



## Effects of Freedom Degrees on Behavior Factor in Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames with Steel Plate Shear Wall

S. R. Salimbahrami, M. Gholhaki\*

Department name, Semnan University, Semnan, Iran

**ABSTRACT:** The influence of the strength reduction factor due to nonlinear behavior ( $R_{\mu}$ ) on the lateral strength of Single-Degree-Of-Freedom (SDOF) structures causes to limit the displacement ductility demand to the predetermined maximum tolerable ductility. In addition,  $R_{\mu}$  is used for determining the behavior factor in Multi-Degree-Of-Freedom (MDOF) structures. Following this, in this paper,  $R_{\mu}$  and the inelastic displacement ratio (CR) for equivalent SDOF systems under strike-parallel (NF-SP) and strike-normal (NF-SN) components of near-field ground motion, and also far-field (FF) ground motion were assessed. Furthermore, CR obtained by this study was compared with C1 proposed by FEMA440. The deflection amplification factor-to-behavior factor ratio ( $C_d/R_{\mu}$ ) for different ductility levels was computed. After evaluating the nonlinear effects of SDOF structures based on  $R_{\mu}$  factors, these factors for MDOF structure were modified considering higher mode effects, and a simplified practical expression was proposed to estimate the base shear modification factor. The results indicated that  $R_{\mu}$ , corresponds to near and far-field ground motions can be different. In addition, CR does not depend on the type of earthquake, and it converges to 1 by increasing the period of vibration. In addition, the modification factor can be increased with period and ductility demand.

### Review History:

Received: 2018-12-16  
Revised: 2019-02-03  
Accepted: 2019-02-04  
Available Online: 2019-02-06

### Keywords:

Behavior factor  
Modification Factor  
SDOF Structure  
MDOF  
Base Shear

### 1. INTRODUCTION

Most buildings are designed for a base shear smaller than the elastic base shear associated with strong ground motion, expecting them to deform beyond elastic behavior. Therefore, seismic codes allow reduction in design forces produced by nonlinear behavior, accounted for in force-based earthquake resistant design, through the use of strength reduction factors. These factors depend on several parameters which the ductility level of structure is the most important. So far, most relationships for strength reduction factors have been presented for structures subjected to far-field ground motion records [1-3]. Several studies have been conducted to understand the behavior of strength reduction factors in SDOF systems, but only a few have studied strength reduction factors in MDOF systems or the required modification to the results available from SDOF to be applicable to MDOF structures [1-6]. Since real structures have several degrees of freedom and various modes, such as transitional displacements and torsional, the strength reduction factor for an SDOF system should be modified for MDOF structural systems by a modification factor.

In seismic codes, the proposed response modification factor for lateral load-resisting systems is obtained from experimental studies. Also, theoretical relationships can be used. Following this, the strength reduction factor due to nonlinear behavior ( $R_{\mu}$ ) can strongly affect the response

modification factor of the structure. It is worth noting that the parameters such as number of nonlinear members, damping, type of nonlinear model, site conditions, period of vibration and also soil parameters such as soil natural period, focal depth and earthquake magnitude can affect the response modification factor [2, 3, 7-11].

Furthermore, the response modification factor demand depends on the type of earthquake record. To avoid illogical responses, the average method is used. Following this, the response modification factor demand for SDOF systems under near and far-field earthquakes is different which this matter less considered by researchers. The forward-directivity has a remarkable effect on near-fault ground motions. As per researches performed on forward-directivity effect, there are two components for earthquakes. One is strike-normal and the other is strike-parallel. In this paper, these components are called as SN and SP, respectively. In addition, the normal component of the displacement has a more destructive effect compared with the parallel component. Therefore, in this paper, the modification that should be applied to strength reduction factors derived from simplified SDOF models to account for MDOF structures in near and far-field ground motions has been evaluated. Also, since  $R_{\mu}$  depends on nonlinear time-history analysis results and also type of earthquake record, it was determined for far and near-field ground motions. To consider the effect of type of earthquake on  $R_{\mu}$ , a comparison between far and near-field ground



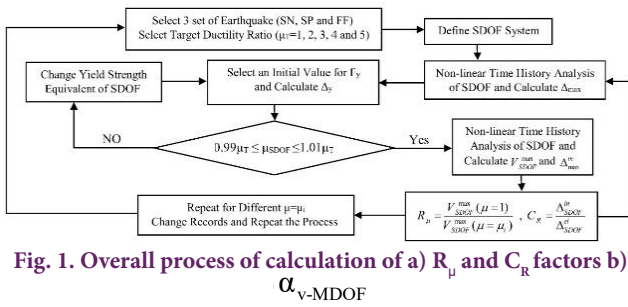


Fig. 1. Overall process of calculation of a)  $R_\mu$  and  $C_R$  factors b)  $\alpha_{v-MDOF}$

motions for reinforced concrete frames with steel plate shear wall has been conducted. Furthermore, to evaluate higher mode effects and MDOF, the base shear modification factor has been calculated, and an equation with effective variables has been proposed.

2. RESEARCH METHODOLOGY

Since the main objective of this study was to assess the strength reduction factor due to nonlinear behavior ( $R_\mu$ ) and also inelastic displacement ratio ( $C_R$ ) of reinforced concrete moment-resisting frames with steel plate shear wall under far and near-field ground motions. The assumptions are presented for determining these factors.

The elastic period of vibration for the finite element models was considered in the range of 0.98-2.89 Sec; because, the period of most structures (low-, medium- and high-rise buildings) is in this range. Meanwhile, the frames have been designed for five levels of target ductility (1, 2, 3, 4, and 5), where the value of one specifies that the structure has an elastic behavior. All of the frames were modeled as the SDOF system. In this structure, the unit mass was selected and the stiffness of the element was adjusted to provide the desired period. In addition, to model the SDOF system in OpenSees software, a zero-length element was selected. Furthermore, to define the post-yield stiffness, a gradient of 3% ( $\alpha=3\%$ ) for the strain-hardening region was used. For all models, the inherent structural damping ratio was assumed equal to 5%. To solve the nonlinear time history equation, the Newmark-Beta method was selected. In Fig. 1, the overall process of calculation of  $R_\mu$  and  $C_R$  factors is shown.

3. CONCLUSIONS

Since the strength reduction factor due to nonlinear behavior ( $R_\mu$ ) and also the inelastic displacement ratio ( $C_R$ ) are used for determining the response modification factor of MDOF structures and, also the required target displacement for performance-based seismic design, in this paper, the effects of NF-SN, NF-SP and FF ground motions on  $R_\mu$  and  $C_R$  have been investigated. Also,  $C_R$  obtained from this study was compared with  $C_1$  proposed by FAMA440. Furthermore, the modification factor for  $R_\mu$  of MDOF systems was evaluated considering the fundamental period (first mode). Finally, the effects of higher modes and MDOF on the base shear modification factor ( $\alpha_{v-MDOF}$ ) and the behavior modification factor ( $1/\alpha_{v-MDOF}$ ) were assessed. The following conclusions can be drawn from this investigation:

1- By increasing the period of vibration,  $R_\mu$  is constantly increased for NF-SN and NF-SP ground motions. This

factor in FF ground motion is decreased up to a specific value and after that is increased. In low-rise buildings,  $R_\mu$  corresponds to FF ground motion, is greater than NF ground motions. Furthermore, the maximum amount of  $R_\mu$  in high-rise building was determined for NF-SP ground motion. Therefore, the most effect of FF and NF-SP earthquakes is related to low and high-rise buildings, respectively.

2- For the structures with a short period, and subjected to near-field ground motions,  $R_\mu$  does not depend on the ductility demand ( $\mu$ ). Also, for small values of ductility, by increasing  $T$ ,  $R_\mu$  converges to  $\mu$ . It is called the equal displacement rule.

3- The use of  $R_\mu$ , corresponding to FF ground motion may lead to a conservative value for NF ground motion. In addition,  $R_\mu$  related to NF ground motion is lower than FF ground motion. For  $T > 1.59$  Sec,  $R_\mu$  corresponds to NF-SP ground motion is higher than FF ground motion. Following this, the use of  $R_\mu$  corresponds to FF ground motion may lead to a conservative value for NF-SP ground motion.

4- By increasing  $T$ ,  $C_R$  converges to 1. In addition, in low-rise buildings,  $C_R$  depends on  $\mu$  and  $T$ , severely.

5-  $C_R$  (SN)-to- $C_R$  (FF) ratio is increased by increasing  $\mu$ . By considering the fact that this ratio is greater than 1, the use of  $C_R$  (FF) is nonconservative in comparison with  $C_R$  (SN). For  $T < 1.59$  Sec,  $C_R$  (SP)-to- $C_R$  (FF) ratio corresponding to ductility levels is greater than 1. Meanwhile, for  $T > 1.59$  Sec, this ratio is decreased and converges to lower than 1, by increasing  $\mu$ .

6- Base on the comparison of  $C_R$  with  $C_1$  proposed by FEMA440, the use of  $C_1$  for near-field earthquakes and low-rise building, is conservative. Furthermore,  $C_R$  corresponds to NF-SN ground motion, and for  $T < 1.59$  Sec, is greater than 1.4 times compared with  $C_1$ . In addition,  $C_R$  (SN)-to- $C_1$  ratio is increased by increasing  $\mu$ . Meanwhile, for NF-SN ground motion, this ratio is greater than 1 and also  $C_R$  (SP)-to- $C_1$  ratio is less than 1. Therefore, the use of  $C_1$  proposed by FEMA440 is conservative for NF ground motions.

REFERENCES

- [1] N.M. Newmark, W.J. Hall, Procedures and criteria for earthquake-resistant design, in: Selected Papers By Nathan M. Newmark: Civil Engineering Classics, ASCE, 1973, pp. 829-872.
- [2] A.A. Nassar, H. Krawinkler, Seismic Demand for SDOF and MDOF Systems, in, Stanford University, Stanford, 1991.
- [3] E. Miranda, Site-dependent strength-reduction factors, Journal of Structural Engineering, 119 (1993) 3503-3519.
- [4] G. Seneviratna, H. Krawinkler, Evaluation of Inelastic MDOF Effects for Seismic Design, in, Stanford, California, 1997.
- [5] A. FEMA, 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA-440, Redwood City, (2005).
- [6] I.S. Code, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings 2800 (2014), (2014).
- [7] R.S. Jalali, M.D. Trifunac, STRENGTH-REDUCTION FACTORS FOR STRUCTURES SUBJECTED TO NEAR-SOURCE DIFFERENTIAL STRONG GROUND MOTIONS, ISET JOURNAL OF EARTHQUAKE TECHNOLOGY, 285.
- [8] M. Izadinia, M.A. Rahgozar, O. Mohammadrezaei, Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods, Journal of Constructional Steel Research, 79 (2012) 83-90.
- [9] A.K. Chopra, C. Chintanapakdee, Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems, Journal of structural engineering, 130 (2004)

1309-1319.

[10] J. Ruiz-García, E. Miranda, Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32 (2003) 1237-1258.

[11] S.M. Parsaeian, H. Hashemi, A.R. Sarvghad Moghadam, Inelastic Displacement Ratios for Structures on Firm Soil Sites Subjected to Iran Earthquakes Records, *Modares Civil Engineering journal*, 12 (2013) 11-25.

**HOW TO CITE THIS ARTICLE**

S.R. Salimbahrami, M. Gholhaki, *Effects of Freedom Degrees on Behavior Factor in Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames with Steel Plate Shear Wall*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(6) (2020) 383-386.

DOI: [10.22060/ceej.2019.15456.5925](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.15456.5925)







## تأثیر درجات آزادی بر ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی نازک

سید رضا سلیم بهرامی، مجید قلهکی\*

دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷-۰۹-۲۵  
بازنگری: ۱۳۹۷-۱۱-۱۴  
پذیرش: ۱۳۹۷-۱۱-۱۵  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۷-۱۱-۱۷

### کلمات کلیدی:

ضریب رفتار  
ضریب اصلاحی  
سازه یکدرجه آزادی  
درجات آزادی  
برش پایه

**خلاصه:** ضریب رفتار در اثر شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ )، مقاومت جانبی سازه یکدرجه آزادی (SDOF) را طوری تنظیم می‌کند که نیاز شکل‌پذیری به یک مقدار شکل‌پذیری هدف معین محدود گردد. روش‌های موجود در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جهت محاسبه ضریب رفتار سازه چند درجه آزادی (MDOF) به نحوی پایه ریزی شده است که در راستای کاهش اثر ورود نیروی برش پایه به ناحیه غیرالاستیک، از نتایج  $R_{\mu}$  استفاده گردد. این درحالی است که اثرات مدلسازی سازه به صورت MDOF می‌تواند بر ضریب رفتار سازه MDOF اثر داشته و به کمک  $R_{\mu}$  نیازمند اصلاحاتی می‌باشد. به همین دلیل در این پژوهش دو ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) و نسبت تغییرشکل غیرالاستیک به الاستیک ( $C_R$ ) در سازه SDOF برای مؤلفه‌های موزی و عمود بر گسل زلزله حوزه نزدیک و دور از گسل محاسبه شده‌اند. همچنین  $C_R$  بدست آمده با ضریب اصلاحی  $C_1$  پیشنهادی FEMA۴۴۰ مقایسه و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان به ضریب رفتار برای سطوح مختلف شکل‌پذیری محاسبه شده است. در پایان این پژوهش پس از بررسی اثرات غیر خطی سازه‌ی SDOF از طریق ضرایب  $R_{\mu}$  پرداخته و با احتساب اثر مودهای بالاتر، این ضرایب را برای سازه‌های MDOF اصلاح می‌نماییم و رابطه‌ای برای محاسبه آن پیشنهاد می‌گردد. نتایج بدست آمده نشان داد که  $R_{\mu}$  ناشی از زلزله حوزه نزدیک می‌تواند با مقدار متناظر حاصل از زلزله دور تفاوت داشته باشد. همچنین  $C_R$  چندان به نوع رکورد وابسته نبوده و با افزایش دوره تناوب اصلی سازه به یک همگرا می‌شود. همچنین ضریب اصلاحی با افزایش دوره تناوب اصلی سازه و افزایش تقاضای شکل‌پذیری، افزایش می‌یابد.

### ۱- مقدمه

در اکثر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، نیروی برش پایه طراحی کمتر از نیروی برش پایه الاستیک در نظر گرفته می‌شود تا در اثر زمین‌لرزه‌های با شدت بزرگی زیاد تضمین شود که پاسخ تغییرشکل سازه فراتر از حد ارتجاعی گردد. بدین جهت آیین‌نامه‌های لرزه‌ای اجازه می‌دهند که نیروی برش پایه به دلیل ورود به ناحیه‌ی غیرارتجاعی توسط ضریب رفتار، کاهش داده شده و در روند طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استفاده گردد. این ضریب ناشی از مؤلفه‌های مختلفی است که از مهمترین آنها می‌توان به سطح شکل‌پذیری سازه اشاره نمود.

تاکنون روابط زیادی توسط نیومارک و هال<sup>۱</sup>، کراوینکلر و ناسار<sup>۲</sup> [۲]، میراندا<sup>۳</sup> [۳] و کراوینکلر و سنویرانتا<sup>۴</sup> [۴] برای محاسبه ضریب کاهش مقاومت مورد تقاضای سازه ارائه شده است که بیشتر آنها بر مبنای رکوردهای زلزله در نواحی دور از گسل بدست آمده‌اند. روابط موجود برای محاسبه ضریب کاهش مقاومت ناشی از شکل‌پذیری بر اساس تحلیل سازه‌های یک درجه آزادی بدست آمده‌اند و مطالعات کمی در زمینه اصلاح ضریب کاهش مقاومت در سازه‌های چند درجه آزادی صورت گرفته است. لذا بر طبق این مطالعات، از آنجایی که

- 1 N.M. Newmark and W.J. Hall
- 2 A.A. Nassar and H. Krawinkler
- 3 E. Miranda
- 4 G. Seneviratna and H. Krawinkler

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mgholhaki@semnan.ac.ir



سازه‌های واقعی چند درجه آزادی هستند و مودهای مختلف جابجایی و پیچشی در رفتار آنها نقش دارد. بنابراین لازم است تا ضریب کاهش مقاومت بدست آمده از سازه‌های یک درجه آزادی به کمک تعریف یک ضریب اصلاح شود.

