

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلندمرتبه بتن آرمه دارای پس‌نشستگی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه

امین پاشایی^۱، اشکان خدابنده‌لو^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

*ارومیه، صندوق پستی ۹۶۹، ashkan.khodabandehlou@iau.ac.ir

چکیده

در این پژوهش یک قاب بتن‌آرمه سه بعدی ۲۵ طبقه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی ویژه در دو امتداد X و Y در پهنه با خطر نسبی زیاد ($a=0.3g$) با دو مدل با ارتفاع طبقات (۳/۲-۴/۲) متر که از طبقات (۱-۱۲) منظم و (۱۳-۲۵) دارای پس‌نشستگی بر روی خاک I ، II و III بدون و با اندرکنش خاک-سازه در نظر گرفته می‌شود. هدف از پژوهش حاضر تعیین حداکثر تغییرمکان جانبی افقی (مطلق و نسبی) طبقات، برش پایه و لنگر واژگونی قاب‌ها است. جهت مدل‌سازی خاک زیر فونداسیون از مدل مخروط میک‌وولف، تعیین ضریب سختی دینامیکی فنر و ضریب میرایی با استفاده از مدل گسسته براساس مدل مخروطی پی مدفون در نیم‌فضای همگن و برای تحلیل اندرکنش خاک-سازه از روش زیرسازه، جهت تحلیل بار لرزه‌ای از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری مستقیم تحت هفت شتابنگاشت استفاده و مدل‌سازی هندسی کلیه قاب‌ها در نرم‌افزار SAP2000-V18 انجام شده است. نتایج حاکی از آن است، با تغییر نوع تپ خاک III به I ، II به I ، III به I از طبقات (۱-۲۵) بدون و با اندرکنش خاک-سازه روند تغییرات حداکثر تغییرمکان جانبی (مطلق، نسبی) در دو مدل (۱ و ۲) از طبقات (۱-۲۵) در امتداد (X و Y) افزایشی و حداکثر درصد افزایش تغییرمکان جانبی (مطلق-نسبی)، از طبقات (۱۳-۲۵) نسبت به طبقات (۱-۱۲) به ترتیب تغییرمکان جانبی (کاهش-افزایش) یافته و در خاک II به I بدون و با اندرکنش از طبقات (۱-۲۵) به علت ثابت ماندن دوره تناوب خاک (I و II) تغییری نمی‌کند. همچنین حداکثر برش پایه مدل ۲ به ۱ خاک‌های I ، II و III بدون و با اندرکنش در امتداد (X و Y) کاهش و حداکثر لنگر واژگونی افزایش می‌یابد.

واژگان کلیدی

تغییرمکان، مدل گسسته، زیرسازه، تاریخچه زمانی، غیرخطی

Seismic performance of high-rise reinforced concrete buildings retrograde with consideration of soil and structure interaction

A. Pashai, A. khodabandehlou

Abstract

The need for more high-rise buildings that have complex reactions to earthquakes makes controlling soil-structure interactions particularly important. Also, the architectural and aerodynamic requirements of high-rise buildings that lead to post-deposition necessitate further studies is inevitable on the effects of post-depositional and soil-structure interactions. In this study, a three-dimensional, 25 floors reinforced concrete frame with a particular moment frame structural system along the X and Y line in a very dangerous area ($a=0.3g$) with two models with the height of floors (3.2-4.2) has regular (1-12) and with post-depositional (13-25) floors on the soil (I , II , and III) is assumed without soil-structure interaction. The purpose of the present study was to determine the maximum horizontal lateral displacement (absolute, drift) floors, base shear and invert anchor frames. To model the sub-foundation soil from Themickwolf's cone model, determination of coefficient of dynamic stiffness of spring and damping coefficient using discrete model based cone model in half homogeneous space for the analysis of soil-structure interaction from the subsurface method. For seismic load analysis, the nonlinear time history dynamic analysis method by direct integration method under seven accelerometers was used and geometric modelling was performed on all sap2000-v18 software. The result shows that with change in soil type (II to I , III to I , and III to II) without and with soil-structure interaction, the trend of the maximum lateral displacement (absolute, drift) in two model (1 and 2) of storeys (1-25) along (X and Y) increasing, maximum percent increase in lateral displacement (absolute-drift) from the floors (13-25) to the floors (1-12) respectively, lateral displacement (decrease-increase) and soil (II to I) without and with soil-structure interaction from the floors (1-25) due to stay periodic the soil (I and II) does not change. Also, the maximum base shear is reduced of model 2 to 1 the soils (I , II , and III) without and with interaction along (X and Y), and the maximum overturn anchor is increased.

Keywords

Displacement, Discrete model, Substructure, Time history, Nonlinear

در طی زمین‌لرزه، گسیختگی سازه از نقاط ضعیف شروع می‌شود. این نواحی ضعیف به علت عدم پیوستگی در جرم، سختی و هندسه سازه است. سازه‌ها با داشتن این عدم پیوستگی به عنوان سازه‌های نامنظم نامیده می‌شوند. نامنظمی‌های عمودی یکی از دلایل عمده گسیختگی سازه‌ها در طی زلزله است [۱]. از طرفی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه می‌توان پارامترهایی مانند اثر انعطاف‌پذیری خاک و فونداسیون، تغییر فرکانس‌های ورودی به سازه به علت عبور از خاک و استهلاک انرژی به علت میرایی ارتعاشی و میرایی هیسترسیس را لحاظ نمود [۲].

