلیل شتاب‌نگاشت‌ها به یک مقدار مشخص مقیاس نشده‌اند. مبنای انتخاب مقیاس بزرگ‌نمایی شتاب برای هر شتاب‌نگاشت، مقدار بیشینه قابل قبولی از طیف پاسخ شتاب می‌باشد؛ که بتواند سازه را به مرحله غیرخطی شدن اعضا برساند. لذا نتایج زلزله‌های مختلف قابل قیاس با یکدیگر نبوده و در هر یک از تحلیل‌ها نتایج بدست آمده از مدل‌سازی قبل از تغییرات اعضا و بعد از آن به صورت نسبی با هم مقایسه می‌شوند. برای انجام هر تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز بیشترین تغییر مکان ناشی از هر شتاب‌نگاشت به عنوان تغییر مکان هدف در نظر گرفته شده است.

به منظور اطمینان از صحت نحوه مدل‌سازی قاب موردنظر علاوه بر مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees در نرم‌افزار SAP2000 ورژن ۱۴ نیز مدل‌سازی شده است. نتایج تغییر مکان بام ناشی از زلزله ورزقان برای هر دو نرم‌افزار مطابق شکل ۴ می‌باشد.

مطابق شکل ۴-الف تاریخچه تغییر مکان بام طی تحلیل دینامیکی غیرخطی، در هر دو نرم‌افزار به اندازه قابل قبولی به هم نزدیک می‌باشد. همچنین با توجه به شکل ۴-ب منحنی‌های ظرفیت ناشی از تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز تقریباً به یکدیگر همگرا می‌شوند. لازم به ذکر است وجود اختلاف‌های در هر دو نمودار ناشی از تفاوت عملکرد این دو نرم‌افزار در محدوده غیرخطی می‌باشد.

۴- نتایج و بحث

همان‌طور که پیشتر ذکر شد، به منظور بررسی عددی قضایای



شکل ۵. نمودار تغییرات چرخش پلاستیک بر حسب تغییرات مقاومت تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی. الف: تغییرات تحت همه زلزله‌ها ب: نمودار توزیع نرمال تغییرات

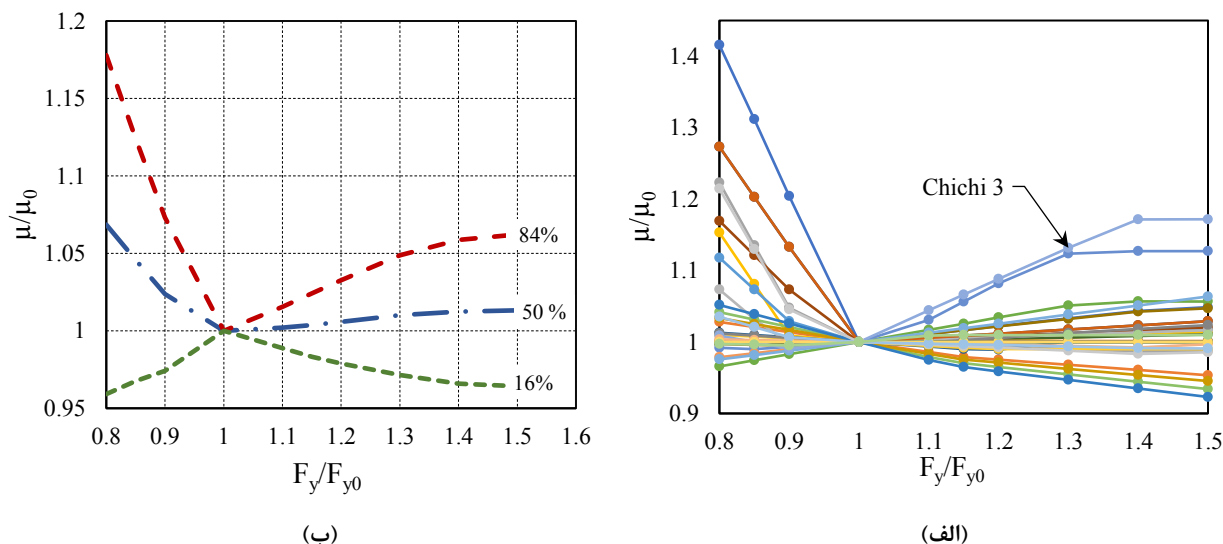
Fig. 5. Plastic rotation changes graph in terms of strength changes under nonlinear dynamic analysis; a) changes under all earthquakes, b) Normal distribution curve of changes

