



## Effect of Foundation Flexibility on the Capacity of Concrete Moment Frames with Shear Wall

E. Rajabi\*

Department of Civil Engineering, Tafresh University, 39518-79611 Tafresh, Iran

**ABSTRACT:** Considering the soil-foundation-structure interaction (SFSI) in the structural modeling procedure can change the seismic structural response. However, the SFSI effects are mostly ignored in the analysis procedure of structures, as a general engineering belief regarding its conservative effects. This conservation is not always the case, although the period and the damping of structures change by considering SFSI effects and consequently, the seismic demand decreases. The aim of this paper is to evaluate the influence of foundation flexibility on the capacity of concrete moment frames with the shear wall. For this purpose, the beam on nonlinear Winkler foundation approach is used, which is a simple and efficient method. First, a collection of 3, 6 and 10 storied reinforced concrete moment resisting frames founded on soft, medium and hard soils are designed based on FEMA450. After the implementation of frames in Opensees software, a set of seismic scenarios are selected. In the following, each frame that has been founded on the soft, medium and hard soil is analyzed for the case of fixed-base and the flexible-base assumption by incremental dynamic analysis (IDA). A comparison is made between the results of each frame in the flexible-base and fixed-base conditions. The results show that the consideration of the SFSI effects can significantly influence the IDA curves and decrease the structural capacity of frames. So that dynamic instability will occur before the expected capacity corresponding to fixed-base assumptions has been achieved. This instability increases with increasing shear wave velocity of soils and height of frames. For example, 3 and 6 storied frames with the flexible base, which have been founded on soft soil, reach ultimate capacity in 52% and 45% of spectral acceleration corresponding to fixed base, respectively.

### Review History:

Received: Nov. 13, 2019

Revised: Dec. 27, 2019

Accepted: Feb. 09, 2020

Available Online: Mar. 01, 2020

### Keywords:

Soil-Foundation-Structure Interaction

Incremental Dynamic Analysis

Shear Wall

Seismic Scenarios

Nonlinear Winkler Foundation

### 1- Introduction

The characteristics of the structure change due to the SFSI effect in comparison with the fixed-base assumption because the ground motion input can be significantly modified in the case of soft soil. Moreover, the natural period of a given structure can extend and in turn, the level of seismic input would decrease [1].

In fact, the SFSI effect is a combined phenomenon in which the structure is influenced by the dynamic behavior of the soil and the foundation and vice versa [2]. Despite the evidence in Structural and earthquake engineering literature, most structures are designed without considering the effect of SFSI because of incorrect belief that neglecting the SFSI is conservative. In recent years, the effects of vertical earthquake motion on high-rise RC frame structures are investigated [3] considering SFSI and fixed support condition. However, investigation of SFSI effects seems necessary. For this, the influence of the foundation flexibility on the capacity of concrete moment frames with shear wall is studied in the present paper.

### 2- Methodology

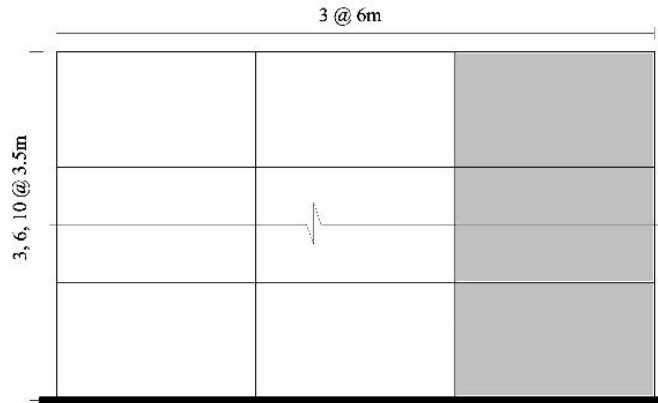
#### 2.1. Shear Wall Frames

A set of 2-D concrete moment resisting frames with shear walls containing 3, 6 and 10 story frames are designed based on FEMA450 [4] static linear guidelines on hard, medium and soft soil conditions introduced through site classes B, C and D (Figure 1). As shown in Figure 1, the story height and the bay length are 600 and 350 cm, respectively. The shear wall thickness is 25 cm for the 3 and 6 story frames and equals to 30 cm for the 10 story frames. The geometric and material properties of the designed frames are presented in Tables 1 and 2.

Implementation of frames is performed in the Opensees framework [5]. In this paper, the nonlinear beam element with concentrated hinges is employed for beam modeling. Beams with concentrated plastic hinges and columns of fiber section are employed to simulate the nonlinear flexural behavior of the moment frames. The beam With Hinges element is chosen for the beams.

\*Corresponding author's email: rajai@tafreshu.ac.ir





**Fig. 1. The schematic elevation of the studied frames**

**Table 1. Geometric properties of the designed frames**

Story No.	Level	Column Width (cm)	Column Height (cm)	Beam Width (cm)	Beam Height (cm)
3	1-2-3	45	45	45	45
6	1-2-3-4-5-6	45	45	45	45
	1-2-3	55	55	55	40
10	4-5-6-7	45	45	45	40
	8-9-10	45	45	45	40

**Table 2. Material properties of the designed frames**

Concrete Compression Strength, (kg/cm <sup>2</sup> )	Modulus of Elasticity, (kg/cm <sup>2</sup> )	Yield Stress (kg/cm <sup>2</sup> )	Shear Modulus (kg/cm <sup>2</sup> )
250	2.388 e+5	4000	99500

The nonlinear behavior of the plastic hinges was defined in accordance with Haselton et al. [6], who proposed essential relationships in their study based on the calibration of numerous test results in the form of the tri-linear backbone curve suggested by Ibarra [7].

Columns are modeled by the fiber method with the capability of developing distributed plasticity along the element's length. Then, the fiber sections are assigned to the nonlinear Beam Column elements. Each element was also divided into four sub-elements in a story level to provide more robustness. In order to simulate the shear wall element, Flexure-Shear Interaction Displacement-Based Beam-Column element has been selected which developed in the Opensees platform based on the concept of formerly used Multiple Vertical-Line-Element Model (MVLEM). The definition of the boundary elements was also provided in the model.

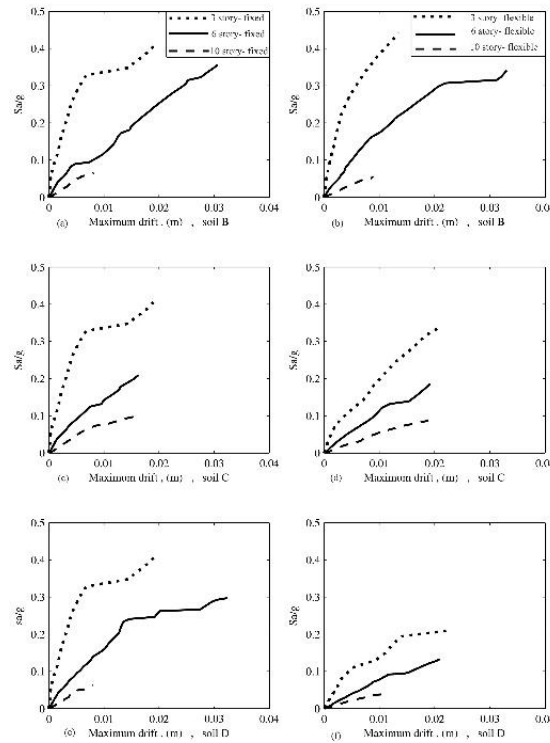
In this study, the Beam on Nonlinear Winkler Foundation (BNWF), which is capable of simulating the uplift and rocking motions (geometrical nonlinearity) as well as the nonlinear behavior of the soil (material nonlinearity), is employed to model the soil-footing interface. For this, BNWF numerical model has been constructed by assigning nonlinear Beam-Column and zero Length elements to the strip footing and the soil springs, respectively. In order to define the Winkler springs, first, their properties are determined according to different site classes and the corresponding footing dimensions. Second, Qzsimple1 material (in the Opensees) is chosen to represent the soil behavior based on the computed parameters. Moreover, the Gazetas concentrated stiffness has been employed to define the stiffness of the soil springs. Therefore, the distributed stiffness of the Winkler foundation was estimated based on the continuum approaches.

**Table 3. The features of SGMs – Fixed base**

Story No.	Period (s)	SGM's ID
3	0.14	3-8-14-20-21-24-27-28
6	0.44	2-4-10-12-20-21-23-30
10	0.93	8-9-12-15-16-22-23-29

**Table 4. The features of SGMs – Flexible base**

Story No.	Soil Type	Period (s)	SGM's ID
3	B	0.15	3-8-14-20-21-24-27-28
	C	0.26	3-8-14-20-21-24-27-28
	D	0.34	2-4-10-12-20-21-23-30
6	B	0.45	2-4-10-12-20-21-23-30



**Fig. 2. The comparison of summarized IDA curves of RC frames with shear wall in fixed and flexible base, a) Soil B, b) Soil C and c) Soil D**

**2.2. Strong Ground Motions**

Strong ground motion (SGM) selection can significantly modify the nonlinear response of structures. The procedure for record selection suggested by Ghafory Ashtiany et al. [8] has been employed in this paper which chooses a few strong ground motion records in order to get approximately the same result as a large set of records. Using the mentioned procedure can decrease the computational time significantly. In this study, the records selected are based on the natural period of each frame and are introduced in Tables 3 and 4.

**3- 3. Discussion and Results**

Incremental dynamic analysis is performed for each frame which has been founded on the soft, medium and hard soil for the case of fixed-base and flexible-base assumption. The summarized IDA curves are shown in Figure 2 for each frame based on soil type. Results show that SFSI is beyond the increasing period of interaction systems. This phenomenon can significantly affect the capacity of frames. So that the endpoints of IDA curves which present the capacity of structures, decrease with considering SFSI. In other words,

dynamic instability will occur before the expected capacity corresponding to fixed-base assumptions has been achieved. This instability increases with increasing shear wave velocity of soils and height of frames. For example, 3 and 6 storied frames with the flexible base, which have been founded on soft soil, reach ultimate capacity in 52% and 45% of spectral acceleration corresponding to a fixed base, respectively.

### References

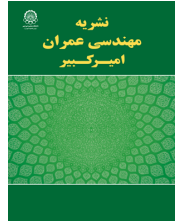
- [1] Wolf, J.P., 1985. *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- [2] Tuladhar, R., 2006. "Seismic behavior of concrete pile foundation embedded in cohesive soil", Ph.D. Dissertation. *Saitama University, Japan*.
- [3] Bas, S., 2019. Estimation of Seismic Response of R/C Frame Structures to Vertical Earthquake Motion Considering Fixed Support and Soil-Structure-Interaction (SSI). *International Journal of Engineering Research and Development*. UMAGD, 11(1), 7-17.
- [4] FEMA, 2004. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, FEMA 450-1/2003 Edition, Part 1: Provisions, *Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.*
- [5] Opensees, 2006. OpenSees Command Language Manual. Open System for Earthquake Engineering Simulation. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott. M. H., Fenves, G. L. Available at, <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [6] Haselton, C. B. S., Taylor Lange, A. B., and Deierlein, G.G., 2007. Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings, *Report No. PEER Report 2007/03*. Berkeley Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California.
- [7] Ibarra, L. F., Medina, R. A., and Krawinkler, H. 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34 (12), 1489-1511.
- [8] Ghafory- Ashtiany, M., Mousavi, M., and Azarbakht, A. 2010. Strong ground motion record selection for the reliable prediction of the mean seismic collapse capacity of a structure group. *Earthquake Engineering Structure Dynamic*. 2010.

#### HOW TO CITE THIS ARTICLE

E. Rajabi, *Effect of Foundation Flexibility on the Capacity of Concrete Moment Frames with Shear Wall* . Amirkabir J. Civil Eng., 53(6) (2021) 547-550

DOI: [10.22060/ceej.2020.17410.6555](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17410.6555)





## اثر انعطاف پذیری پی بر ظرفیت قاب های بتن آرمه حاوی دیوار برشی

الهام رجبی\*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۰۸/۲۹  
بازنگری: ۱۳۹۸/۱۰/۰۶  
پذیرش: ۱۳۹۸/۱۱/۲۰  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۸/۱۲/۱۱

### کلمات کلیدی:

اندرکنش خاک-پی-سازه  
تحلیل دینامیکی فزاینده  
دیوار برشی  
سناریوی لرزه ای  
مدل غیرخطی وینکلر

**خلاصه:** لحاظ نمودن مدل خاک-پی-سازه باعث تغییر در پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها می‌گردد. با وجود این که زمان تناوب و میرایی سازه با در نظر گرفتن اندرکنش تغییر یافته و به واسطه انعطاف پذیری خاک باعث کاهش نیروهای ورودی می‌گردد، لیکن این فرضیه در تمامی حالات صحت نداشته و می‌تواند باعث تخمین غیر محافظه کارانه تقاضای لرزه‌ای گردد. هدف از مقاله حاضر بررسی اثر انعطاف‌پذیری پی بر ظرفیت قاب های خمشی بتن آرمه حاوی دیوار برشی می باشد. بدین منظور از روش ساده و کارآمد و در عین حال با دقت مناسب تیر مستقر بر خاک غیرخطی وینکلر استفاده شده است. در این راستا قاب های خمشی ۳، ۶ و ۱۰ طبقه بتنی حاوی دیوار برشی مستقر بر خاک‌های نرم، متوسط و سخت طراحی شده است. پس از پیاده سازی مدل ها برای حالت‌های پایه صلب و انعطاف پذیر در نرم افزار Opensees، تحلیل دینامیکی فزاینده تحت سناریوهای لرزه ای مناسب انجام شده است. مقایسه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده هر یک از قاب ها بیانگر تأثیر چشمگیر پدیده اندرکنش خاک- پی- سازه بر منحنی‌های حاصل از این تحلیل و ظرفیت قاب می‌باشد. عدم در نظر گرفتن انعطاف پذیری پی منجر به ورود خطاهای بزرگ در روند طراحی و بهسازی سیستم‌های اندرکنشی می‌گردد. چرا که سیستم به واسطه انعطاف‌پذیری پی، قبل از رسیدن به ظرفیت مورد انتظار متناظر با فرض پایه صلب تخریب می‌گردد. این موضوع با نرم تر شدن خاک و افزایش ارتفاع قاب‌ها شدت بیشتری می‌یابد. به گونه ای که قاب های ۳ و ۶ طبقه مستقر بر خاک نرم با پایه منعطف به ترتیب در شتاب طیفی معادل ۵۲٪ و ۴۵٪ شتاب طیفی نظیر پایه گیردار به ظرفیت خود می‌رسند.

