



Providing Seismic Design Considerations of Low-Rise High Ductility Reinforced Concrete Frames Using Nonlinear Analysis

S. Naghavi¹, A. R. Sarvghad Moghadam², M. R. Mansoori¹

¹ Department of Civil Engineering Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

² Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquakes Engineering and Seismology (IIEES)

ABSTRACT: Traditionally, the seismic design of buildings has been based on strength criteria. In design using elastic codes, the damage was very high because the elastic method of seismic design has failed to provide insight into how the building behaves during earthquakes. The main approach of this research is to show that with proper distribution of shear strength of components, stories, and the whole building, using nonlinear analysis, it is possible to provide a situation that minimizes the building damages in strong earthquakes. Moreover, it is shown that selecting the type of analysis will play an important role in determining the optimal strength distribution. To achieve such a pattern, a frame with a special moment frame system was used as the main model, which was initially designed by linear static analysis, then the optimal strength distribution pattern of the frame was estimated with proper accuracy by repetitive nonlinear dynamic analysis on the building and the structure sections were determined. Then, the buildings, which were designed according to the estimated strength distribution and the code proposed distribution, were evaluated and compared using nonlinear time history analysis under a set of 22 near-fault and far-fault motions. Finally, the best analysis type in the seismic design of high ductility concrete buildings in near-fault and far-fault regions was select.

Review History:

Received: Aug. 10, 2019

Revised: Nov. 10, 2019

Accepted: Dec. 23, 2019

Available Online: Feb. 12, 2020

Keywords:

High Dductility Reinforced Concrete Frames

Linear Analysis, Nonlinear Analysis

Optimal Strength Ddistribution Pattern

Far- fault and Near-fault motions

1- Introduction

While buildings are usually designed for seismic resistance using elastic analysis, most will experience significant inelastic deformations under large earthquakes. Modern performance-based design (PBD) methods require ways to determine the realistic behavior of structures under such conditions. Enabled by advancements in computing technologies and available test data, the nonlinear analysis provides the means for calculating structural response beyond the elastic range, including strength and stiffness deterioration associated with inelastic material behavior and large displacements. As such, nonlinear analysis can play an important role in the design of new and existing buildings [1-3]. Researchers continue to look for methods that, in addition to time and cost-effectiveness and accuracy of solutions, can provide the main earthquake parameters. One method for solving this problem is to use nonlinear analysis in the seismic design of buildings.

2- Methodology

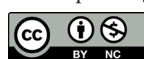
In the present study, a new methodology has been presented to provide seismic design considerations of low-rise reinforced concrete (RC) special moment frame. One of the innovations of this research is the use of a new methodology to select basic building characteristics using nonlinear dynamic analysis. For this purpose, a regular multi-story RC frame building was designed using both the proposed and conventional methods. The two methods were assessed using dynamic analysis.

The first building was designed with linear static analysis (LSA). The second building was designed with nonlinear dynamic analysis (NDA). The dimensions of the structural components designed with LSA by the Iranian Seismic Code (IS 2800-14) [4] and NDA by chapter 16 of FEMA P-1050-1[5] are reported in "Table 1" and "Table 2".

Table 1 Design results of LSA

Building	Story	Beam		Column			
		<i>b</i> (cm)	<i>h</i> (cm)	<i>b</i> (cm)	<i>h</i> (cm)	Reinforcement	
						Number of bars	Bar size
LSAB	1	40	40	45	45	16	16
	2	40	40	45	45	16	16
	3	35	35	40	40	8	16
	4	35	35	40	40	8	16

*Corresponding author's email: moghadam@iiees.ac.ir



Copyrights for this article are retained by the author(s) with publishing rights granted to Amirkabir University Press. The content of this article is subject to the terms and conditions of the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC-BY-NC 4.0) License. For more information, please visit <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>.

Table 2 Design results of NDA

Building	Story	Beam		Column			
		b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	Reinforcement	
						Number of bars	Bar size
NDAB	1	40	40	50	50	8	20
	2	40	40	50	50	8	20
	3	35	35	45	45	8	18
	4	35	35	45	45	8	18

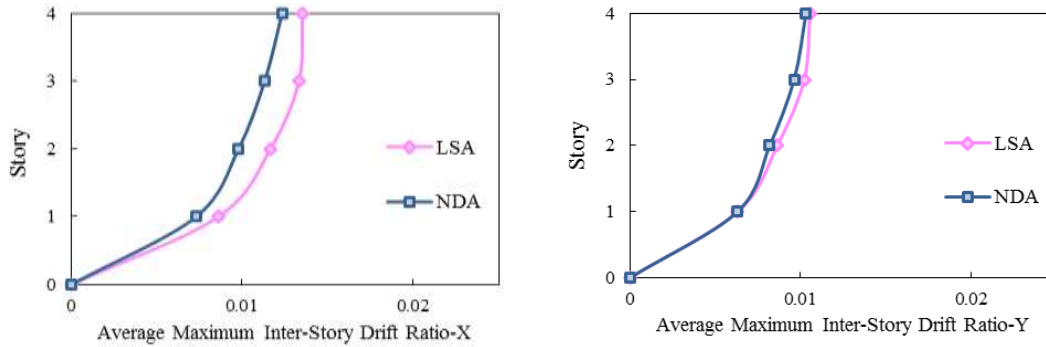


Fig. 1. Average maximum inter-story drift ratios of NDA under far-fault ground motions (a) X direction; (b) Y direction

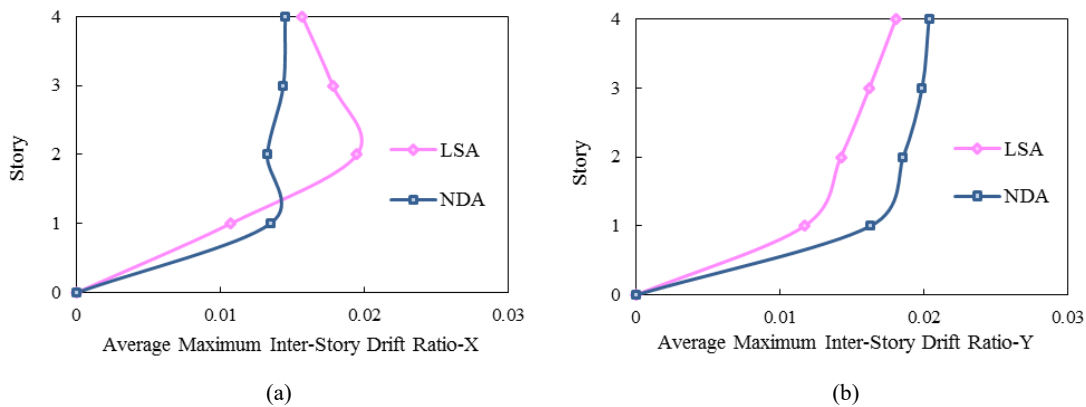


Fig. 2. Average maximum inter-story drift ratios of NDA under near-fault ground motions (a) X direction; (b) Y direction

3- Results and Discussion

Fig. 1 shows the average maximum inter-story drift ratios for the LSA building and NDA building under the eleven far-fault records in both the X and Y directions. It was observed that the average maximum inter-story drift ratios in the NDA building on almost all stories in the X and Y directions were lower than for the LSA building.

Fig. 2 shows the average maximum inter-story drift ratios for the LSA building and NDA building under the eleven near-fault records in both the X and Y directions. In the X-direction, the first story of the LSA building, and the second, third and fourth stories of the NDA building recorded the smallest average maximum inter-story drift ratios. In the Y direction, all stories of the LSA building had the lowest average maximum inter-story drift ratios compared to the NDA building.

4- Conclusions

- In regions under far-fault ground motions, the maximum inter-story drift ratios in the NDA building compared to the LSA building in the X direction decreased an average of 13% and, in the Y direction, decreased an average of 4%.
- In regions under near-fault ground motions, the average maximum inter-story drift ratios in the NDA building compared to the LSA building in the X-direction on the first story increased an average of 26% and on the second, third, and fourth stories decreased an average of 20%. In the Y direction, the values for all stories increased an average of 25%.
- The nonlinear dynamic procedure was the most suitable approach for the seismic design of RC buildings with special flexural frames in regions under far-fault ground motions.

References

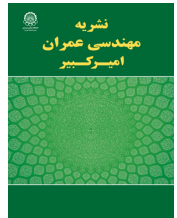
- [1] Deierlein, G., Reinhorn, A., and Willford, M., 2010. "Nonlinear structural analysis for seismic design, a guide for practicing engineers. NIST GCR 10-917-5. National Institute of Standards and Technology". pp.1-36.
- [2] Fajfar, P., 2018. "Analysis in seismic provisions for buildings: past, present and future". *Proceedings of the European Conference on Earthquake Engineering Thessaloniki*. Greece, June.
- [3] Ganjavi, B., & Ghodrati Amiri, G., 2018. "A comparative study of optimum and Iranian seismic design force distributions for steel moment resisting buildings". *Iran University of Science & Technology*, 8(2), pp. 195-208.
- [4] BHRC, 2015. *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (Standard No. 2800, 4th Edition)*. Tehran, Iran.
- [5] FEMA P-1050-1, 2015. *NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, USA.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

S. Naghavi, A. R. Sarvghad Moghadam, M. R. Mansoori. *Providing Seismic Design Considerations of Low-Rise High Ductility Reinforced Concrete Frames Using Nonlinear Analysis*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(4) (2021): 349-352.

DOI: [10.22060/ceej.2020.17027.6432](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17027.6432)





تأمین ملاحظات طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی کوتاه مرتبه بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد به کمک تحلیل غیرخطی

سارا نقوی^۱، عبدالرضا سروقدمقدم^{۲*}، محمد رضا منصور^۳

- ۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران، واحد علوم تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران
- ۲- دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران
- ۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم تحقیقات، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۰۶/۱۹

بازنگری: ۱۳۹۸/۰۸/۱۹

پذیرش: ۱۳۹۸/۱۰/۰۲

ارائه آنلاین: ۱۳۹۸/۱۱/۱۳

کلمات کلیدی:

قاب‌های خمشی

بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد،

تحلیل خطی

تحلیل غیرخطی

الگوی بهینه توزیع مقاومت

حرکات دور و نزدیک گسل.

خلاصه: به طور سنتی، طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها بر اساس معیارهای نیرو می‌باشد. در طراحی با استفاده از آیین‌نامه‌های الاستیک، مقدار خسارت بسیار زیاد بوده زیرا روش الاستیک طراحی لرزه‌ای نتوانسته است بینشی در مورد چگونگی رفتار سازه در طول زلزله ارائه دهد. رویکرد اصلی این پژوهش نشان دادن این موضوع است که با توزیع مناسب مقاومت برشی با استفاده از تحلیل غیرخطی در اجزاء، طبقات و کل ساختمان می‌توان شرایطی را فراهم نمود که خرابی ساختمان در زلزله‌های قوی به حداقل ممکن برسد. همچنین نشان داده می‌شود که انتخاب نوع تحلیل در دست یافتن به توزیع مقاومت بهینه مناسب نقش به‌سزایی خواهد داشت. برای رسیدن به چنین الگویی از یک قاب با سیستم قاب خمشی ویژه به عنوان مدل اصلی، استفاده شده است، که در ابتدای امر به وسیله تحلیل استاتیکی خطی طراحی شد، سپس الگوی توزیع مقاومت بهینه قاب مذکور به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی مکرر بر روی ساختمان، برای طراحی قاب اصلی با دقت مناسبی تخمین زده شد و مقاطع ساختمان تعیین شد. سپس ساختمان‌های طراحی شده با توزیع مقاومت تخمین زده شده و توزیع پیشنهادی آیین‌نامه با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت مجموعه ۲۲ تایی از حرکات دور و نزدیک گسل مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفتند و در نهایت بهترین نوع تحلیل در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی با شکل‌پذیری زیاد در مناطق دور و نزدیک گسل انتخاب شد.

جدید و موجود بازی می‌کند [۳-۱].

۱- مقدمه

در حالی که ساختمان‌ها، معمولاً با استفاده از تحلیل الاستیک برای مقاومت لرزه‌ای طراحی می‌شوند، ولی در اغلب موارد در آن‌ها تغییر شکل‌های غیرالاستیک قابل توجهی تحت زلزله‌های بزرگ رخ می‌دهد. روش‌های طراحی بر اساس عملکرد مدرن، روش‌های مورد نیاز برای تعیین رفتار واقعی ساختمان‌ها تحت چنین شرایطی هستند. با پیشرفت فن‌آوری‌های محاسباتی و آزمایش داده‌های موجود، تجزیه و تحلیل غیرخطی، ابزارهایی را برای محاسبه پاسخ ساختمان فراتر از محدوده الاستیک، از جمله نیرو و زوال سختی مرتبط با رفتار غیرالاستیک مواد و جابه‌جایی‌های بزرگ فراهم می‌کند. به این ترتیب، تجزیه و تحلیل غیرخطی یک نقش مهمی را در طراحی ساختمان‌های

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: moghadam@iiees.ac.ir

در طراحی قاب‌های خمشی منظم طبق آیین‌نامه‌های موجود (از جمله استاندارد ۲۸۰۰ [۴])، فرآیند طراحی بر، برآورد تقاضای نیروی لرزه‌ای برای تعیین مشخصات مقاومت و سختی سیستم‌های لرزه بر جانبی تکیه دارد. برآورد تقاضای لرزه‌ای نیز عمدتاً بر اساس مشخصات طیف طرح الاستیک می‌باشد که برای هر سطح لرزه‌خیزی، زمان تناوبی اصلی ساختمان و توزیع مورد انتظار جرم و سختی در ارتفاع، مشخص می‌باشد. چنین برآوردهایی از به‌کارگیری مفاهیم دینامیکی ساختمان الاستیک به‌دست می‌آید که در آن به‌طور صریح رفتار غیرالاستیک سیستم لرزه بر جانبی در نظر گرفته نشده است. نکته اصلی در استفاده از آیین‌نامه‌ها در این است که رابطه‌ای بین سطح استحکام، ایمنی و عملکرد ساختمان در برابر زلزله و هزینه تمام شده به‌دست نمی‌دهد [۵]. از این رو امروزه محققان به دنبال

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لایسنس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لایسنس، از آدرس <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode> دیدن فرمائید.