مشاهده می‌گردد نرخ تغییرات نیاز شکل‌پذیری هنگامی که مقاومت عضو کاهش یافته، بیشتر از زمانی است که مقاومت عضو افزایش یافته است و نیز انحراف معیار مقادیر حداکثر نیاز شکل‌پذیری هنگام کاهش مقاومت، بیشتر از افزایش مقاومت می‌باشد. این بدان معناست که با افزایش مقاومت در سازه حداکثر نیاز شکل‌پذیری دستخوش تغییرات کمتری نسبت به کاهش مقاومت می‌باشد. مطابق شکل ۵-ب میانگین مقادیر بدست آمده برای نیاز شکل‌پذیری، با افزایش مقاومت ۴ درصد کاهش و با کاهش مقاومت ۱۵ درصد افزایش یافته است. در حالت میانگین به علاوه انحراف معیار در بعضی موارد با افزایش مقاومت کمتر از یک درصد، نیاز شکل‌پذیری نیز افزایش یافته است. با توجه به نمودار انحراف معیار، می‌توان گفت به طور کلی با افزایش مقاومت جزئی در تیرها، چرخش پلاستیک اعضا کاهش و در نتیجه نیاز شکل‌پذیری اعضا کاهش یافته است.

۴-۱-۲- تغییر مقاومت اعضا تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی

آیین‌نامه‌های معمول طراحی سازه، استفاده از ساده‌سازی‌هایی در زمینه تحلیل و طراحی را همچون ایده‌آل در نظر گرفتن رفتار اتصالات، تغییرات جزئی مقاومت و سختی و غیره در ازای تأمین محدودیت‌هایی مجاز می‌دانند. این محدودیت‌ها مانند رعایت نسبت b/t در اعضای فولادی و میزان آرماتورها در اعضای بتنی، به جهت

مربوط به همان مفصل اولیه که تغییرات مقاومت در آن انجام شده، یا هر مفصل دیگری در کل سازه باشد. منظور از F_{y0} نیز مقاومت اولیه عضو مورد نظر قبل از انجام تغییرات و منظور از F_y مقاومت آن عضو پس از تغییرات می‌باشد. هر نقطه از این نمودار بیانگر یک μ متناظر با یک تغییرمقاومت و هر خط از آن بیانگر تغییرات طی یک شتاب‌نگاشت می‌باشد. به همین دلیل در این نمودار ۲۹ خط به ازای تعداد شتاب‌ها و برای هر خط ۱۰ نقطه به ازای تغییرات مقاومت، وجود دارد. با بررسی نمودار شکل ۵-الف می‌توان دریافت که به طور کلی با تغییر مقاومت در محدوده ۰/۸ الی ۱/۵۰ برابر مقاومت اولیه، نسبت تغییرات نیاز شکل‌پذیری سازه تقریباً در بازه ۰/۸۸ الی ۱/۳۶ می‌باشد. همچنین در ۸۳ درصد موارد با افزایش مقاومت عضو به تدریج نسبت نیاز شکل‌پذیری کاهش یافته است. با کاهش مقاومت نیز در بیشتر حالات نسبت نیاز شکل‌پذیری افزایش یافته است. با افزایش مقاومت، نیاز شکل‌پذیری در بعضی حالات تا ۷ درصد و با کاهش مقاومت، نیاز شکل‌پذیری حداکثر ۳۶ درصد افزایش یافته است. نمودار شکل ۵-ب توزیع نرمال نسبت تغییرات مقاومت و نیاز شکل‌پذیری را نشان می‌دهد. خط میانی نشان‌دهنده میانگین مقادیر و خط بالایی مقدار میانگین به علاوه انحراف معیار و خط پایینی مقدار میانگین منهای انحراف معیار می‌باشد. بطوری‌که ۶۸ درصد از داده‌ها بین دو خط بالایی و پایینی قرار می‌گیرند. همان‌طور که



شکل ۶. نمودار تغییرات چرخش پلاستیک بر حسب تغییرات مقاومت تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی. الف: تغییرات تحت همه زلزله‌ها ب: نمودار توزیع نرمال تغییرات

Fig. 6. Plastic rotation changes graph in terms of strength changes under nonlinear static analysis; a) changes under all earthquakes, b) Normal distribution curve of changes

حالات تا ۱۷ درصد و با کاهش مقاومت، نیاز شکل‌پذیری حداکثر ۴۲ درصد افزایش یافته است. بطور کلی چنانچه یک میدان تغییرمکان معین به سازه اعمال شود، انتظار می‌رود با افزایش مقاومت مفاصل پلاستیک، این نقاط دیرتر به حد تسلیم رسیده، کرنش‌های پلاستیک و در نتیجه نیاز شکل‌پذیری آن‌ها کاهش یابد. این نتیجه‌گیری در خصوص اکثر موارد، برقرار بوده است. به نظر می‌رسد که در مواردی که افزایش مقاومت باعث افزایش نیاز شکل‌پذیری در سازه شده؛ الگوی جابه‌جایی (میدان تغییرمکان) در سازه تغییر نموده است. در ادامه به عنوان نمونه، یکی از تغییرات الگوی جابه‌جایی سازه ناشی از افزایش مقاومت یکی از مفاصل به اندازه ۵۰ درصد مقدار اولیه، در نرم‌افزار SAP2000 به جهت استفاده از نمایش محیط گرافیکی آورده شده است.