رفتار لرزه‌ای سازه‌ها تحت تأثیر سه ویژگی مهم سازه است، که تغییر در هر یک از ویژگی‌های دینامیکی سازه را دچار تغییر می‌کند. این سه ویژگی عبارتند از: سختی، مقاومت و جرم سازه. لذا بررسی عملکرد این‌گونه سازه‌ها که با نامنظمی در ارتفاع همراه است صرفاً با تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی امکان‌پذیر است. برای این منظور از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده می‌شود. در این روش تحلیل دینامیکی، سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه و محاسبه پاسخ مدل ریاضی ساختمان که در برگزیده رفتار فرارارتجاعی آن است، انجام می‌شود. در این مدل تکیه‌گاه سازه می‌تواند صلب فرض شود. شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرد باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام وقوع زلزله باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مؤلفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده انتخاب گردند. زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده باید به روش مذکور در بند ۲-۳-۲ آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴، به مقیاس در آورده شوند. لیکن در این محاسبات باید طیف طرح استاندارد بدون اعمال عکس ضریب (R_u/I) در نظر گرفته شود [۳]. در هنگام وقوع زلزله پاسخ سازه (نیروها، تغییر مکان‌ها) و پاسخ زمین (جابجایی و شتاب حرکت) به یکدیگر وابسته هستند. بارهای انتقال یافته از سازه به پی بر شالوده بتن و خاک زیر شالوده و حتی خاک اطراف شالوده نیز تأثیر گذاشته و باعث ایجاد تنش‌ها و تغییر شکل‌هایی در آن‌ها می‌شوند. به طوری که حتی وجود یک سازه می‌تواند نحوه ارتعاش زمین اطراف خود را نسبت به حالتی که سازه‌ای روی خاک قرار ندارد (یعنی حالت میدان آزاد) تغییر دهد. از طرف دیگر باید گفت که تغییر شکل‌های شالوده و خاک باعث می‌شوند تا خصوصیات و پاسخ دینامیکی

سازه نیز تغییر کند. بنابراین در مجموع می‌توان نتیجه گرفت که سازه شالوده و خاک زیر (و اطراف) شالوده جمعاً به عنوان یک سیستم واحد رفتار می‌کنند، که ویژگی‌های هر یک بر دیگری نیز تأثیر گذاشته و در اصطلاح روی همدیگر اثر متقابل یا اندرکنش دارند. این مفاهیم موجب شده تا در عالم ژئوتکنیک لرزه‌ای شاخه‌ای نوین به نام اندرکنش خاک-پی-سازه ایجاد شود؛ که سعی می‌کند تأثیر این عوامل را به طور همزمان در تحلیل و طراحی سازه در نظر بگیرد.

پدیده اندرکنش خاک-سازه که تمرکز آن متوجه رفتار ساختاری است به سه دهه پیش بر می‌گردد. Wolf و Deeks (۲۰۰۴) سختی دینامیکی و حرکت ورودی پی برای پی‌های سطحی و مدفون به ازای تغییرات زیاد پارامترها و محاسبه سختی دینامیکی پی بر روی سطح یک نیم‌فضای همگن، سختی دینامیکی پی بر روی سطح یک لایه واقع بر روی یک نیم‌فضای انعطاف‌پذیر، مطالعه پارامتریک برای یک پی در دو حالت سطحی و مدفون در یک نیم‌فضای چند لایه که می‌تواند در تکیه‌گاه خود نیز گیردار باشد ارائه نمودند [۴]. Aranda (۱۹۸۴) مقایسه‌ای از نیازهای شکل‌پذیری میان سازه منظم و پس‌رفته با استفاده از زلزله رکورد شده روی خاک نرم انجام داد و مشاهده کرد که نیازهای شکل‌پذیری بالاتری برای سازه پس‌رفته نسبت به سازه منظم بدست می‌آید و این افزایش بیشتر در بخش برج سازه پس‌رفته دیده می‌شود [۵]. Shahrooz و Moehle (۱۹۹۰) بر این عقیده بودند که رفتار لرزه‌ای سازه‌های دارای عقب‌رفتگی نشان می‌دهد که اعضا و المان‌های آسیب‌دیده در اطراف ناحیه عقب رفته متمرکز شده‌اند [۶]. مطالعات Duan و Chandler (۱۹۹۵) حاکی از ناکارآمدی روش‌های تحلیل و طراحی مرسوم برای طراحی سازه‌های دارای پس‌نشستگی در ارتفاع است. در کنار رفتار پیچیده سازه‌های نامنظم دارای پس‌نشستگی، اندرکنش آن‌ها با خاک قرار گرفته در زیر شالوده می‌تواند منجر به رفتار پیچیده‌تری شود. به طور کلی رفتار غیرخطی خاک و اندرکنش سازه با آن باعث می‌شود که توزیع نیرو و جابجایی‌ها در سازه تغییر یابد [۷]. Tena-Colunga (۲۰۰۴) اثر قاب‌های تک دهانه به جای قاب‌های چند دهانه در جهت باریک سازه نامنظم دارای پس‌رفتگی روی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها را مطالعه کردند. آن‌ها به این منظور دو سازه مقاوم خمشی بتن‌آرمه (پس‌رفته و باریک) طراحی شده مطابق با آیین‌نامه لرزه‌ای ۱۹۹۳ مکزیک روی خاک نرم را در نظر گرفتند و به این نتیجه رسیدند که جهت دهانه کمتر سازه پس‌رفته با قاب یک دهانه زمانی که با زاویه جابجایی نسبی طبقه نزدیک به $(\Delta = 1/2\%)$ طراحی شود