همچنین در تمامی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای از جمله FEMA440 [۵] و استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران (ویرایش چهارم) [۶] ضریب رفتار پیشنهادی بر مبنای مطالعات تجربی محاسبه شده است، اما تلاش‌های گسترده‌ای نیز برای محاسبه ضریب رفتار به کمک روابط تئوری صورت گرفته است. در این بین محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری یا  $R_{\mu}$  بعنوان اصلی‌ترین عامل تاثیر گذار بر ضریب رفتار بیشتر مورد توجه قرار گرفته است. جلالی و ترفوناک<sup>۱</sup> [۷] به این نتیجه دست یافتند که آثار عواملی همچون درجه غیرخطی شدن اعضا، میرایی، نوع مدل غیرخطی، شرایط ساختگاه، دوره تناوب و پارامترهای جنبش نیرومند زمین مانند زمان تداوم، فاصله کانونی، بزرگی بر این ضریب از اهمیت بیشتری برخوردار است.

در بحث تاثیر زلزله‌های نزدیک گسل نیز مطالعات محدودی صورت گرفته که برای نمونه جلالی و ترفوناک [۷] نشان دادند،  $R_{\mu}$  به شدت به بزرگی زلزله وابسته است. همچنین استفاده از منحنی‌های طراحی کلاسیک موجود برای  $R_{\mu}$  برای حرکت‌های پالسی شکل عمود بر گسل مقادیر محافظه کارانه‌ای را نتیجه می‌دهد درحالی‌که برای مؤلفه به موازات گسل، قوانین طراحی رایج غیرمحافظه کارانه است. ایشان همچنین پیشنهاد نمودند که برای تمامی مؤلفه‌های حرکت زمین در حالت نزدیک گسل،  $R_{\mu}$  باید ثابت و برابر  $\mu$  در نظر گرفته شود. ایزدنیا و همکاران [۸] با بررسی بر روی ضریب اصلاح پاسخ در سازه‌های خمشی فولادی تحت تحلیل پوش آور به این نتیجه دست یافتند که بین ضریب اصلاح پاسخ بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی سنتی با روش تحلیل پوش‌آور بهنگام شونده (DAP)<sup>۲</sup> متفاوت بوده و حداکثر اختلاف نسبی آن در حدود ۱۶٪ می‌باشد.

یکی دیگر از ضرایبی که در تحلیل سیستم یکدرجه آزادی معادل (SDOF)<sup>۳</sup> مدنظر قرار گرفته، نسبت بیشینه تغییرمکان غیرالاستیک به الاستیک سیستم SDOF است که با  $C_R$  نمایش داده می‌شود. این ضریب در آیین‌نامه FEMA440 [۵] با  $C_1$  معرفی شده است.

مطالعات انجام شده توسط چوبرا و چینتاپاکدی<sup>۴</sup> [۹] نشان می‌دهد که این ضریب به عواملی همچون بسامد، شرایط ساختگاه، فاصله تا گسل، طول گسلش، بزرگای گشتاوری، مدل رفتاری و شاخص خرابی وابسته است. همچنین میراندا و همکاران [۱۰] نسبت  $C_R$  را برای دو دسته مدل رفتاری با و بدون زوال سختی محاسبه نمود. این نسبت برای زلزله‌های نزدیک گسل با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده به شکل طیف  $C_R$  در برابر دوره تناوب هم‌پایه شده با دوره تناوب پالس غالب ارائه شد تا بدین ترتیب پراکندگی نتایج بین هر رکورد کاهش یابد. ایشان در نهایت رابطه‌ای برای تعیین  $C_R$  ویژه زلزله دارای آثار جهت‌پذیری پیشنهاد نمود. در مطالعه سرومقدم و همکاران [۱۱] بر روی نسبت بیشینه تغییرمکان غیرالاستیک به الاستیک سازه‌های یکدرجه آزادی مستقر بر روی خاک ۱، ۲ و ۳ استاندارد ۲۸۰۰ از رکوردهای زلزله ایران استفاده گردید. مقایسه  $C_R$  با  $C_1$  نشان داد که برای زمان تناوب بزرگتر از یک ثانیه، نسبت مذکور برابر یک بدست آمد و برای زمان تناوب کمتر از یک ثانیه ضریب پیشنهادی FEMA440 برای زلزله‌های ایران نتایج محافظه کارانه‌تری را ارائه می‌دهد.

ون<sup>۵</sup> و همکاران [۱۲] اثر زلزله نزدیک گسل پالس گونه، دوره تناوب هم‌پایه شده، سرعت بیشینه فزاینده (MIV)<sup>۶</sup>، بیشینه شتاب زمین (PGA)<sup>۷</sup> و مدل‌های رفتاری را بر روی  $C_R$  بررسی نمودند. مطالعات نشان داد اثر زلزله‌های نزدیک پالس گونه بر  $C_R$  در دوره تناوب اصلی متوسط سازه بیشتر است. از طرفی هم‌پایه سازی دوره تناوب اصلی سازه با دوره تناوب پالس غالب از پراکندگی نتایج کم می‌کند. به علاوه تاثیر استفاده از MIV به جای بیشینه سرعت زمین (PGV)<sup>۸</sup> بر محاسبه  $C_R$  بیشتر بوده و به کارگیری مدل رفتاری با قابلیت زوال سختی و مقاومت، بحرانی‌ترین نتایج را برای زلزله‌های نزدیک نسبت به دور از گسل به همراه دارد. ون و همکاران [۱۳] تاثیر مودهای بالاتر را بر ضریب شکل‌پذیری سیستم‌های چند درجه آزادی بررسی نمودند. نتایج مطالعه ایشان نشان داد که تاثیر مودهای بالاتر در اثر افزایش نیاز شکل‌پذیری بر ضریب کاهش شکل‌پذیری قابل ملاحظه است. همچنین آنان با تحلیل رگرسیون غیرخطی چندگانه

4 A.K. Chopra and C. Chintanapakdee

5 W. P. Wen

6 Maximum Increasing Velocity

7 Peak Ground Acceleration

8 Peak Ground Velocity

1 R.S. Jalali and M.D. Trifunac

2 Displacement-Based Adaptive Pushover

3 Single Degree Freedom System



فولادی و کامپوزیت تقویت شده در سازه‌های فولادی تحقیقاتی انجام دادند. نتایج آنان نشان داد نسبت طول به ارتفاع دیوار برشی تاثیر مهمی بر روی ظرفیت باربری، سختی داخلی، شکل‌پذیری و ضریب اصلاح پاسخ دارد. حسین زاده اصل [۲۰] نیز با کاهش مقطع تیر به بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی پرداختند. نتایج آنان نشان داد که کرنش پلاستیک در دیوار برشی فولادی و مقطع کاهش یافته تیر پخش می‌گردد و اتصالات تا ۴٪ دریفت، الاستیک باقی می‌مانند. ونگ<sup>۵</sup> و همکاران [۲۱] در سال ۲۰۱۸ با معرفی مدل معادل برای دیوار برشی فولادی به بررسی آن پرداختند. نتایج آنان نشان داد که مدل پیشنهادی برای مدلسازی دیوار برشی فولادی می‌تواند رفتار هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی انجام شده در تحقیقات گذشته را به خوبی مدل نماید.

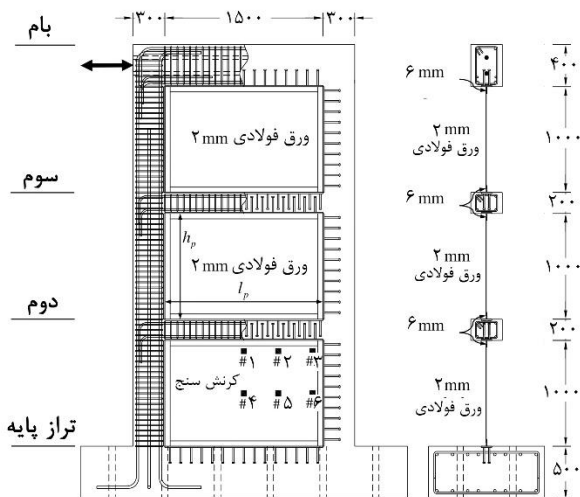
بررسی قلهکی و سلیم بهرامی [۲۲] بر روی پالس ساده در تخمین نیازهای قاب خمشی بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی در حوزه نزدیک گسل همراه با تأثیر مودهای بالاتر نشان داد که بیشینه نیاز تغییرمکانی و نیرویی در سازه‌های مختلف برای نسبت دوره تناوب پالس به دوره تناوب اصلی سازه ( $T_p/T_1$ ) برابر یک بوده و با افزایش تعداد طبقات از اثر مودهای بالاتر کاسته شده و سازه‌های مورد مطالعه تمایل به نوسان در مود اول را دارند. همچنین بیشترین اثر مودهای بالاتر، بر تخمین نیاز نیرویی برش طبقه بام بوده و برش پایه و تغییرمکان بام به ترتیب در رتبه های بعدی قرار می‌گیرند.

از آنجا که در سال‌های اخیر، استفاده از دیوارهای برشی فولادی در قاب‌های بتن آرمه مورد توجه مهندسان قرار گرفته و از طرف دیگر در زمینه بررسی ضریب رفتار و نسبت تغییرشکل غیرارتجاعی به ارتجاعی با رویکرد تقاضای شکل‌پذیری در سازه‌های بتنی همراه با دیوار برشی فولادی صورت نگرفته است، به نظر می‌رسد مطالعه در این زمینه بیش از پیش مورد اهمیت باشد. لازم بذکر است عوامل مختلفی در پاسخ غیرارتجاعی سیستم قاب خمشی بتنی دارای دیوار برشی فولادی دخیل می‌باشند که اثر عواملی همچون تعداد طبقات، شکل‌پذیری هدف، نوع نگاشت ورودی، زمان تناوب مود اصلی، روش تحلیل سازه در برابر زلزله و نحوه برخورد با سازه اعم از اینکه به صورت یک سازه چند درجه آزادی مدل‌سازی شود و یا به صورت یک سازه یکدرجه آزادی معادل مدل‌سازی گردد، به شدت حساس بوده و قابل

برای ضریب اصلاح اثرات سیستم چند درجه آزادی ( $MDOF^1$ ) بر ضریب رفتار، رابطه تجربی ارائه نمودند. ضریب مذکور به شدت متاثر از دوره تناوب اصلی سازه و شکل‌پذیری تغییرمکانی است. گرامی و همکاران [۱۴] بر روی اثرات مودهای بالاتر و درجات آزادی بر ضریب کاهش مقاومت در سازه‌های الاستوپلاستیک تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مطالعاتی انجام دادند. در این پژوهش با معرفی ضریب اصلاح برش پایه به علت اثرات سیستم چند درجه آزادی به این نتیجه رسیدند که با افزایش دوره تناوب اصلی سازه، این ضریب افزایش یافته که بیانگر اهمیت اثرات سیستم چند درجه آزادی در سازه‌های بلند مرتبه می‌باشد.

همچنین پژوهش‌های مختلفی در زمینه دیوار برشی فولادی در قاب‌های بتن آرمه توسط محققان انجام گرفته است. در سال ۲۰۰۸، صبوری و قلهکی [۱۵] به بررسی شکل‌پذیری دو دیوار برشی فولادی با ورق نازک تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداختند. مطابق مطالعات آنها دیوارهای برشی فولادی نازک شکل‌پذیری، ظرفیت اتلاف انرژی و مقاومت بالایی دارند. همچنین صبوری و همکاران [۱۶] با بررسی رفتار خطی و غیرخطی دیوار برشی فولادی سخت شده دارای دو بازشو به این نتیجه دست یافتند که عملکرد مناسبی در اندرکنش بین قاب و دیوار رخ خواهد داد. چوی و پارک<sup>۲</sup> [۱۷] مطالعه آزمایشگاهی به منظور بررسی رفتار چرخه‌ای دیوارهایی که از المان‌های مرزی قاب بتن آرمه و ورق‌های فولادی نازک تشکیل شده است، انجام دادند. نتایج آنها نشان داد که نمونه‌های آنها مشابه دیوار برشی فولادی با المان مرزی فولادی از مقاومت قابل توجه، ظرفیت تغییرشکل و ظرفیت اتلاف انرژی خیلی خوبی برخوردار می‌باشند. بورلو<sup>۳</sup> و همکاران [۱۸] آزمایشی با مقیاس واقعی بر روی دیوار برشی فولادی به منظور بررسی رفتار چرخه‌ای آن، انجام دادند. نتایج آزمایش آنان نشان داد که این سیستم با جذب انرژی بیشتر از ۲۰٪ سیستم میراگر ویسکوز، توانسته تا دریفت ۴٪ (حداکثر تغییرمکان اعمالی) را با کمترین کاهش مقاومت و بیشترین اتلاف انرژی تحمل نماید. همچنین در این سیستم ورق فولادی دیوار برشی، تیرها و المان‌های مرزی توانستند در مقابل تغییرشکل‌های غیرارتجاعی بزرگ، شکل‌پذیر باقی بمانند. لیکیانگ جیانگ<sup>۴</sup> و همکاران [۱۹] بر روی عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی

1 Multi Degree Freedom System  
2 I. R. Choi and H. G. Park  
3 D.J. Borello  
4 L. Jiang



شکل ۱. جزئیات هندسی و نحوه آرماتورگذاری قاب بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی نازک [۱۷]

Fig. 1. Geometric details and reinforcement of reinforced concrete frame with thin steel shear wall [17]

صورت دو بعدی مدل شده است. طبق پیشنهاد پارک و همکاران [۲۳] جابجایی هدف برای بارگذاری چرخه‌ای تنظیم می‌شود.

به جهت مدلسازی در نرم افزار این سیس برای مصالح بتنی از Uniaxial Material Concrete01 با مقاومت کششی صفر و برای مصالح میلگرد از Uniaxial Material Steel01 به صورت دو خطی با سخت شوندگی سینماتیک و همچنین جهت مدلسازی مصالح ورق نازک دیوار برشی فولادی که به صورت نواری (توسعه یافته توسط توربورن و همکاران [۲۴]) از مدل رفتاری Uniaxial Material Hystertic که قابلیت مدلسازی رفتار فولاد به صورت سه خطی در کشش و فشار را دارد، استفاده شده است [۲۲].

با توجه به آنچه در شکل ۲-الف نشان داده شده است سختی اولیه مدل‌های آزمایشگاهی و عددی دارای تطابق خوبی می‌باشد ولی در ادامه بارگذاری مدل آزمایشگاهی زودتر از حالت خطی خارج شده و تسلیم شدگی در آن رخ می‌دهد. این امر به دلیل وقوع ترک در بتن است که امکان مدلسازی آنها در نرم افزار نمی‌باشد و باعث می‌شود تسلیم شدگی و رفتار غیرخطی مدل عددی دیرتر اتفاق بیافتد. با توجه به نمودار ظرفیت نهایی بدست آمده از مدل عددی بسیار نزدیک به مدل واقعی است. در حالت کلی نتایج عددی تشابه بسیار خوب و قابل قبولی با نتایج حاصل از انجام آزمایش دارد و این یک مدرک خوب برای تایید مدل نواری در نرم افزار OpenSees می‌باشد. همانطور

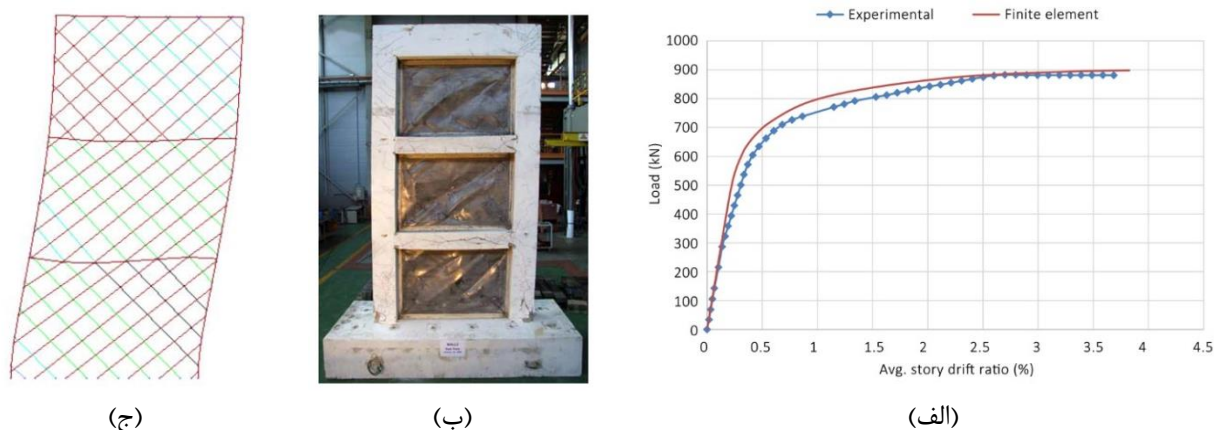
تغییر است. بنابراین در یک هدف ساده و ابتدایی می‌توان به این موضوع اشاره نمود که امکان ایجاد ارتباط بین پاسخ سیستم چند درجه آزادی با سازه SDOF می‌تواند در درک بهتر نیازهای لرزه‌ای ساده سیستم چند درجه آزادی تأثیرگذار باشد، چرا که محاسبه پاسخ فرا ارتجاعی سازه SDOF بسیار ساده بوده و با صرف مدت زمان بسیار کم قابل دسترسی است.