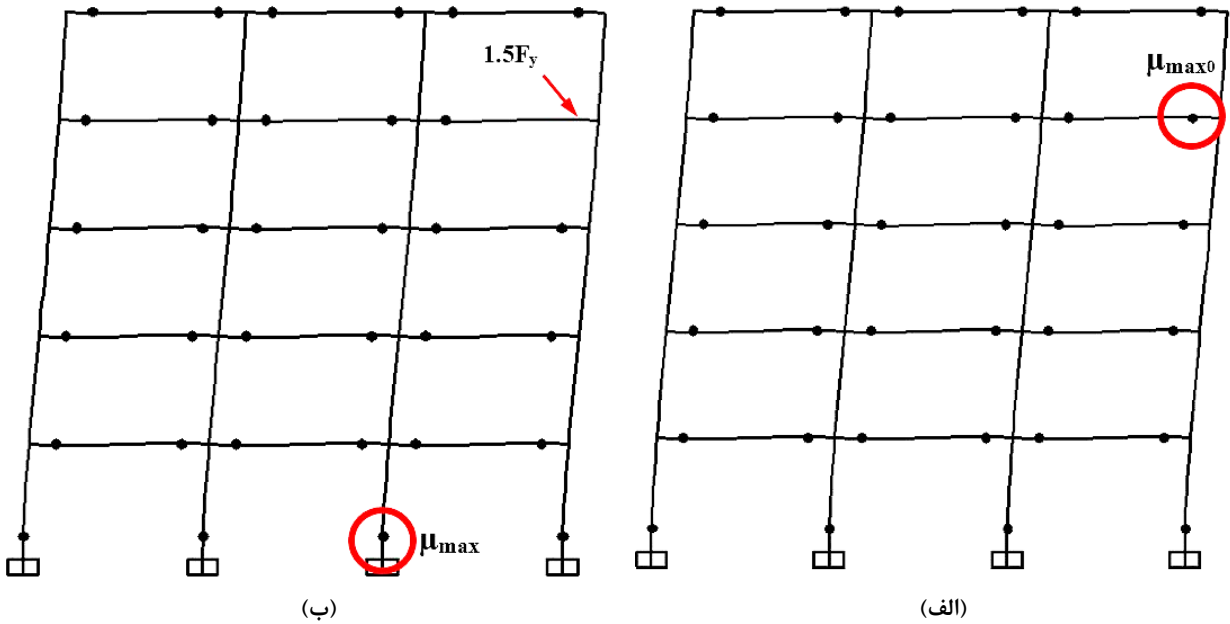
الگوی جابه‌جایی با تغییر مکان هدف ۲۴ سانتی‌متر در بام، معادل بیشینه تغییر مکان تحت زلزله دینامیکی غیرخطی زلزله Chichi3 مطابق شکل ۷-الف می‌باشد. نتایج این تحلیل در نمودار شکل ۵ نیز مشخص شده است. طی این تحلیل مفصل سمت راست تیر دهانه سوم طبقه چهارم که با دایره دور آن مشخص گردیده، بیشترین مقدار تقاضای شکل‌پذیری، در مقایسه با کل مفاصل تیرها داشته است. به همین دلیل این مفصل برای انجام تغییر مقاومت انتخاب گشته و مقاومت آن ۵۰ درصد افزایش یافته و مجدداً تحلیل استاتیکی

تأمین حداقل شکل‌پذیری در اعضا می‌باشد. وجود این شکل‌پذیری می‌تواند خطاهای اجتناب‌ناپذیر موجود در تحلیل سازه، از قبیل لحاظ نکردن اثرات نشست تکیه‌گاهی، مسائل حرارتی و غیره را با استناد به قضایای تحلیل پلاستیک و با فرض بارهای استاتیکی پوشش دهد. در عین حال چنانچه بارهای وارده مانند زلزله ماهیت دینامیکی داشته باشند، نمی‌توان بطور مستقیم به قضایای موردنظر استناد نمود.