سازه آسیب‌پذیر می‌شود [۸]. Pérez-Rocha و Avilés (۲۰۰۵) رفتار یک سازه تک درجه آزادی با رفتار الاستوپلاستیک که روی یک پی صلب مدفون در خاک قرار گرفته را بررسی کردند. خاک یک محیط ویسکوالاستیک با ضخامت ثابت فرض شده که خود بر روی یک نیم‌فضای همگن ویسکوالاستیک قرارداد. مطالعات آن‌ها بر مبنای تعریف یک نوسان‌گر معادل غیرخطی صورت پذیرفته است. در این روش علاوه بر زمان تناوب و میرایی معادل الاستیک سیستم اندرکنشی شکل‌پذیری معادلی نیز تعریف شد که نماینده رفتار غیرخطی سازه است [۹]. De Stefano و Pintucchi (۲۰۰۸) بر این عقیده بودند که پاسخ سازه‌های نامنظم در ارتفاع از اثرات انعطاف‌پذیری پی مصون نیست و مشابه سایر سازه‌های عمرانی تغییراتی در پاسخ آن‌ها به واسطه اثرات اندرکنش خاک-سازه ایجاد می‌شود [۱۰]. Hatzigeorgiou و Beskos (۲۰۰۹) مطالعه پارامتریکی وسیع خود را جهت حصول تغییر مکان نسبی غیرالاستیک مقتضی به بررسی دوره تناوب ارتعاشی، نسبت میرایی ویسکوز، نسبت کرنش-سختی، ضریب کاهش نیرو و نوع خاک محدود کردند [۱۱]. Moghaddasi و همکارانش (۲۰۱۱) مطالعه آماری بر روی سیستم‌های ساختمان-فوندانسیون-خاک را تحت یک مجموعه ۴۰ تایی حرکت زمین انجام دادند. آن‌ها دریافتند که تأثیرات اندرکنش خاک-سازه ممکن است پاسخ ساختاری که بستگی به محل خاص سازه-زلزله دارد افزایش یا کاهش دهد [۱۲]. در حالی‌که نتایج Halabian و Emami (۲۰۱۳) و Halabian و Erfani (۲۰۱۳) نشان دادند که مهندسی ساختاری می‌تواند بسیار متأثر از انعطاف‌پذیری فوندانسیون باشد [۱۳] و Katarmal و همکارانش (۲۰۱۶) پژوهشی با عنوان "پاسخ لرزه‌ای قاب بتن‌آرمه نامنظم با اندرکنش خاک-سازه" ارائه دادند. هدف از این مطالعه شرح و بررسی رویکردهای متفاوت با توجه به انعطاف‌پذیری خاک در بحث اندرکنش خاک-سازه در خصوص پاسخ سازه‌های بلندمرتبه است [۱۵]. Mirzaie و همکارانش (۲۰۱۷) یک چهارچوب احتمالی را جهت مطالعه تأثیرات اندرکنش خاک-سازه بر روی پاسخ غیرالاستیک سازه‌ها با عملکرد ساختاری متریک پیشنهاد دادند [۱۶]. تأثیر سختی خاک بر آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های نامنظم توسط Biradar و Prasad در سال (۲۰۱۷) ارائه شده است. این مقاله نشان می‌دهد که ساختمان‌های نامنظم به طور کلی در طی زلزله‌ها آسیب‌پذیرند و به علت وجود خاک ضعیف آسیب‌پذیری بیشتری دارند. دو نوع قاب بتن‌آرمه یکی منظم و متقارن در ارتفاع و دیگری غیرمتقارن که بر روی سه نوع خاک

موجود در آیین‌نامه ISI893-2002 که خاک سخت، متوسط و خاک نرم نامیده شده در تحلیل‌ها در نظر گرفته شده است [۱۷]. با بررسی تحقیقات پژوهشگران می‌توان بیان نمود که اغلب محققین تأثیر اندرکنش خاک-سازه در ساختمان‌های دارای پس‌نشستگی در ارتفاع را بر روی خاک (نرم، سخت) بررسی کرده‌اند. خاک با استفاده از روش المان محدود و انعطاف‌پذیری پی سازه با استفاده از روش تیر غیرخطی وینکلر مدل‌سازی شده‌اند. تحلیل‌ها با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی و استاتیکی غیرخطی و تجزیه و تحلیل‌ها با استفاده از نرم‌افزار ETABS و SAP2000 انجام گرفته است. تأثیرات اندرکنش خاک-سازه جهت بررسی پارامترهای مختلف همچون دوره تناوب، برش پایه، جابجایی بام، تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در نظر گرفته شده است. نتایجی که پژوهشگران بدست آوردند عبارتند از:

- ساختمان‌های نامنظم در ارتفاع که بر روی خاک نرم و در نواحی لرزه خیز ساخته می‌شوند، بیشترین آسیب‌پذیری را دارند.
- به دلیل انعطاف‌پذیری پی حداکثر تقاضای تغییر مکان جانبی نسبی طبقات افزایش می‌یابد.
- در سازه‌هایی با پای گیردار و انعطاف‌پذیر، سطح اطمینان قابل قبول برای تأمین قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه تحت زلزله‌هایی با خطر کم تا متوسط حاصل می‌شود ولی در زلزله‌هایی با خطر لرزه‌ای بالاتر با توجه به محل و درصد پس‌رفتگی، باعث کاهش سطح اطمینان عملکردی سازه می‌شود.
- در پژوهش حاضر نیز تلاش بر این است که با در نظر گرفتن پی انعطاف‌پذیر به لحاظ وجود خاک زیر پی با و بدون اندرکنش خاک-سازه تأثیر افزایش ارتفاع طبقات و نوع بسترخاکی سخت (I و II) و نرم (III) بر روی پارامترهای حداکثر تغییر مکان جانبی افقی (مطلق و نسبی) طبقات، برش پایه و لنگر واژگونی و همچنین مدل کردن خاک زیر سازه با مدل مخروطی و تحلیل اندرکنش خاک-سازه با روش زیر سازه و تحلیل بار زلزله با روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری مستقیم با استفاده از نرم‌افزار SAP2000-V18 به طور کامل بررسی گردد. با این تفاوت که در اکثر تحقیقات موجود در این رده، پارامتر لنگر واژگونی مورد بررسی قرار نگرفته و همچنین خاک با استفاده از روش المان محدود و انعطاف‌پذیری پی سازه با روش تیر غیرخطی وینکلر مدل‌سازی و تحلیل‌ها، دینامیکی افزایشی و استاتیکی غیرخطی است.

بنابراین با بررسی تحقیقات و مطالعات انجام شده از گذشته تا به امروز تلاش می‌شود تا نتایج مورد نیاز حاصل شود تا رهیافت مناسبی برای انجام پژوهش حاضر فراهم گردد.