همچنین نتایج ضریب رفتار نیاز به شدت وابسته به محتوا و نوع زلزله انتخابی است، لذا به نظر می‌رسد برای رکوردهای مختلف می‌تواند به نتایج مختلفی بیانجامد که در این حالت استفاده از میانگین گیری میسر است. به همین دلیل به نظر می‌رسد که ضریب رفتار نیاز در سازه‌های یک درجه آزادی و برای زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به زلزله‌های دور متفاوت باشند. این موضوع کمتر مورد توجه پژوهشگران نیز قرار گرفته است. برای زلزله‌های نزدیک گسل آثار جهت‌پذیری پیش‌رونده از اهمیت بیشتری برخوردار است. همچنین مؤلفه عمود بر گسل نسبت به مؤلفه موازی از اثرات تخریبی بیشتری برخوردار است؛ بنابراین در این مقاله ضریب رفتار به دلیل آثار شکل‌پذیری در سیستم SDOF معادل محاسبه می‌شود. این ضریب در بیشتر ادبیات فنی با  $R_p$  معرفی شده است. از آنجاکه این ضریب به نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی و به دنبال آن به نوع زلزله انتخابی وابسته است، لذا برای محاسبه  $R_p$  از رکوردهای دور و نزدیک گسل استفاده شده است. بدین ترتیب می‌توان مقایسه‌ای بین  $R_p$  زلزله دور و نزدیک گسل (دو مؤلفه موازی و عمود بر گسل) در سازه‌های بتنی همراه با دیوار برشی فولادی انجام داد و این سؤال اساسی پاسخ داده می‌شود که نوع محتوای رکورد زلزله تا چه اندازه بر ضریب  $R_p$  تأثیرگذار است. همچنین در انتها با محاسبه ضریب اصلاح برش پایه به علت اثرات MDOF به بررسی اثرات مودهای بالاتر و MDOF پرداخته خواهد شد. همچنین برای ضریب اصلاح برش پایه رابطه‌ای متناسب با متغیرهای تأثیرگذار پیشنهاد می‌گردد.

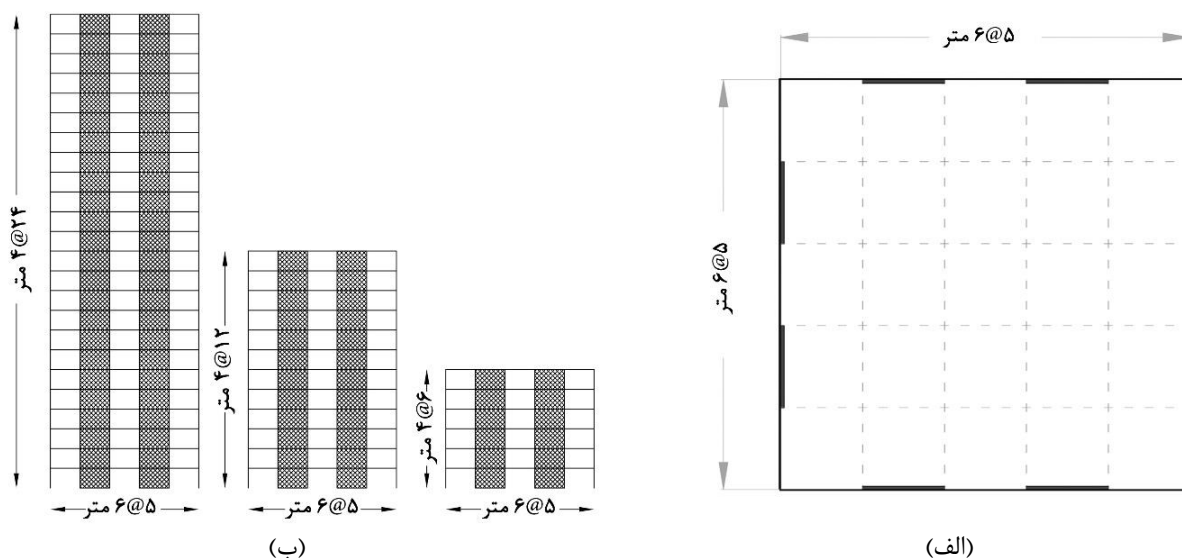
## ۲- صحت مدلسازی عددی

به منظور صحت مدلسازی عددی توسط نرم افزار OpenSees، یک نمونه آزمایشگاهی مربوط به قاب خمشی بتنی سه طبقه دارای دیوار برشی فولادی (مدل SPIW1) چوی و پارک [۱۷] که مشخصات آن در شکل ۱ نمایش داده شده است، در نرم‌افزار OpenSees به





شکل ۲. الف) منحنی پوش مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی چوی و پارک [۱۷] ب) مکانیزم خرابی در نمونه آزمایشگاهی ج) مکانیزم خرابی در مدل عددی  
 Fig. 2. a) Numerical model cover curve and Choi and Park experimental sample [17] b) Fault mechanism in experimental sample c) Fault mechanism in numerical model



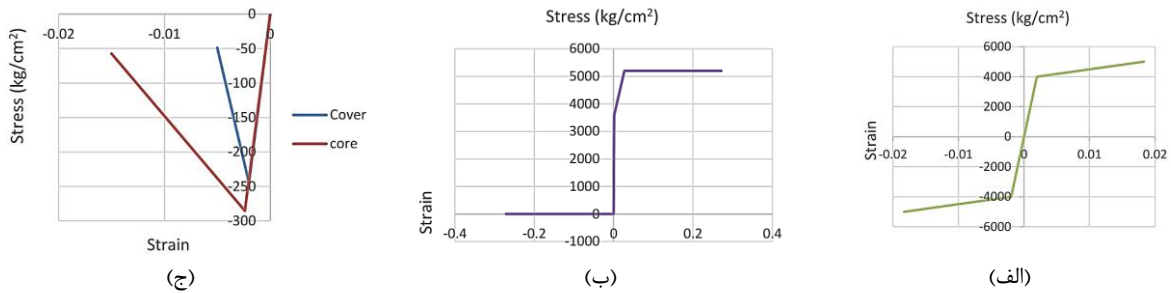
شکل ۳. مشخصات هندسی نمونه قاب‌های دوبعدی ۶، ۱۲، ۲۴ طبقه الف) پلان ساختمان ب) نمای ساختمان  
 Fig. 3. Geometric characteristics of 6, 12, 24 two-dimensional frames sample a) Building plan b) Building facade

### ۳- مدل‌های مورد مطالعه

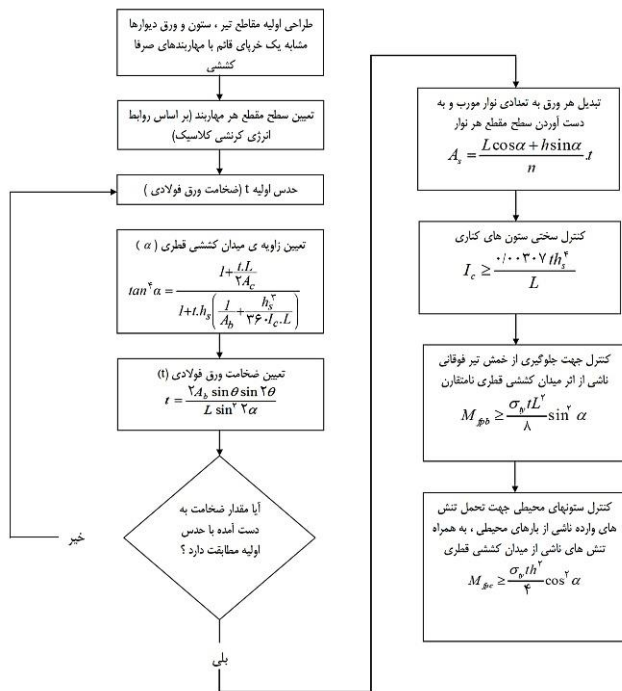
در این مطالعه سه مدل سازه شامل قاب‌های ۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه دارای دیوار برشی فولادی به صورت دو بعدی در نظر گرفته شده است. انتخاب سازه‌ها به لحاظ ارتفاع و تعداد طبقات به گونه‌ای صورت پذیرفته است که سازه ۶ طبقه معرف گروه سازه‌های کوتاه مرتبه ( $H/B \leq 1.5$ )، سازه ۱۲ طبقه معرف گروه سازه‌های متوسط (  $1.5 \leq H/B \leq 3$  ) و سازه ۲۴ طبقه معرف گروه سازه‌های بلند مرتبه ( $3 \leq H/B \leq 4.5$ ) هستند. در شکل ۳ مشخصات هندسی شامل پلان و نمای ساختمان‌های مورد مطالعه نمایش داده شده

که در تشریح مشخصات نمونه آزمایشگاهی آورده شده، نمونه برای بازتاب یک رفتار برشی در مقابل بارهای جانبی طراحی شده است که این مورد در رفتار نمونه مدل عددی کاملاً مشهود است. شکل مدل عددی و مود شکست در نظر گرفته شده برای مدل‌های آزمایشگاهی و عددی تحت بار جانبی به ترتیب در شکل‌های ۲-ب و ج نشان داده شده است. برای بررسی مکانیزم شکست در شکل‌های ۳-ب و ج مشاهده می‌نمایید، ناحیه کششی در کل طبقه‌ها در ورق‌ها شکل گرفت و ورق‌های دیوار برشی فولادی در کل طبقات به مفصل پلاستیک تبدیل شدند. همچنین مفصل پلاستیک در پای ستون طبقه اول و انتهای تیرهای طبقه اول و دوم اتفاق افتاد.

1. H معرف ارتفاع کل سازه و B معرف عرض سازه می‌باشد.



شکل ۴. نمودار تنش-کرنش (الف) میلگرد (ب) فولاد دیوار برشی فولادی (ج) بتن  
Fig. 4. Stress-strain diagram a) Rebar b) Steel Shear wall c) Concrete



شکل ۵. روند طراحی دیوار برشی فولادی با استفاده از المان نواری [۲۲]  
Fig. 5. Steel shear wall design process using strip element [22]

است. همانطور که در شکل ۳ مشاهده می شود، دیوار برشی فولادی در دهانه های ۲ و ۴ بوده و در هر سازه ارتفاع طبقات برابر ۴ متر در نظر گرفته شده و تعداد دهانه ها برای کلیه قاب ها برابر ۵ و با عرض ۶ متر می باشد.

تمامی مدل های مورد مطالعه با فرض احداث بر روی منطقه با خطرپذیری نسبی زیاد و خاک تیپ ۳ و نوع کاربری مسکونی با درجه اهمیت متوسط، مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۵] و استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران (ویرایش چهارم) و آیین نامه های AISC [۲۶] و ACI [۲۷] که بیشترین مطابقت را با آیین نامه ایران دارد به روش حالات حدی نهایی و در نرم افزار ETABS [۳۸] تحلیل و طراحی شده اند. بارهای مرده و زنده کلیه طبقات به ترتیب ۶۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده و ضریب رفتار سیستم دیوار برشی فولادی با توجه به نتایج آزمایشگاهی انجام شده بر روی قاب بتنی با دیوار برشی فولادی [۱۷] و ضوابطی که آیین نامه بارگذاری آمریکا ASCE07-2010 [۲۸] برای حالات حدی ارائه نموده، معادل ۷ در نظر گرفته شده است.

برای مدلسازی اجزای محدود و تحلیل سازه های مورد مطالعه از برنامه ی OpenSees استفاده شده است. با توجه به ضوابط موجود در مبحث نهم [۲۹] و دهم [۳۰] مقررات ملی ساختمان، جهت طراحی ساختمان ها از بتن با مقاومت ۲۵ مگاپاسگال و آرماتور AIII استفاده و همچنین فولاد مد نظر برای مهاربندهای معادل نیز از فولاد A992F<sub>y</sub>50 انتخاب شده است. نمودار تنش-کرنش میلگرد، فولاد دیوار برشی فولادی و بتن مطابق شکل ۴ نمایش داده شده است. برای تجزیه و تحلیل دیوار برشی با ورق فولادی نازک در نرم افزار اپن سیس، از مدل نواری توسعه یافته توسط توربورن و همکاران [۲۴] استفاده شده است. شکل ۵ روند طراحی این سیستم را بر اساس مدل

نواری نشان می دهد [۲۲].

#### ۴- انتخاب شتابنگاشت

تحقیقات جدید نشان می دهد که اثر زلزله های نزدیک گسل بر روی ساختمان ها با اثر زلزله های دور از گسل بسیار متفاوت است. نگاهت های نزدیک گسل دارای مدت زمان موثر کمتری نسبت به نگاهت های دور از گسل بوده و در نگاهت های سرعت نزدیک گسل یک یا چند ضربه با دامنه بزرگ و دوره تناوب زیاد وجود دارد که ناشی از اثرات جهت پذیری پیش رونده می باشند. این ضربه ها در مؤلفه افقی و عمود بر گسل دیده می شود. همین مسئله باعث

جدول ۲. مشخصات زلزله‌های نزدیک گسل (NF) برای دو مؤلفه موازی (SP) و عمود (SN) به همراه زلزله‌های دور از گسل (FF)

Table 2. Characteristics of near-fault (NF) earthquakes for two components of parallel (SP) and vertical (SN) with far-away faults (FF)