### ۱- مقدمه

را در حرکات پایه ایجاد خواهد نمود. در نتیجه در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه به طور دقیق ممکن است باعث افزایش دوره تناوب طبیعی و در نتیجه باعث کاهش ضریب زلزله در طراحی و متعاقباً کاهش هزینه ها گردد [۱] بنابراین می‌توان پدیده اندرکنش خاک و سازه و یا شکل جامع تر آن اندرکنش خاک- پی- سازه (SFSI) را پدیده‌ای مرکب معرفی نمود که در آن پاسخ سازه ناشی از انعطاف پذیری خاک- پی و همچنین پاسخ پی ناشی از حضور سازه دچار تغییر خواهد شد که دلیل این امر جابجایی مستقل سازه و خاک در زمین لرزه می‌باشد [۲] این پدیده در طراحی سازه‌ها، به خصوص نیروگاه های هسته‌ای و سازه های خاص، از اهمیت بسیار زیادی

در تحلیل و بررسی رفتار لرزه ای یک سازه، تحریکی که از جانب زمین به سازه اعمال می‌شود برای حالتی که سازه بر زمین سخت و سنگ بستر متکی باشد همان تحریکی است که قبل از احداث سازه در آن نقطه پی وجود داشته است، اما در صورتی که سازه بر خاک نرم متکی باشد تغییرات مهمی در ورودی لرزه ای سازه رخ خواهد داد. از جمله این که حرکات سطح آزاد زمین با وجود سازه ساخته شده، تغییرات نسبتاً قابل توجهی را متحمل می‌شود و نیز سیستم دینامیکی سازه مورد نظر، متفاوت از سیستمی با شرایط پی گیردار خواهد بود. لذا سازه با خاک پیرامون خود در اندرکنش بوده و تغییراتی



برخوردار است، با این وجود عموماً در روند تحلیل و طراحی سازه ها نادیده گرفته می‌شود. شاید بتوان علت را در مشکلات موجود در مدل سازی، تحلیل و همچنین تعمیم نادرست مفید بودن پیامدهای این پدیده بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌های بلند مستقر بر خاک نرم دانست. در سال‌های اخیر، کانون توجه محققین تأثیرات اندرکنش بر رفتار دینامیکی سازه‌ها بوده است طوری که شاهد رشد و پیشرفت قابل توجهی در نرم افزارها و ابزار محاسباتی مورد استفاده در تحلیل اندرکنشی خاک-سازه تحت بار دینامیکی بوده‌ایم. شاید بتوان شروع این پیشرفت ها را از زمانی در نظر گرفت که یک سازه پنجاه طبقه در کالیفرنیا صرفاً با فرض شرایط پایه صلب مورد تحلیل و طراحی قرار گرفت. امروزه برای تحلیل پاسخ سازه از تکنیک‌های بسیار پیچیده‌ای استفاده می‌شود و عموماً تحلیل پاسخ غیرخطی خاک - سازه مورد توجه می‌باشد [۳]

با وجود این که امروزه می‌توان در ادبیات فنی مهندسی سازه و زلزله، دلایل بسیار زیادی را مبتنی بر ضرورت لحاظ نمودن اندرکنش خاک و سازه یافت، اما اغلب سازه‌های ساختمانی با فرض پایه صلب تحت بار جانبی، طراحی و یا مقاوم سازی می‌شوند. به عنوان مثال در قاب‌های بتنی با دیوار برشی، از جمله اثرات محرز اندرکنش خاک و سازه می‌توان به کاهش نیروی اعمالی به دیوار برشی و افزایش نیروهای وارد بر قاب خمشی متصل به دیوار اشاره نمود. باید توجه داشت که افزایش زمان تناوب طبیعی سازه در اثر انعطاف پذیری پی، همیشه مفید نیست. چرا که خاک نرم، زمان تناوب امواج لرزه‌ای را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهد و ممکن است افزایش زمان تناوب طبیعی سازه منجر به پدیده تشدید<sup>۱</sup> شود. به علاوه با افزایش زمان تناوب طبیعی سازه، تقاضای شکل پذیری<sup>۲</sup> سازه افزایش می‌یابد. از طرفی تغییر شکل‌های دائمی و شکست خاک نیز ممکن است پاسخ لرزه ای سازه را افزایش دهد. خسارات وارده از زلزله‌های اخیر مؤکد این مطلب است که رفتار لرزه‌ای سازه نه تنها متأثر از پاسخ روسازه است بلکه پاسخ پی و زمین به حرکت لرزه ای نیز به شدت بر این رفتار تأثیرگذار است [۴] از این رو آیین نامه‌های پیشرفته طراحی لرزه‌ای مانند استاندارد سازه‌های بتنی به صراحت اعلام نموده‌اند که تحلیل پاسخ باید با توجه به کل سازه که متشکل از روسازه، پی و زمین است، صورت پذیرد.

1 Resonance  
2 Ductility Demand

در این حالت حتی می‌توان گفت استفاده از روش‌های ساده و بسیار تقریبی چون مدل فنرهای وینکلر برای لحاظ کردن اثر اندرکنش خاک-سازه با وجود در بر داشتن خروجی‌های تقریبی ناشی از ورودی‌های تقریبی، می‌تواند نسبت به حالتی که به طور کلی از بررسی این اثرات صرف نظر شود، ارجح باشد [۵] در نهایت می‌توان اظهار داشت که اثر اندرکنش بسیار مهم ارزیابی شده و در حالت کلی قابل نظر کردن نمی‌باشد و اطمینان از صحت فرض پایه صلب در آغاز فرآیند تحلیل و طراحی هر سازه مشخصی ضروری است. مطالعات اخیر در زمینه اثرات اندرکنش خاک-سازه بر پاسخ سازه‌های سخت، مانند قاب‌های دیوار برشی نشان می‌دهد که توزیع نیرو میان اعضای قاب و دیوار برشی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه به شدت دست خوش تغییرات می‌شود. در سال ۲۰۱۶ پاسخ لرزه ای سازه های بتن آرمه حاوی دیوار برشی توسط Jayalekshmi و Chinmayi با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه مورد بررسی قرار گرفته شده است. نتایج این مطالعه حاکی از آن است که صرف نظر کردن از اثرات انعطاف پذیری پی نتایج محافظه کارانه ای را در بر خواهد داشت. همچنین در سازه های مستقر بر خاک با سرعت موج برشی کمتر از ۳۰۰ متر بر ثانیه تعبیه دیوار برشی در نقاط مرکزی سازه مؤثر خواهد بود. در حالی که در سازه های مستقر بر خاک های با سرعت موج برشی بیشتر از ۳۰۰ متر بر ثانیه، دیوار برشی های تعبیه شده در گوشه های خارجی سازه حداقل نیروی زلزله را جذب می‌کنند [۶]

پاسخ لرزه ای قاب های بتنی با پایه صلب و انعطاف پذیر در برابر مولفه قائم زلزله در سال ۲۰۱۹ توسط Bas مورد بررسی قرار گرفته شده است. در این پژوهش مدل ها در دو حالت با و بدون در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه در معرض مولفه های افقی و افقی- قائم زلزله قرار گرفته اند. نتایج نشان داده است که مولفه قائم زلزله اثر چشمگیری بر افزایش برش پایه در مدل ها با و بدون در نظر گرفتن پدیده اندرکنش خاک و سازه نداشته است. در حالی که افزایش چشمگیر لنگر واژگونی در المان های تحت مولفه قائم زلزله - به خصوص در مدل های با پایه انعطاف پذیر - نیاز به افزایش ظرفیت باربری خمشی این اعضا را نتیجه داده است. از این رو لحاظ نمودن اثر پدیده اندرکنش در روند مدل سازی سازه ها پیشنهاد شده است [۷] در سال ۲۰۱۸، عملکرد لرزه ای سازه های بتنی حاوی دیوار



تمایل محققین و مهندسیین به لحاظ نمودن اثرات پدیده اندرکنش، معرفی روش‌های ساده در عین پیچیده بودن این پدیده است. در این محدوده زمانی، آیین‌نامه‌های مطرح دیگری چون، آیین نامه ملی ساختمان کانادا<sup>۲</sup>، آیین نامه لرزه ای اروپا<sup>۳</sup>، دستورالعمل لرزه‌ای ناحیه مکزیکو<sup>۴</sup> و آیین نامه عملی برای طراحی کلی سازه‌ها و بارهای طراحی آن‌ها، اثرات اندرکنش را در روش‌های ساده تحلیل مانند روش نیروی جانبی معادل نادیده گرفته‌اند. این مسئله از این جهت که اغلب فرض پایه صلب برای سازه منجر به طراحی محافظه کارانه می شود، قابل توجیه است [۱۱]

مجموعه ای از قاب های خمشی بتنی مستقر بر خاک نرم با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه توسط Barcena و Esteva مورد بررسی قرار گرفته شده است. نتایج نشان داده است که در شرایط نزدیک به حالت تشدید، اثر پدیده اندرکنش بر تقاضای شکل پذیری وابسته به میرایی تشعشعی می باشد. این میرایی نیز وابسته به نسبت ابعاد هندسی سازه (نسبت ارتفاع به عرض) است. بسته به نسبت ابعادی سازه مادامی که زمان تناوب سازه متفاوت از زمان تناوب امواج زمین لرزه باشد، اندرکنش خاک و سازه در تمامی حالات تقاضای شکل پذیری را کاهش می دهد [۱۲]

علی رغم این که در ادبیات مهندسی سازه و زلزله مطالعات گسترده ای در زمینه بررسی پدیده اندرکنش خاک و سازه بر رفتار انواع سازه ها اعم از ساختمانی و غیرساختمانی انجام شده است، با این وجود کمتر پژوهشی را می توان یافت که به بررسی کیفی و کمی تغییرات حاصل از لحاظ نمودن این پدیده پرداخته باشد. به این ترتیب نیاز به مطالعه دقیق تر اثرات اندرکنش خاک- سازه بر رفتار اعضای روسازه<sup>۵</sup> هنوز احساس می شود. کشور ایران نیز از این امر مستثنی نبوده است. از این رو با توجه به اهمیت انعطاف پذیری پی و نادیده گرفتن شدن آن در روند مدل سازی ساختمان ها در کشور ایران (مانند بسیاری دیگر از دستورالعمل های طراحی)، در این مقاله سعی شده است از مدل های سازه ای، محیط خاک و شتابنگاشت های مقیاس شده مطابق با شرایط ساختگاه ایران استفاده شود. در این راستا با توجه به نقش دیوار برشی به عنوان یک المان سخت در

برشی توسط Rodriguez و همکاران مورد بررسی قرار گرفته شده است. در این راستا سازه ۲۰ طبقه مسکونی براساس آیین نامه شیلی طراحی و منحنی های شکنندگی با استفاده از ۳۴ رکورد ثبت شده در این کشور استخراج شده اند. نتایج حاصل از این مطالعه بیانگر ضرورت لحاظ نمودن اثرات پدیده اندرکنش خاک و سازه در شیلی است. همچنین اثرات این پدیده در محاسبه خسارت و مطالعات تشخیص ریسک لرزه ای براساس منحنی های شکنندگی<sup>۱</sup> بسیار مهم ارزیابی شده است [۸]

در همین سال Anvarsamarin و همکاران با در نظر گرفتن عدم قطعیت های ذاتی زمین لرزه، خسارات احتمالی سازه های بتنی حاوی دیوار برشی سه بعدی را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه مورد مطالعه قرار دادند. در این راستا منحنی های شکنندگی خسارت استخراج شده و مشخص گردیده است که به منظور بررسی اثرات اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ سازه، استفاده از پارامتر متوسط شتاب طیفی در مقایسه با دیگر پارامترها مؤثرتر می باشد [۹]