روش‌هایی هستند که علاوه بر صرفه جویی در وقت، هزینه و دقت در جوابها، پارامترهای اصلی زمینلرزه را به نحو مطلوب در خود منظور کرده باشند [۶]. یکی از روش‌هایی که برای حل این مشکل می‌تواند مفید باشد، دخیل کردن روش‌های تحلیل غیرخطی در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌باشد.

اولین دستورالعمل‌ها برای کاربرد تجزیه و تحلیل غیرخطی در راهنمای FEMA ۲۷۳ [۷] و ATC ۴۰ [۸] منتشر شد. با توجه به وضعیت دانش و فن‌آوری‌های محاسباتی در زمان انتشار (اواسط دهه ۱۹۹۰) این مدارک عمدتاً بر تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) تمرکز داشتند. از آن زمان تاکنون عملیات بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود توسط ASCE ۴۱ [۹]، در حال انجام است و اصلاحات در FEMA ۴۴۰ [۱۰] و FEMA A۴۴۰P [۱۱] پیشنهاد شده‌است. اگرچه ASCE ۴۱ و مدارک مربوطه تمرکز اصلی را بر بهسازی ساختمان‌های موجود دارند؛ راهنمایی تجزیه و تحلیل غیرخطی و مدل‌سازی مولفه‌ها و معیارهای پذیرش در این مدارک می‌توانند به طراحی ساختمان‌های جدید نیز اعمال شوند، معیارهای پذیرش موجود، در این مدارک، سطوح عملکرد مورد انتظار را برای ساختمان‌های جدیدی که در ASCE ۷-۱۰ [۱۲] طراحی می‌شوند، ارائه می‌دهند. نقش تجزیه و تحلیل دینامیکی غیرخطی برای طراحی، به منظور تعیین عملکرد ساختمان‌ها به طور کامل گسترش یافته است. ATC ۵۸ [۱۳]، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی را برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و جدید به کار می‌گیرد. تجزیه و تحلیل دینامیکی غیرخطی همچنین برای ارزیابی عملکرد سیستم‌های ساختمانی که با انواع سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای موجود در ASCE ۷-۱۰ مطابقت ندارند، استفاده می‌شود.

طراحی به کمک تحلیل غیرخطی، کنترل پیشرفته‌ای از آسیب‌های ساختاری را برای سطوح مختلف خطر زلزله فراهم میکند. با این وجود، تعداد مطالعات مربوط به طراحی لرزه‌ای به کمک تحلیل غیرخطی قاب‌های بتن مسلح بسیار محدود می‌باشد، که در ادامه به چند مورد از مطالعات صورت گرفته پرداخته میشود.

مطالعات اولیه و اصلی در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح به کمک تحلیل‌های غیرخطی، توسط فینتل و گوش در سال ۱۹۸۲ [۱۴] کاپوس و منافپور در سال ۲۰۰۱ [۱۵] و رومائو و دلکادو در سال ۲۰۰۲ [۱۶] انجام گرفته است. فینتل و گوش به

جای روش آیین‌نامه‌ای روش دیگری برای طراحی مقاوم سازه‌های ساختمانی ارائه دادند. آن‌ها در این روش شنابنگاشت‌های زلزله را با دقت انتخاب کردند و به عنوان بارگذاری و تحلیل تاریخچه پاسخ غیرخطی دینامیکی برای تعیین نیروی اعضا و تغییر شکل‌ها به کار بردند [۱۴]. کاپوس و منافپور یک روش مبتنی بر عملکرد را برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی دوبعدی (قاب‌های بتنی با ارتفاع متوسط و بلند و ساختارهای دوگانه)، که شامل استفاده از تجزیه و تحلیل غیرالاستیک، استاتیکی یا دینامیکی بود، توسعه دادند. آن‌ها از نقطه نظر طراحی و اقتصادی برخی از مزایای بالقوه را در مفهوم مورد بررسی قرار دادند، و مشاهده کردند که روش طراحی ارائه شده موجب طراحی اقتصادی‌تری از میلگردهای عرضی در اعضایی که رفتار غیرخطی کمی، حتی در زلزله‌های خیلی شدید از خود بروز می‌دهند، می‌شود [۱۵]. رومائو و دلکادو یک روند جدید طراحی لرزه‌ای به کمک تحلیل غیرخطی برای طراحی ساختمان‌های بتنی ارائه دادند. این روند جدید و نیز روش آیین‌نامه‌ای، به یک قاب بتن مسلح چند طبقه اعمال شد و طراحی‌ها با استفاده از روند برآورد، شامل ضوابط مختلف که حالت‌های حدی مختلفی را ارائه می‌دهند، ارزیابی شد [۱۶].

آندریاس جی کاپوس و جورجیوس پانگوپولوس در سال ۲۰۰۴ جزو اولین محققانی بودند که به بررسی طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد ساختمان‌های سه بعدی بتنی منظم با استفاده از آنالیز غیرخطی دینامیکی و استاتیکی پرداختند. آن‌ها یک روش طراحی بر اساس عملکرد را برای ساختمان‌های واقعی بتن مسلح ۳ بعدی (R/C) ارائه کردند و مشاهده کردند که ساختمان طراحی شده با روش پیشنهادی عملکرد لرزه‌ای بهتر و همچنین طراحی بهینه و اقتصادی‌تری نسبت به روش استاندارد یورو کد دارد. این روش در آمریکا به دنبال شماری از زلزله‌های سال ۱۹۹۴ لوماپریتا^۱ و نوترینج^۲ که خسارات هنگفتی را به بار داشتند ارائه شد [۱۷]. همچنین در سال ۲۰۱۰ آندریاس جی کاپوس و سوتیریا استفانیدو با کمک روشی که توسط آندریاس جی کاپوس و جورجیوس پانگوپولوس پیشنهاد شده بود؛ به ارائه روشی جدید برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های سه بعدی بتنی نامنظم پرداختند. که روش پیشنهادی آن‌ها همانند روش قبلی منجر به طراحی بهینه و اقتصادی ساختمان موردنظر نسبت به روش

1 Loma Prieta

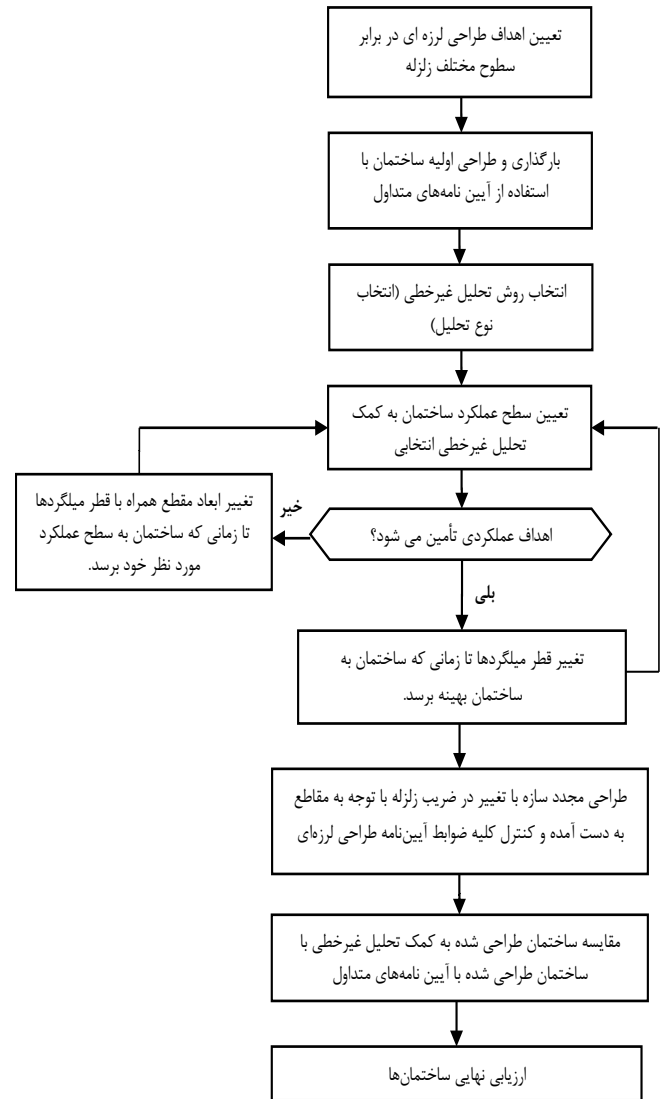
2 Northridge

با توجه به ابعاد مقاطع اعضای ساختمان پیشنهاد داد، و نشان داد که روشی که پیشنهاد داده است از روش‌های موجود مناسبتر میباشد [۲۰].

از آنجا که روش‌های غیرخطی برای طراحی ساختمان‌ها، مانند دیگر آیین‌نامه‌های معتبر خارجی در ویرایش آتی استاندارد ۲۸۰۰ مطرح خواهد شد، لازم است مطالعات پیرامونی برقراری آن انجام شود. بدین منظور در این پژوهش بررسی امکان و کارایی روش تحلیل دینامیکی غیرخطی به منظور تأمین ملاحظات طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی کوتاه مرتبه بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد بررسی شده‌است. به این شیوه که یک ساختمان با قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد به دو روش، تحلیل استاتیکی خطی طبق استاندارد ۲۸۰۰ و تحلیل دینامیکی غیرخطی طبق فصل ۱۱۶ آیین نامه FEMA P-۱۰۵۰-۱ [۲۱] طراحی شد، سپس هر دو نوع ساختمان با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفتند. یکی از نوآوری‌های اصلی این تحقیق نحوه انتخاب مشخصات اولیه ساختمانی است که به کمک روش دینامیکی غیرخطی، طراحی می‌شود. در تحقیقات گذشته از روش‌های غیرخطی برای کنترل سازه‌ها استفاده می‌شد و مشخصات ساختمان معلوم و هدف کار تنها اعمال تحلیل غیرخطی بوده است در حالی که اگر از روش غیرخطی که موضوع این تحقیق است برای طراحی استفاده گردد، مشکل ابتدایی تعیین نحوه توزیع مقاومت و مشخصات اولیه ساختمان می‌باشد. برای درک بهتر روند روش طراحی به کار رفته در این پژوهش، الگوریتم طراحی در شکل ۱ ارائه شده‌است. سپس الگوریتم فوق به ترتیب ارائه و اعمال شده‌است و نتایج ثبت شده‌است.

۲- تعیین هدف طراحی

تعیین هدف طراحی لرزه‌ای در طراحی به کمک تحلیل‌های غیرخطی به عنوان یکی از ارکان‌های اصلی فرایند طراحی لرزه‌ای ساختمان محسوب می‌شود. انتخاب هدف طراحی متأثر از خواسته‌های کارفرما، اهمیت ساختمان از جنبه تاریخی، اقتصادی، اجتماعی، فنی، ایمنی و نظایر آن می‌باشد. در حوزه طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های جدید، برای ساختمان‌های متعارف غالباً هدف مشخصی تعریف می‌شود و آنگاه معیارهای پذیرش و یا کنترل دستیابی به عملکرد مورد نظر تعریف می‌گردد. هدف طراحی لرزه‌ای بر اساس تحلیل‌های



شکل ۱. فلورچارت طراحی لرزه‌ای به کمک تحلیل غیرخطی

Fig. 1. Flowchart of seismic design using nonlinear analysis

استاندارد یورو کد شد [۱۸]. عبدالرضا سروقدمقدم و کاوه علیزاده حصاری در سال ۲۰۱۳ به بررسی کارایی روش استاتیکی غیرخطی به عنوان ابزاری برای طراحی قابهای خمشی بتن مسلح پرداختند و نتایج طراحی به این روش را مورد مقایسه رفتاری و اقتصادی با روش‌های طراحی متداول خطی استاندارد ۲۸۰۰ قرار دادند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که استفاده از روش جدید باعث توزیع خرابی در کل ساختمان و کاهش هزینه ساخت می‌شود و در طراحی غیرخطی استاتیکی با افزایش ارتفاع اثر موده‌های بالاتر در طبقه آخر بیشتر می‌شود [۱۹]. مرگوس در سال ۲۰۱۸ یک روند تکرار شونده برای طراحی آرماتورهای فلزی قابهای بتن مسلح با استفاده از تحلیل‌های بارافزون و تاریخچه زمانی غیرخطی به منظور تأمین اهداف عملکردی

جدول ۱: نتایج طراحی حاصل از تحلیل استاتیکی خطی
Table 1. Design results of linear static analysis

ساختمان	طبقه	تیر		ستون			
		b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	تعداد	اندازه
LSA	۱	۴۰	۴۰	۴۵	۴۵	۱۶	۱۶
	۲	۴۰	۴۰	۴۵	۴۵	۱۶	۱۶
	۳	۳۵	۳۵	۴۰	۴۰	۸	۱۶
	۴	۳۵	۳۵	۴۰	۴۰	۸	۱۶

قرارگیری ساختمان، که این فرضیات در ذیل خواهد آمد، به تحلیل و طراحی قاب مذکور مطابق آیین نامه ۲۰۱۴ ACI [۲۲] و آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ایران- ویرایش چهارم که مشابه ASCE 7-10 می‌باشد پرداخته میشود. تا قاب مورد استفاده در مطالعه، دقیقاً مطابق آیین‌نامه معتبر باشد و کلیه ضوابط طراحی در آن‌ها رعایت شده باشد. از آنجایی که آیین‌نامه ۲۰۱۴ ACI در بسیاری از موارد، ضوابطی مشابه و نزدیک به آیین‌نامه مبحث نهم [۲۳] از مقررات ملی ساختمانی ایران ارائه می‌دهد، و همچنین از آنجایی که در پیش نویس جدید این آیین‌نامه ترکیب بارهای مشابه ۲۰۱۴ ACI ارائه شده‌است. از آیین‌نامه‌ی فوق برای تحلیل و طراحی قاب مورد نظر در نرم افزار استفاده شده‌است. طیف طرح به کار رفته مطابق طیف طرح ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع II می‌باشد که برای منطقه با سطح لرزه‌خیزی بسیار زیاد ($A=0.35$) در نظر گرفته شده است.