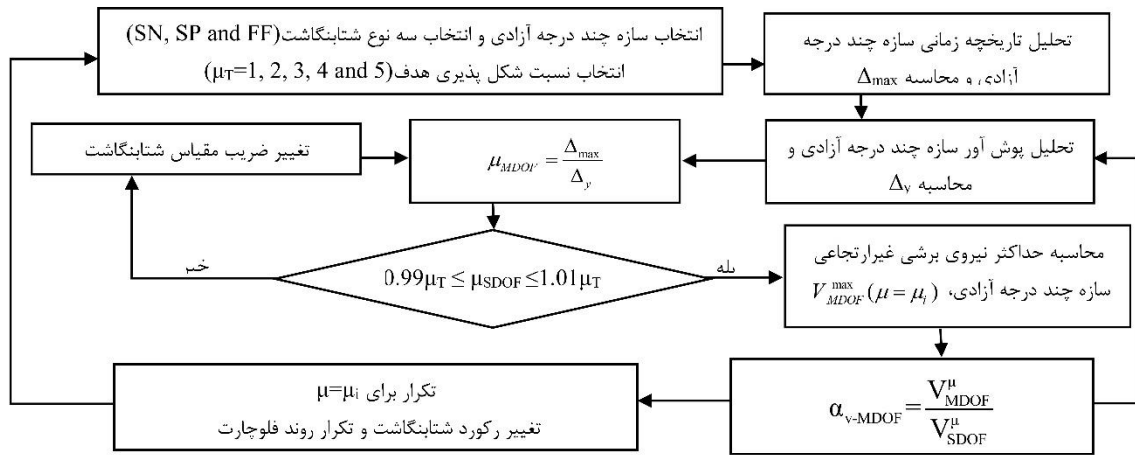
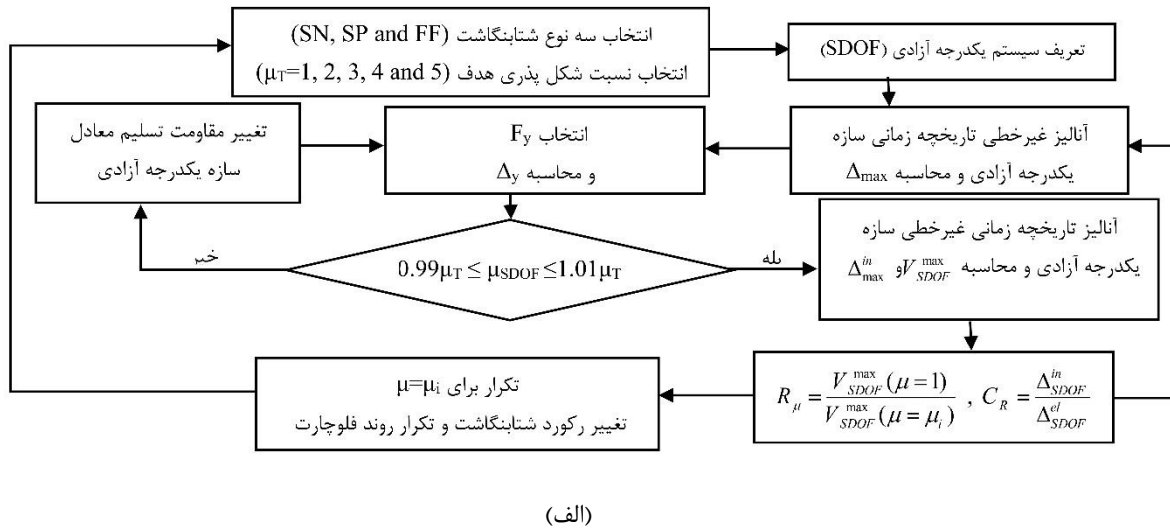
ردیف	نام زمین لرزه	سال	نام ایستگاه	بیشینه شتاب زمین (g)	بزرگی	فاصله از گسل (km)	سرعت موج برشی (m/s)
الف) زلزله‌های نزدیک گسل (NF) برای دو مؤلفه موازی (SP) و عمود (SN)							
۱	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	EC County Center FF	۰/۱۸۷	۷/۳۱	۶/۵۳	۱۹۲/۰۵
۲	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #4	۰/۳۸۹	۷/۰۵	۶/۵۳	۲۰۸/۹
۳	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #5	۰/۳۹۸	۳/۹۵	۶/۵۳	۲۰۵/۶
۴	Landers	۱۹۹۲	Yermo Fire Station	۰/۲۴۲	۳۲/۶۲	۷/۲۸	۳۵۳/۶
۵	Northridge-01	۱۹۹۴	Jensen Filter Plant	۰/۴۸۲	۵/۴۳	۶/۶۹	۳۷۳/۱
۶	Kobe, Japan	۱۹۹۵	KJMA	۰/۷۹۹	۰/۹۶	۶/۹	۳۱۲
۷	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU101	۰/۲۴۹	۲/۱۳	۷/۶۲	۲۷۲/۶
ب) زلزله‌های دور از گسل (FF)							
۱	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	CHY065	۰/۶	۸۳/۴۳	۷/۶۲	۲۷۲/۶
۲	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TAP095	۰/۱۵	۲۰۶/۲۴	۷/۶۲	۲۰۶/۲۴
۳	Kobe, Japan	۱۹۹۵	HIK	۰/۱۴	۹۵/۷۲	۶/۹	۲۵۶
۴	Turkey	۱۹۹۹	Bursa Tofas	۰/۱	۶۰/۴۳	۷/۵۱	۲۸۹/۶۹
۵	Manjil, Iran	۱۹۹۰	Qazvin	۰/۱۳	۴۹/۹۷	۷/۳۷	۳۰۲/۶۴
۶	Tabas, Iran	۱۹۷۸	Ferdows	۰/۱	۹۱/۱۴	۷/۳۵	۳۰۲/۶۴
۷	Northridge	۱۹۹۴	Featherly Park - Maint	۰/۱	۸۲/۳۴	۶/۶۹	۳۶۷/۵۴

و همکاران [۳۱] انتخاب شده است. دلیل انتخاب ۳ دسته ۷ تایی شتاب این است که بتوان میانگین آماری را برای پارامترهای  $C_R$  و  $R_{\mu}$  ارائه نمود. مشخصات زلزله‌های انتخابی در جدول ۲ نمایش داده شده است. در پایان لازم به ذکر است از آنجا که دو فاکتور  $C_R$  و  $R_{\mu}$  وابسته به نسبت نیاز غیرارتجاعی به ارتجاعی است، پس کلیه شتابنگاشت‌ها با همان بیشینه شتاب زمین واقعی خود در نظر گرفته شده و تنظیم مقاومت تسلیم سازه یکدرجه آزادی ( $F_p$ ) برای تأمین شکل‌پذیری هدف در حقیقت معادل مقیاس‌سازی بیشینه شتاب زمین رکوردها برای تأمین همان شکل‌پذیری است.

#### ۵- روش تحقیق

از آنجا که در این مطالعه، هدف اولیه بررسی تاثیر نوع رکورد حوزه دور و نزدیک بر دو ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) و نسبت تغییرشکل غیرالاستیک به الاستیک ( $C_R$ ) در قاب‌های

می‌شود تقاضای نیرو و تغییرمکان به مراتب بیشتر از زلزله‌های دور باشد. اگر راستای پارگی گسل به سمت سایت بوده و سرعت پارگی گسل نزدیک به سرعت موج برشی باشد، در این حالت انرژی قابل توجهی در مدت زمان کوتاه به سازه وارد می‌شود. در این حالت مکانیسم انتشار امواج به گونه ای است که قسمت عمده رکورد سرعت پالسی شکل در راستای عمود بر گسل شکل می‌گیرد. در این بین مطالعات مختلف نشان می‌دهد که مؤلفه عمود بر گسل نسبت به مؤلفه به موازات گسل اثرات تخریبی بیشتری را به دنبال دارد. بدین منظور تعداد ۲۱ شتابنگاشت در سه دسته ۷ تایی که معرف زلزله‌های دور از گسل با شناسه FF، زلزله حوزه نزدیک و مؤلفه عمود گسل با شناسه NF-SN و زلزله حوزه نزدیک مؤلفه موازی گسل با شناسه NF-SP انتخاب شده‌اند. شایان ذکر است هر زوج مؤلفه موازی و عمود بر گسل زلزله حوزه نزدیک، مربوط به یک رخداد مشابه است. زلزله‌های نزدیک گسل بر اساس طبقه بندی ارائه شده در مطالعه بیکر



شکل ۶. روند کلی محاسبه الف) ضرایب  $R_\mu$  و  $C_R$  ب)  $\alpha_{v-MDOF}$

Fig. 6. General calculation process a)  $R_\mu$  and  $C_R$  coefficients b)  $\alpha_{v-MDOF}$

سازه جرم واحد انتخاب شده و سختی المان به گونه‌ای تنظیم شده است تا دوره تناوب موردنظر تأمین شود. برای مدلسازی المان سازه SDOF از المان با طول صفر استفاده شده است. این المان در نرم افزار Opensees تعریف شده است. برای تعریف سختی پسا تسلیم از شیب ۳٪ برای ناحیه کرنش-سخت شدگی (۳٪) استفاده شده است. برای کلیه مدل‌ها ضریب میرایی ذاتی سازه ۵٪ فرض شده است. برای حل معادله تاریخچه زمانی غیرخطی از روش بتای- نیومارک [۳۲] استفاده شده است. در شکل ۶-الف روند کلی محاسبه ضرایب  $R_\mu$  و  $C_R$ ، نمایش داده شده است.

از طرف دیگر، بروز رفتار غیرخطی سازه در ناحیه غیرارتجاعی باعث کاهش نیروهای وارده به سازه شده و این کاهش نیرو در طراحی

خمشی دارای دیوار برشی فولادی است، بنابراین لازم است هدف اصلی این پژوهش بر محاسبه این دو ضریب پایه‌ریزی شود. به همین خاطر در این قسمت از مقاله، مراحل اصلی این پژوهش تعریف و ارائه شده است.

در مدل‌های این پژوهش، دوره تناوب الاستیک از ۰/۹۸ ثانیه تا ۲/۸۹ ثانیه می‌باشد. دلیل انتخاب این محدوده قرارگیری بیشتر سازه‌های متعارف (کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه) در این ناحیه است. از طرفی ضریب شکل‌پذیری نیز مقادیر ۱، ۲، ۳، ۴ و ۵ در نظر گرفته شده است. بدیهی است که منظور از شکل‌پذیری واحد تضمین بقای سازه در حوزه ارتجاعی می‌باشد. از طرفی کلیه مدل‌ها به صورت یک سازه یک درجه آزادی مدلسازی شده‌اند. در این

جدول ۳. اثرات ضرایب اصلاحی در محاسبه ضریب اضافه مقاومت [۳۴]  
Table 3. Effects of correction coefficients in calculating the coefficient of excess resistance [34]

سیستم	شکل پذیری	$R_{size}$	$R_{\phi}$	$R_{yield}$	$R_{sh}$	$R_{mech}$	$R_s$	$R_s$ پیشنهادی
قاب خمشی	شکل پذیری خوب	۱/۰۵	۱/۱۱	۱/۱	۱/۱۵	۱	۱/۴۷	۱/۵
	شکل پذیری متوسط	۱/۰۵	۱/۱۱	۱/۱	۱/۱۵	۱	۱/۴۷	۱/۵
	شکل پذیری کم	۱/۰۵	۱/۱۱	۱/۱	۱/۰۵	۱	۱/۳۵	۱/۳
قاب با مهاربند همگرا	شکل پذیری متوسط	۱/۰۵	۱/۱۱	۱/۱	۱/۰۵	۱/۱	۱/۴۸	۱/۵
	شکل پذیری کم	۱/۰۵	۱/۱۱	۱/۱	۱/۰۵	۱	۱/۳۵	۱/۳
قاب با مهاربند واگرا	شکل پذیری خوب	۱/۰۵	۱/۱۱	۱/۱	۱/۱۵	۱	۱/۴۷	۱/۵
ورق‌های فولادی	شکل پذیری خوب	۱/۱	۱/۱۱	۱/۱	۱/۱	۱/۱	۱/۶۳	۱/۶

پیشنهاد شده است. در شکل ۶-ب روند کلی در محاسبه  $\dot{a}_{v-MDOF}$  معرفی شده است.

$$R_s = R_{size} \cdot R_{\phi} \cdot R_{yield} \cdot R_{sh} \cdot R_{mesh} \quad (۳)$$

در رابطه ۳، برای بدست آوردن ضریب مقاومت افزون از ضرایب اصلاحی شامل تاثیر اندازه مدل‌ها، حد جاری شدن واقعی و حد جاری شدن اسمی سازه، تنش جاری شدن اولیه و ثانویه، کرنش سخت‌شدگی و مکانیسم مفصل شدگی استفاده است. مطابق جدول ۳، مقدار ضریب اضافه مقاومت را ۱/۶۳ در نظر گرفته شده است.

#### ۶- ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ )

برای محاسبه ضریب رفتار قاب‌های MDOF طبق روش یوانگ [۳۵] می‌توان ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) سیستم یکدرجه آزادی معادل را محاسبه نموده و با اعمال ضرایب اضافه مقاومت و طراحی، ضریب رفتار محاسبه شود. بنابراین محاسبه ضریب  $R_{\mu}$  از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.  $R_{\mu}$  برای سه نوع شتابنگاشت زلزله نزدیک گسل (مؤلفه عمودی و موازی) و زلزله دور از گسل، برای چهار تقاضای شکل‌پذیری (۵ و ۴، ۳، ۲، ۱) محاسبه شده است. ضریب کاهش شکل‌پذیری برای سه دسته ۷ تایی شتابنگاشت در شکل ۷ نمایش داده شده است.

بر اساس شکل ۷ برای مؤلفه موازی و عمود زلزله نزدیک گسل، با افزایش دوره تناوب، ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) با شیب تند افزایش یافته و برای شتابنگاشت زلزله دور از گسل، با افزایش دوره

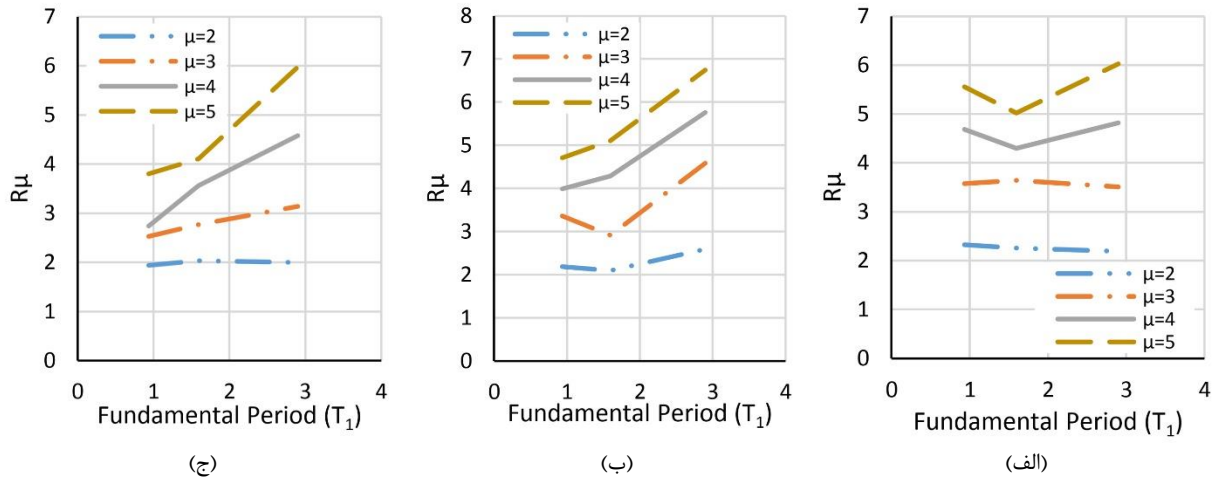
از طریق ضرائب کاهش مقاومت اعمال می‌گردد. در این تحقیق ابتدا اثرات غیرخطی سازه‌ی SDOF از طریق ضرائب  $R_{\mu}$  مورد بررسی قرار گرفته و سپس برای احتساب اثر مودهای بالاتر، این ضرائب برای سازه‌های MDOF اصلاح می‌شود. ضریب کاهش مقاومت سیستم SDOF که اثرات غیر خطی را در نظر می‌گیرد از رابطه ۱ تعریف می‌گردد.

$$\dot{a}_v = \frac{V_{MDOF}^i}{V_{SDOF}^i} \quad (۱)$$

در رابطه فوق  $\dot{a}_{v-MDOF}$  ضریب اصلاح برش پایه برای احتساب اثرات سیستم چند درجه آزادی و  $V_{MDOF}^i$  و  $V_{SDOF}^i$  به ترتیب حداقل برش پایه لازم برای حفظ شکل‌پذیری سازه MDOF و سیستم SDOF در محدوده مقدار شکل‌پذیری هدف می‌باشند. بدین ترتیب رابطه‌ای را که توسط یوانگ [۳۳] برای محاسبه ضریب رفتار سازه ارائه شده است به صورت رابطه ۲ برای احتساب اثر مودهای بالاتر و اثرات MDOF مورد اصلاح قرار داده خواهد شد.