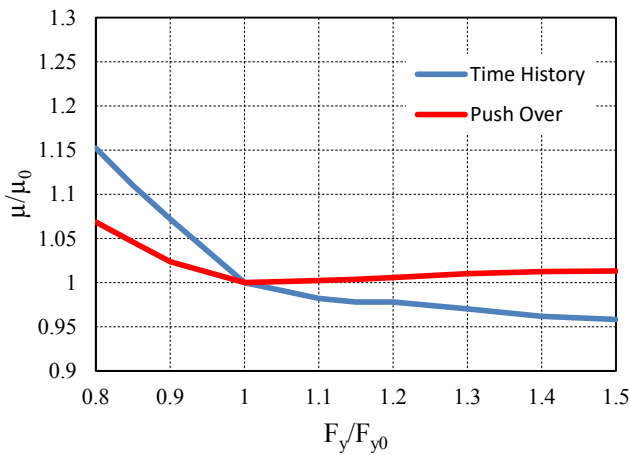
همان‌گونه که قبلاً نیز توضیح داده شد در حالت دینامیکی بایستی میزان نیاز شکل‌پذیری اعضا بررسی شود. با فرض این‌که با رعایت محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای، در حالت استاتیکی نیاز شکل‌پذیری سازه کمتر از ظرفیت آن می‌باشد، می‌توان حداکثر نیاز شکل‌پذیری سازه را در حالت دینامیکی با مقدار متناظر آن در حالت استاتیکی مقایسه نمود. چنانچه نیاز شکل‌پذیری حالت دینامیکی کمتر از حالت استاتیکی باشد، می‌توان نتیجه‌گیری نمود که سازه در محدوده مجاز فرضی آیین‌نامه قرار دارد.

روند استخراج نمودارهای زیر حاصل از همان سازه‌های قبلی و مطابق نمودار گردشی شکل ۱ هستند؛ با این تفاوت که تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار داده شده‌اند و مقادیر تغییر مکان هدف هر سازه از حداکثر تغییرمکان بام در تحلیل دینامیکی غیرخطی برداشت شده است.

مطابق شکل ۶-الف با افزایش مقاومت، نیاز شکل‌پذیری در بعضی



شکل ۷. تغییر الگوی جابه‌جایی سازه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی. الف: قبل از افزایش مقاومت ب: بعد از ۵۰ درصد افزایش مقاومت
Fig. 7. Changing the displacement pattern of the structure under nonlinear static analysis; a) before increasing the strength, b) After 50% increase in strength

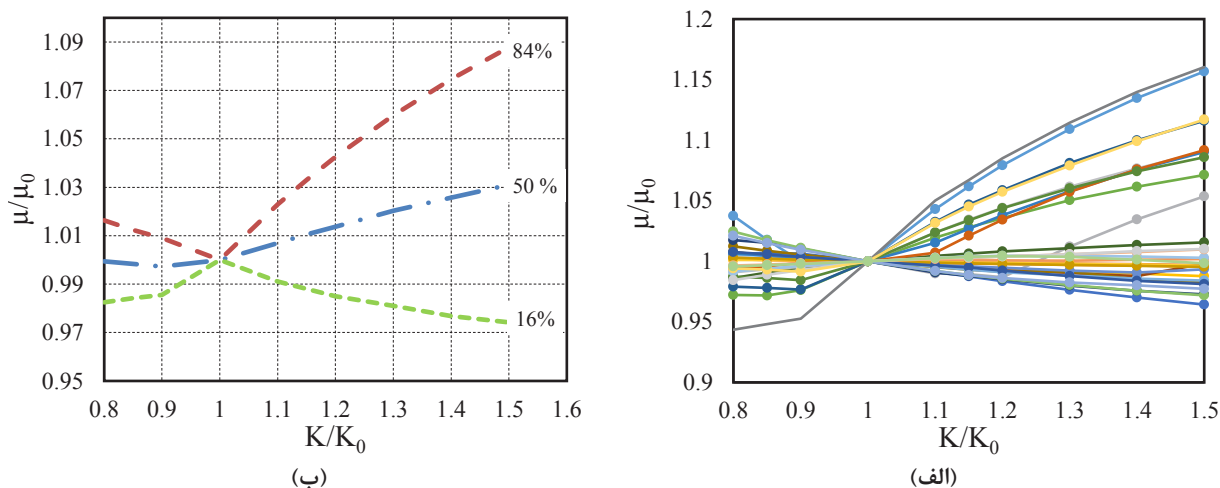


شکل ۸. نمودار مقدار میانگین تغییرات چرخش پلاستیک اعضا تحت دو تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیرخطی
Fig. 8. Average ductility demand values under the nonlinear dynamic and static analysis.