در سال ۲۰۱۳، رفتار لرزه ای قاب های بتنی با در نظر گرفتن پدیده اندرکنش خاک و سازه توسط Kraus و Dzakic مورد بررسی قرار گرفته است. در این راستا قاب هاب بتنی ۳، ۷ و ۱۰ طبقه مستقر بر خاک نرم در سه حالت با پایه صلب، پایه شامل فنر وینکلر و پایه از نوع نیم فضا تحت تحلیل دینامیکی قرار گرفته اند. نتایج حاکی از اثرات زیان بار پدیده اندرکنش خاک و سازه بر سازه های کوتاه مرتبه می باشد. به گونه ای که نادیده گرفتن این پدیده منجر به تخمین بسیار دست پایین پاسخ قاب های سه طبقه در مقایسه با بقیه مدل ها شده است [۱۰] آیین نامه ATC ۳-۰۶ از نخستین آیین نامه‌هایی است که در زمینه چگونگی لحاظ کردن اثرات اندرکنش خاک- پی- سازه توصیه‌هایی را بر مبنای روش پایه ثابت اصلاح شده در روند طراحی سازه‌های ساختمانی، ارائه داده است [۳] می توان ادعا کرد که این آیین نامه اثرات اندرکنش را با کاهش لنگر و برش پایه در حالت پایه صلب اعمال می کند. دلیل این امر در نظر گرفتن ۷۰ درصد برش پایه حالت پایه صلب به عنوان حد پایین برش پایه اصلاح شده با وجود یکسان بودن توزیع برش پایه اصلاح شده در ارتفاع با توزیع برش پایه حالت پایه صلب است. نکته قابل توجه احتمال افزایش تغییر مکان ها، علی‌رغم لحاظ نمودن اندرکنش می باشد. در واقع علت

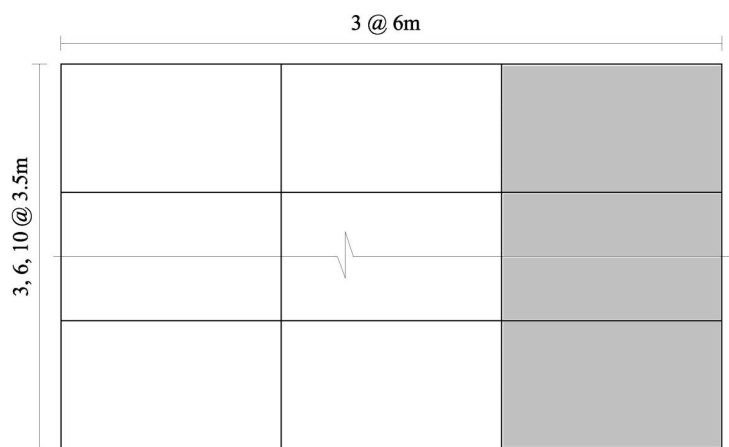
2 National Building Code of Canada, 1985

3 Euro code, 1984

4 Design Manual for earthquake According to the Construction regulation for The Federal District of Mexico, 1977

5 Superstructure

1 Fragility Curves



شکل ۱. نمایی از قاب های خمشی حاوی دیوار برشی مورد استفاده

Fig. 1. The schematic elevation of the studied frames

۱-۲- مدل سازی قاب های خمشی بتن آرمه حاوی دیوار برشی  
به منظور بررسی جامع قاب های بتنی دو بعدی لازم است قاب هایی با مشخصات دینامیکی متفاوت که طیف نسبتاً وسیعی از سختی های کم تا زیاد را در بر دارد، انتخاب نمود. پس از مطالعه مختصر چندی از مطالعات اندرکنشی انجام شده [۱۴-۱۲] قاب هایی با تعداد طبقات ۳ و ۶ و ۱۰، طول دهانه ۶ متر و ارتفاع طبقات ۳/۵ متر انتخاب شده اند (شکل ۱). همانطور که در شکل مشخص می باشد، دهانه سمت راست به دیوار برشی اختصاص یافته است. ضخامت دیوار برشی در قاب های ۳ و ۶ طبقه برابر ۲۵ سانتی متر و در قاب ۱۰ طبقه برابر ۳۰ سانتی متر می باشد. مشخصات هندسی و مصالح مصرفی در جدول های ۱ و ۲ آورده شده است. بارگذاری ثقلی قاب ها با توجه به مقادیر معمول مورد استفاده در طراحی های عملی انجام شده است. با توجه به این بارگذاری و با در نظر گرفتن وزن متوسط اعضای قاب ها، جرم هر یک از قاب های ۳ و ۶ و ۱۰ طبقه به ترتیب برابر ۳۰۸، ۶۴۳، ۹۳۲ تن محاسبه شده است. نیروهای لرزه ای طراحی بر مبنای آیین نامه FEMA450 تعیین شده است. با وجود این که طیف طرح آیین نامه FEMA450 برخلاف آیین نامه ۲۸۰۰، اساس احتمالاتی- قطعی<sup>۲</sup> دارد، چندین مقایسه با آیین نامه لرزه ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰) صورت پذیرفته است. نتایج این مقایسه معرف مواردی از تناظر این

باربری لرزه ای، قاب های با و بدون انعطاف پذیری پی به دیوار برشی مجهز شده اند. به منظور بررسی اثر انعطاف پذیری پی بر ظرفیت قاب های بتنی حاوی دیوار برشی نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده به تفکیک نوع خاک، تعداد طبقات و همچنین نوع پایه صلب و انعطاف پذیر مقایسه شده است. مقایسه نتایج حاکی از آن است که عدم در نظر گرفتن انعطاف پذیری پی منجر به ورود خطاهای بزرگ در روند طراحی و بهسازی سیستم های اندرکنشی می گردد. چرا که سیستم به واسطه انعطاف پذیری پی، قبل از رسیدن به ظرفیت مورد انتظار متناظر با فرض پایه صلب از چرخه بارگیری خارج می گردد. به گونه ای که قاب های ۳ و ۶ طبقه مستقر بر خاک نرم با پایه گیردار به ترتیب در شتاب طیفی معادل ۱/۹۳ و ۲/۲۳ برابر شتاب طیفی نظیر پایه انعطاف پذیر به ظرفیت خود می رسند.

## ۲- روش تحقیق

هدف از این مقاله بررسی ظرفیت قاب های بتن آرمه حاوی دیوار برشی با لحاظ نمودن اثرات اندرکنش خاک و سازه می باشد. به این منظور مجموعه قاب های ۳، ۶ و ۱۰ طبقه مستقر بر خاک های نرم، متوسط و سخت تحت تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)<sup>۱</sup> قرار گرفته اند. در این راستا گام های زیر دنبال شده است:



جدول ۱. مشخصات هندسی مقاطع تیر و ستون

Table 1. Geometric properties of the designed frames

تعداد طبقات	طبقه	عرض ستون (سانتی‌متر)	ارتفاع ستون (سانتی‌متر)	عرض تیر (سانتی‌متر)	ارتفاع تیر (سانتی‌متر)
۳	۱، ۲، ۳	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵
۶	۱، ۲، ۳، ۴، ۵، ۶	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵
	۱، ۲، ۳	۵۵	۵۵	۵۵	۴۰
۱۰	۴، ۵، ۶، ۷	۴۵	۴۵	۴۵	۴۰
	۸، ۹، ۱۰	۴۵	۴۵	۴۵	۴۰

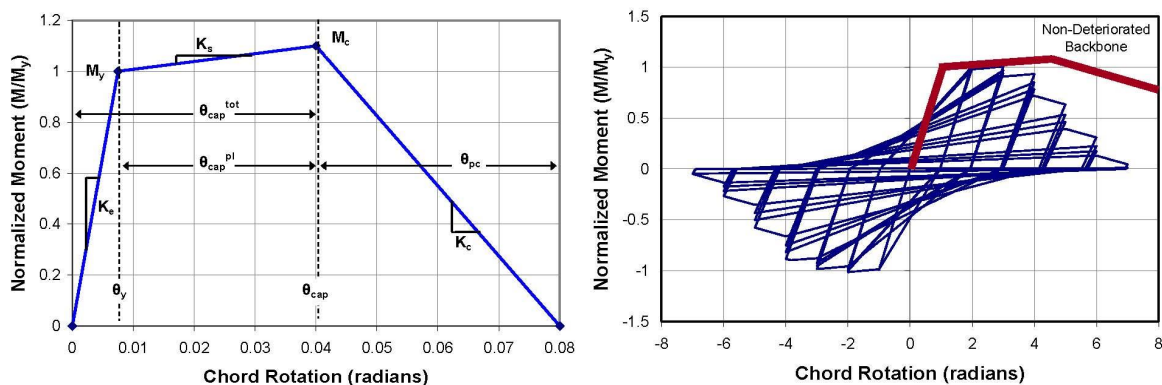
جدول ۲. مشخصات مصالح مصرفی

Table 2. Material properties of the designed frames

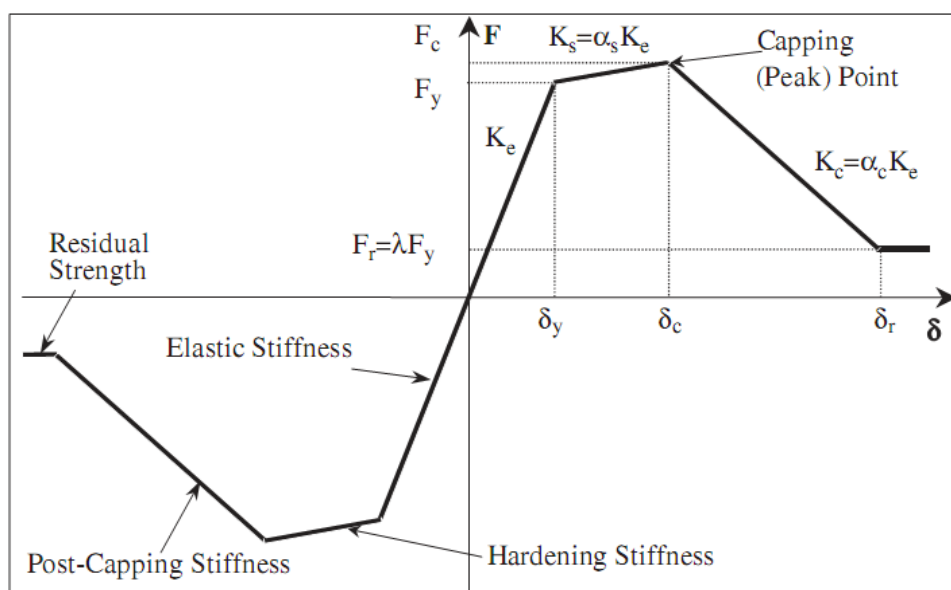
مدول برشی (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)	تنش تسلیم (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)	مدول الاستیسیته (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)	مقاومت فشاری بتن (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)
۹۹۵۰۰	۴۰۰۰	۲۳۸۸۰۰	۲۵۰

دو آیین‌نامه می‌باشد. در این مقایسه  $S_2$ ، پارامتر شتاب طیفی پیشینه زلزله مورد نظر در زمان تناوب‌های کوتاه و  $S_1$ ، پارامتر شتاب طیفی پیشینه زلزله در زمان تناوب یک ثانیه، به ترتیب برابر  $1/5$  و  $0/6$  فرض شده است. در این مقاله برای قاب‌های مورد مطالعه از حالتی که بارهای ثقلی کاهنده اثرات بار لرزه‌ای هستند (بند ۴-۲-۲-۱ دستورالعمل FEMA450) استفاده شده است. اهمیت ترکیبات بارگذاری در مسائل اندرکنشی ناشی از تأثیر قابل توجه بار ثقلی در بلندشدگی سازه است. لازم به ذکر است که بارگذاری ثقلی قبل از بار جانبی بر هر یک از قاب‌ها اعمال می‌گردد. با توجه به این که رفتار قاب‌های خمشی حاوی دیوار برشی تحت بارگذاری لرزه‌ای، وابسته به رفتار تیر، ستون و المان دیوار برشی تشکیل دهنده آن‌ها می‌باشد، مدل‌سازی صحیح عملکرد غیرخطی آن‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. نرم افزار Opensees دارای آرشیو کاملی از رفتارهای خطی و غیرخطی در تعریف مصالح، المان‌های بتنی و فولادی و همچنین امکان تعریف المان‌های مختلف در خصوص مدل‌سازی می‌باشد و قابلیت گسترش و تولید انواع مقاطع سازه‌ای و غیرسازه‌ای را داراست. به گونه‌ای که کاربر می‌تواند به صورت اختیاری نوعی از مواد و مصالح و المان‌ها را