$$R_{MDOF} = \frac{1}{\dot{a}_{v-MDOF}} R^{SDOF} \cdot R \cdot R \quad (۲)$$

در رابطه بالا،  $R_{MDOF}$  ضریب رفتار سازه چند درجه آزادی و  $R_i^{SDOF}$  ضریب کاهش شکل‌پذیری برای سیستم SDOF است که به کمک طیف غیرالاستیک متناظر با سطح شکل‌پذیری ثابت محاسبه شده است.  $R_p$  ضریب تنش مجاز بوده و  $R_s$  ضریب مقاومت افزون می‌باشد که از چند ضریب اصلاحی مطابق رابطه ۳ یوانگ [۳۳]



شکل ۷. ضریب کاهش شکل پذیری برای زلزله های الف) دور (FF) ب) مؤلفه موازی نزدیک گسل (SN) ج) مؤلفه عمود نزدیک گسل (SP)، برای چهار سطح شکل پذیری

Fig. 7. Ductility reduction coefficient for earthquakes a) Far (FF) b) Parallel component near fault (SN) c) Perpendicular component near fault (SP), for four levels of ductility

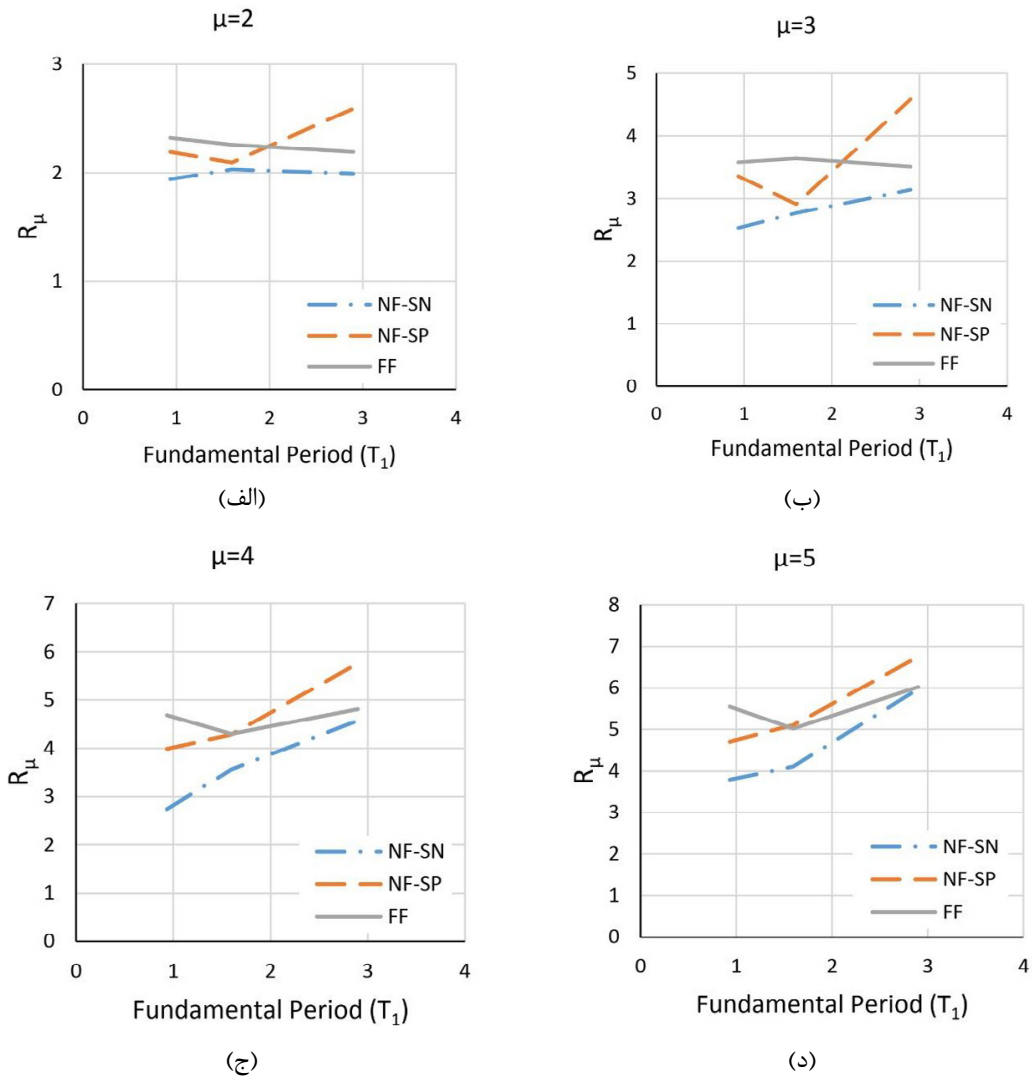
است. برای سازه با دوره تناوب اصلی بزرگتر از ۱/۶ ثانیه، بیشترین  $R_{\mu}$  مربوط به مؤلفه موازی بر گسل زلزله حوزه نزدیک است. این نتایج حاکی از آن است که بیشترین اثر زلزله مربوط به زلزله دور بر روی سازه های کوتاه مرتبه و مؤلفه موازی بر گسل زلزله حوزه نزدیک برای سازه های بلند مرتبه می باشد. همچنین در محدوده دوره تناوب بزرگتر از ۱/۶ ثانیه،  $R_{\mu}$  زلزله های مؤلفه عمود حوزه نزدیک گسل و دور، با افزایش ضریب شکل پذیری به هم همگرا می گردد.

برای درک بهتر از اختلاف ضریب کاهش شکل پذیری ( $R_{\mu}$ ) رکوردهای مختلف، نسبت به مقادیر حاصل از مؤلفه های عمود بر گسل (SN) و موازی گسل (SP) زلزله حوزه نزدیک به مقدار متناظر حاصل از زلزله دور (FF) محاسبه و در شکل ۹ نمایش داده شده است. با توجه به شکل ۹ مشاهده می شود، که برای زلزله NF-SN، افزایش شکل پذیری باعث افزایش نسبت مورد نظر می شود. از طرفی در محدوده مدل های مورد بررسی، نسبت  $R_{\mu}(SN)/R_{\mu}(FF)$  کمتر از یک است؛ بنابراین استفاده از  $R_{\mu}(FF)$  برای مؤلفه عمود بر گسل زلزله های حوزه نزدیک می تواند غیر محافظه کارانه باشد. در حالیکه برای زلزله NF-SP، در مدل های مورد بررسی، با افزایش شکل پذیری نسبت  $R_{\mu}(SP)/R_{\mu}(FF)$  کاهش یافته و برای سازه های میان مرتبه این نسبت افزایش می یابد. از طرفی برای سازه با دوره تناوب اصلی بزرگتر از ۱/۶ ثانیه، همواره میانگین ضریب  $R_{\mu}(SP)$  بیشتر از  $R_{\mu}(FF)$  است. بنابراین در این محدوده، استفاده از  $R_{\mu}(SP)$  برای

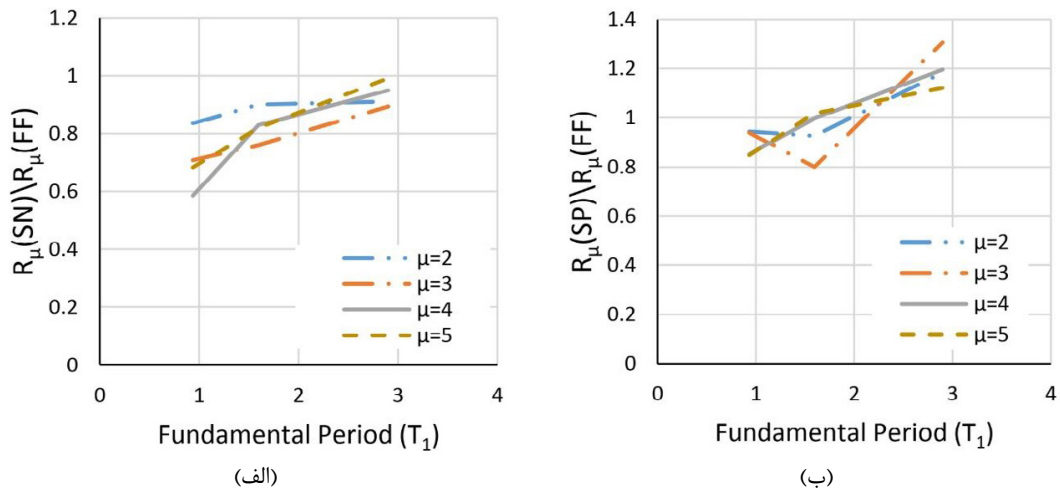
تناوب، ضریب کاهش شکل پذیری ( $R_{\mu}$ ) ابتدا کاهش و سپس با افزایش ضریب شکل پذیری ( $\mu$ ) مقدار  $R_{\mu}$  به تناسب افزایش می یابد. برای سازه های کوتاه مرتبه با دوره تناوب اصلی سازه کم،  $R_{\mu}$  برای سطوح مختلف شکل پذیری نزدیک به هم برآورد شده است. مطابق شکل ۷ در محدوده سازه های بلند مرتبه با دوره تناوب اصلی سازه ثابت، با افزایش ضریب شکل پذیری ( $\mu$ )،  $R_{\mu}$  افزایش می یابد. همچنین برای ضریب شکل پذیری برابر با ۲، برای هر سه شتابنگاشت، با افزایش دوره تناوب سازه،  $R_{\mu}$  به ضریب شکل پذیری ( $\mu$ ) همگرا می شود که این موضوع برای زلزله های معمولی توسط میراندا [۳] اثبات شده است. برای بررسی هرچه بیشتر این موضوع می توان به روند تغییرات  $R_{\mu}$  در برابر  $T_1$  برای زلزله های حوزه نزدیک اشاره نمود که از این امر تبعیت می نماید. مطابق شکل ۷، با افزایش همزمان دوره تناوب اصلی سازه و ضریب شکل پذیری مقادیر بزرگتری از  $R_{\mu}$  در مقایسه با  $\mu$  به دست می آید.

ضریب کاهش شکل پذیری به تفکیک سطوح مختلف شکل پذیری در شکل ۸ نمایش داده شده است. مطابق شکل ۸، روند تغییرات ضریب کاهش شکل پذیری ( $R_{\mu}$ ) در برابر دوره تناوب اصلی سازه برای سطوح مختلف شکل پذیری، از طریق میانگین نتایج حاصل به تفکیک برای هر سه نوع شتابنگاشت نمایش داده شده است. همانطور که در شکل ۸ مشاهده می شود، با افزایش دوره تناوب تا ۱/۶ ثانیه، ضریب کاهش شکل پذیری ( $R_{\mu}$ ) زلزله دور، بیشتر از دو نوع شتابنگاشت دیگر

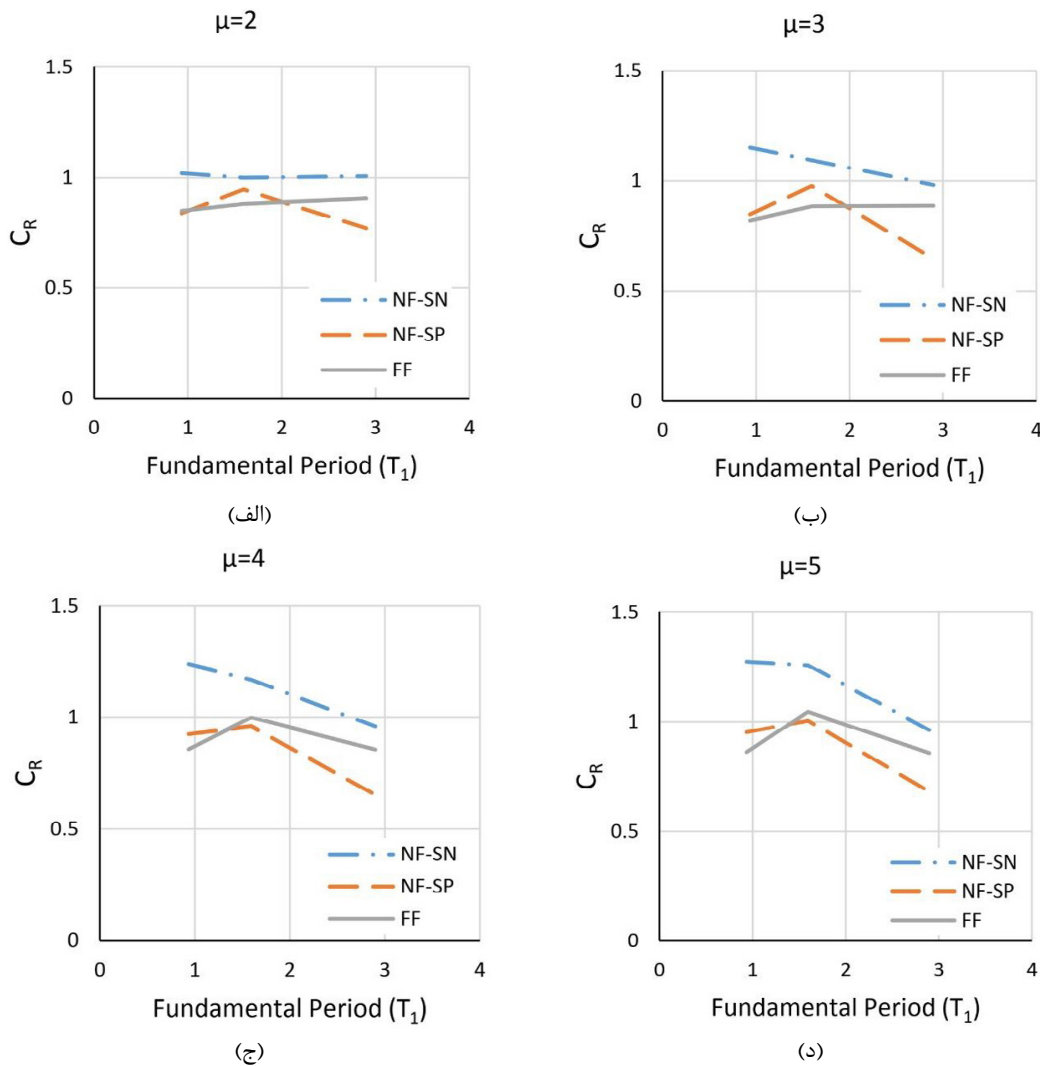




شکل ۸. ضریب کاهش شکل پذیری ( $R_{\mu}$ ) به تفکیک سطوح مختلف شکل پذیری  
 Fig. 8. Ductility reduction coefficient ( $R_{\mu}$ ) by different levels of ductility



شکل ۹. نسبت میانگین  $R_{\mu}$  حاصل از الف) SN ب) SP به مقدار متناظر حاصل از FF  
 Fig. 9. The ratio of the mean  $R_{\mu}$  of a) SN b) SP to the corresponding value of FF



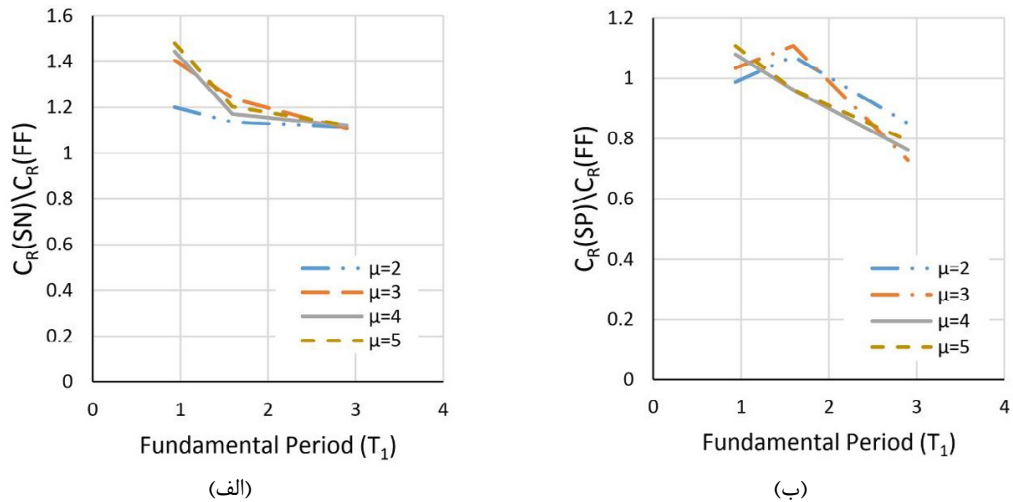
شکل ۱۰. نسبت تغییرشکل غیرالاستیک به الاستیک ( $C_R$ ) به تفکیک سطوح مختلف شکل پذیری  
**Fig. 10. Inelastic to elastic deformation ratio ( $C_R$ ) by different levels of ductility**