۲- مدل‌های عددی

تحلیل پدیده اندرکنش خاک-سازه در زمان وقوع زلزله از ضروریات مهندسی زلزله است؛ ولی به طور کلی در انجام تحلیل دو مشکل وجود دارد که قبل از انجام تحلیل بایستی بررسی گردد. اولین آن‌ها مربوط به انتخاب مدل مناسب خاک است که با توجه به دقت مورد نیاز و هزینه آن، یکی از روش‌های زیر پس از بررسی به عنوان مدل خاک انتخاب می‌شود. دومین مشکل تعیین حرکت مناسب زمین با تکیه بر خصوصیات زمین‌شناسی محل و حد پذیرش (ریسک) است. برای تحلیل پدیده اندرکنش باید حرکت زمین را در سطح پی سنگ اعمال نمود و سیستم خاک و سازه را به صورت یک مجموعه مورد بررسی قرارداد ولی چون در حال حاضر اطلاعات کمی در مورد حرکت زمین در سطح پی سنگ وجود دارد، این روش عملی نیست. مناسب‌ترین روش تحلیل اعمال حرکت آزاد زمین در سطح پی سازه است که همان حرکت زمین بدون حضور سازه است [۱۸]. در حالت کلی می‌توان دو نوع اندرکنش سینماتیکی و اینرسی را در نظر گرفت. حرکات ایجاد شده در پی به دلیل اندرکنش سینماتیکی باعث ارتعاش سازه می‌شوند و در برگشت ارتعاش مذکور باعث ایجاد نیروی اینرسی می‌شود و پی و خاک اطراف آن را تحت یک بار دینامیکی اضافی قرار می‌دهد. این اثر به عنوان اندرکنش اینرسی شناخته می‌شود [۱۹]. ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک-سازه دارای دو قسمت است. قسمت اول، اصلاح زلزله ثبت شده در میدان آزاد خاک که بدین ترتیب تحریک ورودی به پی محاسبه می‌شود. قسمت دوم، جایگزینی سازه با یک سیستم خاک-سازه است که اثر وجود خاک را در تحلیل دینامیکی در نظر می‌گیرد. سپس این سیستم خاک-سازه تحت تحریک ورودی به پی تحلیل می‌گردد. در این حالت پاسخ لرزه‌ای سازه متأثر از امواج لرزه‌ای منتشر شده در محیط خاک، برخورد آن‌ها به سازه و سرانجام بازگشت مجدد این امواج به محیط خاک خواهد بود [۲۰].

مدل‌های خاک برای تحلیل دینامیکی اندرکنش خاک-سازه شامل: (۱) جرم، فنر و کمک فنر معادل (مستقل از تواتر) در پی

سازه، (۲) تیربرشی، (۳) نیم بی‌نهایت ارتجاعی خاک و (۴) عناصر محدود برای خاک هستند [۱۸].

روش‌های تحلیل اندرکنش خاک-سازه به سه دسته (۱) مستقیم، (۲) زیرسازه و (۳) مختلط تقسیم می‌شوند [۲۱].

در این پژوهش برای مدل کردن خاک زیر سازه از مدل جرم، فنر و کمک فنر معادل (مستقل از تواتر) در پی سازه (مدل مخروط) استفاده می‌شود. زیرا این مدل برای حالت‌های پیچیده که حل دقیق آن مستلزم محاسبات طولانی بوده و بعضاً موجود ناست، استفاده شده و عمومیت کافی با در نظر گرفتن لایه‌بندی و مدفون بودن برای تمام درجات آزادی و تمام فرکانس‌ها و دقت مهندسی کافی را دارد. جهت تحلیل اندرکنش خاک-سازه از روش زیرسازه استفاده می‌شود. این روش سرعت عملیات را افزایش می‌دهد و انجام مطالعات پارامتریک را امکان‌پذیر می‌کند. تغییر مکان جانبی و دریافت از فاکتورهای مهم در بررسی پاسخ سازه‌های بلندمرتبه است. بنابراین از متغیرهای اصلی این پژوهش تغییر نوع تیپ خاک (I, II و III) و افزایش ارتفاع طبقات است، که با توجه به این متغیرها و موارد ذکر شده بدون و با تأثیر اندرکنش خاک-سازه به بررسی حداکثر تغییر مکان جانبی افقی (مطلق و نسبی) طبقات، برش پایه و لنگر واژگونی ناشی از نیروی جانبی زلزله در ساختمان بلندمرتبه بتن‌آرمه نامنظم که دارای پس‌نشستگی در ارتفاع است پرداخته می‌شود.

۲-۱- ساختمان مورد استفاده در پژوهش حاضر

در این پژوهش یک قاب بتن‌آرمه سه بعدی ۲۵ طبقه بدون احتساب خرپشته با سیستم سازه‌ای قاب خمشی ویژه در دو امتداد X و Y در پهنه با خطر نسبی زیاد ($a=0.3g$) که در امتداد X دارای ۶ دهانه ۵ متری و در امتداد Y دارای ۸ دهانه ۵ متری با دو مدل (۱-۲) با ارتفاع طبقات به ترتیب (۳/۲-۴/۲) متر که هر یک از مدل‌ها بر روی سه نوع خاک متفاوت (I, II و III) بدون و با تأثیر اندرکنش خاک و سازه که با افزایش ارتفاع ساختمان از سطح مقطع پلان آن کاسته می‌شود (پس‌نشستگی در ارتفاع). بارگذاری ثقلی قاب‌ها براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای وارد بر ساختمان ۱۳۹۲ است. به منظور تحلیل و طراحی مدل‌های مورد بررسی از ضوابط آیین‌نامه [۲۲] ACI318-14، برای تعیین بار جانبی زلزله از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم [۳] استفاده می‌شود. مشخصات ابعادی مدل مطابق جدول (۱) است.