برای مدل‌سازی خود تعریف کند. این نرم افزار قادر به تحلیل انواع مدل‌های خطی و غیرخطی سازه‌ای و ژئوتکنیکی می‌باشد. تحلیل‌ها به صورت انواع تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی در حالت خطی و غیرخطی انجام می‌شود. از این رو مدل‌سازی قاب‌ها و تحلیل‌ها در این نرم افزار انجام شده است. در این مقاله المان‌های beamWithHinges برای مدل‌سازی المان‌های تیر استفاده شده است. از ویژگی‌های این المان اختصاص مصالح الاستیک به بخش میانی تیر و امکان اختصاص طول مشخصی از هر دو انتهای تیر به مفصل پلاستیک با رفتار غیرخطی دلخواه می‌باشد. در این مدل برای بخش میانی از مصالح بتنی با ضریب ترک خوردگی  $0/5$  برای مدول الاستیسیته استفاده شده است. دلیل این امر تمرکز رفتار غیرخطی در دو سر تیرهاست به گونه‌ای که امکان گسترش ترک خوردگی و فرآیند غیرخطی شدن را در ناحیه الاستیک کاهش می‌دهد [۱۵] رفتار مقطع بتنی در ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک براساس پوش رفتار مونوتونیک سه خطی [۱۶] نمایش داده شده در شکل ۲ و ضوابط زوال چرخه‌ای تعریف شده است. از مهم‌ترین ویژگی‌های این مدل می‌توان به پاسخ بعد از نقطه اوج اشاره کرد چرا که امکان لحاظ کردن نرم‌شدگی ناشی از انهدام بتن، کماتش و شکست آرماتور و یا شکست پیوستگی بین بتن و آرماتور وجود دارد [۱۷]



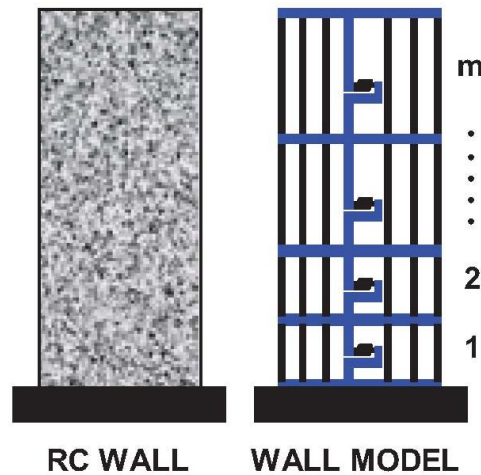
شکل ۲. رفتار مونوتونیک و چرخه ای پیشنهادی Ibarra [۱۶]  
 Fig. 2. Monotonic behavior of the Ibarra model [16]



شکل ۳. پوش رفتار مصالح Clough [۱۸]  
 Fig. 3. Backbone curve of Clough material [18]

همچنین این مدل قابلیت لحاظ کردن اندرکنش خمش و نیروی محوری را که عاملی اثرگذار در رفتار ستون‌هاست، دارا می‌باشد. از طرفی چون در این مطالعه امکان تغییر نیروی محوری اعمال شده بر هر یک از ستون‌ها در دو حالت پایه صلب و انعطاف پذیر وجود دارد، کاربرد این روش بر سایر روش‌ها ارجحیت می‌یابد. این مقاطع در قالب المان‌های dispBeamColumn در محیط Opensees به ستون‌ها اختصاص داده شده‌اند. لازم به ذکر است برای دستیابی به عملکرد دقیق تر مدل مورد استفاده، هر ستون در ارتفاع طبقه

در گام بعد مصالح Clough به ناحیه مفصل پلاستیک اختصاص داده شده است. این مصالح (شکل ۳) که در سال ۲۰۰۴ توسط Altoontash در محیط Opensees بسط داده شده، قادر است تمامی ویژگی‌های مورد نظر مدل پوش مونوتونیک سه خطی و ضوابط هیسترتیک مورد نظر را به خوبی در محیط Opensees بازسازی کند. از آن جایی که روش مورد استفاده در مدل‌سازی تیرها، توانایی در نظر گرفتن تغییرات ایجاد شده در بار محوری را حین تحلیل ندارد، برای مدل‌سازی ستون‌ها در این مقاله از روش فایبر استفاده شده است.



شکل ۴. مدل‌سازی دیوار برشی به کمک چندین المان خطی و فنر برشی [۱۹]  
**Figure 4. Modeling of shear wall using line elements and shear spring [19]**

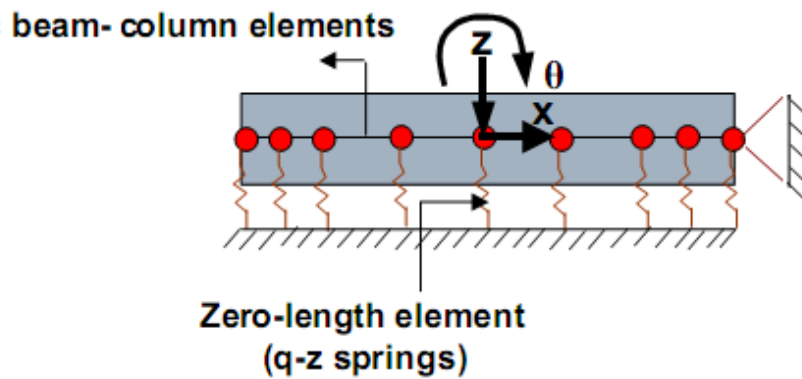
های ابتدایی و انتهایی با تیرهای صلب به یکدیگر بسته شده‌اند. دلیل این امر رعایت اصل باقی ماندن صفحات پس از خمش می باشد. بنابراین پاسخ خمشی دیوار به واسطه عملکرد تک محوری هر یک از این ستون‌ها که در دو سر دیوار معرف المان مرزی و در میانه معرف پانل میانی هستند، تأمین می‌گردد. در دیوار برشی هایی با نسبت ارتفاع به طول کم رفتار برشی در ایجاد تغییر شکل‌ها نقش بسزایی داشته و می‌توان با مستقل نمودن رفتار خمشی و برشی از یکدیگر با قرار دادن یک فنر افقی (شکل ۴) در ارتفاع دیوار قابلیت وقوع چنین تغییر شکل‌هایی را در مدل دیوار در نظر گرفت [۱۹]

مصالح اختصاص یافته به مقطعی که به شرح فوق ساخته شده، مصالحی موسوم به Concrete06 است. همان‌طور که اشاره شد، در ساخت مدل قاب دیوار برشی علاوه بر مدل کردن دیوار، چگونگی مدل‌سازی قاب خمشی و اتصال آن به مدل دیوار برشی نیز مطرح است. اگر چه المان انتخابی تیر-ستون تغییر مکان-محور با قابلیت لحاظ کردن اندرکنش خمش-برش<sup>۱</sup>، به خوبی قادر است دیوار برشی به همراه المان‌های مرزی را نیز مدل نماید، ولی ایجاد پیوستگی و درگیری مناسب میان ستون معرف مجموعه دیوار برشی و قاب خمشی مشکل به نظر می‌رسد. در این راستا مقطع دیوار برشی به دو بخش پانل میانی و المان‌های مرزی تقسیم شده است. پانل

به چهار قسمت تقسیم شده‌اند. در قاب‌های خمشی حاوی دیوار برشی ایجاد ارتباط میان قاب و دیوار برشی از اهمیت قابل توجهی برخوردار است. این ارتباط و پیوستگی باید به گونه‌ای انجام شود که سیستم نهایی به بهترین شکل قادر به بازسازی رفتار سازه باشد. در این راستا در مقاله پیش رو برای مدل‌سازی دیوار برشی که بخشی از سازه‌های مسطح هستند، از چندین المان خطی به جای صفحه استفاده شده است. مدل المان تیر-ستون تغییر مکان-محور با قابلیت لحاظ نمودن اندرکنش خمش-برش<sup>۱</sup> بر همین اساس کار می‌کند، برای مدل‌سازی دیوار برشی مورد استفاده قرار گرفته شده است. این المان قابلیت لحاظ نمودن اندرکنش خمش و برش در تعیین پاسخ به خصوص در دیوارهای برشی با نسبت کم ارتفاع به طول را دارا بوده و همچنین امکان تعریف ساده‌تر مدل با اختصاص یک مقطع فایبر به المان مرکزی دیوار برشی، بدون نیاز به تعریف چندین ستون به صورت مجزا فراهم می‌شود. این مسئله در کاهش زمان و نیز کاهش حجم عملیات پردازش، به خصوص زمانی که تعداد المان‌ها زیاد است، بسیار مفید خواهد بود. در حقیقت این روش بر اساس ایده فایبر<sup>۲</sup> طرح ریزی شده و در آن مقطع دیوار برشی به صورت ترکیبی از سطح مقطع چندین ستون که در فواصل مختلف از تار خنثی مقطع قرار می‌گیرند، تعریف می‌شود. این ستون‌ها در گره

3 DisplacementBased BeamColumn Element FlexureShear Interaction

1 Displacement-Based Beam-Column Element Flexure-Shear Interaction  
 2 Fiber



شکل ۵. مدل شماتیک پی مستقر بر خاک وینکلر

Fig. 5. The schematic model of the beam on nonlinear Winkler foundation

جدول ۳. مشخصات انتخابی برای خاک‌های B، C و D

Table 3. Selected properties of soil types: B, C and D

مدول الاستیسیته	مدول برشی	وزن مخصوص	دانسیتة نسبی خاک	نسبت پواسون	نوع خاک
مگا پاسکال	کیلونیوتن بر متر مکعب	کیلونیوتن بر متر مکعب	درصد		
۱۵۰۰۰	۶۰۰۰	۲۴	-	۰/۲۵	سنگ (B)
۲۰۰	۷۴/۱	۲۱	۸۵	۰/۳۵	شن (C)
۶۵	۲۴	۱۹	۷۵	۰/۳۵	ماسه (D)

## ۲-۲- مدل سازی سیستم خاک-پی

در این مقاله به منظور مدل سازی سیستم خاک- پی و در دید وسیع تر مدل سازی اندرکنش خاک- پی- سازه از مدل ساده و در عین حال کارآمد تیر مستقر بر پی غیرخطی وینکلر (شکل ۵) استفاده شده است. در راستای بررسی دقیق مسئله اندرکنش خاک- سازه بر رفتار سازه، در نظر گرفتن گستره وسیعی از خاک‌ها (نرم، متوسط و سخت) به عنوان بستری برای پی سازه ضروری می باشد. براساس بند (۱-۶-۱-۴-۱) دستورالعمل 06-41 ASCE/SEI طبقه بندی خاک‌ها بر اساس سرعت موج برشی در آن‌ها صورت می پذیرد که تقریباً منطبق با دسته بندی ارائه شده در آیین نامه ۲۸۰۰ است. از این رو گروه‌های B، C و D که به ترتیب معادل گروه‌های ۱، ۲ و ۳ در آیین نامه ۲۸۰۰ می باشند، از این دستورالعمل انتخاب شده‌اند. به این ترتیب

میانی عمده مقاومت برشی دیوار و بخشی از مقاومت خمشی را تأمین می کند و با المان تیر- ستون تغییر مکان- محور با قابلیت لحاظ کردن اندرکنش خمش- برش مدل سازی شده و المان‌های مرزی در قالب ستون‌هایی با مقطع فایبر تعریف شده‌اند. در این مدل سعی شده با بستن المان‌های مرزی و ستون معرف پانل میانی در گره‌های انتهایی خود به کمک تیرهای صلب، رفتار یکپارچه‌ای در مجموعه مقطع دیوار برشی ایجاد گردد. این مدل سازی از این جهت که المان‌های مرزی را به عنوان ستون‌هایی که بخشی از قاب هستند، معرفی می کند، باعث افزایش پیوستگی میان قاب و دیوار می گردد. در عین حال از ویژگی‌های المان دیوار در قالب پانل برشی میانی و از ویژگی‌های ستون‌های با مقطع فایبر در قالب المان‌های مرزی به بهترین شکل بهره برداری می شود [۲۰]

جدول ۴. بهینه ترین حرکت قوی زمین برای محدوده‌های مختلف زمان تناوب [۲۴]  
Table 4. The near-optimal SGMRs for different period ranges [24]

زمان تناوب	زیرمجموعه حرکت زمین	شناسه حرکت قوی زمین
۰/۱-۰/۳	۱	۳-۸-۱۴-۲۰-۲۱-۲۴-۲۷-۲۸
۰/۳-۰/۵	۲	۲-۴-۱۰-۱۲-۲۰-۲۱-۲۳-۳۰
۰/۵-۰/۷	۳	۱-۴-۶-۱۰-۱۲-۱۵-۱۷-۲۳
۰/۷-۰/۹	۴	۱-۴-۱۲-۲۲-۲۳-۲۴-۲۵-۲۶
۰/۹-۱/۲۵	۵	۸-۹-۱۲-۱۵-۱۶-۲۲-۲۳-۲۹
۱/۲۵-۲	۶	۵-۷-۱۳-۱۵-۱۹-۲۳-۲۸-۳۱

روش مدل سازی قاب های بتنی مورد استفاده در این مقاله با نتایج پژوهش Nagae و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۲۳] که به بررسی سازه ۴ طبقه بتنی تست شده بر میز لرزان E-Defense پرداخته اند، صحت سنجی شده است. لازم به ذکر است که این سازه ۴ طبقه به صورت تمام مقیاس ساخته شده و پس از ابزاربندی روی میز لرزه در برابر لرزه های Kobe و Takatori تست شده است.