که مقاومت عضو کاهش یافته بیشتر از زمانی است که مقاومت عضو افزایش یافته است و نیز انحراف معیار مقادیر حداکثر نیاز شکل‌پذیری هنگام کاهش مقاومت بیشتر از افزایش مقاومت می‌باشد. می‌توان نتیجه گرفت که در مدل‌های موجود، به صورت کلی افزایش نیاز شکل‌پذیری در تحلیل استاتیکی غیرخطی بیشتر از مقادیر معادل آن در تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشد. به طور خاص، در بعضی موارد

غیرخطی انجام شده است. با افزایش مقاومت این عضو، مفصل پلاستیک در این عضو تشکیل نمی‌شود و تقاضای شکل‌پذیری ستون نشان داده شده در شکل ۷-ب افزایش یافته است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که با تغییر جزئی مقاومت تیرها الزاماً الگوی مکانیزم یا جابه‌جایی سازه ثابت نمی‌ماند و همچنین با افزایش مقاومت نیز الزاماً چرخش پلاستیک اعضا و در نتیجه شکل‌پذیری مورد نیاز آن‌ها کاهش نمی‌یابد. این موضوع هم در تحلیل دینامیکی هم در تحلیل استاتیکی غیرخطی قابل مشاهده است. در تحلیل دینامیکی علاوه بر تغییر الگوی جابه‌جایی، تغییر مقاومت مفاصل نیز ممکن است منجر به تغییر مقدار جابه‌جایی کلی سازه شود. در مورد این سازه تغییرات مقاومت جزئی مفاصل پلاستیک تیرها، در هیچ‌یک از موارد نتوانسته در مقدار جابه‌جایی کلی سازه تأثیرگذار باشد و تغییرات ایجاد شده در تقاضای شکل‌پذیری سازه همگی ناشی از تغییر الگوی جابه‌جایی بوده‌اند.

نمودار شکل ۵-ب توزیع نرمال نسبت تغییرات مقاومت و نیاز شکل‌پذیری را نشان می‌دهد. مطابق این شکل میانگین مقادیر بدست آمده، با افزایش و کاهش مقاومت بیشتر از یک خواهد بود. همان‌طور که مشاهده می‌گردد تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز مانند تحلیل دینامیکی غیرخطی نرخ تغییرات نیاز شکل‌پذیری هنگامی



شکل ۹. نمودار تغییرات چرخش پلاستیک بر حسب تغییرات سختی تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی. الف: تغییرات تحت همه زلزله‌ها ب: نمودار توزیع نرمال تغییرات

Fig. 9. Plastic rotation changes graph in terms of stiffness changes under nonlinear dynamic analysis; a) changes under all earthquakes, b) Normal distribution curve of changes