جدول ۱- مشخصات ابعادی مدل ۲۵ طبقه

ساختمان	مدل	طبقات	ارتفاع طبقات (متر)	تعداد دهانه $(X-Y)$	طول دهانه (متر) $X-Y$	نوع خاک
۲۵ طبقه	۲-۱	۱-۱۲	۳/۲-۴/۲	۶-۸	۵-۵	I, II و III
		۱۳-۲۵	۳/۲-۴/۲	۴-۶		

جدول ۴- ابعاد تیرها و ستون‌ها (مدل ۱، خاک نوع II)

طبقات	ابعاد ستون (سانتی متر)	ابعاد تیر (سانتی متر)
۱-۲	$C85 \times 85 - 32\phi 25$	$B85 \times 60 - 18\phi 20$
۳-۶	$C80 \times 80 - 32\phi 25$	$B80 \times 60 - 18\phi 20$
۷-۸	$C75 \times 75 - 28\phi 25$	$B75 \times 60 - 16\phi 20$
۹-۱۴	$C70 \times 70 - 28\phi 25$	$B70 \times 60 - 16\phi 20$
۱۵-۱۶	$C65 \times 65 - 24\phi 25$	$B65 \times 60 - 14\phi 20$
۱۷-۱۸	$C60 \times 60 - 24\phi 22$	$B60 \times 60 - 14\phi 18$
۱۹-۲۲	$C55 \times 55 - 20\phi 20$	$B55 \times 60 - 12\phi 18$
۲۳-۲۴	$C50 \times 50 - 20\phi 20$	$B50 \times 50 - 12\phi 16$
۲۵	$C40 \times 40 - 16\phi 16$	$B40 \times 40 - 10\phi 12$

جدول ۵- ابعاد تیرها و ستون‌ها (مدل ۲، خاک نوع II)

طبقات	ابعاد ستون (سانتی متر)	ابعاد تیر (سانتی متر)
۱-۲	$C90 \times 90 - 32\phi 32$	$B90 \times 65 - 18\phi 22$
۳-۴	$C85 \times 85 - 32\phi 25$	$B85 \times 65 - 18\phi 20$
۵-۱۴	$C80 \times 80 - 32\phi 25$	$B80 \times 65 - 18\phi 20$
۱۵-۱۶	$C70 \times 70 - 28\phi 25$	$B75 \times 65 - 16\phi 20$
۱۷-۲۰	$C65 \times 65 - 24\phi 25$	$B65 \times 65 - 14\phi 20$
۲۱-۲۲	$C60 \times 60 - 24\phi 22$	$B60 \times 60 - 14\phi 18$
۲۳-۲۴	$C50 \times 50 - 20\phi 20$	$B50 \times 55 - 12\phi 16$
۲۵	$C40 \times 40 - 16\phi 16$	$B40 \times 40 - 10\phi 12$

جدول ۶- ابعاد تیرها و ستون‌ها (مدل ۱، خاک نوع III)

طبقات	ابعاد ستون (سانتی متر)	ابعاد تیر (سانتی متر)
۱-۲	$C85 \times 85 - 32\phi 25$	$B85 \times 60 - 18\phi 20$
۳-۶	$C80 \times 80 - 32\phi 25$	$B80 \times 60 - 18\phi 20$
۷-۸	$C75 \times 75 - 28\phi 25$	$B75 \times 60 - 16\phi 20$
۹-۱۴	$C70 \times 70 - 28\phi 25$	$B70 \times 60 - 16\phi 20$
۱۵-۱۸	$C65 \times 65 - 24\phi 25$	$B65 \times 60 - 14\phi 20$
۱۹-۲۰	$C60 \times 60 - 24\phi 22$	$B60 \times 60 - 14\phi 18$
۲۱-۲۲	$C55 \times 55 - 20\phi 22$	$B55 \times 60 - 12\phi 18$
۲۳-۲۴	$C50 \times 50 - 20\phi 20$	$B50 \times 55 - 12\phi 16$
۲۵	$C40 \times 40 - 16\phi 16$	$B40 \times 40 - 10\phi 12$

ابعاد اولیه تیرها و ستون‌های قاب‌ها با استفاده از نرم‌افزار ETABS V15.2.2 مطابق جدول (۲) تا جدول (۷) و ابعاد فوندانسیون و دال سقف با استفاده از نرم‌افزار SAFE 2014 در جدول (۸) بیان شده‌اند.

جدول ۲- ابعاد تیرها و ستون‌ها (مدل ۱، خاک نوع I)

طبقات	ابعاد ستون (سانتی متر)	ابعاد تیر (سانتی متر)
۱-۲	$C85 \times 85 - 32\phi 25$	$B85 \times 60 - 18\phi 20$
۳-۶	$C80 \times 80 - 32\phi 25$	$B80 \times 60 - 18\phi 20$
۷-۸	$C75 \times 75 - 28\phi 25$	$B75 \times 60 - 16\phi 20$
۹-۱۴	$C70 \times 70 - 28\phi 25$	$B70 \times 60 - 16\phi 20$
۱۵-۱۶	$C65 \times 65 - 24\phi 25$	$B65 \times 60 - 14\phi 20$
۱۷-۲۰	$C60 \times 60 - 24\phi 22$	$B60 \times 60 - 14\phi 18$
۲۱-۲۲	$C55 \times 55 - 20\phi 22$	$B55 \times 55 - 12\phi 18$
۲۳-۲۴	$C45 \times 45 - 16\phi 20$	$B45 \times 50 - 10\phi 16$
۲۵	$C35 \times 35 - 12\phi 18$	$B35 \times 35 - 8\phi 14$

جدول ۳- ابعاد تیرها و ستون‌ها (مدل ۲، خاک نوع I)