قاب در نظر گرفته شده، یک قاب سه بعدی، منظم، سه دهانه

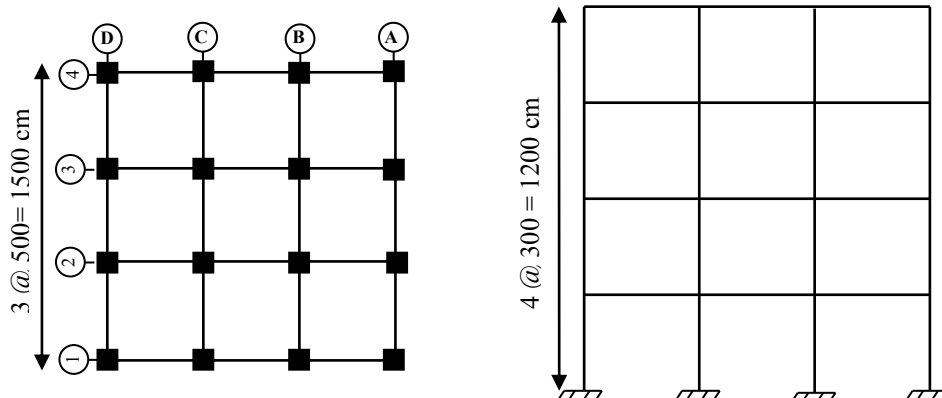
غیرخطی مشتمل بر رعایت دو بخش عمده می‌باشد:

- ۱- میزان حداکثر خسارت مجاز برای اجزای ساختمان (سطح عملکرد مورد انتظار)
- ۲- سطح خطر لرزه ای مشخص (تکآن‌های زمین لرزه) هدف در نظر گرفته شده طبق استاندارد ۲۸۰۰ این است، که ساختمان در برابر اثرات ناشی از زلزله‌های سطح خطر-۱ یعنی زلزله‌هایی با دوره بازگشت ۴۷۵ سال (احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال) بتواند تلفات جانی را به حداقل برساند. یعنی بتواند سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) را ارضا کند. سطح خطر-۱ در استاندارد ۲۸۰۰ ایران زلزله طرح (DBE^2) نامیده شده‌است [۴].

۳- مشخصات مدل مورد بررسی

در این قسمت مشخصات ساختمان اول تشریح می‌گردد. به این ترتیب یک قاب سه بعدی، در نظر گرفته میشود. سپس با در نظر گرفتن فرضیاتی معقول برای بارهای وارده، مشخصات مصالح و محل

شکل ۲. ساختمان مدل‌سازی شده چهار طبقه
Fig. 2. Modeled four-story building



- 1 Life Safety
- 2 Design base earthquake

مربع شکل و توزیع میلگرد در طول عضو یکنواخت در نظر گرفته شده‌است. ابعاد تیرها به منظور راحت شدن آرماتوربندی در محل اتصال تیر به ستون و بهبود عملکرد اتصال، همچنین رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی، کوچک‌تر از ابعاد ستون‌ها انتخاب شده‌اند. همچنین به منظور مناسب بودن اندازه ابعاد ستون‌ها در اجرا کمترین بعد برای ستون‌ها ۴۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده‌است. آیین‌نامه ۲۰۱۴ ACI کمترین بعد اجرایی ستون، در قاب خمشی های بتنی ویژه را ۳۰۰ میلی‌متر (۱۲ اینچ) پیشنهاد داده است که اغلب در اجرا عملی نیست به همین علت حداقل بعد ستون به جز در موارد غیر معمول یا ساختمان‌های با ارتفاع کم ۴۰۰ میلی‌متر (۱۶ اینچ) پیشنهاد میشود [۲۴]. نتایج طراحی قاب در جدول ۱ نشان داده شده‌است. برای هر نوع از قاب‌ها یک اسم اختصاری با توجه به نوع تحلیل انجام گرفته در طراحی ساختمان در نظر گرفته شده‌است. برای ساختمان اول با توجه به اینکه تحلیل استاتیکی خطی می‌باشد به اختصار^۱ (LSA) نامیده میشود. همچنین در جدول ۲، زمان تناوب ارتعاشی و درصد مشارکت مودی، در ساختمان مورد بررسی ارائه شده‌است. لازم به ذکر است که این مقادیر از آنالیز مقدار ویژه ساختمان در حالت الاستیک محاسبه شده‌است.

۴- روش‌های تحلیل به کار گرفته شده

انتخاب نوع تحلیلی که در چارچوب یک روش طراحی بر اساس عملکرد مورد استفاده قرار می‌گیرد نیز یک مسئله مورد بحث است. تجزیه و تحلیل غیرخطی استاتیکی و دینامیکی در طول سال‌های اخیر محبوبیت فراوانی یافته، دلیل این امر این است که ابزار تحلیلی مناسب برای انجام هر دو تحلیل غیرالاستیک، استاتیکی (پوش اور) و دینامیکی (تاریخچه زمانی) در دسترس است [۱۷].

در این پژوهش روش غیرالاستیک تاریخچه زمانی طبق آیین‌نامه FEMA P-۱۰۵۰-۱ به منظور طراحی و ارزیابی ساختمان‌ها، مورد استفاده قرار گرفته است.

۱-۱- رفتار غیر خطی اعضای قاب

به منظور طراحی و ارزیابی لرزه‌ای ساختمان با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی از نرم افزار ۱.۲.۱۹۷ SAP ۲۰۰۰ استفاده

جدول ۲. زمان تناوب ارتعاشی و درصد مشارکت مودی ساختمان LSA
Table 2. Priod and modal participating mass ratio of LSA building

مود	زمان تناوب(ثانیه)	درصد مشارکت مودی	
		X	Y
۱	۰/۸۴	۷۷/۰۰	۰/۰۸
۲	۰/۸۴	۰/۰۸	۷۷/۰۰
۳	۰/۷۲	۰/۰۰	۰/۰۰
۴	۰/۲۷	۲/۸۰	۱۲/۱۰
۵	۰/۲۷	۱۲/۱۰	۲/۸۰
۶	۰/۲۳	۰/۰۰	۰/۰۰
۷	۰/۱۳	۳/۷۰	۱/۶۰
۸	۰/۱۳	۱/۶۰	۳/۷۰
۹	۰/۱۱	۰/۰۰	۰/۰۰
۱۰	۰/۰۸	۰/۷۶	۱/۹۰
۱۱	۰/۰۸	۱/۹۰	۰/۷۶
۱۲	۰/۰۷	۰/۰۰	۰/۰۰

و با تعداد طبقات ۴ و سیستم قاب خمشی ویژه با ضریب رفتار ۷/۵ می‌باشد. کاربری ساختمان مسکونی- اداری می‌باشد، که طبقه اول و دوم به صورت اداری و طبقه سوم و چهارم مسکونی در نظر گرفته شده‌است. محل اجرای پروژه شهر تهران با خطر زلزله خیزی بسیار زیاد می‌باشد. محل احداث پروژه خاک نوع II (سرعت موج برشی ۳۷۵-۷۵۰) فرض شده‌است. مقاومت فشاری بتن و مدول الاستیسیته آن به ترتیب ۲۵ مگاپاسکال و ۲۶ گیگاپاسکال در نظر گرفته شده‌است. تنش تسلیم میلگردهای طولی و میلگردهای عرضی نیز به ترتیب ۴۰۰ مگاپاسکال و ۳۴۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته آن‌ها ۲۰۰ گیگاپاسکال می‌باشد. پلان و ارتفاع طبقات ساختمان در شکل ۲ نشان داده شده‌است.

بار مرده کف طبقات و کف بام به ترتیب ۶۴۵ کیلوگرم بر مترمربع و ۵۷۵ کیلوگرم بر مترمربع بار دیوارهای بیرونی ۶۱۰ کیلوگرم بر متر فرض شده‌است. بار زنده طبقات مسکونی و اداری به ترتیب ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و همچنین بار زنده بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار پارتیشن‌های داخلی طبقات ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده‌است. وزن لرزه‌ای شامل ۱۰۰٪ بار مرده و ۲۰٪ بار زنده میباشد. اصولاً در ساختمان‌های بتنی که به صورت متداول اجرا می‌شوند، همه اتصالات اعضا و پای ستون به شالوده، از نوع صلب (گیردار) هستند.

ابعاد تیر و ستون‌ها مضربی از ۵ سانتی‌متر، مقاطع تیر و ستون

عمدتاً به خصوصیات هندسی و سازه‌ای مقاطع، تلاش‌های کنترل کننده رفتار اعضا، سطح عملکرد و عوامل دیگر وابسته می‌باشد. به این ترتیب پارامترهای مورد نیاز برای تعیین سختی اعضا در منحنی نیرو - تغییر مکان تعریف می‌شود. از طرفی لازم است تا مقاومت مربوط به هر عضو هم محاسبه شود تا مختصات هر یک از نقاط منحنی به دست آید. پارامترهای Q و Q_y نیز به ترتیب عبارت‌اند از نیروی تعمیم یافته و مقاومت نظیر اولین تسلیم در عضو در تیرها و ستون‌ها عبارت است از کل چرخش ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون، Δ تغییر مکان ارتجاعی و خمیری می‌باشد، برای تعیین این مقادیر مدرک ۱۷-ASCE/SEI ضوابطی ارائه داده که این ضوابط و روابط در فصل دهم از مدرک مذکور آمده است.

شرایط زیر در طراحی و ارزیابی لرزه‌ای به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی در نظر گرفته شده‌است.

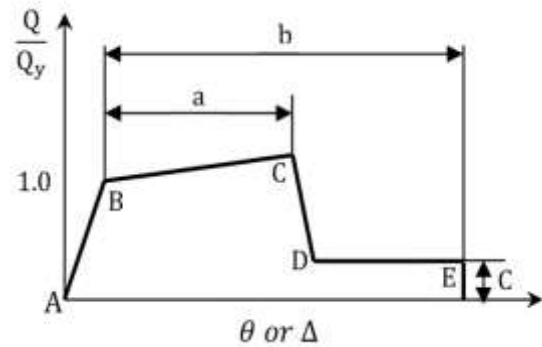
۱- برای انتخاب پارامترهای مدلسازی برای تعریف نقاط مختلف منحنی مفاصل غیرخطی در تیرها و ستونها ابتدا باید کنترل شوندگی اعضا براساس خمش و یا برش تعیین شود. که این مورد براساس روابط تعیین شده در ۱۷ - ASCE ۴۱ در نظر گرفته شده‌است.

۲- به تمامی تیرهای ساختمان مفاصل پلاستیک خمشی و به ستون‌های ساختمان مفاصل خمشی- محوری اختصاص داده شده‌است. مفاصل پلاستیک نیز در ابتدا و انتهای تیرها و ستون‌ها در نظر گرفته شده‌اند.

۳- همه اتصالات و دیافراگرام صلب در نظر گرفته شده‌است و همچنین

شکل ۳. منحنی نیرو- تغییر شکل کلی برای اعضا و اجزای بتنی [۲۵]

Fig. 3. Generalized force-deformation relation for concrete elements or components [25]d



شده‌است. مدل سازی رفتار غیرخطی اعضای قاب با استفاده از آیین نامه ۱۷-ASCE/SEI [۲۵] انجام شد. برای مدل سازی رفتار غیرخطی یک عضو سازه‌ای، نیاز است تا منحنی نیرو- تغییر مکان آن عضو بر پایه مدارک آزمایشگاهی و یا تحلیل‌های انجام گرفته تعیین شود. گزارش ۱۷-ASCE/SEI اجازه می‌دهد تا در صورت عدم وجود این مدارک، در تحلیل غیرخطی به عوض استفاده از نتایج آزمایش و یا تحلیل، از منحنی نیرو تغییر شکل داده شده در شکل ۳ برای اجزای قاب بتنی استفاده شود. در شکل ۳ سختی اعضا در محدوده‌ی ارتجاعی مطابق روش‌های خطی تعیین می‌شود و برای تعریف مشخصات غیرارتجاعی نیز متغیرهای a , b و c تعریف شده‌اند. این متغیرها در جداول (۱۰-۸) و (۱۰-۷) از مدرک ۱۷-ASCE/SEI به تفکیک برای اعضای مختلف قاب تحت عنوان پارامترهای مدل سازی روش‌های غیرخطی، ارائه شده‌اند. مقادیر این پارامترها نیز

جدول ۳. مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل و طراحی اولیه ساختمان [۲۷]

Table 3. Characteristics of accelerometers used in building design and preliminary evaluation [27]d

ردیف	سال	شناسه	زلزله	بزرگا	ایستگاه	$PGA_x(g)$	$PGA_y(g)$	Rrup(km)	$Vs_{30}(m/sec)$
۱	۱۹۹۰	ABR	Manjil	۷/۳۷	Abbar	۰/۵۱	۰/۵	۱۲/۵۵	۷۲۳/۹
۲	۱۹۷۶	TMZ	Friuli, Italy	۶/۵	Tolmezzo	۰/۳۵	۰/۳۱	۱۵	۴۲۵/۵
۳	۱۹۹۲	JOS	Landers	۷/۲۸	Joshua Tree	۰/۲۸	۰/۲۷	۱۱/۰۳	۳۷۹/۹
۴	۱۹۹۹	ARC	Kocaeli	۷/۵۱	Arcelik	۰/۲۲	۰/۱۵	۱۰/۵۶	۵۲۳
۵	۱۹۹۵	NIS	Kobe	۶/۹	Nishi Akashi	۰/۵۱	۰/۵	۷/۸	۶۰۹
۶	۱۹۹۹	HEC	Hector	۷/۱۳	Hector	۰/۳۴	۰/۲۷	۱۰/۳۵	۷۲۶
۷	۱۹۹۴	ORR	Northridge	۶/۶۹	Castaic Old Ridge RT	۰/۵۷	۰/۵۱	۲۰/۱۱	۴۵۰/۳
۸	۱۹۹۹	TCU۰۴۵	Chi-Chi, Taiwan	۷/۶	TCU۰۴۵	۰/۵۱	۰/۴۷	۲۶	۷۰۵
۹	۱۹۹۹	TCU۰۹۵	Chi-Chi, Taiwan	۷/۶	TCU۰۹۵	۰/۷۱	۰/۳۹	۱۳/۳	۴۴۶/۶
۱۰	۱۹۹۹	TCU۰۳۹	Chi-Chi, Taiwan	۷/۶	TCU۰۳۹	۰/۲۱	۰/۱۵	۱۹/۸۹	۵۴۰/۷
۱۱	۱۹۹۹	TCU۰۷۰	Chi-Chi, Taiwan	۷/۶	TCU۰۷۰	۰/۲۶	۰/۱۷	۱۹	۴۰۱/۳

اعمال شتابنگاشتها به ساختمان به این صورت می‌باشد که جهتی که دارای PGA بزرگ‌تری می‌باشد در جهت X و جهتی که دارای PGA کم‌تری می‌باشد در جهت Y به ساختمان وارد می‌شوند.