### ۲-۳- شتاب‌نگاشت های لرزه ای و تحلیل دینامیکی فزاینده

در این مرحله پس از انتخاب سناریوهای لرزه ای مناسب، مجموعه قاب های بتن آرمه حاوی دیوار برشی مستقر بر خاک های سخت، متوسط و نرم در دو حالت پایه انعطاف پذیر<sup>۲</sup> و صلب<sup>۳</sup> (به ترتیب معادل با و بدون لحاظ نمودن اندرکنش خاک و سازه) تحت تحلیل دینامیکی فزاینده قرار گرفته اند. همانطور که پیش تر اشاره شد، پیش از اعمال بار جانبی، بارگذاری ثقلی بر هر یک از قاب‌ها اعمال می‌شود. از آنجایی که بار ثقلی تأثیر قابل توجهی بر میزان بلندشدگی دارد، در این مقاله بارگذاری ثقلی فقط برای حالتی که بارهای ثقلی کاهنده اثرات بار لرزه‌ای<sup>۴</sup> هستند، در نظر گرفته شده است. انتخاب سناریوی لرزه ای جهت انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی براساس نتایج مطالعه غفوری آشتیانی و همکارانش در سال ۲۰۱۰ [۲۴] و مطابق جدول ۴ صورت پذیرفته است. در این جدول مشخصه اصلی انتخاب محدودی رکورد از میان ۳۱ رکورد پیشنهادی از زمین لرزه های قوی

خاک D به دلیل داشتن کمترین سختی نسبت به دیگر خاک‌های این مجموعه، به عنوان خاک نرم و خاک‌های C و B به ترتیب تحت عنوان خاک متوسط و سخت انتخاب می‌شوند. مشخصات انتخابی برای خاک های فوق در جدول ۳ آورده شده است.

در این مقاله ظرفیت باربری پی که از اهمیت قابل توجهی در فرآیند طراحی سازه پی و حضور آن در تعریف رفتار غیرخطی مدل خاک وینکلر برخوردار می باشد، از طریق روابط مایرهورف تعیین شده است. نکته قابل تأمل در استفاده از مدل وینکلر، تعیین سختی فنرهای جایگزین خاک می باشد. بنابر پیشنهاد برخی محققین [۲۲-۲۰] سختی فنرهای وینکلر از روابط Gazetas تعیین شده است. به منظور مدل سازی المان پی در نرم افزار Opensees مطابق شکل ۵ از المان تیر- ستون غیرخطی dispBeamColumn استفاده شده است. از آنجایی که المان ZeroLength از امکانات ویژه‌ای در تخصیص منحنی‌های رفتاری مشخص به درجات آزادی دلخواه برخوردار بوده و قادر به اتصال دو المان منطبق بر یکدیگر (با مختصات یکسان) به کمک منحنی رفتاری نیرو- تغییر مکان خاص در هر درجه آزادی است که توسط کاربر مشخص می شود، برای مدل سازی فنرها از این المان استفاده شده است. در گزارش های PEER<sup>۱</sup>، مناسبترین و کاربردی ترین مصالح در مسائل اندرکنشی پی های سطحی جهت تعریف مشخصات سختی و مقاومتی فنرهای وینکلر و اختصاص آن به درجه آزادی قائم المان ZeroLength در محیط Opensees تحت عنوان مصالح Qzsimple<sup>۱</sup> معرفی شده است. لازم به ذکر است که

2 Flexible Base

3 Fixed Base

4 Counteractive load combination

1 Pacific Earthquake Engineering Research Centre

جدول ۵. مشخصات رکوردهای انتخابی از مجموعه کلی [۲۴]  
Table 5. The SGMRs selected from the general set [24]

شناسه رکورد در SGMRs	موقعیت رخداد زمین لرزه و جهت آن	سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	حداکثر شتاب (g)	بزرگای زلزله	سال وقوع	نام رکورد زلزله
۱	W Lost Cany, 000	۳۰۹	۰/۴۱			
۲	W Lost Cany, 270	۳۰۹	۰/۴۸	۶/۷	۱۹۹۴	<b>Northridge</b>
۳	Hector, 000	۶۸۵	۰/۲۷	۷/۱	۱۹۹۹	<b>Hector Mine</b>
۴	Delta, 262	۲۷۵	۰/۲۴			
۵	Delta, 352	۲۷۵	۰/۳۵			
۶	El Centro Array #11, 140	۱۹۶	۰/۳۶	۶/۵	۱۹۷۹	<b>Imperial Valley</b>
۷	El Centro Array #11, 230	۱۹۶	۰/۳۸			
۸	Nishi-Akashi, 090	۶۰۹	۰/۵۰			
۹	Shin-Osaka, 000	۲۵۶	۰/۲۴	۶/۹	۱۹۹۵	<b>Kobe, Japan</b>
۱۰	Duzce, 180	۲۷۶	۰/۳۱			
۱۱	Duzce, 270	۲۷۶	۰/۳۶	۷/۵	۱۹۹۹	<b>Kocaeli, Turkey</b>
۱۲	Arcelik, 000	۵۲۳	۰/۲۲			
۱۳	Yermo Fire Station, 270	۳۵۴	۰/۲۴			
۱۴	Yermo Fire Station, 360	۳۵۴	۰/۱۵			
۱۵	Coolwater, LN	۲۷۱	۰/۲۸	۷/۳	۱۹۹۲	<b>Landers</b>
۱۶	Coolwater, TR	۲۷۱	۰/۴۲			
۱۷	Capitola, 000	۲۸۹	۰/۵۳			
۱۸	Capitola, 090	۲۸۹	۰/۴۴	۶/۹	۱۹۸۹	<b>Loma Prieta</b>
۱۹	Gilroy Array #3, 000	۳۵۰	۰/۵۶			
۲۰	Abbar, T	۷۲۴	۰/۵۰	۷/۴	۱۹۹۰	<b>Manjil, Iran</b>
۲۱	El Centro Imp. Co. Cent, 000	۱۹۲	۰/۳۶			
۲۲	Poe Road (temp), 270	۲۰۸	۰/۴۵	۶/۵	۱۹۸۷	<b>Superstition Hills</b>
۲۳	Poe Road (temp), 360	۲۰۸	۰/۳۰			
۲۴	Rio Dell Overpass—FF, 270	۳۱۲	۰/۳۹			
۲۵	Rio Dell Overpass—FF, 360	۳۱۲	۰/۵۵	۷	۱۹۹۲	<b>Cape Mendocino</b>
۲۶	CHY101, E	۲۵۹	۰/۳۵			
۲۷	TCU045, E	۷۰۵	۰/۴۷	۷/۶	۱۹۹۹	<b>Chi-Chi, Taiwan</b>
۲۸	TCU045, N	۷۰۵	۰/۵۱			
۲۹	LA—Hollywood Stor FF, 090	۳۱۶	۰/۲۱			
۳۰	LA—Hollywood Stor FF, 180	۳۱۶	۰/۱۷	۶/۶	۱۹۷۱	<b>San Fernando</b>
۳۱	Tolmezzo, 000	۴۲۵	۰/۳۵	۶/۵	۱۹۷۶	<b>Friuli, Italy</b>



جدول ۶. رکوردهای انتخابی جهت تحلیل دینامیکی فزاینده به تفکیک تعداد طبقات (پایه صلب)

Table 6. The features of SGMs – Fixed base

شناسه رکورد در SGMRs	زمان تناوب (ثانیه)	تعداد طبقات
۳-۸-۱۴-۲۰-۲۱-۲۴-۲۷-۲۸	۰/۱۴	۳
۲-۴-۱۰-۱۲-۲۰-۲۱-۲۳-۳۰	۰/۴۴	۶
۸-۹-۱۲-۱۵-۱۶-۲۲-۲۳-۲۹	۰/۹۳	۱۰

جدول ۷. رکوردهای انتخابی جهت تحلیل دینامیکی فزاینده به تفکیک تعداد طبقات و نوع خاک (پایه انعطاف پذیر)

Table 7. The features of SGMs – Flexible base

شناسه رکورد در SGMRs	زمان تناوب (ثانیه)	نوع خاک	تعداد طبقات
۳-۸-۱۴-۲۰-۲۱-۲۴-۲۷-۲۸	۰/۱۵	B	۳
۳-۸-۱۴-۲۰-۲۱-۲۴-۲۷-۲۸	۰/۲۶	C	
۲-۴-۱۰-۱۲-۲۰-۲۱-۲۳-۳۰	۰/۳۴	D	
۲-۴-۱۰-۱۲-۲۰-۲۱-۲۳-۳۰	۰/۴۵	B	۶
۱-۴-۶-۱۰-۱۲-۱۵-۱۷-۲۳	۰/۶۴	C	
۱-۴-۱۲-۲۲-۲۳-۲۴-۲۵-۲۶	۰/۸۱	D	
۸-۹-۱۲-۱۵-۱۶-۲۲-۲۳-۲۹	۰/۹۳	B	۱۰
۸-۹-۱۲-۱۵-۱۶-۲۲-۲۳-۲۹	۱/۲	C	
۵-۷-۱۳-۱۵-۱۹-۲۳-۲۸-۳۱	۱/۴	D	

و ۷ به ترتیب برای پایه صلب و انعطاف پذیر جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی انتخاب شده اند. در ادامه پس از مشخص شدن رکوردهای مناسب جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی، به منظور ایجاد تطابق و هماهنگی میان طیف پاسخ رکوردهای انتخابی و طیف طراحی پیشنهادی در استاندارد ۲۸۰۰ رکوردهای انتخاب شده با توجه به زمان تناوب غالب سازه مقیاس شده اند.

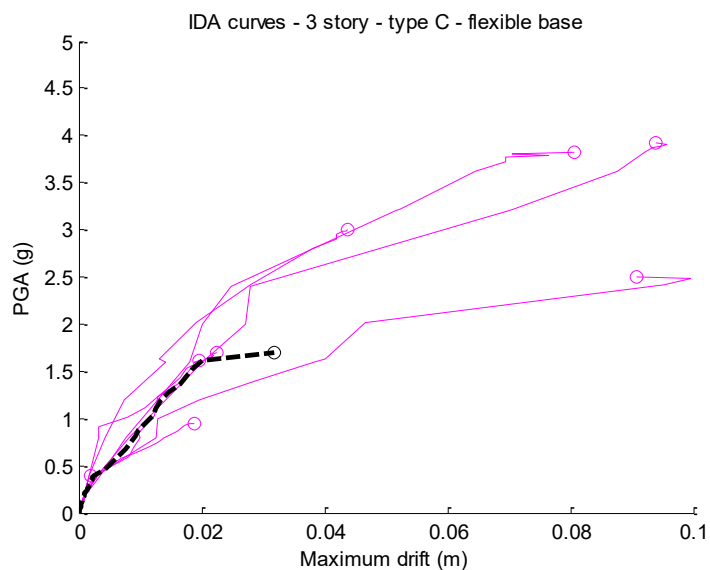
همچنین لازم به ذکر است که در این مقاله از الگوریتم نیوتن-رافسون<sup>۲</sup> جهت تعیین توالی مراحل حل غیرخطی استفاده شده است. از مزیت‌های این الگوریتم، تغییر شیب<sup>۳</sup> در هر مرحله از تکرار می باشد. به منظور استخراج منحنی های ظرفیت به روش Hunt and

(SGMs<sup>۱</sup>) که در جدول ۳ معرفی شده اند، زمان تناوب مود غالب سیستم می باشد. به عبارت دیگر پس از تعیین زمان تناوب غالب سازه در نرم افزار Opensees، با توجه به محدوده زمان تناوب یکی از زیرمجموعه های ۱ تا ۶ انتخاب می شوند. در هر زیر مجموعه تعدادی شناسه رکورد معرفی شده است. براساس جدول ۵ می توان زلزله های مناسب جهت انجام تحلیل دینامیکی را براساس شناسه تعیین شده از جدول ۴ انتخاب نمود. لازم به ذکر است که این تعداد محدود رکورد انتخاب شده (۸ رکورد) قادر به تخمین قابل قبول ظرفیت تخریب انواع سازه های رایج می باشند. جزئیات روش انتخاب ۳۱ رکورد و صحت سنجی روش انتخاب آن ها به تفصیل در مطالعه غفوری آشتیانی و همکارانش در سال ۲۰۱۰ موجود است. بر اساس زمان تناوب غالب قاب‌های مورد مطالعه، رکوردهایی مطابق جداول ۶