طبقات	ابعاد ستون (سانتی متر)	ابعاد تیر (سانتی متر)
۱-۲	$C90 \times 90 - 32\phi 32$	$B90 \times 60 - 18\phi 22$
۳-۴	$C85 \times 85 - 32\phi 25$	$B85 \times 60 - 18\phi 20$
۵-۶	$C80 \times 80 - 32\phi 25$	$B80 \times 60 - 18\phi 20$
۷-۱۴	$C75 \times 75 - 28\phi 25$	$B75 \times 60 - 16\phi 20$
۱۵-۱۶	$C70 \times 70 - 28\phi 25$	$B70 \times 60 - 16\phi 20$
۱۷-۲۰	$C65 \times 65 - 24\phi 25$	$B65 \times 60 - 14\phi 20$
۲۱-۲۲	$C60 \times 60 - 24\phi 22$	$B60 \times 60 - 14\phi 18$
۲۳-۲۴	$C50 \times 50 - 20\phi 20$	$B50 \times 55 - 12\phi 16$
۲۵	$C40 \times 40 - 16\phi 18$	$B40 \times 40 - 10\phi 14$

مشخصات مصالح مورد استفاده در تیرها و ستون‌ها، دال سقف، فوندانسیون و خاک زیر فوندانسیون به شرح جدول (۹) است.



است.

جدول ۷- ابعاد تیرها و ستون‌ها (مدل ۲، خاک نوع III)

طبقات	ابعاد ستون (سانتی‌متر)	ابعاد تیر (سانتی‌متر)
۱-۲	$90 \times 90 - 32\phi 25$	$80 \times 65 - 18\phi 22$
۳-۴	$85 \times 85 - 32\phi 25$	$80 \times 65 - 18\phi 20$
۵-۱۴	$80 \times 80 - 32\phi 25$	$80 \times 65 - 18\phi 20$
۱۵-۱۶	$70 \times 70 - 28\phi 25$	$70 \times 65 - 16\phi 20$
۱۷-۲۰	$70 \times 65 - 24\phi 25$	$70 \times 65 - 14\phi 20$
۲۱-۲۲	$70 \times 60 - 24\phi 22$	$70 \times 60 - 14\phi 18$
۲۳-۲۴	$55 \times 55 - 20\phi 22$	$55 \times 55 - 12\phi 18$
۲۵	$45 \times 45 - 16\phi 18$	$45 \times 45 - 10\phi 14$

جدول ۱۰- بارهای ثقلی وارد بر قاب‌ها

نوع بار	میزان بار (کیلوگرم بر مترمربع)
بار مرده	۴۱۵
بار زنده غیرقابل کاهش	۵۰۰
بار زنده قابل کاهش (۰/۵)	۲۰۰
بار تیغه‌بندی	۱۰۰
بار مرده بام	۴۶۵
بار زنده بام	۲۰۰
بار برف	۱۵۰

جدول ۸- ابعاد فوندانسیون و دال سقف

طبقه	شماره	شماره	شماره	شماره	شماره
۲۵ طبقه	۱	۱۸۰	۲۰	۲۰	۲۰
	۲	۲۰۰	گسترده	۲۰	۲۰
	۲	۲۲۰	گسترده	۲۰	۲۰

اثر صلبیت پی با فرض فوندانسیون مدفون لحاظ شده و جهت مدل‌سازی خاک زیر فوندانسیون از مدل مخروط میک وولف در پی سازه استفاده شده است. ضریب سختی دینامیکی فنر و ضریب میرایی با استفاده از مدل گسسته براساس مدل مخروطی پی مدفون در نیم‌فضای همگن تعیین می‌شود و جهت تحلیل اندرکنش خاک-سازه از روش زیرسازه استفاده می‌شود. جهت تحلیل بار زلزله از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری مستقیم طبق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران و ویرایش چهارم استفاده می‌شود.

جدول ۹- مشخصات مصالح فولادی و بتنی

مصالح	مشخصات فنی	میزان
(آرماتور AIII)	مقاومت فشاری (kg/cm ²)	۳۵۰
	مدول الاستیسیته (Pa)	2.8×10^9
	نسبت پواسون	۰/۱۵
	چگالی (kg/cm ³)	۷۸۵۰
	تنش تسلیم (kg/cm ²)	۴۰۰۰
	تنش گسیختگی (kg/cm ²)	۶۰۰۰
	تنش تسلیم موردانتظار (kg/cm ²)	۴۶۰۰
بتن	تنش گسیختگی موردانتظار (kg/cm ²)	۶۹۰۰

۲-۲- انتخاب و مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها

در روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری مستقیم، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه و محاسبه پاسخ مدل ریاضی ساختمان که در برگیرنده رفتار فراالترجاعی آن است انجام می‌شود. برای این منظور در این پژوهش شتاب‌نگاشت‌های به شرح جدول (۱۱) انتخاب می‌شوند.

طبق بند ۳-۳-۵-۲ استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم، حداکثر شتاب همه شتاب‌نگاشت‌ها برابر شتاب ثقل (g) می‌گردد. پس از آن طیف‌های پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با استفاده از جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج شتاب‌نگاشت ساخته می‌شود.

طیف‌های پاسخ ترکیبی هر تعداد زوج شتاب‌نگاشت میانگین‌گیری شده و یک طیف میانگین برای مقایسه با طیف طرح استاندارد بدست می‌آید. در این روش برای هر زمان تناوب در محدوده $0.2T$ تا $1/5T$ (T بیانگر دوره تناوب)، مقدار متوسط طیف جذر مجموع مربعات مربوط به تمام زوج مؤلفه‌ها،

بارگذاری ثقلی قاب‌ها بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای وارد بر ساختمان ۱۳۹۲ به شرح جدول (۱۰)



نظر گرفتن ضریب اصلاحی برای شتابنگاشت‌های مورد نظر مطابق جدول (۱۲)، طیف میانگین بر روی طیف طرح استاندارد قرار می‌گیرد.