۵- تعیین سطوح عملکرد

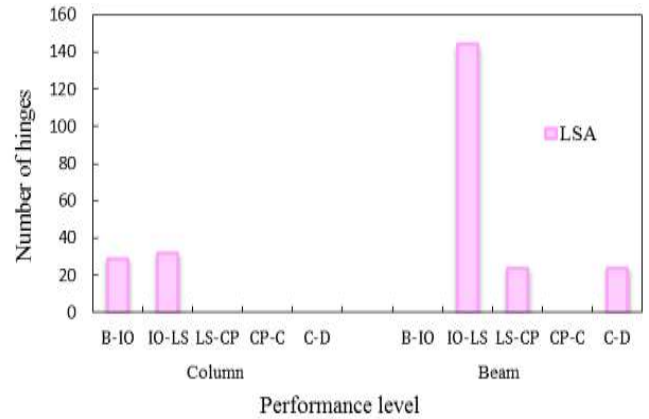
به منظور تعیین این مطلب که آیا ساختمان طراحی شده با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش ۴، در منطقه با سطح لرزه‌خیزی بسیار زیاد، در زلزله سطح خطر- ۱، سطح عملکرد هدف (ایمنی جانی) را ارضا می‌کند یا خیر. ساختمان مذکور برای بررسی این موضوع تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته و سطح عملکرد ساختمان مذکور بررسی شد. به همین منظور ساختمان نشان داده شده در شکل ۲، مطابق مطالب ذکر شده در قسمت ۳ مدل‌سازی شد. و سپس ساختمان مذکور به وسیله تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت تحریک رکوردهای ذکر شده در جدول ۳، یعنی رکوردهای زلزله با مشخصات دور از گسل، قرار گرفت. و سطح عملکرد ایجاد شده در ساختمان تحت هر رکورد زلزله، ثبت شد. جدول ۴ سطوح عملکرد ساختمان بتنی با شکل پذیری زیاد را تحت رکوردهای دور از گسل در تحلیل دینامیکی غیرخطی، نشان می‌دهد. با توجه به جدول مشخص می‌گردد، که ساختمان طراحی شده بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴، در تحلیل دینامیکی غیرخطی تنها در یک زلزله (ORR) از سطح عملکرد ایمنی جانی گذشته است شکل ۴.

از نتایج تحلیل و مشاهداتی که از قسمت قبل به دست آمد مشاهده شد، که در ساختمان طرح اولیه از عمده ظرفیت بعضی

جدول ۴. سطح عملکرد ساختمان اولیه در تحلیل دینامیکی غیرخطی

Table 4. Performance level of preliminary building in nonlinear dynamic analysis

ردیف	شناسه	سطح عملکرد	سطح عملکرد هدف
۱	ABR	LS	LS
۲	TMZ	LS	LS
۳	JOS	LS	LS
۴	ARC	IO	LS
۵	NIS	LS	LS
۶	HEC	LS	LS
۷	ORR	D	LS
۸	TCU045	LS	LS
۹	TCU095	LS	LS
۱۰	TCU039	IO	LS
۱۱	TCU070	LS	LS



شکل ۴. سطح عملکرد و تعداد مفاصل پلاستیک در زلزله ORR
Fig. 4. Performance level and number of plastic hinges in ORR earthquake

اثر P-delta نیز در تحلیل در نظر گرفته شده است.

۴- برای حل معادلات دیفرانسیل حاکم از روش انتگرال‌گیری مستقیم با روند HHT¹ [۲۶] با میرایی ۵٪ استفاده شده است.

۵- در طراحی به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی، در ترکیب نیروهای زلزله اثر ۳۰-۱۰۰ با در نظر گرفتن اثر دو مولفه در دو راستای X و Y در نظر گرفته شده است.

۱-۲- مشخصات رکوردهای مورد استفاده

به منظور ارزیابی و طراحی اولیه ساختمان‌ها، تعدادی رکورد با ویژگی حرکات زمین دور از گسل مطابق آیین‌نامه ۱ - P ۱۰۵۰ - FEMA در نظر گرفته شدند. مجموعه رکوردهایی که در تحلیل‌های تاریخیچه زمانی مورد استفاده قرار گرفتند، در جدول ۳ نشان داده شده‌اند، تعدادی از مشخصات رکوردها شامل نام، نام اختصاری، ایستگاه ثبت رکورد، بزرگا، فاصله از گسل و PGA در این جدول نشان داده شده است. کلیه رکوردهای ذیل از رکوردهای ارائه شده و معرفی شده FEMA P ۶۹۵ [۲۷] برای خاک نوع II انتخاب شدند. و از سایت (http://peer.berkeley.edu/ngawest۲) PEER استخراج شدند.

شتابنگاشتها به گونه‌ای انتخاب شدند که دارای خصوصیات ساختمانه، مکانیزم گسیختگی، شدت و فاصله از منبع مشابه باشند. شتابنگاشتها انتخابی با استفاده از ضوابط دستورالعمل ۱- FEMA P - ۱۰۵۰ انتخاب و مقیاس شدند. شدت این زلزله‌ها بین ۶/۱۶ تا ۷/۱۶ و فاصله از گسل آن‌ها بین ۱۰ تا ۴۰ کیلومتر می‌باشد. حداکثر PGA آن‌ها نیز بیشتر از ۰/۲ g می‌باشد [۲۹ و ۲۸]. نحوه

1 Hiber-Hughes-Taylor

جدول ۵. نتایج طراحی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی

Table 5. Design results of nonlinear dynamic analysis

ساختمان	طبقه	تیر		ستون		
		b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	میلگرد
NDA	۱	۴۰	۴۰	۵۰	۵۰	تعداد: ۸ اندازه: ۲۰
	۲	۴۰	۴۰	۵۰	۵۰	تعداد: ۸ اندازه: ۲۰
	۳	۳۵	۳۵	۴۵	۴۵	تعداد: ۸ اندازه: ۱۸
	۴	۳۵	۳۵	۴۵	۴۵	تعداد: ۸ اندازه: ۱۸

۴- تغییر دادن مساحت میلگردهای طولی با ثابت در نظر گرفتن مساحت تیرها و ستون‌ها.

تغییر دادن مساحت تیرها با ثابت در نظر گرفتن مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی دارای این مشکل است که برای دست یافتن به توزیع مقاومت بهینه، در بعضی از طبقات مساحت تیرها آن‌چنان کم می‌شود که دیگر تیرها نمی‌توانند سطح عملکرد هدف که سطح عملکرد ایمنی جانی است را ارضا کنند. و الگوریتم توانایی کمی در دست یافتن به توزیع مقاومت مناسب را خواهد داشت. و در همان تلاش‌های اولیه تیرها سطح عملکرد مذکور را رد خواهند کرد. تغییر دادن مساحت تیرها و ستون‌ها و آرماتورهای طولی باهم باعث پیچیدگی مسئله می‌شود و ضمناً چون تیرها نقش کمی در دست یافتن به توزیع مقاومت بهینه مناسب را در محدوده سطح عملکرد هدف را دارند و با تغییر مساحت آن‌ها تغییر محسوسی در نتایج مشاهده نمی‌شود. بنابراین ترجیح داده شد، مساحت تیرها در کل فرآیند طراحی ثابت فرض شود. و تنها مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی تغییر داده شود. بنابراین بهترین انتخاب، تغییر دادن مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی باهم و یا تغییر دادن مساحت میلگردهای طولی به تنهایی است. همه موارد فوق با تغییر در ضریب زلزله و تحلیل‌های مکرر غیرخطی امکان‌پذیر می‌باشد. در ابتدای امر با فرض اینکه ساختمان تنها با تغییر میلگردهای طولی و ثابت نگه داشتن ابعاد ستون هدف طراحی را برآورده می‌کند یعنی در عین حال که سطح عملکرد ساختمان حفظ می‌شود ساختمان در بهینه‌ترین حالت خود نیز قرار می‌گیرد، به تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مکرر بر روی ساختمان پرداخته شد. ولی پس از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مکرر بر روی ساختمان این موضوع مشاهده شد که تنها با تغییر میلگردهای طولی، ساختمان موردنظر در همه زلزله‌ها در سطح عملکرد هدف قرار نمی‌گیرد و اهداف طراحی ارضا نمی‌شوند.

از اعضا استفاده نشده‌است. برای اینکه در ساختمان اولیه به لحاظ اقتصادی حالت بهینه ایجاد شود و همچنین کلیه اعضا در محدوده سطح عملکرد ایمنی جانی قرار بگیرند، بر روی قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد، که طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ طرح شده بود، طراحی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام گرفت در اینجا طراحی به گونه‌ای انجام گرفته است که، هم سطح عملکرد کلیه اعضا در محدوده ایمنی جانی قرار بگیرد و هم طرح اقتصادی ارائه گردد و از ایجاد ظرفیت اضافی پرهیز گردد.

۶- بهینه‌یابی و تعیین مشخصات ساختمان

آن‌چه که واقعاً بر رفتار لرزه‌ای ساختمان تحت اثر زلزله‌های قوی اثر می‌گذارد در واقع نحوه توزیع مقاومت لرزه‌ای در ساختمان است؛ که البته آیین‌نامه‌ها با توصیه یک الگوی بارگذاری خاص، توزیع مقاومت خاصی را بر ساختمان دیکته می‌کنند. که این الگو توزیع مقاومت، چگونگی رفتار لرزه‌ای ساختمان را تعیین خواهد کرد. بنابراین لازم است تا به جای متمرکز نمودن توجهات به الگوی بارگذاری جانبی، توجه اصلی بر روی نحوه توزیع مقاومت در ساختمان متمرکز شود [۳۰].

در این روش چهار راه برای محاسبه مقاومت و توزیع مناسب آن در ارتفاع با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی طبق فصل ۱۶م آیین‌نامه ۱-۱۰۵۰- FEMA P وجود دارد که عبارتند از:

- ۱- تغییر دادن مساحت تیرها با ثابت در نظر گرفتن مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی.
- ۲- تغییر دادن مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی با ثابت در نظر گرفتن مساحت تیرها.
- ۳- تغییر دادن مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی و تیرها به صورت هم زمان.

۴- مقاطع تیرها و ستونها طوری در نظر گرفته شده‌اند که ضوابط قاب خمشی ویژه در آن به طور کامل رعایت شده باشد. (از قبیل

تیرضعیف- ستون قوی و مقدار برش در چشمه اتصال و ...)

۵- تغییر در مساحت مقاطع و میلگردهای طولی به طور همزمان

و تکتک انجام شده‌است، تا تاثیر هر یک به درستی مشخص شود.

نکته قابل توجه در طراحی دینامیکی غیرخطی این بود که اگر از

هریک از زلزله‌های موجود از مجموعه زلزله‌های جدول ۳ به عنوان

زلزله طرح استفاده می‌شد برای هر زلزله یک ساختمان با مشخصات

متفاوت از ساختمان طراحی شده به وسیله زلزله‌های دیگر و ساختمان

طراحی شده با مجموعه زلزله‌ها ارائه می‌داد. در کل فرآیند طراحی

سعی شد، تمام قیود طراحی و همچنین ضوابط قاب خمشی با شکل

پذیری زیاد که در طراحی ساختمان‌ها با روش استاتیکی خطی در

قسمت ۳ مطرح گردید رعایت شود. مقاطع ساختمان طراحی شده به

کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی طبق ضوابط فصل ۱۶ ام آیین‌نامه

۱-۱۰۵۰-۱ FEMA P تحت مجموعه زلزله‌های جدول ۳ در جدول

۵ ارائه شده‌است. زمان تناوب ارتعاشی و درصد مشارکت مودی برای

ساختمان طرح شده با استفاده از روش دینامیکی غیرخطی در جدول

۶ نشان داده شده‌است. همانطور که قبلاً ذکر شد، برای هر نوع از

ساختمان‌ها یک اسم اختصاری با توجه به نوع تحلیل انجام گرفته

در طراحی ساختمان در نظر گرفته شده‌است. برای ساختمان دوم با

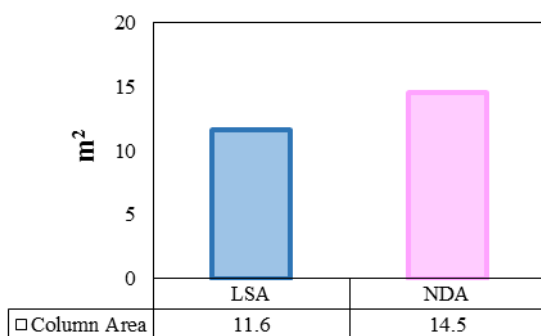
توجه به اینکه تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی غیرخطی)

می‌باشد (NDA) انتخاب شده‌است. مساحت ستون‌ها و میلگردهای

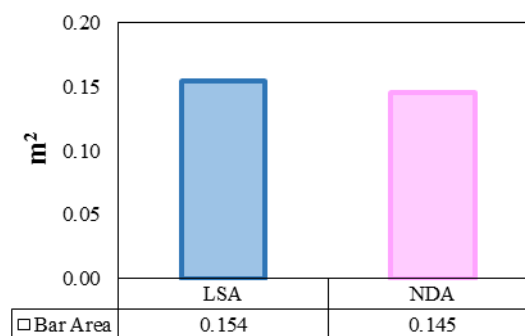
طولی در هر دو نوع ساختمان، در شکل ۵ مقایسه شده‌است.