2 Newton-Raphson algorithm

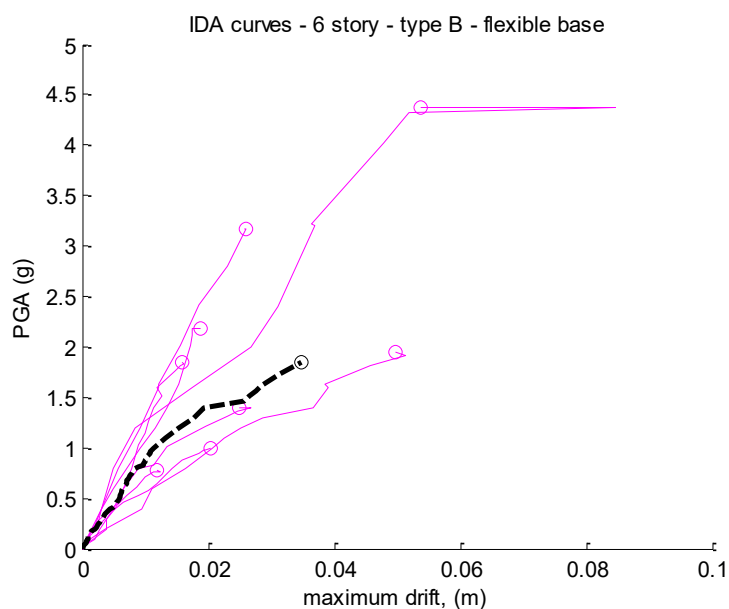
3 tangent

1 Strong Ground Motions Records



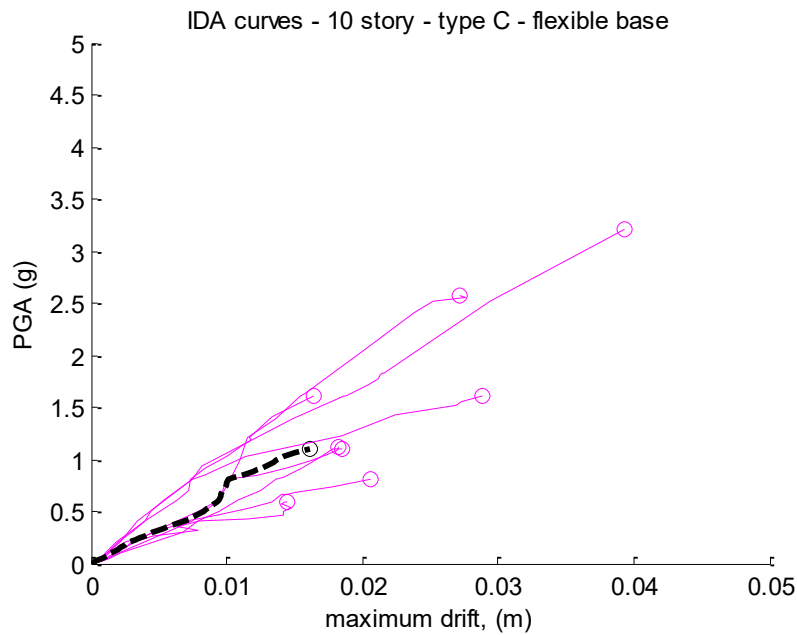
شکل ۶. الف منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده قاب سه طبقه مستقر بر خاک C در حالت پایه انعطاف پذیر

Fig. 6. a) Incremental dynamic Analysis curves of 3 story frame founded on soil C with flexible base



شکل ۶. ب منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده قاب شش طبقه مستقر بر خاک B در حالت پایه انعطاف پذیر

Fig. 6. b) Incremental dynamic Analysis curves of 6 story frame founded on soil B with flexible base



شکل ۶. ج منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده قاب ده طبقه مستقر بر خاک C در حالت پایه انعطاف پذیر  
**Fig. 6. c) Incremental dynamic Analysis curves of 10 story frame founded on soil C with flexible base**

برابر  $IM = PGA = 0.05 \text{ g}$  منظور محاسبه اولین نقطه از منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده.

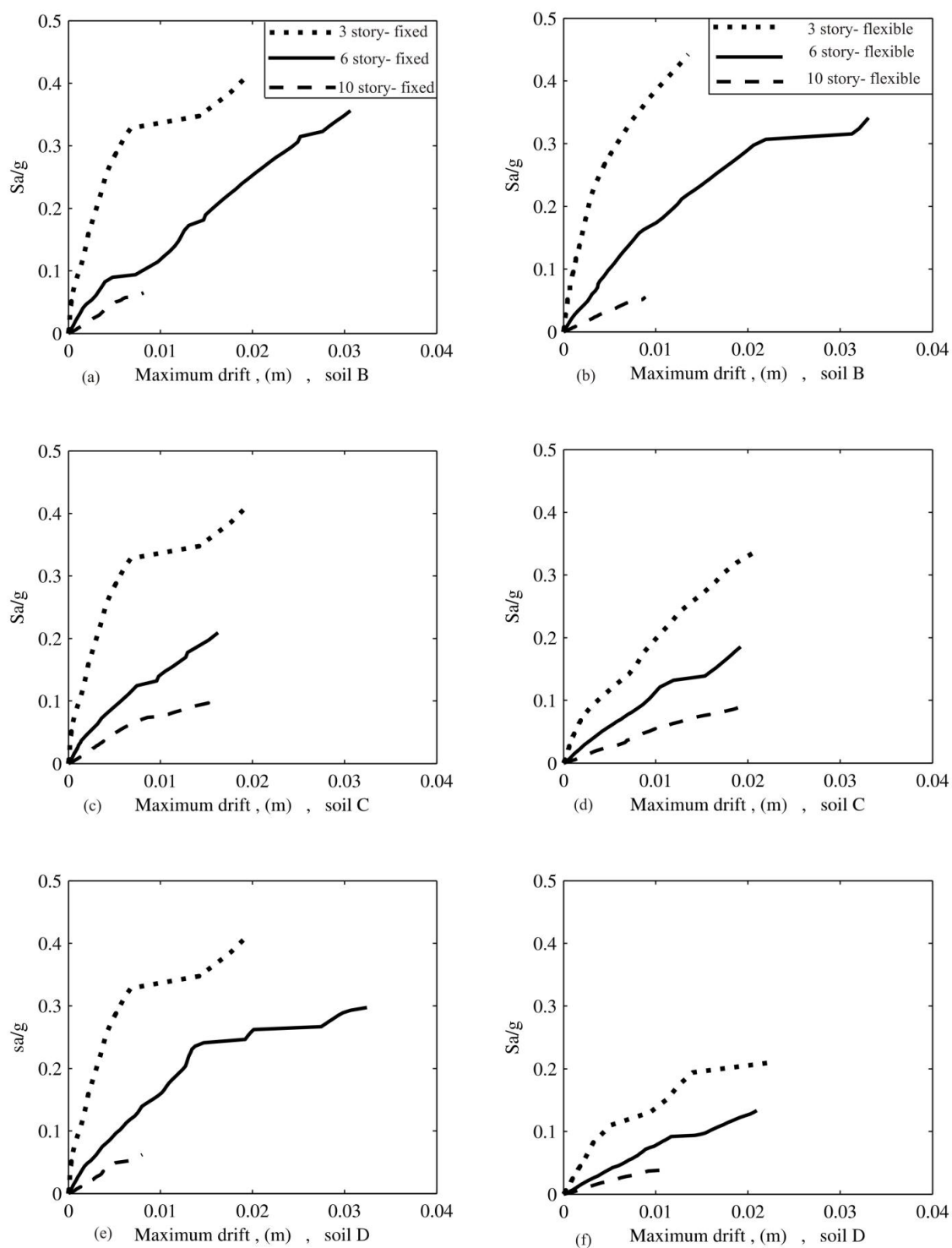
- مقدار شدت لرزه‌ای ۲ برابر شده و مرحله دوم تکرار می‌شود تا زمانی که پاسخ بی نهایت (ناپایداری کلی) حاصل گردد.
- نقطه متناظر ظرفیت، شکار می‌گردد. بدین منظور دو نقطه متناظر با دو تحلیل آخر که یکی نشانگر ناپایداری کلی و دیگری پاسخی کمتر از ظرفیت سازه است، وجود دارد. بنابراین نقطه ظرفیت میان این دو نقطه قرار می‌گیرد. از این رو این تحلیل در یک پروسه تکراری به گونه‌ای انجام می‌شود که هر بار فاصله میان این دو نقطه کمتر شده و به یکدیگر نزدیک‌تر می‌شوند.
- مقادیر به دست آمده برای شدت لرزه‌ای و پاسخ سازه بر اساس شدت لرزه ای مرتب می‌گردند.

در شکل ۶ نمونه‌هایی از منحنی های ظرفیت قاب های حاوی دیوار برشی به تفکیک تعداد طبقات و نوع خاک برای پایه انعطاف‌پذیر نمایش داده شده است. لازم به ذکر است که این نمودارها علاوه بر نمایش منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده مربوط به هر ۸

Fill، معیار شدت<sup>۱</sup> و معیار خسارت<sup>۲</sup> به ترتیب برابر شتاب طیفی در زمان تناوب غالب سیستم سازه ای و حداکثر جابجایی افقی نقاط واقع در وسط تیرهای معرف سقف طبقات در دهانه دیوار برشی در نظر گرفته شده است. انجام تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از گام‌های ثابت برای افزایش معیار شدت لرزه‌ای معمولاً بسیار زمان‌گیرتر از روش Hunt & Fill می‌باشد [۲۵]. در روش Hunt & Fill برای افزایش معیار شدت لرزه‌ای از گام‌های بزرگ استفاده می‌شود تا نقطه ظرفیت با دقت قابل قبولی به دست آید (شکار گردد). در ادامه بین نقطه مبدأ و نقطه ظرفیت با تعدادی تحلیل (به انتخاب تحلیل‌گر) پر می‌گردد. مراحل تابع Hunt & Fill جهت محاسبه یک منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده به شرح زیر است:

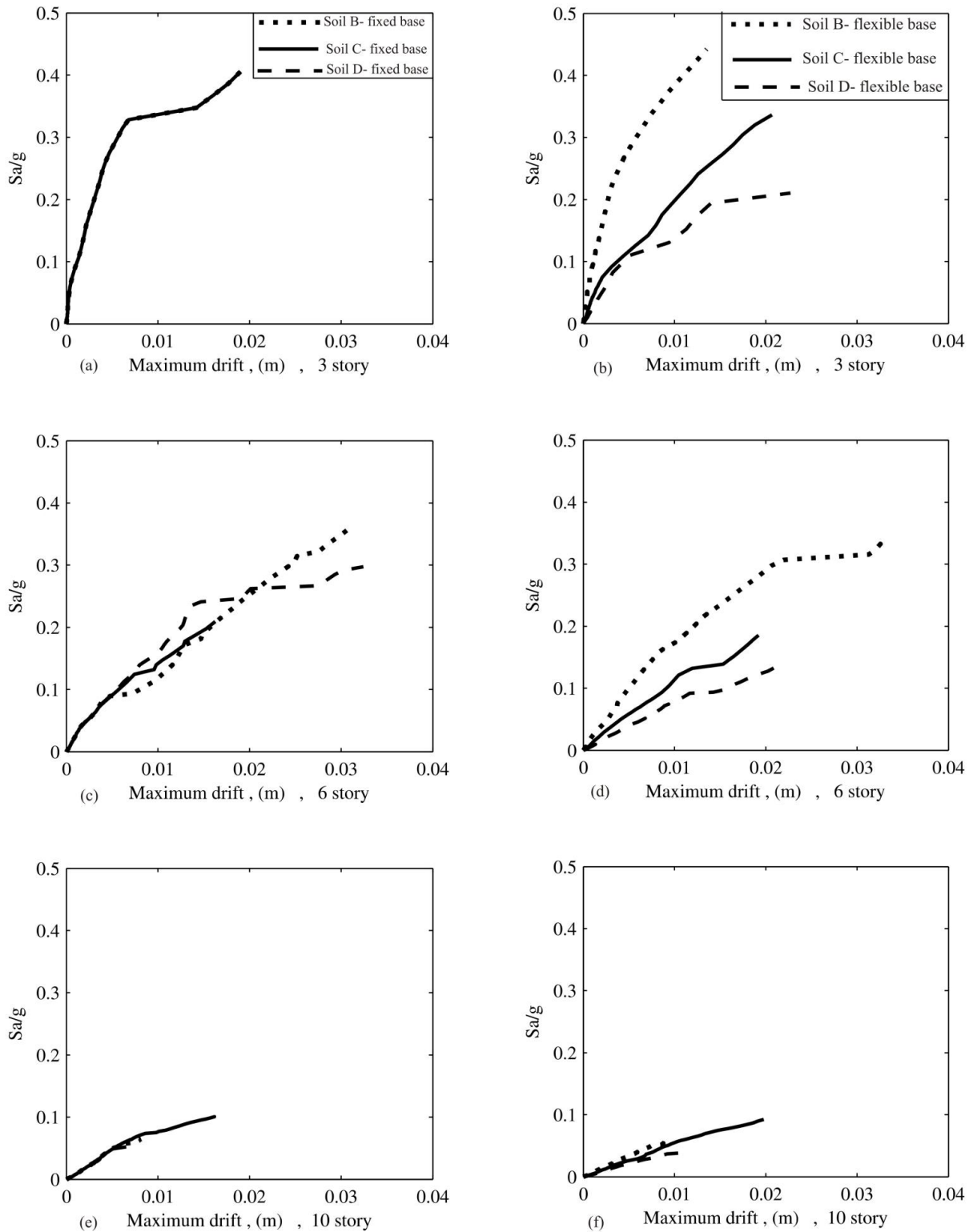
- خواندن مقادیر ورودی از قبیل مدل ریاضی، شتاب نگاشت مورد استفاده، تعداد نقاط دلخواه برای تعریف منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده و پاسخ متناظر با ظرفیت سازه (از منحنی رفتاری).
- فراخوانی «تابع تحلیل» جهت تحلیل سازه برای شدت لرزه‌ای