بیش از ده درصد از $1/3$ برابر مقدار متناظر طیف طرح استاندارد کمتر نشود. با مقایسه بین $1/17$ برابر طیف طرح استاندارد و طیف میانگین مشاهده می‌شود که طیف میانگین در بازه‌های زمانی خاص در زیر طیف طرح استاندارد قرار می‌گیرد. لذا با در

جدول ۱۱- مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها

زلزله	سال (میلادی)	بزرگا (ریشتر)	فاصله از گسل (کیلومتر)	حوزه گسل
طیس، ایران	۱۹۷۸	۷/۸	۱۰	نزدیک
بم، ایران	۲۰۰۳	۶/۶	۸/۵	
کو به، ژاپن	۱۹۹۵	۷/۳	۱۶	
چی چی، تایوان	۱۹۹۴	۷/۲	۱۰/۹	
لوماپریتا، آمریکا	۱۹۸۹	۷/۴	۱۱/۴	
امپریال، آمریکا	۱۹۷۹	۷/۰	۹/۶	
نورت‌ریج، آمریکا	۱۹۹۴	۷/۲	۱۱/۴	

جدول ۱۲- ضریب مقیاس و ضریب مقیاس نهایی قاب‌ها بدون اندرکنش خاک-سازه

نوع خاک	قاب	مدل	T (S)	$0.2T$ (S)	$1.0T$ (S)	ضریب مقیاس	ضریب مقیاس نهایی
I	۲۵ طبقه	۱	۲/۵۸۱	۰/۵۱۶۲	۳/۸۷۱۵	۲/۰۸۲	۰/۶۲۴۶
		۲	۳/۲۹۶	۰/۶۵۹۲	۴/۹۴۴۰	۲/۴۲۰	۰/۷۲۶۰
II	۲۵ طبقه	۱	۲/۵۸۱	۰/۵۱۶۲	۳/۸۷۱۵	۲/۵۹۷	۰/۷۷۹۰
		۲	۳/۲۹۶	۰/۶۵۹۲	۴/۹۴۴	۲/۷۲۷	۰/۸۱۸۰
III	۲۵ طبقه	۱	۲/۵۸۱	۰/۵۱۶۲	۳/۸۷۱۵	۳/۹۹۶	۱/۱۹۹۰
		۲	۳/۲۹۶	۰/۶۵۹۲	۴/۹۴۴۰	۴/۲۰۰	۱/۲۶۰۰

۲-۳- تحلیل سیستم اندرکنش خاک-سازه

در این پژوهش از روش زیرسازه که در آن سیستم خاک-سازه به دو قسمت سازه مستقر بر پی و خاک که دارای یک مرز مشترک با پی سازه است، استفاده می‌شود. در روش زیرسازه اثر خاک بر سازه به وسیله یک سری فنر و میراگر تعریف می‌گردد و مهمترین مزیت این روش عدم مدل کردن لایه‌های خاک می‌باشد، به طوری که حجم عملیات تحلیل‌ها را به مقدار زیادی کاهش می‌دهد. در این پژوهش پی از نوع مدفون (نسبت عمق دفن‌شدگی e ، به شعاع دیسک معادل پی r ، بزرگ‌تر از صفر است) است. جهت مدل‌سازی خاک زیر پی از روش مخروطی مدل پی مدفون در نیم‌فضای همگن استفاده می‌شود. اما به علت این‌که ضرایب سختی دینامیکی روش مخروطی در حوزه فرکانس می‌باشند، برای بدست آوردن نتایج تحلیل‌ها در حوزه زمان باید از اصل برهم نهی استفاده نمود. از طرف دیگر هدف این پژوهش تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه در حین زلزله است

و نمی‌توان از اصل برهم نهی استفاده کرد؛ بنابراین بهترین روش برای مدل‌سازی خاک زیر پی، استفاده از مدل گسسته پی مدفون در نیم‌فضای همگن مطابق است که به طور مستقیم در حوزه زمان عمل می‌کند.

در مدل گسسته پی مدفون، فنر و میراگر افقی از آن جایی که درجات آزادی افقی و چرخشی در پی مدفون به صورت درگیر می‌باشند، لذا ضرایب سختی دینامیکی این دو حرکت نیز جملات درگیرکننده خواهند داشت. بنابراین فنر و میراگر افقی با خروج از مرکزیت به پی متصل می‌شوند. میزان این خروج از مرکزیت تابعی از عمق فرو رفتگی پی است. همین‌طور غیر از میراگر متصل به جرم چرخشی مربوط به درجه آزادی داخلی، میراگر چرخشی دیگری برای مدل کردن حرکت گهواره‌ای پی مدفون به طور موازی با فنر چرخشی در مدل قرار می‌گیرد. ضرایب سختی و میرایی افقی، قائم، چرخشی و پیچشی به صورت روابط ارائه شده در جدول (۱۳) است.

جدول ۱۳- روابط مربوط به ضرایب فنر و میراگر در تمامی درجات آزادی

$k_{0h} = \frac{8\rho v_s^2 r}{2-v} \left(1 + \frac{e}{r}\right)$	(۱)	ضریب سختی فنر در درجه آزادی افقی (ρ چگالی جرم خاک، v_s سرعت موج برشی در خاک و v ضریب پواسون خاک)
$c_{0h} = \frac{r}{v_s} \gamma_{0h} k_{0h}$	(۲)	ضریب میرایی فنر در درجه آزادی افقی
$\gamma_{0h} = 0.68 + 0.57 \sqrt{\frac{e}{r}}$	(۳)	
$K_v = \frac{4Gr}{1-v} \left(1 + 0.54 \frac{e}{r}\right)$	(۴)	ضریب سختی فنر در درجه آزادی قائم (E مدول الاستیسیته خاک و G مدول برشی خاک)
$G = \frac{1}{2(1+v)} E$	(۵)	
$k_{0h} = k_r - \frac{\rho v_s^2 r^3}{2(2-v)} \left(1 + \frac{e}{r}\right) \left(\frac{e}{r}\right)^3$	(۶)	ضریب سختی فنر در درجه آزادی چرخشی
$k_r = \frac{8\rho v_s^2 r^3}{3(1-v)} \left[1 + 2.3 \frac{e}{r} + 0.58 \left(\frac{e}{r}\right)^3\right]$	(۷)	
$c_{0r} = \frac{r}{v_s} \gamma_{0r} k_r$	(۸)	ضریب میرایی فنر در درجه آزادی چرخشی
$\gamma_{0r} = 0.15631 \frac{e}{r} - 0.08906 \left(\frac{e}{r}\right)^2 - 0.00874 \left(\frac{e}{r}\right)^3$	(۹)	
$K_t = \frac{16Gr}{3} \left[1 + 2.67 \frac{e}{r}\right]$	(۱۰)	ضریب سختی فنر در درجه آزادی پیچشی