تناوب، این نسبت به یک همگرا می‌شود؛ بنابراین برای سازه‌های نرم، بیشینه تغییرمکان غیرارتجاعی مساوی با تغییرمکان ارتجاعی است. این موضوع به قضیه تساوی تغییرمکان معروف است. به منظور بررسی  $C_R$  مربوط به مؤلفه‌های SN و SP زلزله‌های نزدیک گسل، تغییرات  $C_R$  در برابر دوره تناوب اصلی سازه در شکل ۱۰ نمایش داده شده است. بررسی کیفی شکل ۱۰ نشان می‌دهد که برای زلزله دور چنانچه  $T < 1.59$ ، مقادیر کوچکتری نسبت به مؤلفه‌های موازی و عمود گسل در زلزله حوزه نزدیک محاسبه شد. اگرچه تغییرات  $C_R$  به یک همگرا می‌شود. پس به نظر می‌رسد استفاده از  $C_R$  زلزله‌های FF برای SN و SP محافظه کارانه تر باشد. از طرفی برای  $T > 1.59$ ،  $C_R$  بدست آمده از مؤلفه عمود زلزله حوزه نزدیک بیشتر از دو حالت

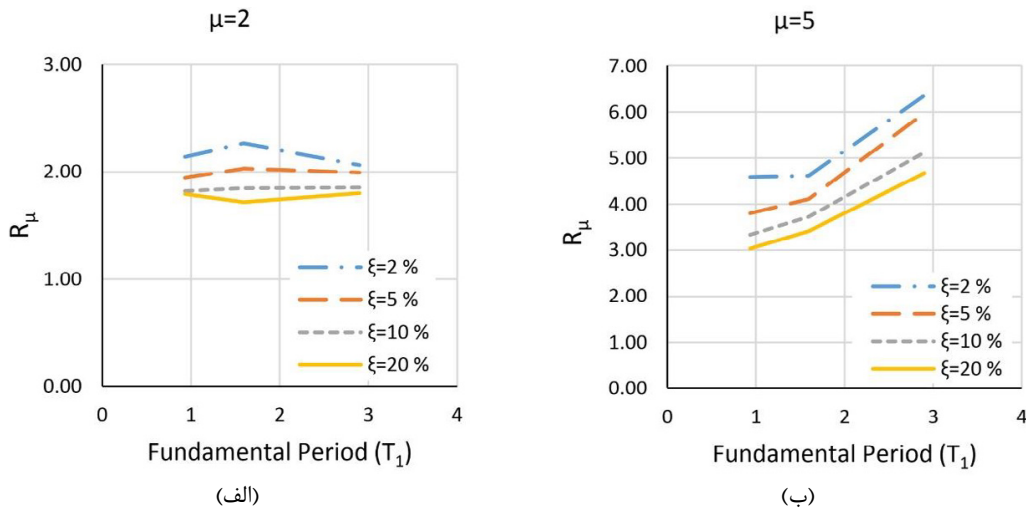
مؤلفه موازی گسل زلزله‌های حوزه نزدیک می‌تواند محافظه کارانه باشد.

#### ۷- نسبت تغییرشکل غیرارتجاعی به ارتجاعی

یکی از ضرایب کاربردی که در طراحی بر اساس عملکرد و در محاسبه تغییرمکان هدف (نقطه توقف تحلیل) استفاده می‌شود، نسبت تغییرمکان غیرارتجاعی به ارتجاعی است که در این مقاله با  $C_R$  نامگذاری شده است. مطالعات گذشته نشان داد که  $C_R$  در اثر زلزله‌های دور از گسل در برابر تغییرات دوره تناوب اصلی سازه، به دو شکل قابل تعریف است [۵]. برای سازه‌هایی با دوره تناوب اصلی کوتاه،  $C_R$  به مراتب بزرگتر از یک است. درحالی‌که با افزایش دوره



شکل ۱۱. نسبت میانگین  $C_R$  حاصل از الف) SN ب) SP به مقدار متناظر حاصل از FF  
 Fig. 11. The ratio of the mean  $C_R$  of a) SN b) SP to the corresponding value of FF



شکل ۱۲. تاثیر ضریب میرایی بر  $R_\mu$  در دو سطح شکل پذیری الف)  $\mu=2$  ب)  $\mu=5$   
 Fig. 12. Effect of damping coefficient on  $R_\mu$  at two levels of ductility a)  $2 = \mu$  b)  $5 = \mu$

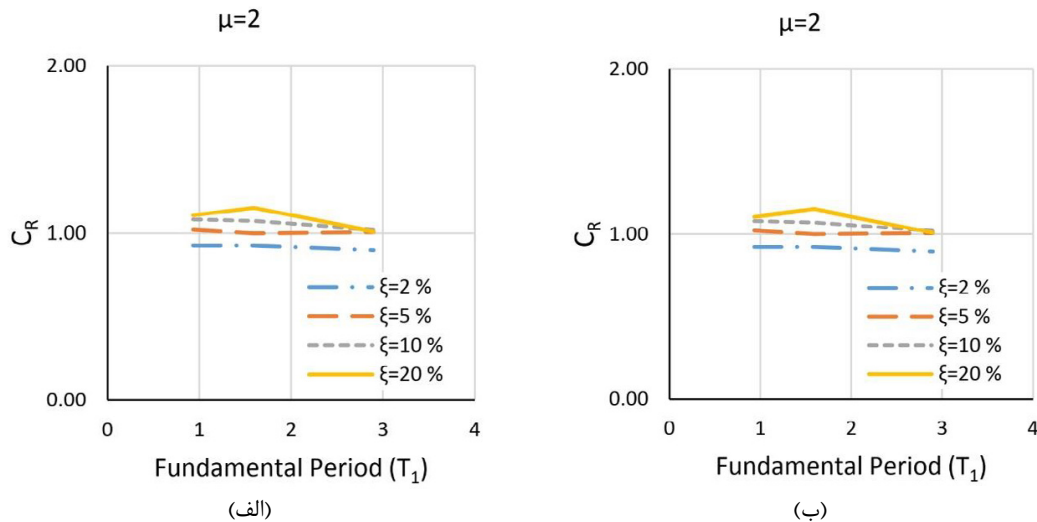
میانگین بیشتر از یک می باشد. با افزایش شکل پذیری برای  $T > 1.59$  این نسبت کاهش یافته و کمتر از یک می گردد.

از آنجا که نیروی برش پایه ارتجاعی و غیرارتجاعی به ضریب میرایی وابسته است، در ادامه به بررسی حساسیت  $R_\mu$  و  $C_R$  به مقادیر مختلف ضریب میرایی ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد در زلزله حوزه نزدیک، مؤلفه عمود بر گسل برای دو ضریب شکل پذیری ۲ و ۵ مطابق شکل ۱۲ پرداخته شد. ارزیابی شکل ۱۲ نشان داد که افزایش ضریب میرایی (ξ) باعث کاهش  $R_\mu$  می گردد.

همچنین برای بررسی حساسیت  $C_R$  به ضریب میرایی در دو سطح شکل پذیری ۲ و ۵ برای زلزله NF-SN مطابق شکل ۱۳ ترسیم شده

دیگر است. همچنین در محدوده  $T < 1.59$ ، افزایش تراز شکل پذیری باعث می شود  $C_R$  به شکل قابل ملاحظه ای برای هر سه حالت زلزله افزایش یابد.

در شکل ۱۱ نسبت  $C_R$  حاصل از زلزله های نزدیک SN و SP نسبت به زلزله دور (FF) ترسیم شده است. ارزیابی شکل حاصل نشان می دهد با افزایش  $\mu$  نسبت  $C_R(SN)/C_R(FF)$  افزایش می یابد. همچنین در این نمودار، این نسبت ها بزرگتر از یک است؛ بنابراین به نظر می رسد استفاده از  $C_R(FF)$  به جای استفاده از  $C_R(SN)$  به مقادیر غیر محافظه کارانه ای بیانجامد. از طرفی برای  $T < 1.59$ ، متناظر با سطوح شکل پذیری، نسبت  $C_R(SP)/C_R(FF)$  به طور



شکل ۱۳. تاثیر ضریب میرایی بر  $C_R$  در دو سطح شکل پذیری الف)  $\mu=2$  ب)  $\mu=5$   
 Fig. 13. Effect of damping coefficient on  $C_R$  at two levels of ductility a)  $2 = \mu$  b)  $5 = \mu$

در رابطه (۴)،  $T_0$  دوره تناوب اصلی سازه بین ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت طیف و  $T_e$  دوره تناوب مؤثر سازه است. این نقطه در استاندارد ۲۸۰۰ [۶] با  $T_s$  نمایش داده شده است. از طرفی ضریب کاهش مقاومت  $R$  مطابق رابطه ۵ عبارت است از [۳۷]:

$$R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \times \frac{1}{C_1} \quad (5)$$

در رابطه ۵،  $S_a$  شتاب طیفی به ازای دوره تناوب اصلی مؤثر سازه ( $T_e$ ) و  $g$  شتاب جاذبه زمین و  $V_y$  برش پایه نظیر حد تسلیم سازه در نمودار چندخطی نیرو-تغییرشکل در تحلیل استاتیکی غیرخطی و  $W$  وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان می‌باشد. مطالعات تکمیلی در FEMA440 [۵] نشان داد که برای  $C_1$  می‌توان از رابطه ۶ به جای رابطه ۴ استفاده نمود [۳۸].

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{\alpha T^2} \quad (6)$$

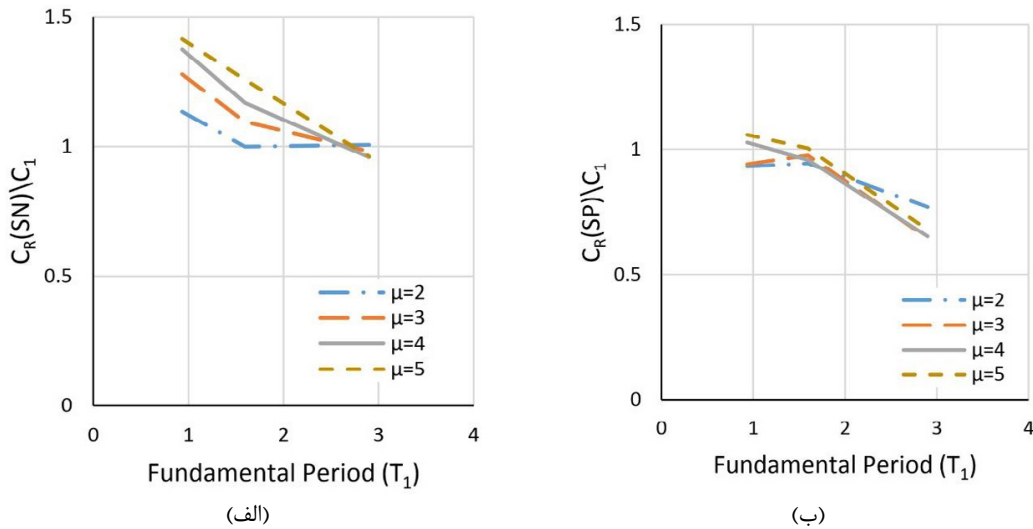
در رابطه ۶،  $R$  ضریب کاهش مقاومت و  $T$  دوره تناوب اصلی سازه و ضریب  $\alpha$  برای خاک نوع B، C و D به ترتیب برابر با ۱۳۰، ۹۰ و ۶۰ می‌باشد. از طرفی برای سازه با زمان تناوب کمتر از ۰/۲ ثانیه ضریب  $C_1$  برابر با ۰/۲ و برای سازه با زمان تناوب بزرگتر از ۱ ثانیه، برابر یک است. مقایسه میانگین نسبت  $C_R$  حاصل از رکوردهای نزدیک گسل (SN و SP) به  $C_1$  پیشنهادی در FEMA440 مطابق

است. بررسی شکل ۱۳ نشان می‌دهد که تاثیر میرایی در سازه‌های کوتاه مرتبه محسوس خواهد بود. هر چه تراز شکل پذیری کمتر باشد، میرایی تاثیر بیشتری بر  $C_R$  خواهد داشت به نحوی با افزایش ضریب میرایی،  $C_R$  متناظر با دوره تناوب ثابت، افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش تراز شکل پذیری و دوره تناوب اصلی سازه، نمودار به سمت یک همگرا می‌گردد.

#### ۸- مقایسه $C_1$ با $C_R$ پیشنهادی FEMA440

در روش ضرایب مندرج در FEMA356 [۳۶] و FEMA440 [۵]، برای محاسبه تغییرمکان هدف از ضرایب اصلاحی استفاده می‌شود که اثر عوامل مختلفی را در پاسخ سازه یک درجه آزادی معادل در نظر گرفته و آن را به بیشینه تغییرمکان غیرارتجاعی بام سازه چند درجه آزادی تبدیل می‌کند. این ضریب در آیین نامه FEMA، با  $C_1$  معرفی شده است. مطالعات مختلف نشان می‌دهد که  $C_1$  به دوره تناوب سازه و تقاضای شکل پذیری (ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری) وابسته است. این ضریب برای زلزله‌های دور از گسل مطابق رابطه ۴ پیشنهاد شده است [۳۷]:

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & ; T_e > T_0 \\ \frac{1.0+(R-1)T_0/T_e}{R} & ; T_e \leq T_0 \\ 1.5 & ; T_e < 0.1 \end{cases} \quad (4)$$



شکل ۱۴. مقایسه میانگین  $C_R$  با  $C_1$  پیشنهادی FEMA440. (الف) حاصل از رکوردهای NF-SN (ب) NF-SP  
 Fig. 14. Comparison of CR average with CEM proposed FEMA440, obtained from records a) NF-SN b) NF-SP

ارتجاعی سازه است. لازم به ذکر است با استفاده از نمودار پاسخ برش پایه- تغییرمکان سازه می‌توان بین ضریب  $\mu$ ،  $R_u$  و  $C_d$  رابطه ۸ را تعریف نمود [۹ و ۱۰]:

$$\frac{C_d}{R_u} = \frac{i}{R} \quad (۸)$$

در رابطه ۸،  $R_u$  ضریب رفتار نهایی سازه چند درجه آزادی است که مطابق رابطه ۹ برابر است با:

$$R_u = R_s \times R \quad (۹)$$

در رابطه بالا،  $R_s$  ضریب اضافه مقاومت است و طبق تعریف اختلاف تراز نهایی نیرو نسبت به تراز تشکیل اولین مفصل پلاستیک است. برای تعیین وابستگی  $C_d/R_u$  به نوع رکورد، سطح شکل‌پذیری و دوره تناوب، در شکل ۱۵ تغییرات  $C_d/R_u$  حاصل از رکوردهای مختلف ارائه شده است. بررسی کیفی شکل ۱۵ نشان می‌دهد که نسبت  $C_d/R_u$  در دوره تناوب کوتاه به سطوح شکل‌پذیری وابسته است به گونه‌ای که با افزایش شکل‌پذیری، این نسبت برای یک دوره تناوب اصلی ثابت، تقریباً افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش دوره تناوب اصلی سازه، این نسبت در زلزله دور ابتدا افزایش و سپس کاهش یافته و در زلزله‌های نزدیک (SN و SP) روند نزولی خواهد داشت. در مدل‌های مورد بررسی بیشترین نسبت  $C_d/R_u$  مربوط به مؤلفه عمود زلزله نزدیک گسل بوده و با افزایش ضریب شکل‌پذیری