1 Intensity Measure (IM)  
 2 Damage Measure (DM)



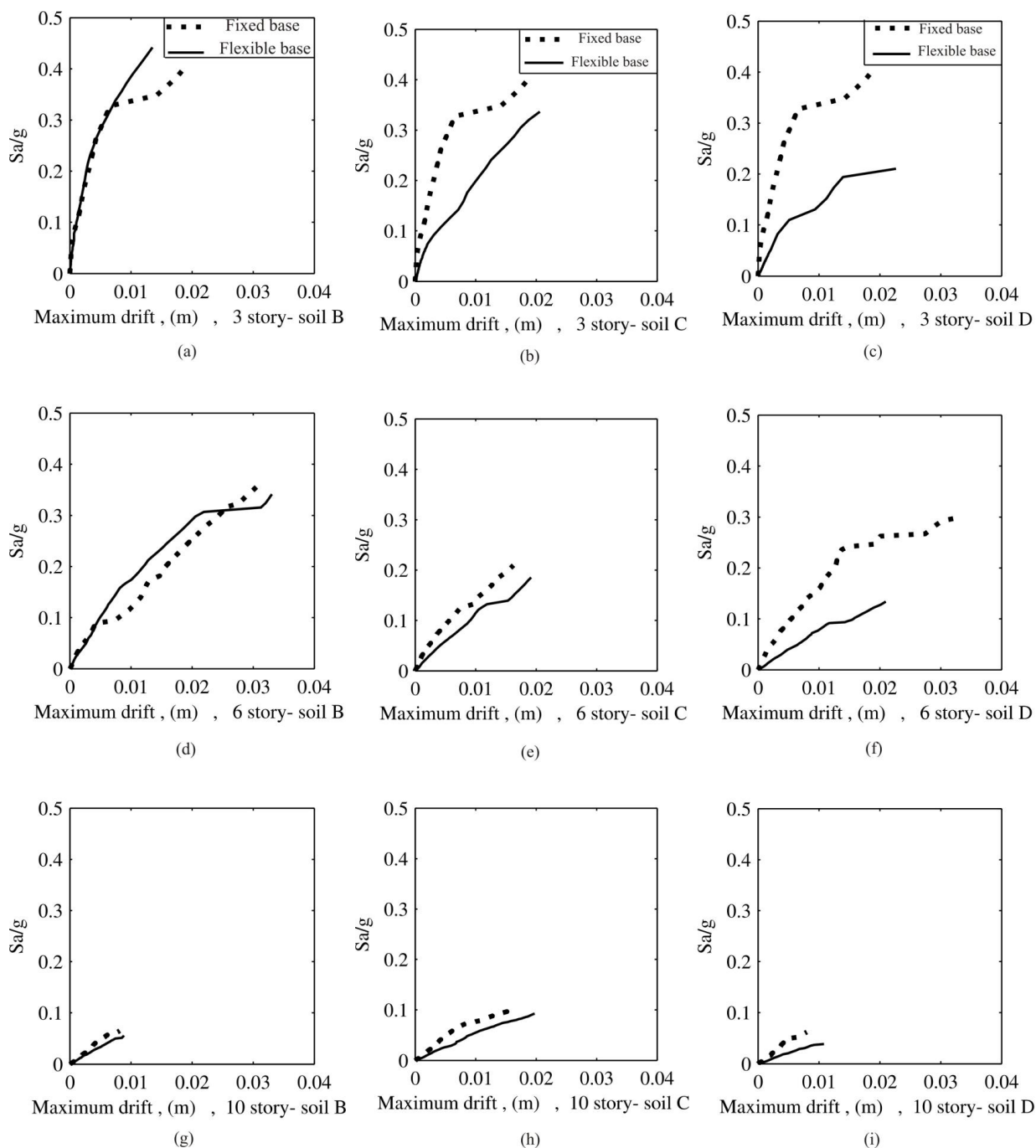
شکل ۷. مقایسه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده قاب‌های بتنی حاوی دیوار برشی بر اساس تعداد طبقات (a) خاک B- پایه صلب (b) خاک B- پایه انعطاف پذیر (c) خاک C- پایه صلب (d) خاک C- پایه انعطاف پذیر (e) خاک D- پایه صلب (f) خاک D- پایه انعطاف پذیر

Fig. 7. The comparison of IDA curves of RC frames with shear wall based on story numbers, a) Soil B-Fixed base, b) Soil B-Flexible base, c) Soil C-Fixed base, d) Soil C-Flexible base, e) Soil D-Fixed base, f) Soil D-Flexible base



شکل ۸. مقایسه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده قاب‌های بتنی حاوی دیوار برشی بر اساس نوع خاک (a) قاب سه طبقه- پایه صلب (b) قاب سه طبقه- پایه انعطاف پذیر (c) قاب شش طبقه- پایه صلب (d) قاب شش طبقه- پایه انعطاف پذیر (e) قاب ده طبقه- پایه صلب (f) قاب ده طبقه- پایه انعطاف پذیر

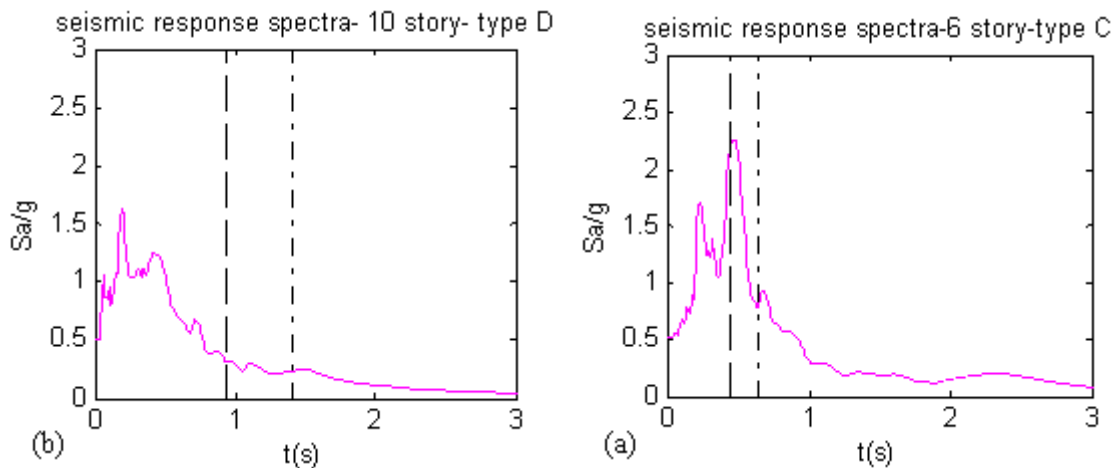
Fig. 8. The comparison of summarized IDA curves of RC frames with shear wall in fixed and flexible base, a) Soil B, b) Soil C and c) Soil D



شکل ۹. مقایسه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده قاب‌های بتنی حاوی دیوار برشی بر اساس نوع پایه (a) قاب سه طبقه- خاک (b) قاب سه طبقه- خاک (c) قاب سه طبقه- خاک (d) قاب سه طبقه- خاک (e) قاب شش طبقه- خاک (f) قاب شش طبقه- خاک (g) قاب شش طبقه- خاک (h) قاب ده طبقه- خاک (i) قاب ده طبقه- خاک

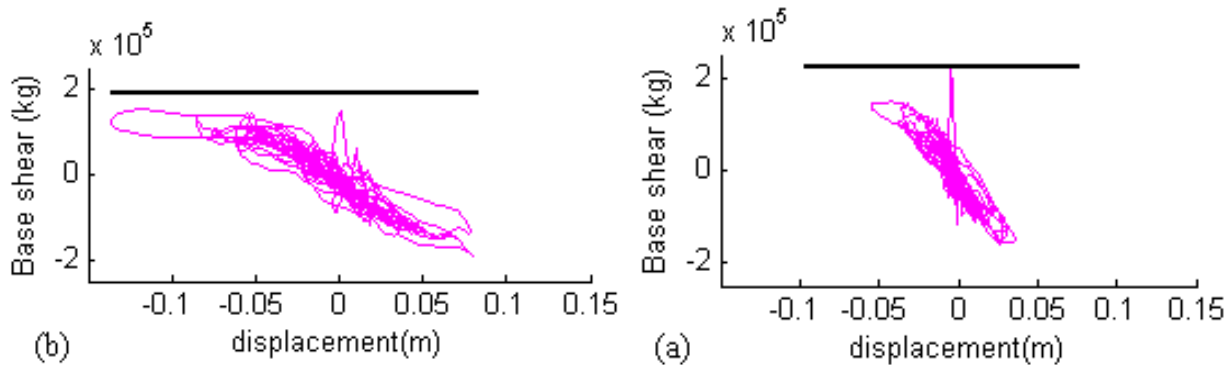
**Fig. 9. The comparison of IDA curves of RC frames with shear wall based on base, a) 3 story-Soil B, b) 3 story-Soil C, c) 3 story-Soil D, d) 6 story-Soil B, e) 6 story-Soil C, f) 6 story-Soil D, g) 10 story-Soil B, h) 10 story-Soil C, i) 10 story-Soil D**





شکل ۱۰. مقایسه مقادیر شتاب طیفی مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی در دو حالت پایه صلب و انعطاف پذیر در (a) قاب دیوار برشی ۶ طبقه مستقر بر خاک (C، (b) قاب دیوار برشی ۱۰ طبقه مستقر بر خاک D

Fig. 10. Spectral acceleration of nonlinear dynamic analysis in fixed and flexible base, a) 6 story-Soil C, b) 10 story-Soil D



شکل ۱۱. نمودار برش پایه-جابجایی بام قاب دیوار برشی ۶ طبقه مستقر بر خاک C در حالت (a) پایه صلب، (b) پایه انعطاف پذیر

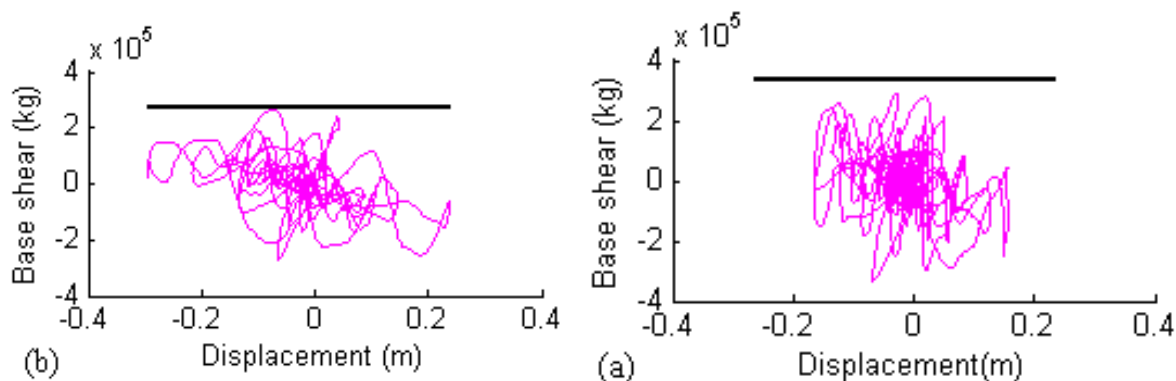
Fig. 11. Base shear-Roof displacement curve of 6 story frame which is founded on soil C, a) Fixed base, b) Flexible base

- مقایسه بر اساس تعداد طبقات (۳، ۶ و ۱۰ طبقه) در شکل ۷
  - مقایسه بر اساس نوع خاک (سخت B، متوسط C و نرم D) در شکل ۸
  - مقایسه بر اساس نوع پایه (صلب و انعطاف پذیر) در شکل ۹
- تفسیر منحنی های IDA نمایش داده شده در شکل های ۷، ۸ و ۹ در قسمت نتایج بررسی شده است.

شتاب‌نگاشت مورد استفاده در تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی هر یک از قاب‌های دیوار برشی، دربرگیرنده منحنی خلاصه شده IDA<sup>1</sup> برای هر حالت نیز می‌باشند. این منحنی با خطوط ضخیم تر نمایش داده شده است.

در ادامه به منظور بررسی اثر انعطاف پذیری پی بر ظرفیت قاب های بتنی حاوی دیوار برشی، منحنی IDA خلاصه شده در حالات زیر مقایسه شده اند:

1 Summarized IDA



شکل ۱۲. نمودار برش پایه-جابجایی بام قاب دیوار برشی ۱۰ طبقه مستقر بر خاک D در حالت (a) پایه صلب، (b) پایه انعطاف پذیر

**Fig. 12. Base shear-Roof displacement curve of 10 story frame which is founded on soil D, a) Fixed base, b) Flexible base**

در بسیاری از حالات عدم لحاظ نمودن این پدیده در فرآیند تحلیل و طراحی چنین سازه‌هایی مشکلات جدی را در زمینه تشخیص صحیح و با دقت مناسب توزیع نیروها و همچنین تغییر شکل‌های واقعی ایجاد می‌کند. این موضوع می‌تواند منجر به قضاوت‌های نادرست در زمینه تخمین رفتار سازه‌ها گردد. به این ترتیب ضرورت توجه هر چه بیشتر به اثرات پدیده اندرکنش خاک-پی-سازه در تحلیل رفتار لرزه‌ای سازه‌ها بیش از پیش احساس می‌شود.