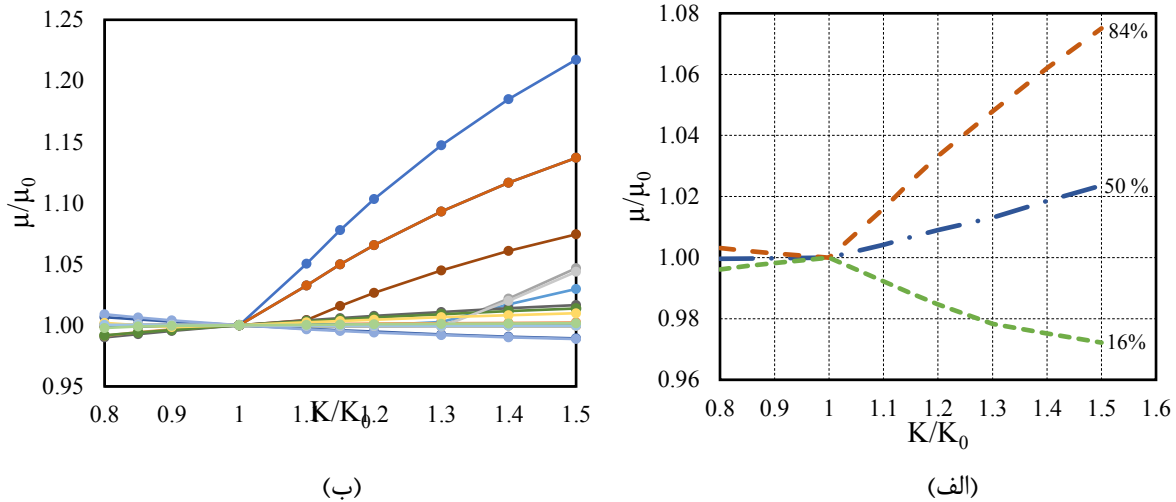
۴-۲-۱- تغییر سختی اعضا تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی
 از آنجایی که با تغییر ابعاد، مصالح و گیره در اعضای سازه به جز مقاومت سختی اعضا نیز تغییر می‌کند، با تغییر سختی اعضا نیز شکل‌پذیری مورد نیاز مورد بررسی قرار داده شده است.
 در نمودار شکل ۹ منظور از K سختی عضو تغییر یافته و K_0 سختی آن عضو قبل از تغییرات می‌باشد. همان‌طور که در شکل ۹-الف مشاهده می‌گردد با افزایش سختی نیاز شکل‌پذیری اعضا حداکثر تا ۱۶ درصد و با کاهش سختی حداکثر چهار درصد افزایش یافته است. به نظر می‌رسد از آنجایی که توزیع نیرو در اعضا به سختی آن‌ها بستگی دارد، به طور کلی با افزایش سختی نیروی جذب شده افزایش و در نتیجه نیاز شکل‌پذیری نیز افزایش یافته است. شکل ۹-ب نیز مشابه حالت قبل، نمودار توزیع نرمال تغییرات حداکثر نیاز شکل‌پذیری با تغییرات سختی را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌گردد نرخ تغییرات نیاز شکل‌پذیری هنگامی که سختی عضو افزایش یافته، بیشتر از زمانی است که سختی عضو کاهش یافته است و نیز انحراف معیار مقادیر حداکثر نیاز شکل‌پذیری هنگام افزایش سختی، بیشتر از کاهش آن می‌باشد. این بدان معناست که با کاهش سختی در سازه، حداکثر نیاز شکل‌پذیری سازه دستخوش تغییرات کمتری نسبت به افزایش سختی می‌باشد. مطابق این شکل، میانگین مقادیر بدست آمده برای نیاز شکل‌پذیری، با افزایش سختی سه درصد افزایش یافته و با کاهش سختی تقریباً ثابت مانده است. در حالت

افزایش نیاز شکل‌پذیری تحت تحلیل دینامیکی بیش از مقدار معادل آن تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد. در این موارد حداکثر ۷ درصد نیاز شکل‌پذیری تحت تحلیل دینامیکی از استاتیکی بیشتر بوده است. به منظور بررسی بهتر و مناسب‌تر بین دو حالت تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیرخطی در شکل ۸ مقادیر میانگین نمودارهای هر دو حالت دینامیکی و استاتیکی روی هم آورده شده است.

خط قرمز این شکل مربوط به نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی و خط آبی برای تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، با افزایش مقاومت نیاز شکل‌پذیری ناشی از تحلیل استاتیکی بیش از تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشد؛ ولی با کاهش مقاومت نیاز شکل‌پذیری ناشی از تحلیل دینامیکی بیش از تحلیل استاتیکی غیرخطی شده است. در نتیجه همان‌طور که پیش‌تر نیز ذکر شد، می‌توان گفت به طور کلی در مدل‌های موجود با افزایش نیاز شکل‌پذیری در حالتی که مقاومت افزایش یافته است، شکل‌پذیری طرح مورد نظر از مقادیر مجاز آیین‌نامه بیشتر نخواهد بود.

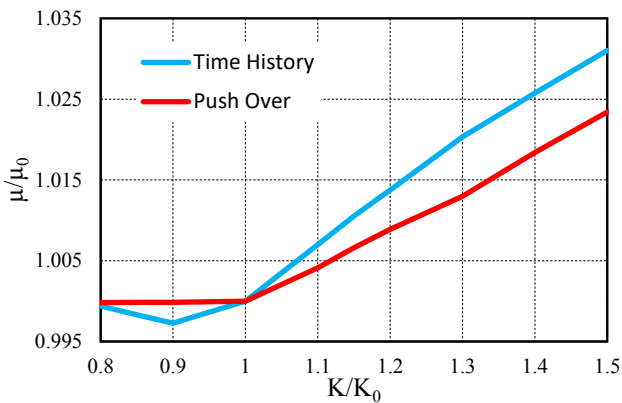
۴-۲- نمودارهای تغییر سختی اعضا

تغییرات جزئی سختی در یکی از مفاصل تیرها که بیشترین چرخش پلاستیک را به نسبت چرخش تسلیم خود داشته، بررسی شده است. این تغییرات تحت تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیرخطی با هم مقایسه می‌گردد.