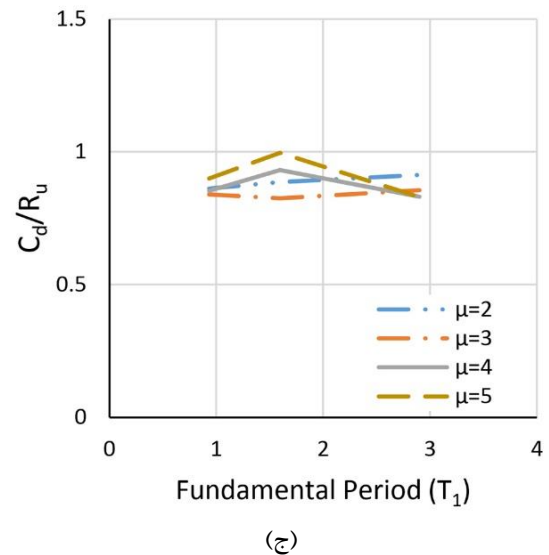
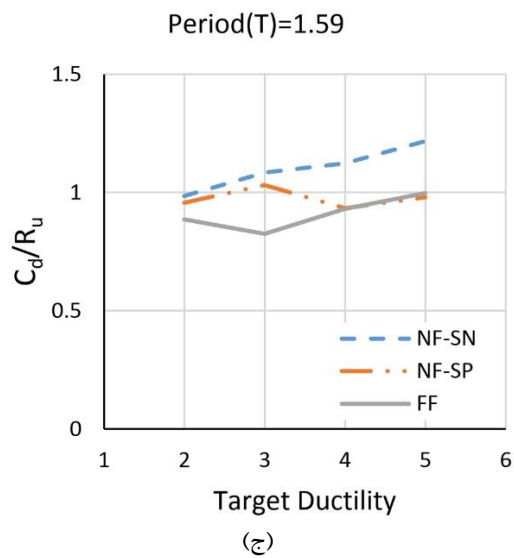
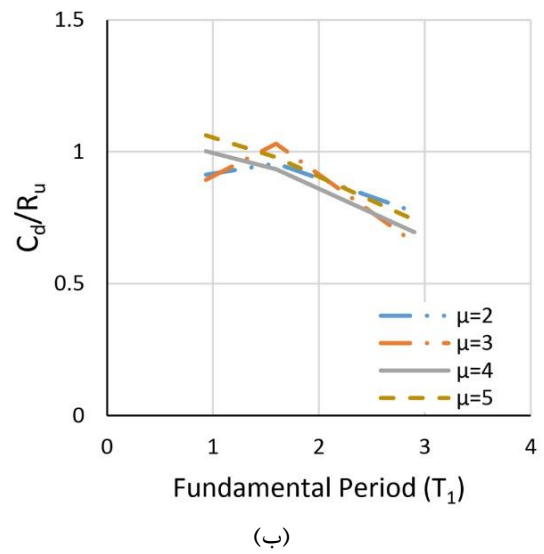
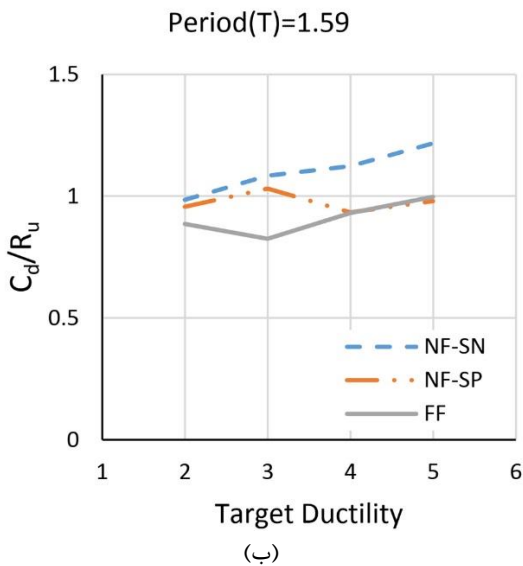
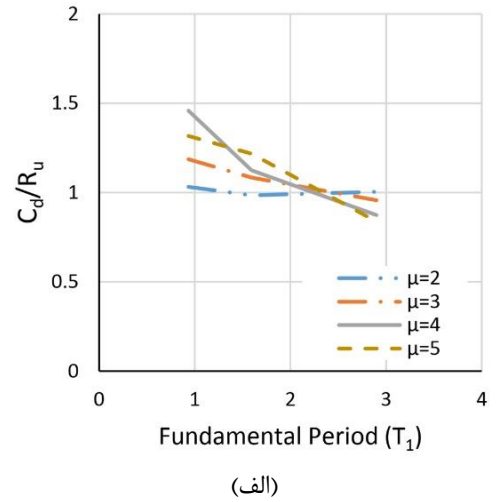
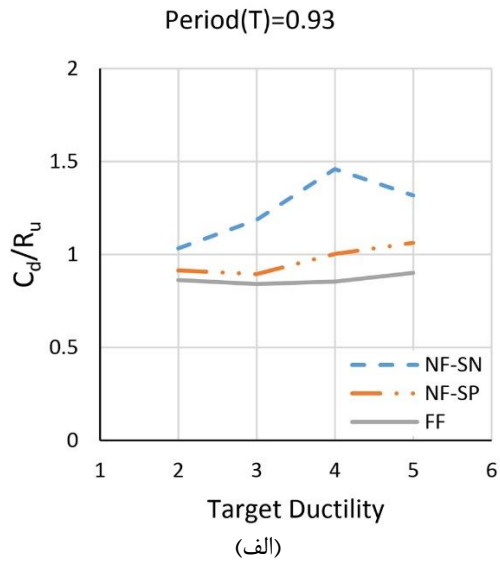
شکل ۱۴ نمایش داده شده است. همانطور که در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )، نسبت  $C_R(SN)/C_1$  نیز افزایش می‌یابد. این نسبت برای زلزله‌های NF-SN، بیشتر از یک بوده و نسبت  $C_R(SP)/C_1$  نیز کمتر از یک می‌باشد. در این محدوده حساسیت این نسبت به شکل‌پذیری برای حالت NF-SN بیشتر از NF-SP است؛ بنابراین به نظر می‌رسد استفاده از  $C_1$  در این ناحیه برای زلزله‌های نزدیک گسل محافظه کارانه باشد.

#### ۹- تأثیر شکل‌پذیری بر ضریب بزرگنمایی تغییرشکل ( $C_d$ )

در بسیاری از آیین نامه‌های لرزه‌ای همچون استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)، نیروی طراحی از تقسیم نیروی برش ارتجاعی بر ضریب رفتار سازه  $R$ ، بدست آمده می‌آید. از آنجاکه در روش‌های خطی، تغییرمکان محاسبه شده با مقدار واقعی آن تفاوت دارد، لازم است ضریب بزرگنمایی تغییرمکان برای محاسبه بیشینه تغییرمکان غیرخطی قابل انتظار از سازه تعریف شود. در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴) رابطه ۷ برای تعیین بیشینه تغییرمکان جانبی واقعی طرح  $\Delta_u$  پیشنهاد شده است:

$$\ddot{A}_u = C_d \ddot{A}_e \quad (۷)$$

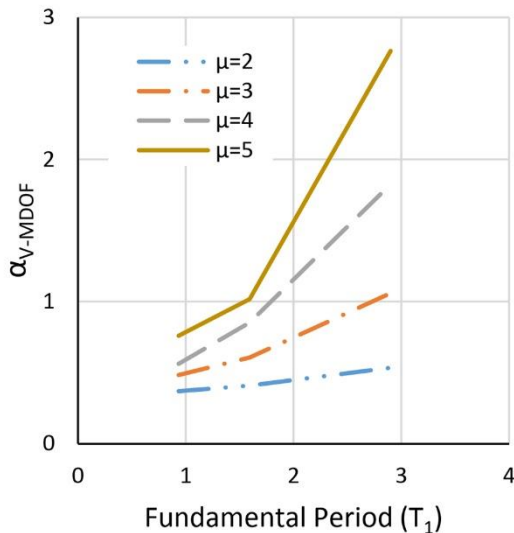
در رابطه ۷،  $C_d$  ضریب بزرگنمایی تغییرشکل است که وابسته به نوع سیستم مقاوم جانبی تعریف می‌شود. از طرفی  $\Delta_e$  تغییرشکل



شکل ۱۵. تغییرات میانگین نسبت  $C_d/R_u$  حاصل از رکوردهای الف) مؤلفه عمود بر زلزله نزدیک ب) مؤلفه موازی بر زلزله نزدیک ج) زلزله دور  
 Fig. 15. Changes in the mean  $C_d / R_u$  ratio resulting from the records of a) component perpendicular to the near earthquake b) parallel component to the near earthquake c) distant earthquake

شکل ۱۶. تغییرات میانگین نسبت  $C_d/R_u$  در برابر ضریب شکل پذیری برای دوره تناوب اصلی سازه  
 Fig. 16. Changes in the mean  $C_d / R_u$  ratio versus ductility coefficient for the main periodicity of the structure





شکل ۱۷. تغییرات ضریب اصلاح  $\hat{\alpha}_{v-MDOF}$  در برابر دوره تناوب اصلی سازه با سطوح شکل‌پذیری هدف

Fig. 17. Changes in the correction coefficient  $\hat{\alpha}_{v-MDOF}$  against the main periodicity of the structure with the target ductility levels

$$\alpha_{v-MDOF} = 1.81 - 1.33T - 0.51\mu + 0.18T^2 + 0.33T\mu + 0.04\mu^2 \quad (10)$$

در رابطه ۱۰،  $\mu$  ضریب شکل‌پذیری هدف و  $T$  دوره تناوب اصلی سازه می‌باشد. در این رابطه با استفاده از تطابق بهترین منحنی ممکن بر نتایج آماری میانگین (حاصل از زمین لرزه‌های مورد مطالعه) و بر اساس فرضیات انجام شده در تحلیل ارائه شده است و واریانس محاسبه شده از این رابطه ۰/۴۶ نتیجه گردید. برای بررسی توانمندی رابطه پیشنهادی ۱۰ در تخمین ضریب  $\hat{\alpha}_{v-MDOF}$  در شکل ۱۸ نتایج حاصل از تحلیل دقیق و پیشنهادی در دو سطح شکل‌پذیری ۲ و ۵ نمایش داده شده است. بررسی کیفی شکل ۱۸ نشان می‌دهد که رابطه پیشنهادی با دقت قابل قبولی توانسته است مقدار  $\hat{\alpha}_{v-MDOF}$  را پیش‌بینی نماید. البته در مواردی که رابطه پیشنهادی با مقدار دقیق بدست آمده از ضریب  $\hat{\alpha}_{v-MDOF}$  فاصله دارد که این ویژگی نشان از پیش‌بینی محافظه کارانه و در جهت اطمینان است.

#### ۱۱- نتیجه گیری

بررسی تأثیر زلزله‌های حوزه نزدیک و دور بر ضرایب کاهش مقاومت در اثر شکل‌پذیری ( $R_p$ ) و نسبت تغییرمکان غیرالاستیک به الاستیک ( $C_R$ ) برای محاسبه ضریب رفتار سازه چند درجه آزادی

در سازه‌های بلند مرتبه، نسبت  $C_d/R_u$ ، کاهش می‌یابد.

برای درک بهتر از وابستگی  $C_d/R_u$  به نوع رکورد و سطوح شکل‌پذیری، متناظر با دوره تناوب های اصلی سازه برابر با ۰/۹۳ و ۱/۵۹ و ۲/۸۹ ثانیه، تغییرات  $C_d/R_u$  در برابر  $\mu$  در شکل ۱۶ ترسیم شده است. ارزیابی کیفی شکل ۱۶ نشان می‌دهد که در سازه‌های مورد بررسی بیشترین نسبت مربوط به زلزله حوزه نزدیک و مؤلفه عمود بر گسل است. همچنین با افزایش ضریب شکل‌پذیری، نسبت  $C_d/R_u$  نیز افزایش می‌یابد. همچنین مطابق شکل ۱۶، زلزله حوزه نزدیک و مؤلفه عمود بر گسل در سازه‌های با دوره تناوب اصلی ۰/۹۳ و ۱/۵۹ همواره بزرگتر از یک بوده و در بقیه شتابنگاشت‌ها با دوره تناوب اصلی سازه متغیر این نسبت کمتر از یک می‌باشد.

#### ۱۰- ضریب اصلاح $\alpha_{v-MDOF}$ سازه‌های غیرارتجاعی

در ادامه برای قاب‌های مورد مطالعه و زلزله‌های مختلف در سطوح شکل‌پذیری هدف ۲، ۳، ۴ و ۵ تغییرات ضریب اصلاح برش پایه بر حسب دوره تناوب اصلی سازه در شکل ۱۷ ارائه شده است. چنانچه از شکل ۱۷ مشاهده می‌گردد، ضریب  $\hat{\alpha}_{v-MDOF}$  با ازدیاد دوره تناوب سازه‌ها، افزایش می‌یابد. با فاصله گرفتن این ضریب از مقدار یک بر اهمیت بیشتر از درجات آزادی و افزایش اختلاف در پاسخ‌های سازه MDOF با سیستم SDOF معادل دلالت دارد. محاسبه اجزا ضریب رفتار با و بون احتساب اثرات MDOF در قاب‌های مورد مطالعه در جدول ۴ ارائه شده است.

با توجه به نتایج عددی بدست آمده از تحلیل مدل‌های مورد مطالعه تحت ۲۱ زمین لرزه نزدیک گسل حاوی اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده‌ی مورد بررسی در ۴ ضریب شکل‌پذیری هدف مختلف، نیاز به یافتن روابطی بود که هم بتواند از نظر عددی نمایانگر وابستگی نتایج بدست آمده از آنالیزها به پارامترهای پیش فرض باشد و هم گویای تخمین عددی از ضرایب بدست آمده در شرایطی نزدیک به فرضیات این پژوهش باشد. با بررسی ضرایب اصلاح برش پایه ( $\hat{\alpha}_{v-MDOF}$ ) و با توجه به روند تغییرات و تاثیرپذیری پارامترهای مهمی از جمله دوره تناوب اصلی سازه ( $T$ ) و سطح شکل‌پذیری هدف ( $\mu$ ) با استفاده از یک مسئله بهینه‌سازی چند متغیر غیرخطی با کمک گرفتن از روش درونیابی درجه سوم، رابطه ۱۰ پیشنهاد گردید.