شکل ۵. مقایسه مصالح در طراحی ساختمان‌های LSA و NDA: (الف) مساحت میلگردهای طولی (ب) مساحت ستون‌ها

Fig. 5. Comparison of materials in design of LSA and NDA buildings: (a) area of longitudinal reinforcements; (b) area of columns



(ب)



(الف)

جدول ۶. زمان تناوب ارتعاشی و درصد مشارکت مودی ساختمان NDA
Table 6. Priod and modal participating mass ratio of NDA building

مود	زمان تناوب (ثانیه)	درصد مشارکت مودی	
		X	Y
۱	۰/۷۸	۷۵/۷۰	۰/۰۷
۲	۰/۷۸	۰/۰۷	۷۵/۷۰
۳	۰/۶۷	۰/۰۰	۰/۰۰
۴	۰/۲۴	۳/۲۰	۱۲/۴
۵	۰/۲۴	۱۲/۴	۳/۲۰
۶	۰/۲۱	۰/۰۰	۰/۰۰
۷	۰/۱۱	۴/۱	۱/۸۰
۸	۰/۱۱	۱/۸۰	۴/۱۰
۹	۰/۱۰	۰/۰۰	۰/۰۰
۱۰	۰/۰۶	۰/۷۴	۲/۰۰
۱۱	۰/۰۶	۲/۰۰	۰/۷۴
۱۲	۰/۰۶	۰/۰۰	۰/۰۰

به همین علت مساحت ستون‌ها و میلگردهای طولی به طور همزمان تغییر داده شدند.

نتایج فوق که با تغییر در مساحت مقاطع و میلگردهای طولی به

دست آمده‌اند، با فرضیاتی از قبیل موارد زیر انجام شده‌است:

۱- تمام مقطعی که برای طراحی این نوع سازه مناسب میباشند

بررسی شده‌اند (مقاطع کوچکتر یا بزرگتر از مقاطع پایه)

۲- کلیه مقاطع در دهانه‌ها و ارتفاعهای مختلف تست شده‌اند.

۳- میلگردهای هر مقطع طوری در نظر گرفته شده‌اند که کلیه

ضوابط آیین‌نامه‌های مربوط به قاب خمشی ویژه در آن رعایت شده-

باشد. (از قبیل حداقل و حداکثر آرماتور، فاصله مناسب آرماتورها و ...)

جدول ۷. ضرایب شکل پذیری ساختمان های LSA و NDA

Table 7. Ductility coefficients of LSA and NDA buildings

ساختمان	$\delta_m (mm)$	$\delta_y (mm)$	δ_m / δ_y
LSA	۱۴۷	۶۹	
NDA	۱۲۰	۵۵	۲/۱۸

در دو سازه LSA و NDA میپردازد. ضرایب شکلپذیری برای هر دو ساختمان LSA و NDA با استفاده از طیف ظرفیت ارائه شده در شکل ۶ به دست آمده است. همانطور که در جدول ۷ مشاهده میشود ضریب شکلپذیری در ساختمان NDA نسبت به ساختمان LSA افزایش یافته است.

۱-۵- میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات

در شکل ۷ مقادیر میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات ساختمان در تحلیل دینامیکی غیرخطی برای دو ساختمان LSA و NDA، تحت ۱۱ رکورد حوزه دور با مشخصات ارائه شده در جدول ۳، در دو جهت X و Y مقایسه شده‌اند.

در تحلیل دینامیکی غیرخطی طبق آیین‌نامه ۱-۱۰۵۰-P FEMA میانگین تغییر مکان نسبی میان طبقات برای هر طبقه نباید بیشتر از دو برابر مقادیر قابل قبولی باشد که برای تحلیل خطی طبق جدول (۱-۱۲-۱۲) در آیین‌نامه ۱۰-۷-ASCE وجود دارد، طبق این جدول این مقدار برای ساختمان‌های تا ۴ طبقه برای زلزله سطح خطر-۱ برابر ۰/۲۵ h می‌باشد. طبق مقادیر به دست آمده از نتایج تحلیل در هیچ کدام از موارد مقدار میانگین تغییر مکان نسبی میان طبقه‌ای از مقدار مجاز یعنی ۰/۰۵ h در تحلیل دینامیکی غیرخطی

۷- مقایسه نتایج ساختمان طرح اولیه با ساختمان طراحی

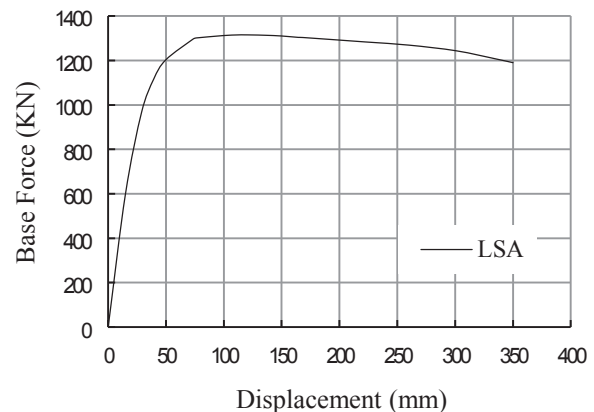
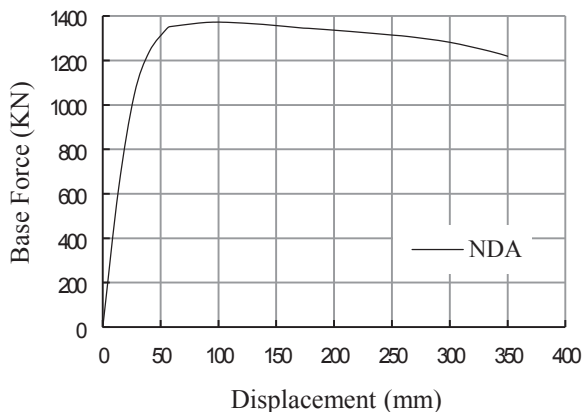
شده به کمک تحلیل غیرخطی

۱-۳- مصالح مصرفی

همان‌طور که در شکل ۵ مشاهده می‌گردد، مقدار مساحت میلگردهای به دست آمده در ساختمان NDA کم‌تر از ساختمان LSA می‌باشد. ولی مقدار بتن مصرفی در ساختمان NDA کمی بیشتر از ساختمان LSA می‌باشد. در ساختمان NDA، مقاطع بزرگ با درصد میلگرد کم می‌باشند. در حقیقت با توجه به اختلاف قیمت زیاد بتن و میلگرد از نظر اقتصادی، مقاطع بزرگ با درصد میلگرد کم، بهینه‌تر از مقاطع کوچک‌تر با درصد میلگرد زیاد می‌باشند. در واقع در ساختمان LSA ظرفیت بسیاری از اعضای ساختمان در زلزله‌های طرح، بدون استفاده باقی می‌مانند. این ظرفیت‌های اضافه سبب خواهد شد که طرح از حالت بهینه خارج شود. بر اساس این روش هریک از اعضا و بخش‌های ساختمان که ظرفیت اضافه داشته باشد، مقداری از آن کاهش داده می‌شود و اگر اعضا و بخش‌هایی کمبود ظرفیت داشته باشد، ظرفیت بیشتری به آن‌ها داده می‌شود. بدین ترتیب طراحی ساختمان، تغییر یافته و ساختمان اصلاح شده، و به سمت ساختمان بهینه همگرا خواهد شد و رفتار متفاوتی در زلزله‌های طرح خواهد داشت.

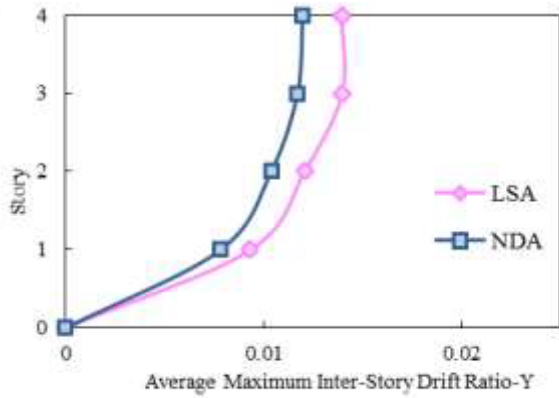
۱-۴- بررسی شکل پذیری ساختمانها

ضریب شکلپذیری (نسبت تغییر مکان ماکزیمم به تغییر مکان تسلیم) یک پارامتر موثر در ارزیابی عملکرد سازه‌ها در برابر زلزله-های شدید به شمار می‌آید. جدول ۷ به مقایسه ضرایب شکلپذیری

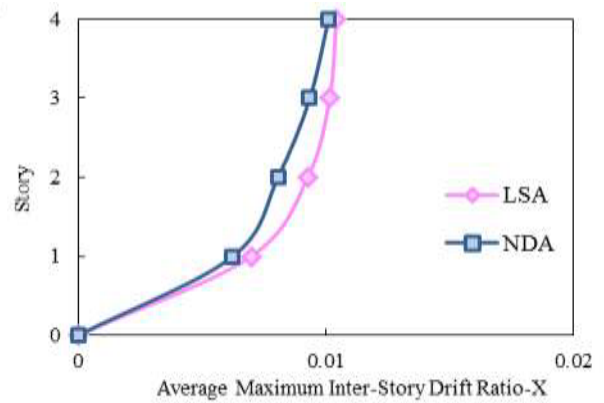


شکل ۶. منحنی ظرفیت در ساختمان های LSA و NDA

Fig. 6. Capacity curve in LSA and NDA buildings



(ب)



(الف)

شکل ۷. میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در ساختمان‌های LSA و NDA تحت رکوردهای طراحی و ارزیابی اولیه: (الف) در جهت X (ب) در جهت Y

Fig. 7. Average maximum inter-story drift ratios of nonlinear dynamic analysis in LSA and NDA buildings under design and preliminary evaluation records: (a) X direction; (b) Y direction

مفاصل پلاستیک ساختمان LSA با ساختمان NDA می‌باشد. جدول ۸ به مقایسه سطوح عملکرد در دو نوع ساختمان LSA و NDA در تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌پردازد. شکل ۸ نیز میانگین تعداد مفاصل تشکیل شده برای یازده رکورد اولیه را نشان می‌دهد. با دقت در شکل و جدول ارائه شده می‌توان دریافت که ساختمان NDA کاملاً در سطح عملکرد هدف یعنی سطح عملکرد ایمنی جانی قرار دارد. و هیچ کدام از مفاصل سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نکرده‌اند. همچنین تعداد مفاصل تشکیل شده در ساختمان NDA کم‌تر از مفاصل تشکیل شده در ساختمان LSA است. این موضوع نشان می‌دهد خرابی در ساختمان NDA کاهش یافته است. نکته دیگری که از شکل می‌توان دریافت این موضوع است که تعداد بیشتر جدول ۸. سطح عملکرد ساختمان‌های LSA و NDA در تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای طراحی و ارزیابی اولیه

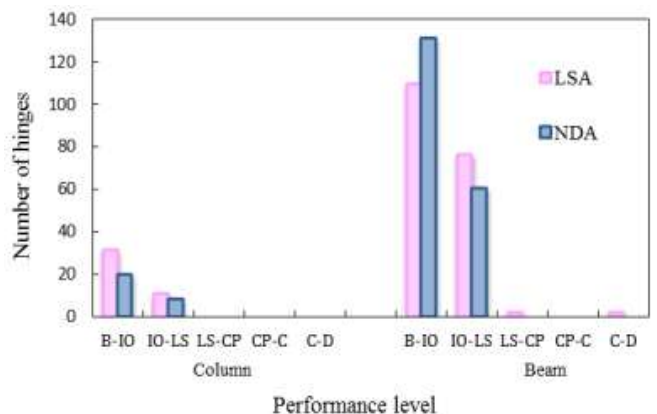
Table 8. Performance level of LSA and NDA buildings in nonlinear dynamic analysis under design and preliminary evaluation records

ردیف.	شناسه	سطح عملکرد	
		LSA	NDA
۱	ABR	LS	LS
۲	TMZ	LS	LS
۳	JOS	LS	LS
۴	ARC	IO	IO
۵	NIS	LS	LS
۶	HEC	LS	LS
۷	ORR	D	LS
۸	TCU045	LS	LS
۹	TCU095	LS	LS
۱۰	TCU039	IO	IO
۱۱	TCU070	LS	LS

بیشتر نمی‌باشند. طبق شکل ۷ مقدار میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقه‌ای در ساختمان NDA در جهت X، در طبقه اول به میزان ۱۰٪ در طبقه دوم ۱۳٪، در طبقه سوم ۸٪ و در طبقه چهارم ۳٪ و در جهت Y، در طبقه اول به میزان ۱۶٪ در طبقه دوم ۱۴٪، در طبقه سوم ۱۶٪ و در طبقه چهارم ۱۴٪ در مقایسه با ساختمان LSA کاهش یافته است.