شکل ۱۰. نمودار تغییرات چرخش پلاستیک بر حسب تغییرات سختی تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی. الف: تغییرات تحت همه زلزله‌ها ب: نمودار توزیع نرمال تغییرات

Fig. 10. Plastic rotation changes graph in terms of stiffness changes under nonlinear static analysis; a) changes under all earthquakes, b) Normal distribution curve of changes



شکل ۱۱. نمودار مقدار میانگین تغییرات چرخش پلاستیک اعضا تحت دو تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیرخطی

Fig. 11. Average ductility demand values under the non-linear dynamic and static analysis.

مقادیر نیاز شکل‌پذیری ناشی از تحلیل دینامیکی بیش از تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایش یافته است.

در این‌جا نیز به منظور بررسی بهتر و مناسب‌تر بین دو حالت تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیرخطی نمودارهای انحراف معیار هر دو حالت روی هم در شکل ۱۱ آورده شده است.

همان‌طور که مشاهده می‌گردد با افزایش سختی میانگین مقادیر نیاز شکل‌پذیری ناشی از تحلیل استاتیکی کم‌تر از یک درصد بیشتر از تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشد و با کاهش سختی نیز عمدتاً نیاز شکل‌پذیری ناشی از تحلیل دینامیکی بیش از تحلیل استاتیکی

میانگین به علاوه انحراف معیار در بعضی موارد با افزایش سختی، نیاز شکل‌پذیری تا نه درصد افزایش یافته است. با توجه به نمودار انحراف معیار، می‌توان گفت به طور کلی با افزایش سختی جزئی در تیرها، چرخش پلاستیک اعضا افزایش و در نتیجه نیاز شکل‌پذیری اعضا افزایش یافته است.

۴-۲-۲- تغییر سختی اعضا تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی

در بررسی تغییرات سختی نیز مطابق بررسی تغییرات مقاومت، با فرض این‌که با رعایت محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای، در حالت استاتیکی نیاز شکل‌پذیری سازه کمتر از ظرفیت آن می‌باشد، می‌توان حداکثر نیاز شکل‌پذیری سازه را در حالت دینامیکی با مقدار متناظر آن در حالت استاتیکی مقایسه نمود. چنانچه نیاز شکل‌پذیری حالت دینامیکی کمتر از حالت استاتیکی باشد، می‌توان نتیجه‌گیری نمود که سازه در محدوده مجاز فرضی آیین‌نامه قرار دارد. این موضوع برای تغییرات مقاومت سازه بحث و بررسی گردید و در ادامه نمودارهای مربوط به تغییرات سختی سازه آورده شده است.

همان‌طور که در شکل ۱۰-الف مشاهده می‌گردد، با افزایش سختی در یک عضو از سازه، شکل‌پذیری موردنیاز حداکثر ۲۲ درصد افزایش یافته است. مقدار گزارش شده، حداکثر مقدار کل اعضا می‌باشد. با کاهش سختی نیز بیشترین نیاز شکل‌پذیری در تمامی حالات یا کاهش یافته یا تقریباً ثابت مانده است. اما با کاهش سختی

غیرخطی شده است.

F_y	مقاومت حد تسلیم، N/m^2
I	ممان اینرسی، m^4
k	سختی، N/m
L	طول، m
q_D	بار مرده، N/m
q_L	بار زنده، N/m
Z	اساس مقطع پلاستیک، m^3

۵- نتیجه گیری

در این پژوهش در مجموع ۱۱۶۰ تحلیل روی قاب خمشی دوبعدی مورد نظر برای بررسی تغییرات جزئی مقاومت و سختی مفاصل تیرها انجام شده است. با توجه به غیرخطی بودن تحلیل‌ها و عدم ایجاد شکست در اعضا و همچنین عدم تغییر معنادار تغییر مکان بام سازه، برای بررسی ایمنی سازه در برابر فروریختگی نتایج تغییرات چرخش پلاستیک مفاصل ملاک عمل قرار داده شده است. طی بررسی‌های انجام شده، با افزایش جزئی مقاومت بحرانی‌ترین مفصل در تیرها، به طور کلی نیاز شکل‌پذیری اعضا کاهش یافته است. در بعضی موارد با افزایش ۵۰ درصدی مقاومت به صورت جزئی، حداکثر به میزان ۷/۳ درصد نیاز شکل‌پذیری اعضا افزایش یافته است. نرخ این تغییرات در مقایسه با افزایش مقاومت بسیار کم می‌باشد. دلیل افزایش نیاز شکل‌پذیری در محدود موارد خاص می‌تواند تغییر الگوی جابه‌جایی در سازه باشد. در نتایج ناشی از تحلیل استاتیکی غیرخطی با افزایش مقاومت، میزان افزایش نیاز شکل‌پذیری حداکثر برابر ۱۷ درصد بوده است. از مقایسه نتایج ناشی از تحلیل دینامیکی با استاتیکی غیرخطی و با توجه به محدودیت‌های آیین‌نامه می‌توان گفت با افزایش جزئی مقاومت در تیرها، سازه مورد نظر با ظرفیت شکل‌پذیری مشخص، طی زلزله‌های اعمال شده به سازه، ایمنی لازم را دارد. با تغییرات سختی نیز با افزایش سختی به طور کلی نیاز شکل‌پذیری افزایش یافته است. این میزان تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی حداکثر ۱۶ درصد و تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی حداکثر برابر ۲۲ درصد بوده است. با افزایش سختی، میانگین نیاز شکل‌پذیری در حالت دینامیکی کمتر از یک درصد بیش از حالت استاتیکی می‌باشد و بطور کلی مقدار افزایش نیاز شکل‌پذیری ناچیز می‌باشد (حدود ۳٪ با ۵۰٪ افزایش سختی). در نتیجه می‌توان گفت در بررسی انجام شده، با افزایش سختی سازه، نیاز شکل‌پذیری تغییر چندانی نکرده و کمتر از ظرفیت شکل‌پذیری سازه (که با ضوابط آیین‌نامه‌ای طرح شده است) می‌باشد.