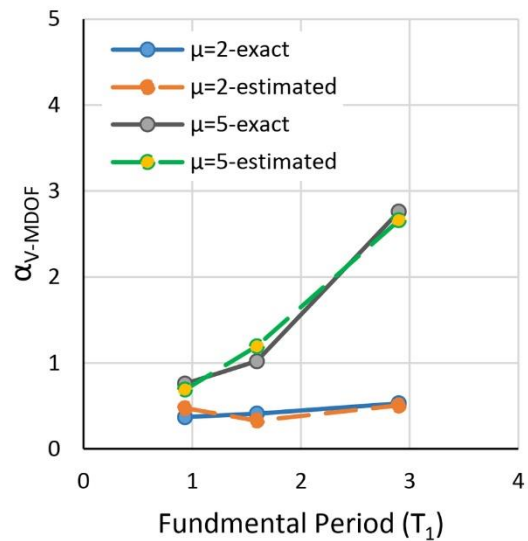
جدول ۴. محاسبه اجزای ضریب رفتار با و بدون احتساب اثرات سیستم چند درجه آزادی در قاب‌های مورد مطالعه

Table 4. Calculation of behavior coefficient components with and without taking into account the effects of the multi-degree of freedom system in the studied frames

تعداد طبقات	دوره تناوب	$\mu$	$R_{\mu}$	$R_s$	$R_y$	$\alpha_{v-MDOF}$	ضریب رفتار	
							SDOF	MDOF
۶	۰/۹۳	۲	۱/۹۳	۱/۶۳	۱/۴	۰/۳۷	۴/۴۳	۱۱/۹۷
		۳	۲/۵۳			۰/۴۸	۵/۷۷	۱۲/۰۲
		۴	۲/۷۴			۰/۵۶	۶/۲۶	۱۱/۱۸
		۵	۳/۷۹			۰/۷۶	۸/۶۷	۱۱/۴۱
۱۲	۱/۵۹	۲	۲/۰۳	۱/۶۳	۱/۴	۰/۴۱	۴/۶۵	۱۱/۳۲
		۳	۲/۷۶			۰/۶۱	۶/۳۱	۱۰/۳۴
		۴	۳/۵۵			۰/۸۵	۸/۱۲	۹/۵۵
		۵	۴/۱۰			۱/۰۲	۹/۳۸	۹/۲
۲۴	۲/۸۹	۲	۱/۹۹	۱/۶۳	۱/۴	۰/۵۳	۴/۵۵	۸/۵۸
		۳	۳/۱۳			۱/۰۶	۷/۱۶	۶/۷۵
		۴	۴/۵۷			۱/۸۲	۱۰/۴۴	۵/۷۴
		۵	۵/۹۷			۲/۷۶	۱۳/۶۳	۴/۹۴

دور از گسل (FF) ارزیابی شده است. همچنین بدست آمده با مقدار پیشنهادی FEMA440 ( $C_1$ ) مقایسه شد. در ادامه با توجه به نتایج بدست آمده موضوع اصلاح ضریب کاهش مقاومت سازه با در نظر گرفتن اثرات چند درجه آزادی مطرح گردید. در مشابه سازی سیستم‌های MDOF به SDOF معادل تنها زمان تناوب اصلی (مود اول) قاب‌های MDOF استفاده می‌شود. لذا به منظور بررسی میزان تاثیر مدهای بالاتر و اثرات MDOF ضریب اصلاح برش پایه  $\dot{a}_{v-MDOF}$  و اصلاح ضریب رفتار  $1/\alpha_{v-MDOF}$  معرفی گردید. بررسی نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که:

۱- برای مؤلفه موازی و عمود زلزله نزدیک گسل، با افزایش دوره تناوب ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) با شیب تند افزایش یافته و برای شتابنگاشت زلزله دور، با افزایش دوره تناوب، ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) ابتدا کاهش و سپس با افزایش ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ ) مقدار  $R_{\mu}$  به تناسب افزایش می‌یابد. همچنین در سازه‌های کوتاه مرتبه، ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) زلزله دور، بیشتر از دو نوع شتابنگاشت دیگر است و برای سازه‌های بلند مرتبه، بیشترین  $R_{\mu}$  مربوط به مؤلفه موازی بر زلزله نزدیک گسل است. این نتایج حاکی از آن است که بیشترین اثر زلزله مربوط به زلزله دور بر روی سازه‌های



شکل ۱۸. تغییرات ضریب اصلاح  $\dot{a}_{v-MDOF}$  در برابر دوره تناوب اصلی سازه با سطوح شکل‌پذیری هدف ۲ و ۵

Fig. 18. Modification coefficient changes  $\dot{a}_{v-MDOF}$  against the main periodicity of the structure with target ductility levels 2 and 5

و تخمین دقیقتر از تغییرمکان هدف موردنیاز در فرآیند طراحی بر اساس عملکرد ضروری است. به همین دلیل در این مقاله، دو ضریب  $C_R$  و  $R_{\mu}$  برای ۳ دسته شتابنگاشت شامل رکوردهای مؤلفه عمود نزدیک گسل (NF-SN)، مؤلفه موازی نزدیک گسل (NF-SP) و

می‌باشد. در این محدوده حساسیت این نسبت به شکل‌پذیری برای حالت مؤلفه عمود بیشتر از مؤلفه موازی زلزله نزدیک گسل است؛ بنابراین به نظر می‌رسد استفاده از  $C_1$  در این ناحیه برای زلزله‌های نزدیک گسل محافظه کارانه باشد.

۷- بررسی تاثیر میرایی بر  $R_{\mu}$  نشان داد که با افزایش میرایی ضریب کاهش شکل‌پذیری، کاهش می‌یابد و از نظر تاثیر بر  $C_R$  نتایج نشان داد برای دوره تناوب کوتاه در شکل‌پذیری ثابت، با افزایش میرایی،  $C_R$  افزایش یافته و حساسیت آن به دوره تناوب کاسته می‌شود.

۸- نسبت  $C_d/R_{\mu}$  در دوره تناوب کوتاه به سطوح شکل‌پذیری وابسته است. به گونه‌ای که با افزایش شکل‌پذیری، این نسبت برای یک دوره تناوب اصلی ثابت سازه، تقریباً افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش ضریب شکل‌پذیری، نسبت  $C_d/R_{\mu}$  نیز افزایش یافته و با بکارگیری  $C_d/R_{\mu}$  حاصل از زلزله دور از گسل به جای زلزله حوزه نزدیک، به نتایج غیرمحافظه کارانه‌ای می‌انجامد. به طور نمونه با افزایش دوره تناوب،  $C_d/R_{\mu}$  مربوط به مؤلفه عمودی زلزله نزدیک گسل بیشتر می‌شود.

۹- برای سازه‌های با رفتار فرا ارتجاعی در دوره تناوب کوتاه، ضریب اصلاح برش پایه به علت اثرات MDOF ( $\dot{a}_{v-MDOF}$ ) کمتر از یک محاسبه گردید. در واقع اثرات MDOF در این سازه‌ها ناچیز است. این ضریب با افزایش دوره تناوب، افزایش می‌یابد. ضریب اصلاح برش پایه به علت اثرات MDOF ( $\dot{a}_{v-MDOF}$ ) همواره با افزایش دوره تناوب افزایش می‌یابد که حاکی از اهمیت اثرات MDOF در سازه‌های بلند مرتبه می‌باشد. این ضرایب با افزایش سطح شکل‌پذیری هدف نیز معمولاً افزایشی است.

۱۰- ضرایب کاهش مقاومت قاب‌های MDOF را می‌توان از حاصل ضرب  $R_{\mu}$  در ضریب اصلاح ( $1/\alpha_{v-MDOF}$ ) جهت احتساب تاثیر مودهای بالاتر و منظور نمودن اثرات MDOF، محاسبه نمود. با تحلیل رگرسیون غیرخطی و حداقل نمودن مربعات خطا، در نهایت برای ضریب اصلاح ( $\dot{a}_{v-MDOF}$ ) رابطه‌ای پیشنهاد گردید که تابع سطح شکل‌پذیری هدف و دوره تناوب اصلی سازه بوده و توانسته با دقت مناسبی ضریب اصلاح ( $\dot{a}_{v-MDOF}$ ) را پیش‌بینی نماید.

## مراجع

کوتاه مرتبه و مؤلفه موازی بر زلزله نزدیک گسل برای سازه‌های بلند مرتبه می‌باشد.

۲- برای زلزله‌های دور و نزدیک گسل، اگر دوره تناوب سازه کوتاه باشد،  $R_{\mu}$  چندان به تقاضای شکل‌پذیری وابسته نیست. بعلاوه برای شکل‌پذیری ( $\mu$ ) کوچک، افزایش T باعث می‌شود که  $R_{\mu}$  به  $\mu$  همگرا شود که این نتیجه به قانون تساوی تغییرمکان معروف است.

۳- مطالعات انجام شده نشان می‌دهد که استفاده از  $R_{\mu}$  زلزله دور به جای حوزه نزدیک وابسته به دوره تناوب و مقدار شکل‌پذیری سازه می‌تواند به نتایج غیرمحافظه کارانه ای یا در جهت اطمینان بیانجامد. نتایج بدست آمده حاکی از آن است که برای مؤلفه عمود بر گسل در محدوده‌ی بزرگتری از دوره تناوب،  $R_{\mu}$  زلزله حوزه نزدیک کمتر از مقدار متناظر حاصل از زلزله دور است. در حالی که برای مؤلفه‌ی موازی گسل در بازه‌ی بزرگتری از دوره تناوب،  $R_{\mu}$  نزدیک گسل بزرگتر از دور بدست آمده است که می‌تواند به نتایج محافظه کارانه‌ای بیانجامد.

۴- با افزایش دوره تناوب سازه،  $C_R$  مستقل از نوع زلزله به یک همگرا می‌شود و در سازه‌های کوتاه مرتبه، مقدار  $C_R$  به شدت به تقاضای شکل‌پذیری ( $\mu$ ) و دوره تناوب اصلی سازه وابسته است.

۵- با افزایش تقاضای شکل‌پذیری ( $\mu$ )، نسبت  $C_R(SN)/C_R(FF)$  افزایش یافته و این نسبت همواره بزرگتر از یک است؛ بنابراین به نظر می‌رسد استفاده از  $C_R(FF)$  به جای استفاده از  $C_R(SN)$  به مقادیر غیر محافظه کارانه‌ای بیانجامد. برای سازه‌های کوتاه مرتبه، متناظر با سطوح شکل‌پذیری، نسبت  $C_R(SP)/C_R(FF)$  به طور میانگین بیشتر از یک می‌باشد. با افزایش شکل‌پذیری برای سازه‌های بلند مرتبه این نسبت کاهش یافته و کمتر از یک می‌گردد.

۶- مقایسه  $C_1$  با  $C_R$  پیشنهادی FEMA440 نشان داده است که استفاده از  $C_1$  برای مؤلفه‌های عمود و موازی زلزله‌های نزدیک گسل در سطوح پایین شکل‌پذیری و در سازه‌های کوتاه مرتبه، در جهت اطمینان است. از طرفی در دوره تناوب اصلی کوتاه سازه، با تقاضای شکل‌پذیری بزرگ برابر با ۴ و ۵،  $C_R$  متناظر با مؤلفه عمود زلزله حوزه نزدیک به طور متوسط ۴۰٪ بزرگتر از  $C_1$  بدست آمده است. همچنین با افزایش ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )، نسبت  $C_R(SN) \setminus C_1$  نیز افزایش یافته و این نسبت برای مؤلفه عمود زلزله نزدیک گسل، بیشتر از یک بوده و نسبت  $C_R(SP) \setminus C_1$  نیز کمتر از یک

- [13] C.-H. Zhai, W.-P. Wen, T.-T. Zhu, S. Li, L.-L. Xie, Inelastic displacement ratios for design of structures with constant damage performance, *Engineering Structures*, (2013) 52 63-53.
- [14] M. Gerami, N. Siahpolo, R. Vahdani, Effects of higher modes and MDOF on strength reduction factor of elastoplastic structures under far and near-fault ground motions, *Ain Shams Engineering Journal*, 143-127 (2017) 8.
- [15] G.S. SABOURI, H.M. GHOL, Ductility of thin steel plate shear walls, (2008).
- [16] S. Sabouri-Ghomi, S. Mamazizi, M. Alavi, An Investigation into Linear and Nonlinear Behavior of Stiffened Steel Plate Shear Panels with Two Openings, *Advances in Structural Engineering*, 700-687 (2015) 18.
- [17] I.-R. Choi, H.-G. Park, Cyclic loading test for reinforced concrete frame with thin steel infill plate, *Journal of Structural Engineering*, 664-654 (2010) 137.
- [18] D.J. Borello, L.A. Fahnestock, Large-Scale Cyclic Testing of Steel-Plate Shear Walls with Coupling, *Journal of Structural Engineering*, 4017133 (2017) 143.
- [19] L. Jiang, H. Zheng, Y. Hu, Experimental seismic performance of steel-and composite steel-panel wall strengthened steel frames, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 534-520 (2017) 17.
- [20] M.H. Asl, M. Safarkhani, Seismic behavior of steel plate shear wall with reduced boundary beam section, *Thin-Walled Structures*, 179-169 (2017) 116.
- [21] M. Wang, W. Yang, Equivalent constitutive model of steel plate shear wall structures, *Thin-Walled Structures*, 124 429-415 (2018).
- [22] S.R. Salimbahrami, M. Gholhaki, Analytical study to evaluate the effect of higher modes of reinforced concrete moment-resisting frames with thin steel shear wall under simple pulse, *Advances in Structural Engineering*, ((2018 1369433218773241.
- [23] H.-G. Park, J.-H. Kwack, S.-W. Jeon, W.-K. Kim, I.-R. Choi, Framed steel plate wall behavior under cyclic lateral loading, *Journal of structural engineering*, (2007) 133 388-378.
- [24] L.J. Thorburn, G.L. Kulak, C.J. Montgomery, Analysis of
- [1] N.M. Newmark, W.J. Hall, Procedures and criteria for earthquake-resistant design, in: *Selected Papers By Nathan M. Newmark: Civil Engineering Classics*, ASCE, 1973, pp. 872-829.
- [2] A.A. Nassar, H. Krawinkler, Seismic Demand for SDOF and MDOF Systems, in, *Stanford University, Stanford*, 1991.
- [3] E. Miranda, Site-dependent strength-reduction factors, *Journal of Structural Engineering*, 3519-3503 (1993) 119.
- [4] G. Seneviratna, H. Krawinkler, Evaluation of Inelastic MDOF Effects for Seismic Design, in, *Stanford, California*, 1997.
- [5] A. FEMA, 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA440-, *Redwood City*, (2005).
- [6] I.S. Code, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings 2014), (2014) 2800).
- [7] R.S. Jalali, M.D. Trifunac, STRENGTH-REDUCTION FACTORS FOR STRUCTURES SUBJECTED TO NEAR-SOURCE DIFFERENTIAL STRONG GROUND MOTIONS, *ISET JOURNAL OF EARTHQUAKE TECHNOLOGY*, 285.
- [8] M. Izadinia, M.A. Rahgozar, O. Mohammadrezaei, Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods, *Journal of Constructional Steel Research*, 90-83 (2012) 79.
- [9] A.K. Chopra, C. Chintanapakdee, Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems, *Journal of structural engineering*, 1319-1309 (2004) 130.
- [10] J. Ruiz-García, E. Miranda, Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1258-1237 (2003) 32.
- [11] S.M. Parsaeian, H. Hashemi, A.R. Sarvghad Moghadam, Inelastic Displacement Ratios for Structures on Firm Soil Sites Subjected to Iran Earthquakes Records, *Modares Civil Engineering journal*, 25-11 (2013) 12.
- [12] W.-P. Wen, C.-H. Zhai, S. Li, Z. Chang, L.-L. Xie, Constant damage inelastic displacement ratios for the near-fault pulse-like ground motions, *Engineering Structures*, 59 607-599 (2014).

- Engineering, 28-19 (1991) 117.
- [34] L.H. Najafi, M. Tehranizadeh, H. Ave, Evaluation of seismic behavior for moment frames and eccentrically braced frames due to near-field ground motions, ASIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING (BHRC), 14 (2013)).
- [35] C.-M. Uang, A. Maarouf, U.S.C.U.S.E. Consortium, Safety and economic considerations of UBC seismic force reduction factors, in: < 1993= Mil novecientos noventa y tres> National Earthquake Conference: Earthquake Hazard Reduction in the Central and Eastern United States: A Time for Examination and Action, US Central United States Earthquake Consortium (CUSEC), 1993, pp. 130-121.
- [36] F. FEMA273, FEMA356, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington DC: Federal Emergency Management Agency, (1996).
- [37] B.S.S. Council, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Report FEMA356-, Washington, DC, (2000).
- [38] M.-H. Peng, F. Elghadamsi, B. Mohraz, A stochastic procedure for nonlinear response spectra, in: Ninth Wld Conf. Earthq. Eng, 1988, pp. 1074-1069.
- steel plate shear walls, in: Structural engineering report no.107, Edmonton, AB, Canada, 1983.
- [25] I.N.B. Code, Applied Loads on Buildings, Part 2013), (6).
- [26] A.I.o.S.C. (AISC), Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 2010), (16-360).
- [27] A.C.I. Committee, A.C. Institute, I.O.f. Standardization, Building code requirements for structural concrete (ACI 08-318) and commentary, in, American Concrete Institute, 2008.
- [28] A.S.C. Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: Second Printing, (2010).
- [29] I.N.B. Code, Design and Implement of Concrete Buildings, Part 2013), (9).
- [30] I.N.B. Code, Design and Implement of Steel Buildings, Part 2013), (10).
- [31] J.W. Baker, Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis, Bulletin of the Seismological Society of America, 1501-1486 (2007) 97.
- [32] N.M. Newmark, A method of computation for structural dynamics, Journal of the engineering mechanics division, 94-67 (1959) (3)85.
- [33] C.-M. Uang, Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions, Journal of structural

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S.R. Salimbahrami, M. Gholhaki, Effects of Freedom Degrees on Behavior Factor in Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames with Steel Plate Shear Wall, Amirkabir J. Civil Eng., 52(6) (2020) 1555-1576.

DOI: [10.22060/ceej.2019.15456.5925](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.15456.5925)