۱-۶- نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک

یکی از راهکارهای ارزیابی کارایی روش به‌کار رفته در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها، مقایسه سطوح عملکرد، تعداد و نحوه تشکیل



شکل ۸. میانگین تعداد مفاصل پلاستیک در ساختمان‌های LSA و NDA حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای طراحی و ارزیابی اولیه

Fig. 8. Average number of plastic hinges in LSA and NDA buildings from nonlinear dynamic analysis under design and preliminary evaluation records

جدول ۹. مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده در ارزیابی ساختمان‌ها

Table 9. Characteristics of accelerometers used in evaluation of buildings

ردیف	سال	شناسه	زلزله	بزرگا	ایستگاه	PGA _x (g)	PGA _y (g)	Rrup (km)	Vs_30 (m/sec)	T _p (S)
زلزله‌های حوزه دور										
۱	۱۹۷۱	ORR	San Fernando	۶/۶۱	Castaic - Old Ridge Route	-/۳۲	-/۲۷	۲۲/۶۳	۴۵۰/۲۸	-
۲	۱۹۷۱	LAK	San Fernando	۶/۶۱	Lake Hughes #۱۲	-/۳۸	-/۲۸	۱۹/۳	۶۰۲/۱	-
۳	۱۹۸۹	WAH	Loma Prieta	۶/۹۳	WAHO	-/۶۵	-/۳۷	۱۷/۴۷	۳۸۸/۳۳	-
۴	۱۹۷۸	DAY	Tabas_Iran	۷/۳۵	Dayhook	-/۴۰	-/۳۲	۱۳/۹۴	۴۷۱/۵۳	-
۵	۱۹۹۲	MVH	Landers	۷/۲۸	Morongo Valley Fire Station	-/۲۲	-/۱۶	۱۷/۳۶	۳۹۶/۴۱	-
۶	۱۹۸۰	BRZ	Irpinia_Italy-01	۶/۹	Brienza	-/۲۲	-/۱۸	۲۲/۵۶	۵۶۱/۰۴	-
۷	۱۹۹۲	FFS	Cape Mendocino	۷/۰۱	Ferndale Fire Station	-/۳۷	-/۲۶	۱۹/۳۲	۳۸۷/۹۵	-
۸	۲۰۰۷	LZN	Chuetsu-oki_Japan	۶/۸	Iizuna Imokawa	-/۶۳	-/۳۷	۶۶/۴۴	۵۹۱/۲	-
۹	۱۹۷۹	HRZ	Montenegro_Yugoslavia	۷/۱	Herceg Novi - O.S.D. Paviviv	-/۲۵	-/۲۲	۲۵/۵۵	۵۸۵/۰۴	-
۱۰	۲۰۱۰	HVS	Darfield_New Zealand	۷	Heathcote Valley Primary School	-/۶۳	-/۵۷	۲۴/۴۷	۴۲۲	-
۱۱	۱۹۹۴	UCL	Northridge-01	۶/۶۹	LA - UCLA Grounds	-/۴۷	-/۲۷	۲۲/۴۹	۳۹۸/۴۲	-
زلزله‌های حوزه نزدیک										
۱۲	۲۰۰۹	AGL	L'Aquila_Italy	۶/۳	L'Aquila - Parking	-/۳۶	-/۳۳	۵/۳۸	۷۱۷	۱/۹۸
۱۳	۱۹۹۹	TCU۱۰۲	Chi-Chi_Taiwan	۷/۶۲	TCU۱۰۲	-/۳۱	-/۱۷	۱/۴۹	۷۱۴/۲۷	۹/۶۳
۱۴	۲۰۰۳	BAM	Bam_Iran	۶/۶	Bam	-/۸۱	-/۶۳	۱/۷	۴۸۷/۴	۲/۰۲
۱۵	۱۹۹۲	PET	Cape Mendocino	۷/۰۱	Petrolia	-/۶۶	-/۵۹	۸/۱۸	۴۲۲/۱۷	۲/۹۹
۱۶	۱۹۷۸	TAB	Tabas	۷/۳۵	Tabas	-/۸۶	-/۸۵	۲/۰۵	۷۶۶/۷۷	۶/۱۸
۱۷	۱۹۸۹	STG	Loma Prieta	۶/۹۳	Saratoga - Aloha Ave	-/۵۱	-/۳۲	۸/۵	۳۸۰/۸۹	۴/۵۷
۱۸	۱۹۹۲	SYL	Northridge-۰۱	۶/۶۹	Sylmar - Olive View Med FF	-/۸۴	-/۶	۵/۳	۴۴۰/۵۴	۲/۴۳
۱۹	۱۹۸۴	GIL	Morgan Hill	۶/۱۹	Gilroy Array #۶	-/۲۹	-/۲	۹/۸۷	۶۶۳/۳۱	۱/۲۳
۲۰	۱۹۹۹	IRI	Duzce_Turkey	۷/۱۴	IRIGM۴۸۷	-/۳۰	-/۲۸	۲/۶۵	۶۹۰	۱۰/۰۵
۲۱	۱۹۷۹	BSO	Montenegro_Yugoslavia	۷/۱	Bar-Skupstina Opstine	-/۳۷	-/۳۶	۶/۹۸	۴۶۲/۲۳	۱/۴۴
۲۲	۱۹۹۹	TCU۰۵۲	Chi-Chi_Taiwan	۷/۶۲	TCU۰۵۲	-/۴۴	-/۳۵	-/۶۶	۵۷۹/۱	۱۱/۹۶

تحت تحریک مجموعه‌ای از رکوردهای زلزله به صورت شتابنگاشت با مشخصات و ویژگی‌های مشخص قرار گرفته‌اند. که در ادامه به بررسی این رکوردها پرداخته می‌شود.

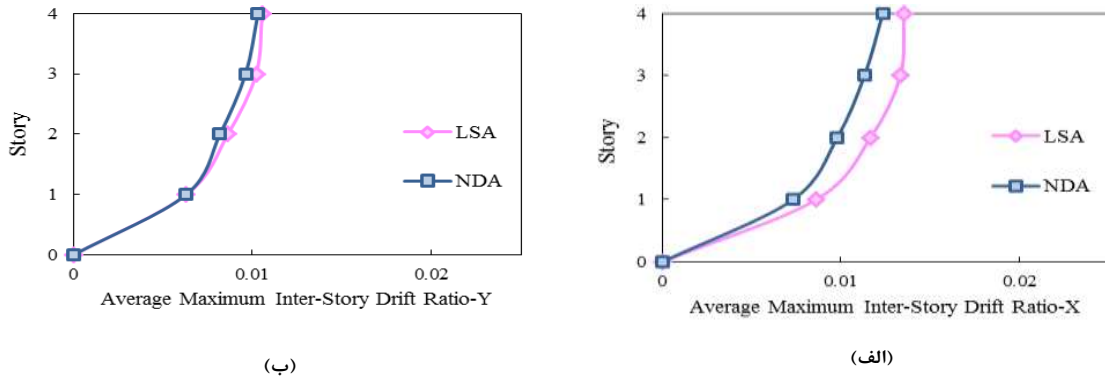
۱-۷- مشخصات رکوردهای مورد استفاده در ارزیابی نهایی ساختمان‌ها

به منظور در نظر گرفتن زمین لرزه‌هایی با مشخصات مختلف، تعدادی رکورد با ویژگی حرکات زمین دور از گسل و نزدیک گسل در نظر گرفته شدند. مجموعه‌ای از رکوردهای مذکور، که در تحلیل‌های تاریخیچه زمانی مورد استفاده قرار گرفتند، در جدول ۹ نشان داده شده‌اند. تعدادی از مشخصات رکوردها شامل نام، نام اختصاری، ایستگاه ثبت رکورد، بزرگا، فاصله از گسل، سرعت موج برشی و PGA و زمان تناوبی پالس (T_p) در این جدول نشان داده شده‌است. کلیه رکوردهای ذیل از سایت PEER با توجه به ضوابط آیین نامه ۱-۱۰۵۰ FEMA P- و مشابه موارد رعایت شده در انتخاب رکوردهای اولیه که در طراحی ساختمان‌ها استفاده شدند، می‌باشند. همچنین

مفاصل تشکیل شده در هر دو نوع ساختمان در تیرها می‌باشند. و در ساختمان NDA نسبت به LSA، تعداد بیشتری از مفاصل در تیرها تشکیل شده‌است. و هیچ یک از مفاصل ستون‌ها سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نکرده‌اند و این موضوع نشان از این است که ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی برای قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد کاملاً رعایت شده‌است و طرح ارائه شده به اهداف طراحی نزدیک تر می‌باشد.

۸- ارزیابی نهایی ساختمان‌ها

روش تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخیچه زمانی غیرخطی) بهترین و دقیق‌ترین روش تحلیل برای تخمین و برآورد نیاز لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌باشد. بنابراین می‌توان نتایج این روش را به عنوان مبنایی برای بررسی کارایی روش به کار رفته در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده کرد. برای این منظور و به منظور تعیین این مسئله که ساختمان‌های طراحی شده تحت تحریک شتابنگاشت‌های دیگر چه رفتاری از خود نشان می‌دهند و بررسی این موضوع که کدام نوع روش طراحی کارایی بیشتری دارد هر دو نوع ساختمان



شکل ۹. میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در ساختمان های LSA و NDA تحت رکوردهای حوزه دور ارزیابی: (الف) در جهت X (ب) در جهت Y

Fig. 9. Average maximum inter-story drift ratios of nonlinear dynamic analysis in LSA and NDA buildings under far-fault evaluation records: (a) X direction; (b) Y direction

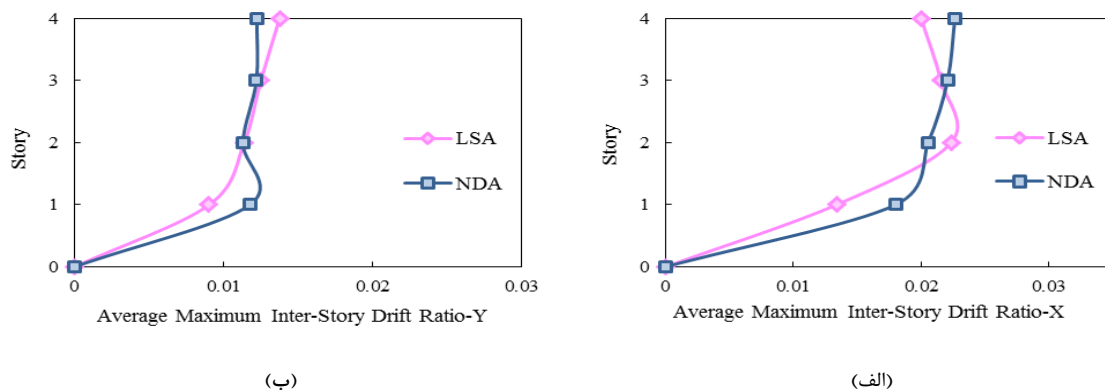
بر گسل در جهت X و مولفه عمود بر گسل در جهت Y بر ساختمان وارد شدند. نحوه مقیاس شتابنگاشت‌ها نیز دقیقاً مشابه نحوه مقیاس شتابنگاشت‌هایی می‌باشند که در طراحی و ارزیابی اولیه مورد استفاده قرار گرفتند.

به منظور بررسی دقیق‌تر رفتار ساختمان‌های طرح شده به روش دینامیکی غیرخطی، مجموعه رکوردهای انتخابی متفاوت از زلزله‌های طرح انتخاب شدند. از مجموعه بیست و دو رکوردی که مطابق جدول ۹ ارائه شده‌اند، یازده عدد از این رکوردها حوزه دور و یازده عدد دیگر آن حوزه نزدیک با اثر گسیختگی پیش رونده، می‌باشند.

۸-۱- میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات مناطق دور از گسل

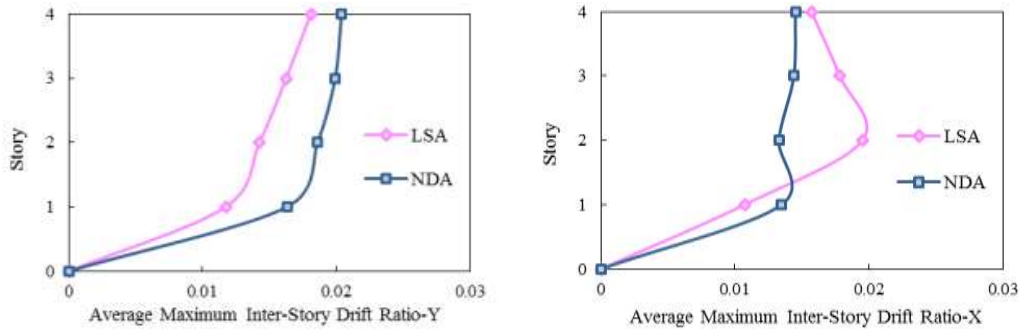
شکل ۹، مقادیر میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات را برای ساختمان LSA و NDA تحت یازده رکورد حوزه دور با مشخصات ارائه شده در جدول ۹، برای هر دو جهت X و Y را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل مشاهده میشود میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقه‌ای در ساختمان NDA در جهت X در طبقه اول به میزان ۱۵٪ در طبقه دوم ۱۶٪، در طبقه سوم ۱۵٪ و

نحوه اعمال شتابنگاشت‌های دور از گسل به ساختمان مشابه نحوه اعمال شتابنگاشت‌های اولیه که در طراحی و ارزیابی استفاده شدند، می‌باشند یعنی جهتی که دارای حداکثر PGA بزرگتر می‌باشد در جهت X و جهتی که دارای PGA کمتری می‌باشد در جهت Y به ساختمان وارد می‌شود. ولی در مورد رکوردهای نزدیک گسل به منظور بررسی اثر پالس گونگی، شتابنگاشت‌ها به دو صورت بر ساختمان اعمال شدند روش اول مشابه رکوردهای دور از گسل می‌باشد ولی در روش دوم جهت اعمال شتابنگاشت‌ها به این صورت می‌باشد که مولفه موازی



شکل ۱۰. میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی ساختمان‌های LSA و NDA تحت رکوردهای حوزه نزدیک ارزیابی (روش اول): (الف) در جهت X (ب) در جهت Y

Fig. 10. Average maximum inter-story drift ratios of nonlinear dynamic analysis in LSA and NDA buildings under near-fault evaluation records (first method): (a) X direction; (b) Y direction



(الف) (ب)

شکل ۱۱. میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در ساختمان‌های LSA و NDA تحت رکوردهای حوزه نزدیک ارزیابی (روش دوم): (الف) در جهت X (ب) در جهت Y

Fig. 11. Average maximum inter-story drift ratios of nonlinear dynamic analysis in LSA and NDA buildings under near-fault evaluation records (second method): (a) X direction; (b) Y direction

گسل برای هر دو نوع ساختمان طرح شده با روش استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی مطابق مدارک، استاندارد ۲۸۰۰ و ۱۰۵۰-۱ FEMA P- برداشته می‌شود.

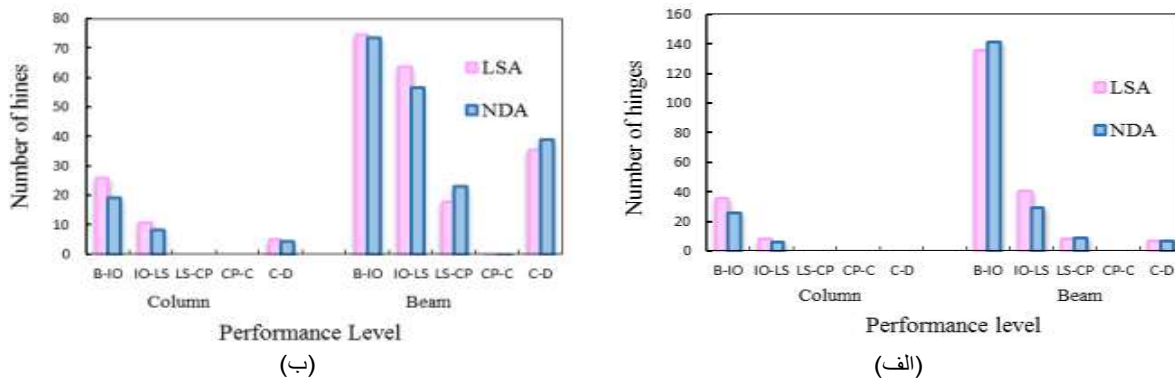
همانطور که قبلاً گفته شد، برای بررسی اثر پالس‌گونگی شتابنگاشت‌های نزدیک گسل، رکوردها به دو صورت بر ساختمان اعمال شدند. در روش اول شتابنگاشت‌هایی که دارای PGA بزرگتر می‌باشد در جهت X و شتابنگاشت‌هایی که دارای PGA کوچکتری می‌باشند در جهت Y به ساختمان وارد شدند. میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات حاصل از روش اول در شکل ۱۰، قابل مشاهده هستند، که میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات برای ساختمان LSA و NDA را تحت یازده رکورد حوزه نزدیک با مشخصات ارائه شده در جدول ۹، برای هر دو جهت X و Y را نشان می‌دهند.