فهرست علائم

علائم انگلیسی

E_c مدول الاستیسیته، N/m^2

علائم یونانی

λ	ضریب افزایش بار
ϵ_p	چرخش حد تسلیم
μ	تقاضای شکل‌پذیری
ϵ	کرنش
σ	تنش، N/m^2

مراجع

- [1] Drucker, D.C., Greenberg, H.J., Prager, W., 1951. In: J1. Appl. Mech.
- [2] Greenberg, H.J., Prager, W., 1951. Journ. Struct. Div., Prec. ASCE.
- [3] Baker, J., Baker, L., Heyman, J., 1980. Plastic design of frames 1 fundamentals, CUP Archive.
- [4] Aziminejad, A., Moghadam, A., 2007. "Effects of strength distribution on fragility curves of asymmetric single story building", Proceedings of the Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering Ottawa. Ontario, Canada.
- [5] Eshghi, S., Maki abadi, M., 2013, "Developing Theoretical Fragility Curves for Conventional Mid-rise Concrete Buildings in Iran", University of Science & Culture, Tehran. (in Persian)
- [6] Mosleh, A., Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A., 2016. Arède, A., "Seismic behavior of RC building structures designed according to current codes", Structures. 7, 13-1.
- [7] Faisal, A., Majid, T.A., Hatzigeorgiou, G.D., 2013. "Investigation of story ductility demands of inelastic concrete frames subjected to repeated earthquakes", Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 44, 53-42.
- [8] Samimifar, M., Oskouei, A.V., Rofooei, F.R., 2015. "Deflection amplification factor for estimating seismic

- “Column splice fracture effects on the seismic performance of steel moment frames”, *Journal of Constructional Steel Research*. 101-93 137.
- [13] Stillmaker, K., Magdaleno, A., Nazari, M., Kanvinde, A., 2018. “Assessment of column splice fracture influence on seismic performance of steel moment frames”, Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering. -25 29.
- [14] Song, B., Galasso, C., Kanvinde, A., 2019. “Advancing fracture fragility assessment of pre-Northridge welded column splices”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.
- [15] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (No. 360), 2005. Management and Planning Organization Office of Deputy for Technical Affairs, Tehran.
- lateral deformations of RC frames”, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 2)14), 384-373.
- [9] Christidis, A.A., Dimitroudi, E.G., Hatzigeorgiou, G.D., Beskos, D.E., 2013. “Maximum seismic displacements evaluation of steel frames from their post-earthquake residual deformation”, *Bulletin of Earthquake Engineering*. 6)11), 2248-2233.
- [10] Azhdarifar, M., Meshkat-Dini, A., 2015. “Study on the Seismic Response Parameters of Modular Tube Steel Mid-Rise Buildings under Effects of Near Field Ground Motions”, SID. (in Persian)
- [11] Sivandi-Pour, A., Gerami, M., Taghdisi, M., 2019. “Assessment of the effect of column base connection rotational stiffness on seismic behaviour of the steel moment frames”, *Sharif journal of civil engineering*. 35.2, 2.1, 92-83. (in Persian)
- [12] Stillmaker, K., Lao, X., Galasso, C., Kanvinde, A., 2017.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

E. Dehghani, Z. Aryani, *Effect of Minor Variations in Characteristics of Beam on the Safety of 2D Steel Moment Frame under Dynamic Loads*, Title, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(7) (2021) 3087-3100.

DOI: [10.22060/ceej.2020.17672.6643](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17672.6643)