مقایسه منحنی‌های خلاصه شده IDA به تفکیک نوع خاک، تعداد طبقات و همچنین نوع پایه حاکی از تأثیر چشمگیر پدیده اندرکنش خاک-پی-سازه بر نمودارهای ظرفیت حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده قاب‌های مورد مطالعه می‌باشند. به گونه‌ای که میزان ظرفیت سیستم که معادل نقطه پایانی منحنی‌های خلاصه شده IDA می‌باشد، با لحاظ نمودن اثر انعطاف پذیری پی کاهش یافته است.

نکته قابل توجه آن است که عدم در نظر گرفتن این موضوع منجر به ورود خطاهای بزرگ در روند طراحی و بهسازی سیستم‌های اندرکنشی می‌گردد. چرا که سیستم به واسطه انعطاف پذیری پی، قبل از رسیدن به ظرفیت مورد انتظار متناظر با فرض پایه صلب دچار ناپایداری دینامیکی<sup>۱</sup> می‌گردد. لازم به ذکر است این موضوع با نرم‌تر شدن خاک و افزایش ارتفاع قاب‌ها شدت بیشتری می‌یابد. منحنی‌های مربوط به قاب‌های مستقر بر خاک D (نرم‌ترین خاک) مؤید این

### ۳- نتایج

این مقاله اثر اندرکنش خاک-پی-سازه را بر ظرفیت قاب‌های بتنی حاوی دیوار برشی مورد بررسی قرار داده است. در این زمینه قاب‌های ۳، ۶ و ۱۰ طبقه که براساس طرح تفصیلی جدید شهر تهران نماینده‌ای از سازه‌های کوتاه، متوسط و نسبتاً بلند می‌باشند، انتخاب شده‌اند. از آن جایی که سازه‌های بتنی به جهت در دسترس بودن مصالح و نیروهای محلی و همچنین عدم نیاز به مهارت بسیار ویژه در امر ساخت مورد استقبال می‌باشند، در این مقاله سازه‌های مورد مطالعه قاب‌های خمشی بتنی حاوی دیوار برشی انتخاب شده‌اند. پس از انتخاب المان‌های مناسب برای تیر، ستون، دیوار برشی، پی و خاک زیر آن، این قاب‌ها با لحاظ نمودن زوال مقاومت و سختی در دو حالت با و بدون در نظر داشتن اندرکنش خاک-پی-سازه در نرم افزار OpenSees مدل سازی و در معرض شتاب نگاشت‌های مناسب در دو حالت پایه صلب و انعطاف پذیر تحت تحلیل دینامیکی فزاینده قرار گرفته‌اند. از جمله نتایج استخراج شده از این مقاله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

#### ۳-۱- اثر اندرکنش خاک-پی-سازه بر ظرفیت قاب‌های بتنی حاوی دیوار برشی

در یک نگاه کلی می‌توان این طور ادعا نمود که اثرات پدیده اندرکنش خاک-پی-سازه بر رفتار قاب‌های دیوار برشی موضوعی فراتر از افزایش زمان تناوب سیستم اندرکنشی می‌باشد. به گونه‌ای که

1 Dynamic instability

مطلب اند (شکل ۷-f، شکل ۸-b و ۹-d).

از مقایسه نمودارهای متناظر با قاب‌های ۱۰ طبقه مستقر بر انواع خاک‌ها می‌توان این‌گونه نتیجه گرفت که این قاب‌ها در مقایسه با قاب‌های ۳ و ۶ طبقه، تحت بارهای ثقلی کاهنده اثر بار لرزه‌ای روند مشابهی را به صورت محسوس دنبال نمی‌کنند. با توجه به دستورالعمل FEMA450 قاب‌های ۱۰ طبقه برخلاف قاب‌های بلندتر مانند ۱۵ طبقه بر مبنای سیستم باربر لرزه‌ای دوگانه طرح نشده‌اند. بنابراین می‌توان این چنین انتظار داشت که علی‌رغم ارتفاع نسبتاً بلند قاب‌ها و در نتیجه مشارکت بیشتر قاب خمشی در باربری لرزه‌ای نسبت به قاب‌های کوتاه‌تر، قاب‌های خمشی متصل به دیوار برای نیروها و تغییر مکان‌های واقعی اعمالی طراحی نشده باشند. منظور از این نیروها و تغییر مکان‌ها، اثراتی است که در حالت پایه انعطاف پذیر به قاب تحمیل می‌شوند. مقایسه میان رفتار قاب‌های ۱۰ طبقه مذکور در حالت‌های با و بدون در نظر گرفتن اندرکنش، این فرض را توجیه کرده و رفتار کاملاً متفاوت این قاب‌ها را نشان می‌دهد. مسئله اخیر تأیید دیگری بر ضرورت انجام تحلیل‌های اندرکنشی به منظور تعیین تقاضای تحمیل شده به سازه‌ها و طراحی آن‌هاست.

### ۲-۳- بررسی اثر انعطاف‌پذیری پی بر دیگر پاسخ‌های سیستم اندرکنشی

در حالت کلی لحاظ نمودن اندرکنش خاک و سازه به واسطه بهره‌گیری از مدل‌های اندرکنشی از قبیل تیر مستقر بر خاک غیرخطی وینکلر جهت مدل‌سازی محیط بی‌نهایت خاک، منجر به نرم‌تر شدن سیستم اندرکنشی و بالتبع افزایش زمان تناوب می‌گردد. به این ترتیب انتظار می‌رود با نرم‌تر شدن سیستم، پاسخ‌ها کاهش یابند. در این مقاله مبنای انتخاب معیار شدت لرزه‌ای در هر حالت، طیف پاسخ رکوردهای مذکور بوده است. در برخی حالات افزایش زمان تناوب سیستم به واسطه لحاظ نمودن اندرکنش منجر به افزایش شتاب طیفی و نهایتاً افزایش پاسخ نسبت به حالتی می‌گردد که تحلیل‌ها با فرض صلب بودن پایه انجام شده‌اند. این موضوع در مورد قاب‌های با ارتفاع کم و مستقر بر خاک نرم (D) شدت می‌یابد. دلیل این امر قرارگیری زمان تناوب این دسته از قاب‌ها در ناحیه آغازین طیف با مقادیر بالای شتاب طیفی است.

برای نمونه طیف رکوردهای مورد استفاده در تحلیل قاب دیوار برشی ۶ و ۱۰ طبقه مستقر بر خاک C و D بررسی شده است. از

میان طیف‌های قاب ۶ و ۱۰ طبقه، به ترتیب در طیف مربوط به رکورد هفتم با شناسه ۲۳ و ششم با شناسه ۲۲ در مجموعه رکوردها (شکل ۱۰)، افزایش زمان تناوب به واسطه لحاظ نمودن اندرکنش باعث کاهش شتاب طیفی شده است. در این حالت انتظار می‌رود پاسخ‌ها در حالت پایه انعطاف پذیر کمتر از حالتی باشد که فرض بر صلب بودن پایه است. در این راستا نمودار برش پایه-جابجایی بام برای هر دو قاب در هر دو حالت پایه صلب و انعطاف‌پذیر رسم و مقادیر حداکثر برش مقایسه شده است (به ترتیب شکل‌های ۱۱ و ۱۲).

همان‌طور که در شکل‌ها آورده شده است، مقدار جابجایی در حالت انعطاف‌پذیر نسبت به حالت صلب افزایش و در طرف مقابل میزان حداکثر برش پایه کاهش یافته است. افزایش جابجایی باعث وسیع‌تر شدن حلقه‌های هیسترتیک و بالتبع اتلاف بیشتر انرژی در سیستم اندرکنشی می‌گردد.

شکل ۱۰. مقایسه مقادیر شتاب طیفی مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی در دو حالت پایه صلب و انعطاف پذیر در (a) قاب دیوار برشی ۶ طبقه مستقر بر خاک C، (b) قاب دیوار برشی ۱۰ طبقه مستقر بر خاک D

شکل ۱۱. نمودار برش پایه-جابجایی بام قاب دیوار برشی ۶ طبقه مستقر بر خاک C در حالت (a) پایه صلب، (b) پایه انعطاف‌پذیر

شکل ۱۲. نمودار برش پایه-جابجایی بام قاب دیوار برشی ۱۰ طبقه مستقر بر خاک D در حالت (a) پایه صلب، (b) پایه انعطاف پذیر

### مراجع

- [1] Wolf, J. P. (1985). Dynamic Soil-Structure Interaction. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- [2] Tuladhar, R. (2006). Seismic behavior of concrete pile foundation embedded in cohesive soil. Ph.D. Dissertation, Saitama University, Japan.
- [3] Allotey, N. K. (2006). Nonlinear Soil- Structure interaction in performance- based design. (PhD thesis). University of Western Ontario, London, Canada.
- [4] Mylonakis, G. and Gazetas, G. (2000). Seismic soil structure interaction: Beneficial or Detrimental? Journal of Earthquake Engineering, Vol. 4(3), pp. 277-301.
- [5] MacLeod, I. A. (2005). Modern structural analysis: modelling process and guidance. Thomas Telford.

- response of reinforced concrete frames. Report No. PEER-2003/10. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- [16]Haselton. C. B. S., Taylor Lange, A. B. Liel, and G. G. Deierlein (2007). Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings, Report No. PEER Report 2007/03. Berkeley Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California.
- [17]FEMA, (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695/2009 Edition, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [18] Ibarra. L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural dynamics*. 34:1489-1511.
- [19]Orakcal, K., Massone, L., Wallace, J. (2006). Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled- Shear-Flexural Responses. Report No. PEER Report 2006/07. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California.
- [20]Marzban, S., Banazadeh, M., and Azarbakht, A.(2012) . Seismic Performance of Reinforced Concrete Shear Wall Frames Considering Soil Foundation-Structure Interaction. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. DOI10.1002 :/tal.1048.
- [21]Harden, C., Hutchinson, T. C., Martin, G. R., & Kutter, B. L. (2005). Numerical modelling of the nonlinear cyclic response of shallow foundations. Report No. PEER-2005/04. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- [22]Gajan, S., Hutchinson, T. C.,Kutter, B. L., Raychowdhury, P. Ugalde, J. A., & Stewart, J. P. (2007). Numerical models for analysis and performance- based design of shallow foundations subjected to seismic loading. Report No. PEER-2007/04. Berkeley: Pacific Earthquake engineering Research Center, University of California.
- [6]Jayalekshmi, B. R., and Chinmayi, H. K. (2016). Effect of soil stiffness on seismic response of reinforced concrete buildings with shear walls. *Innov. Infrastruct. Solut.* (2016) 1:2.
- [7]Bas, S. (2019). Estimation of Seismic Response of R/C Frame Structures to Vertical Earthquake Motion Considering Fixed Support and Soil-Structure-Interaction (SSI). *International Journal of Engineering Research and Development*. UMAGD, (2019) 11(1), 7-17.
- [8]Rodriguez, M., Magna-Verdugo, C., and Abell, J. (2018). INFLUENCE OF SOIL STRUCTUREINTERACTION IN SHEAR-WALL RC BUILDINGS FRAGILITY CURVES. Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Los Angeles, California.
- [9]Anvarsamarin, A., Rahimzadeh Rofooei, F., and Nekooei, M. (2018). Soil-Structure Interaction Effect on Fragility Curve of 3D Models of Concrete Moment-Resisting Buildings. *Shock and Vibration*. Volume 2018, Article ID 7270137, 13 pages.
- [10]Kraus, I., and Dzakic, D. (2013). Soil-structure interaction effects on seismic behaviour of reinforced concrete frames. SE-50EEE Conference, May 2013.
- [11]Chandler, A. M., and Hutchinson, G. L. (2006). Code design provisions for torsionally coupled buildings on elastic foundation. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 15 (4), 517-536.
- [12]Barcena, A., and Esteva, L. (2007). Influence of dynamic soil- structure interaction on the nonlinear response and seismic reliability of multistory systems. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 36 (3), 327-346.
- [13]Bhattacharya, K., and Dutta, S. C. (2004). Assessing lateral period of building frames incorporating soil- flexibility. *Journal of sound and vibration*, 269 (3-5), 795-821.
- [14]Chuanromanee, O., Hanson, R. D., and Woods, R. D. (1995). The influence of soil- structure interaction on the overall damping of structures with high damping. (pp. 575-582). Crete, Greece: 7<sup>th</sup> international conference on soil dynamics and earthquake engineering (SDEE 95).
- [15] Lowes, L. N., Mitra, N., and Altoontash, A. (2004). A beam- column joint model for simulating the earthquake

- [23]Nagae, T., Ghannoum, W. M., Kwon, J., Tahara, K., Fukuyama, K., Matsumori, T., Shiohara, H., Kabeyasawa, T., Kono, S., Nishiyama, M., Sause, R., Wallace, J. W., and Moehle, J. P. (2015). Design Implications of Large-Scale

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*E. Rajabi, Effect of Foundation Flexibility on the Capacity of Concrete Moment Frames with Shear Wall . Amirkabir J. Civil Eng., 53(6) (2021) 2475-2496.*

DOI: [10.22060/ceej.2020.17410.6555](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17410.6555)