در طبقه چهارم ۹٪ در مقایسه با ساختمان LSA کاهش یافته است و در جهت Y در طبقه اول به میزان ۵٪. در طبقه دوم ۵٪، در طبقه سوم ۶٪ و در طبقه چهارم ۲٪ در مقایسه با ساختمان LSA کاهش داشته‌است.

با توجه به نتایج ارائه شده در هر دو جهت X و Y کمترین مقدار میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقه‌ای تقریباً در همه طبقات مربوط به ساختمان NDA و بیشترین مقدار مربوط به ساختمان LSA می‌باشد. با توجه به نتایج ارائه شده تطبیق خوبی بین نتایج این قسمت با قسمت ۷-۳ مشاهده می‌شود.

۹-۱- میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات مناطق نزدیک گسل

در این قسمت به بررسی و مقایسه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی ساختمان‌ها تحت رکوردهای زمین لرزه با مشخصات نزدیک



(الف) (ب)

شکل ۱۲. میانگین تعداد مفاصل پلاستیک در ساختمان‌های LSA و NDA حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی: (الف) تحت رکوردهای حوزه دور ارزیابی (ب) تحت رکوردهای حوزه نزدیک ارزیابی

Fig. 12. Average number of plastic hinges in LSA and NDA buildings from nonlinear dynamic analysis: (a) under far-fault evaluation records; (b) under near-fault evaluation records

جدول ۱۱. سطح عملکرد ساختمان‌های LSA و NDA حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای حوزه نزدیک ارزیابی

Table 11. Performance level of LSA and NDA buildings from nonlinear dynamic analysis under the near-fault evaluation records

ردیف	زلزله شناسه	سطح عملکرد	
		LSA	NDA
۱	AQL	IO	IO
۲	TCU102	D	D
۳	BAM	D	D
۴	PET	D	D
۵	TAB	D	D
۶	STG	LS	LS
۷	SYL	D	D
۸	GIL	IO	IO
۹	IRI	IO	IO
۱۰	BSO	LS	LS
۱۱	TCU052	D	D

۱-۱۰- تعداد و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در زلزله‌های حوزه دور و نزدیک

جدول ۱۰ و جدول ۱۱ به ترتیب سطوح عملکرد هر دو نوع ساختمان را برای مجموعه زلزله‌های حوزه دور و حوزه نزدیک نشان می‌دهند. شکل ۱۲ نیز مربوط به میانگین نحوه تشکیل مفاصل برای زلزله‌های دور و نزدیک گسل می‌باشند. همان‌طور که قبلاً گفته شد این نمودارها از میانگین مفاصل تشکیل شده برای یازده رکورد زلزله به دست آمده‌اند. با توجه به جدول ۱۰ و جدول ۱۱ در زلزله‌های حوزه دور سطح عملکرد در ساختمان طرح شده به روش دینامیکی غیرخطی برای سه زلزله ORR، MVH و HVS از سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) به سطح عملکرد استفاده بی وقفه (IO) و در زلزله IZN سطح عملکرد از آستانه فروریزش (CP)^۲ به D تغییر پیدا کرده است. ولی در سایر زلزله‌های حوزه دور و تمامی زلزله‌های حوزه نزدیک، سطح عملکرد برای هر دو نوع ساختمان یکسان است.

با دقت در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود که در زلزله‌های حوزه دور و نزدیک بیشترین میزان خرابی مربوط به ساختمان LSA می‌باشد و کم‌ترین آن مربوط به ساختمان NDA است. در زلزله‌های حوزه دور بیشتر مفاصل تشکیل شده در هر دو نوع ساختمان در تیرها می‌باشند. و در ساختمان‌های LSA و NDA هیچ یک از مفاصل ستون‌ها سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نکرده‌اند ولی در تیرها تعدادی از مفاصل

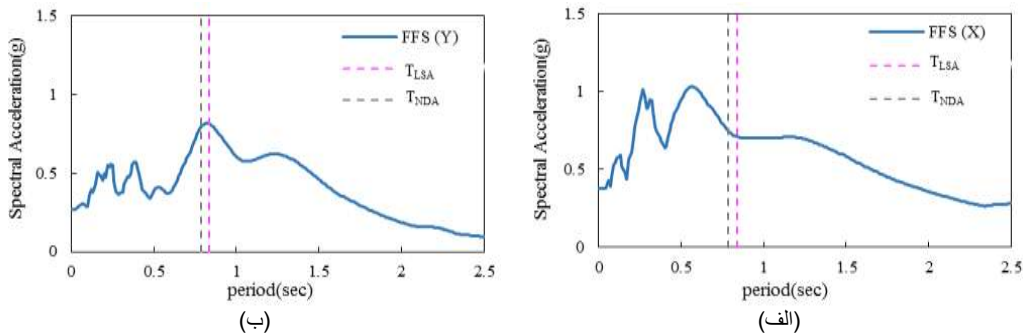
جدول ۱۰. سطح عملکرد ساختمان‌های LSA و NDA حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای حوزه دور ارزیابی

Table 10. Performance level of LSA and NDA buildings from nonlinear dynamic analysis under the far-fault evaluation records

ردیف	زلزله شناسه	سطح عملکرد	
		LSA	NDA
۱	ORR	LS	IO
۲	LAK	IO	IO
۳	WAH	LS	LS
۴	DAY	LS	LS
۵	MVH	LS	IO
۶	BRZ	IO	IO
۷	FFS	D	D
۸	IZN	CP	D
۹	HRZ	IO	IO
۱۰	HVS	LS	IO
۱۱	UCL	LS	LS

همان‌طور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات ساختمان NDA در مقایسه با ساختمان LSA، در جهت X، در طبقه اول به میزان ۳۵٪ در طبقه سوم ۲٪ و در طبقه چهارم ۱۳٪ افزایش یافته است، و در طبقه دوم به میزان ۸٪ کاهش یافته است، در جهت Y در طبقه دوم به میزان ۱٪ در طبقه سوم به میزان ۲٪ و در طبقه چهارم به میزان ۱۱٪ کاهش یافته است و در طبقه اول به مقدار ۳۵٪ افزایش یافته است. در روش دوم مولفه موازی گسل در جهت X و مولفه عمود بر گسل یعنی رکوردهایی که دارای حرکت پالس گونه شدیدتری می‌باشند در جهت Y بر ساختمان وارد شدند. در شکل ۱۱ میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات برای هر دو نوع ساختمان ارائه شده است. همان‌طور که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود در جهت X مقدار میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات در ساختمان NDA در طبقه اول به میزان ۲۶٪ نسبت به ساختمان LSA افزایش یافته است و در طبقه دوم به میزان ۳۲٪ در طبقه سوم ۱۹٪ و در طبقه چهارم ۸٪ در مقایسه با ساختمان LSA کاهش یافته است. در جهت Y که شامل مولفه‌های موازی با گسل می‌باشند مقدار میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقه‌ای در ساختمان LSA در طبقه اول به میزان ۳۹٪ در طبقه دوم ۳۰٪، در طبقه سوم ۲۳٪ و در طبقه چهارم ۱۳٪ در مقایسه با ساختمان NDA افزایش یافته است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در هیچ حالتی مولفه‌های اعمال شده در دو جهت X و Y یکسان نمی‌باشند، به همین علت نتایج در این دو جهت متفاوت می‌باشند.

1 Immediate Occupancy
2 Collapse Prevention



شکل ۱۳: مقایسه طیف زلزله FFS با زمان تناوب ساختمان های LSA و NDA: (الف) در جهت X (ب) در جهت Y

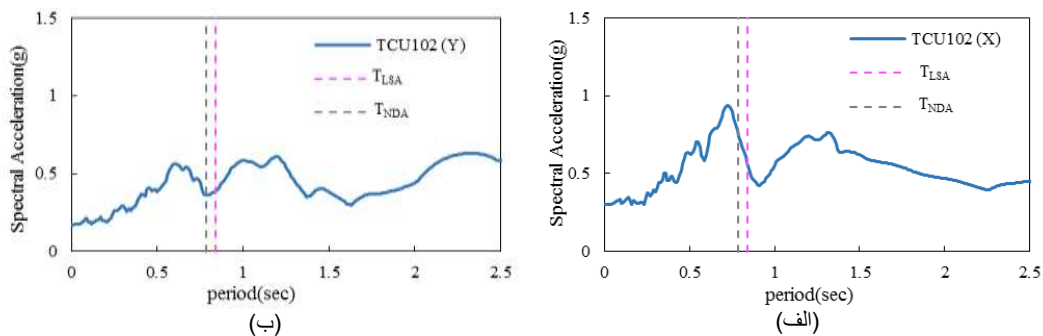
Fig. 13. Comparison of FFS earthquake spectral with the period of LSA and NDA buildings: (a) X direction; (b) Y direction

FFS حالت بحرانی تری دارد. شکل ۱۵ شمای نهایی تشکیل مفاصل در قاب‌های خمشی ویژه را در زلزله FFS نشان می‌دهد. همانطور که در شکل مشخص است در ساختمان NDA مفاصل بیشتر در تیرهای طبقه آخر سطح عملکرد ایمنی جانی را رد کرده‌اند. ولی در ساختمان LSA در تیرهای موجود در طبقات پایین‌ترین حالت مشهودتر است. این حالت تشکیل مفاصل تحت رکورد زلزله IZN هم مشاهده شد با این تفاوت که خرابی در ساختمان LSA در طبقه دوم اتفاق افتاده بود و در ساختمان NDA در دو طبقه آخر رخ داده بود. نتایج به دست آمده در قسمت‌های ۲-۸، ۴-۸ و ۵-۸ نشان‌دهنده کارایی روش دینامیکی غیرخطی در طراحی ساختمان بتن مسلح با قاب خمشی ویژه در مناطق تحت حرکات زمین با مشخصات دور از گسل نسبت به روش‌های متداول است. در شمای حاصل از رکوردهای نزدیک گسل در قاب‌های خمشی ویژه طبق جدول ۱۱ در ۶ زلزله سطح عملکرد ایمنی جانی رد شده‌است. که زلزله TCU ۱۰۲ حالت بحرانی تری ایجاد کرده است. در شمای حاصل از رکوردهای نزدیک گسل طبق شکل ۱۵ در قاب‌های خمشی، در هر دو نوع ساختمان تقریباً نحوه تشکیل مفاصل به یک شکل می‌باشد؛ فقط کمی بهبود در ساختمان NDA

سطح عملکرد ایمنی جانی رد کرده‌اند. در زلزله‌های حوزه نزدیک، هم تیرها و هم ستون‌ها از سطح عملکرد ایمنی جانی گذشته‌اند ولی تعداد مفاصلی که در ستون‌های ساختمان NDA سطح عملکرد ایمنی جانی را رد کرده‌اند کمتر از ساختمان LSA می‌باشد؛ و تعداد مفاصلی که در تیرهای این ساختمان سطح عملکرد ایمنی جانی را رد کرده‌اند بیشتر از ساختمان LSA می‌باشد.

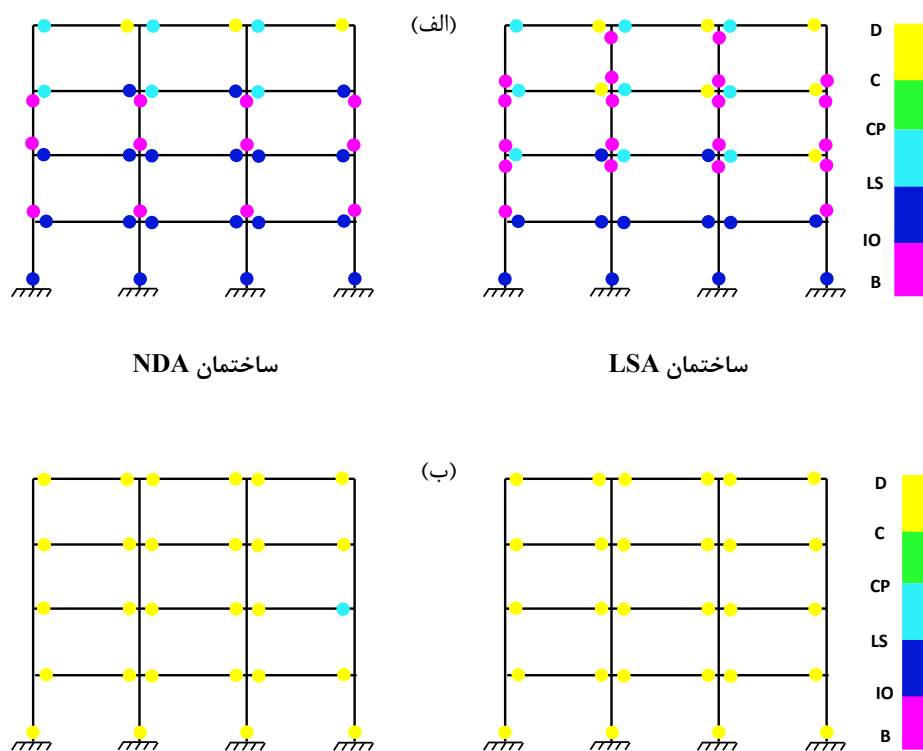
۱-۱۱- شمای تشکیل مفاصل پلاستیک

در این قسمت شمای تشکیل مفاصل پلاستیک برای قاب خمشی ویژه طرح شده با استفاده از روش تحلیل خطی و غیرخطی تحت تحریک رکوردهای نزدیک و دور از گسل مقایسه شده‌اند. مقایسه شمای تشکیل مفاصل پلاستیک فقط برای رکوردهایی که سطح عملکرد ایمنی جانی را رد کرده‌اند انجام شده‌است. برای درک بیشتر این موضوع طیف زلزله‌ها با زمان تناوب هر دو نوع سازه در شکل ۱۳ و در شکل ۱۴ مقایسه شده‌اند. در ابتدا به بررسی این موضوع، در رکوردهای دور از گسل و برای زلزله‌هایی که حالت بحرانی تری ایجاد کرده‌اند پرداخته می‌شود. با توجه به جدول ۱۰، هر دو نوع ساختمان در زلزله FFS و IZN سطح عملکرد ایمنی جانی را رد کرده‌اند که زلزله



شکل ۱۴. مقایسه طیف زلزله TCU102 با زمان تناوب سازه‌های LSA و NDA: (الف) در جهت X (ب) در جهت Y

Fig. 14. Comparison of TCU102 earthquake spectral with the period of LSA and NDA buildings: (a) X direction; (b) Y direction



شکل ۱۵. محل مفاصل پلاستیک: (الف) تحت زلزله FFS (ب) تحت زلزله TCU 102

Fig. 15. Plastic hinges location: (a) under FFS earthquake; (b) under TCU 102 earthquake

۹- نتیجه گیری

در پژوهش حاضر به منظور تأمین ملاحظات طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی کوتاه مرتبه بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد از روش‌های غیرخطی با روند ارائه شده، در شکل ۱ استفاده شد. یکی از نوآوری‌های این تحقیق، استفاده از روند به کار رفته به منظور انتخاب مشخصات اولیه ساختمان با کمک روش دینامیکی غیرخطی می‌باشد. به همین منظور روش ارائه شده به یک قاب خمشی بتنی منظم با شکل‌پذیری زیاد چند طبقه اعمال شد، و عملکرد لرزه‌ای این قاب (قاب طراحی شده به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی (NDA) طبق فصل ۱۶ آیین‌نامه ۱ - ۱۰۵۰ - FEMA P) با قاب مشابه طراحی شده با آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران (قاب طراحی شده به کمک تحلیل استاتیکی خطی (LSA) طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴) مورد ارزیابی اولیه و نهایی قرار گرفت؛ که نتایج به دست آمده به شرح زیر می‌باشند:

۱- دست یافتن به توزیع مقاومت بهینه به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی بسته به نوع بار جانبی انتخابی می‌تواند متفاوت باشد. همانطور که در تحلیل دینامیکی غیرخطی مشاهده شد الگوی توزیع

دیده می‌شود، این بهبود در سایر زلزله‌ها نیز مشاهده شد؛ مثلاً در زلزله طبرس ستون‌های طبقه اول سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نکرده بودند ولی در ساختمان LSA رد شده بودند. اما همانطور که در شکل ۱۵ نیز مشهود است به علت حرکت پالس‌گونه رکوردهای نزدیک گسل، کلیه مفاصل پلاستیک در قاب‌های تحت تحریک این رکوردها تقریباً در یک لحظه تشکیل می‌شوند. به علت زمان کم وارد شدن نیروی حاصل از زلزله، مفاصل تشکیل شده در ساختمان فرصت زیادی برای تغییر شکل ندارند لذا به منظور تلف کردن انرژی ناگهانی، بلافاصله مفاصل بعدی تشکیل می‌شوند. این امر حتی موجب تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون‌های طبقه اول، که ظرفیت تغییر شکلی کمی دارند، می‌شود و این مسئله خطرات زیادی را متوجه پایداری ساختمان می‌کند. نتایج حاصل از ارزیابی‌های انجام شده در قسمت‌های ۳-۸، ۴-۸ و ۵-۸ نشان‌دهنده‌ی عدم کارایی هر دو روش طراحی فوق طبق مدارک استاندارد ۲۸۰۰ و FEMA P-۱۰۵۰-۱ در طراحی ساختمان بتن مسلح با قاب خمشی ویژه واقع در مناطق تحت حرکات زمین با مشخصات نزدیک گسل می‌باشد.

در ستونهای ساختمان NDA نسبت به ستونهای ساختمان LSA در مناطق دور از گسل به میزان ۲۷٪ و در مناطق نزدیک گسل به میزان ۲۴٪ کاهش داشت.

۶- در شمای نهایی تشکیل مفاصل حاصل تحت تحریک رکوردهای دور از گسل در ساختمان NDA مفاصلی که سطح عملکرد هدف را رد کرده بودند در طبقات بالاتر و در ساختمان LSA در طبقات پایین تر مشاهده شدند. اما شمای حاصل از رکوردهای نزدیک گسل در هر دو نوع ساختمان تقریباً یکسان بود فقط اندکی بهبود در ساختمان NDA نسبت به ساختمان LSA مشاهده شد.

۷- تحلیل دینامیکی غیرخطی به دلیل ارائه یک رفتار واقعی و صحیح از عملکرد ساختمان نسبت به روش خطی توزیع مناسب تری از مقاومت و همچنین ساختمان مناسب تری که به اهداف طراحی نزدیک بود ارائه داد. به طوری که ساختمان طرح شده، بهترین رفتار را در زلزله طرح و در زلزله های مشابه با خصوصیات زلزله طرح نسبت به ساختمان طراحی شده براساس آیین نامه های متداول در مناطق دور از گسل از خود نشان داد. و در زلزله های مشابه با خصوصیات زلزله طرح نتایج حاصل مشابه نتایج اولیه بودند.

۸- در مناطق تحت حرکات زمین با مشخصات دور از گسل هر دو روش استاتیکی خطی طبق استاندارد ۱۰۵۰-۱ - FEMA P کارایی مناسبی در ساختمان از خود نشان دادند. و روش دینامیکی غیرخطی نسبت به روش طراحی متداول در طراحی ساختمان مورد مطالعه بتن مسلح با قاب خمشی ویژه روش مناسب تری است.

۹- در مناطق تحت حرکات زمین با مشخصات نزدیک گسل هر دو روش طراحی فوق طبق مدارک استاندارد ۲۸۰۰ و ۱- FEMA P ۱۰۵۰ در طراحی ساختمان مورد مطالعه بتن مسلح با قاب خمشی ویژه کارایی چندانی ندارند؛ در واقع برای بهبود رفتار لرزه ای قاب های خمشی، طراحی به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی و تحلیل استاتیکی خطی برای مناطق نزدیک گسل به تنهایی کافی نبوده و لازم است تدابیر دیگری برای این موارد سنجید.

مقاومت در سطح عملکرد هدف بسته به زلزله های طرح مختلف، متفاوت بود. در واقع زلزله های متفاوت، ساختمان هایی با ابعاد متفاوت ارائه میدهند.

۲- طراحی با استفاده از روش دینامیکی غیرخطی در ساختمان بتنی کوتاه مرتبه با شکل پذیری زیاد باعث طراحی اقتصادی تر میلگرد طولی و کاهش هزینه ساخت می شود.

۳- در مقایسه ضرایب شکل پذیری ساختمانهای LSA و NDA مشاهده شد که ضریب شکل پذیری در ساختمان NDA نسبت به ساختمان LSA به میزان ۲٪ افزایش می یابد.

۴- میانگین ماکزیمم تغییر مکان نسبی میان طبقات ساختمان NDA نسبت به ساختمان LSA، در مناطق دور از گسل، تحت رکوردهای ارزیابی اولیه، در جهت X، به میزان ۸٪ و در جهت Y، به میزان ۱۵٪ و تحت رکوردهای ارزیابی نهایی، در جهت X به میزان ۱۳٪ و در جهت Y، به میزان ۴٪ کاهش یافت؛ و همچنین در مناطق نزدیک گسل، در حالت اول و در جهت X، در طبقات اول و سوم و چهارم به طور میانگین ۱۴٪ افزایش یافت، ولی در طبقه دوم، به میزان ۸٪ کاهش یافت، و در جهت Y در طبقات دوم، سوم و چهارم به طور میانگین به میزان ۵٪ کاهش یافت ولی در طبقه اول به میزان ۳۰٪ افزایش داشت. در حالت دوم و در جهت X که شامل مولفه های موازی گسل است در طبقه اول به میزان ۲۶٪ افزایش یافت و در طبقات دوم، سوم و چهارم به طور میانگین به میزان ۲۰٪ کاهش یافت در جهت Y که شامل مولفه های عمود بر گسل میباشد در همه طبقات در مقایسه با ساختمان LSA به میزان ۲۵٪ افزایش یافت.

۵- در مناطق نزدیک گسل و مناطق دور از گسل کمترین میزان خرابی مربوط به ساختمان NDA می باشد؛ که میزان خرابی در ساختمان NDA نسبت به ساختمان LSA در مناطق دور از گسل تحت رکوردهای ارزیابی اولیه به میزان ۵٪ و تحت رکوردهای ارزیابی نهایی به میزان ۷٪ و در مناطق نزدیک گسل به میزان ۴٪ کاهش داشت. در مناطق دور از گسل هیچ یک از مفاصل ستون ها سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نکردند و مفاصلی که از سطح عملکرد هدف گذشته بودند در تیرها مشاهده شدند، ولی در مناطق نزدیک گسل هم تیرها و هم ستون ها از سطح عملکرد هدف گذشته بودند. در مناطق دور و نزدیک گسل در هر دو نوع ساختمان خرابی در تیرها به میزان ۸۰٪ بیشتر از ستونها می باشد. و همچنین میزان خرابی

- degradation on the seismic response of structural systems, Rep. FEMA, 440a (2009a).
- [۱۲] A. Engineers, Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE 72010) 10-).
- [۱۳] A.T. Council, Guidelines for seismic performance assessment of buildings, ATC-58 50% draft, (2009).
- [۱۴] M. Fintel, S. Ghosh, Explicit inelastic dynamic design procedure for aseismic structures, in: Journal Proceedings, 1982, pp. 110-118.
- [۱۵] A.J. Kappos, A. Manafpour, Seismic design of R/C buildings with the aid of advanced analytical techniques, Engineering Structures, 23(4) (2001) 319-332.
- [۱۶] X. Romao, A. Costa, R. Delgado, Nonlinear analysis based seismic design, in: 12 European conference on earthquake engineering, 2002.
- [۱۷] A.J. Kappos, G. Panagopoulos, Performance-based seismic design of 3D R/C buildings using inelastic static and dynamic analysis procedures, ISET Journal of earthquake technology, 41(1) (2004) 141-158.
- [۱۸] A.J. Kappos, S. Stefanidou, A deformation-based seismic design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis, Bulletin of earthquake engineering, 8(4) (2010) 875-895.
- [۱۹] A. Sarvghad Moghadam, K. Alizadeh Hesari, Comparison of RC frames designed by nonlinear static procedure with conventional linear procedures, in: 7th National Congress on Civil Engineering, Zahedan - Iran, 2013. (in Persian).
- [۲۰] P.E. Mergos, Efficient optimum seismic design of reinforced concrete frames with nonlinear structural analysis procedures, Structural and Multidisciplinary Optimization, 58(6) (2018) 2565-2581.
- [۲۱] B.S.S. Council, NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, Volume 1: Part 1 Provisions, Part 2 Commentary, FEMA P-1050-1, in, 2015.
- [۲۲] A.C. Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete
- [1] G. Deierlein, A. Reinhorn, M. Willford, Nonlinear structural analysis for seismic design, a guide for practicing engineers. NIST GCR 10-917-5. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg MD, (2010).
- [۲] P. Fajfar, Analysis in seismic provisions for buildings: past, present and future, in: European Conference on Earthquake Engineering Thessaloniki, Greece, Springer, 2018, pp. 1-49.
- [۳] K. Poleswara Rao, K.V.G.D. Balaji, S.S.S.V. Gopal Raju, S. Srinivasa Rao, Nonlinear Pushover Analysis for Performance Based Engineering Design –A Review, International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology (IJRASET), 5 (2017).
- [۴] P.C.f.R.t.I.C.o.P.f.S.R.D.o. Building, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800□14), (2014). (in Persian).
- [۵] B. Ganjavi, G. Ghodrati Amiri, A comparative study of optimum and iranian seismic design force distributions for steel moment resisting buildings, Iran University of Science & Technology, 8(2) (2018) 195-208.
- [۶] A.A. Tasnimi, N. Nasrollahi, Seismic Analysis of RC Frames with Different Ductility Based on Performance Amirkabir Journal of Science & Research (Civil & Environmental Engineering) (AJSR - CEE), 47 (2015) 61- 77. (in Persian).
- [۷] B.S.S. Council, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Rep. FEMA 273 (1997).
- [۸] S. ATC, Evaluation and retrofit of concrete buildings, Rep, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California, (1996).
- [۹] A.S.S.R.S. Committee, Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-06), American Society of Civil Engineers, Reston, VA, (2007).
- [۱۰] A.T. Council, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA 440 (2005).
- [۱۱] A.T. Council, Effects of strength and stiffness

- [۲۷] A.T. Council, Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA-P695, (2009).
- [۲۸] B.S.S. Council, NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures, Rep. FEMA P-750, (2009).
- [۲۹] N.C.J. Venture, Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response-history analyses, NIST GCR 11-917-15, (2011).
- [۳۰] M. Abbas Nejad, H. Moghadam, Optimization seismic loading of flexural frames, in: 1th National Civil Engineering Congress, Sharif University, Tehran, 2004. (in Persian).
- (ACI 318R-14): an ACI Report, American Concrete Institute. ACI, 2014.
- [۲۳] N.B.R. Office, Iranian National Building Code Part 9 for Design and Construction of Concrete Buildings, (2013). (in Persian).
- [۲۴] J. Moehle, Seismic design of reinforced concrete buildings, McGraw Hill Professional, 2014.
- [۲۵] A.S.o.C. Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17), Virginia, USA (2017).
- [۲۶] H.M. Hilber, T.J. Hughes, R.L. Taylor, Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 5(3) (1977) 283-292.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

S. Naghavi, A. R. Sarvghad Moghadam, M. R. Mansoori. Providing Seismic Design Considerations of Low-Rise High Ductility Reinforced Concrete Frames Using Nonlinear Analysis, Amirkabir J. Civil Eng., 53(4) (2021): 1525-1544.

DOI: [10.22060/ceej.2020.17027.6432](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17027.6432)