$\xi g = \xi_0 \frac{\omega}{\omega_0}$ تغییر می‌کند؛ که در آن ω فرکانس تحریک و ω_0 فرکانسی است که میرایی ξ_0 در آن تعیین می‌شود. به عبارت دیگر ω_0 فرکانس سیستم خاک-سازه است و از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k_{eq}}{m}} \quad (۱۵)$$

که در آن k_{eq} از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k} + \frac{1}{k_h} + \frac{h^2}{k_r} \quad (۱۶)$$

که در آن k ، k_h و k_r به ترتیب سختی معادل سیستم خاک-سازه، سختی سازه، سختی افقی پی و سختی چرخشی پی می‌باشند. همین‌طور h و m ارتفاع سازه و جرم هستند. در مدل ویسکوالاستیک ویت به هر فنر الاستیک k یک میراگر اضافی با میرایی $c = \frac{2\xi_0}{\omega_0} k$ که به صورت موازی با آن است، اضافه می‌شود.

ضرایب سختی و ضرایب میرایی با استفاده از فرمول ضرایب سختی و میرایی ذکر شده در جدول (۱۳) به ترتیب به شرح جداول (۱۴) و (۱۵) تعیین می‌گردند.

درجه آزادی داخلی برای مدل کردن وابستگی ضرایب سختی دینامیکی به فرکانس تحریک بوده و شامل یک جرم چرخشی I_{1r} است که توسط میراگر چرخشی C_{1r} به پی متصل می‌گردد. جرم و میرایی چرخشی به صورت روابط زیر قابل محاسبه هستند.

$$C_{1r} = \frac{r}{v_s} \gamma_{1r} k_r \quad (۱۱)$$

که در آن

$$\gamma_{1r} = 0.4 + 0.03 \left(\frac{e}{r}\right)^2 \quad (۱۲)$$

$$I_{1r} = \left(\frac{r}{v_s}\right)^2 \mu_{1r} k_r \quad (۱۳)$$

که در آن

$$\mu_{1r} = 0.33 + 0.1 \left(\frac{e}{r}\right)^2 \quad (۱۴)$$

همان‌طورکه گفته شد، به دلیل مشکلاتی تحلیل در حوزه زمان، از میرایی ویسکوز برای خاک استفاده می‌گردد. در مدل میرایی ویسکوالاستیک ویت، میرایی خاک با فرکانس به صورت



جدول ۱۴- ضرایب سختی خاک‌ها

نوع خاک	قاب	مدل	سختی (کیلوگرم بر متر)			
			افقی	قائم	چرخشی	پیچشی
I	۲۵ طبقه	۱	$3/273 \times 10^{10}$	$3/789 \times 10^{10}$	$3/156 \times 10^{13}$	$1/338 \times 10^{13}$
		۲	$3/306 \times 10^{10}$	$3/835 \times 10^{10}$	$1/539 \times 10^{13}$	$1/375 \times 10^{13}$
II	۲۵ طبقه	۱	$5/955 \times 10^9$	$7/228 \times 10^9$	$2/856 \times 10^{12}$	$2/372 \times 10^{12}$
		۲	$5/413 \times 10^9$	$7/330 \times 10^9$	$2/977 \times 10^{12}$	$2/483 \times 10^{12}$
III	۲۵ طبقه	۱	$9/857 \times 10^8$	$1/257 \times 10^9$	$4/969 \times 10^{11}$	$3/791 \times 10^{11}$
		۲	$1/012 \times 10^9$	$1/280 \times 10^9$	$5/132 \times 10^{11}$	$4/000 \times 10^{11}$

جدول ۱۵- ضرایب میرایی خاک‌ها

نوع خاک	قاب	مدل	میرایی (کیلوگرم در ثانیه بر متر)			
			افقی	قائم	چرخشی	پیچشی
I	۲۵ طبقه	۱	$4/806 \times 10^8$	$3/443 \times 10^8$	$4/645 \times 10^9$	$3/510 \times 10^9$
		۲	$4/912 \times 10^8$	$3/514 \times 10^8$	$2/788 \times 10^9$	$3/821 \times 10^9$
II	۲۵ طبقه	۱	$2/026 \times 10^8$	$1/230 \times 10^8$	$8/537 \times 10^8$	$1/448 \times 10^9$
		۲	$1/878 \times 10^8$	$1/272 \times 10^8$	$1/080 \times 10^9$	$1/693 \times 10^9$
III	۲۵ طبقه	۱	$7/822 \times 10^7$	$5/084 \times 10^7$	$3/431 \times 10^8$	$5/345 \times 10^8$
		۲	$8/097 \times 10^7$	$5/200 \times 10^7$	$1/066 \times 10^8$	$6/293 \times 10^8$

۳- تجزیه و تحلیل نتایج

در این بخش به بررسی نتایج مربوط به دوره تناوب ساختمان بلند مرتبه بتن‌آرمه با پس‌نشستگی در ارتفاع و پاسخ‌های سازه‌ای آن شامل تغییر مکان‌های مطلق، و حداکثر برش پایه و حداکثر لنگر واژگونی بدون و با اندرکنش خاک پرداخته می‌شود.

۳-۱- دوره تناوب مدل‌ها بدون و با تأثیر اندرکنش خاک-سازه

دوره تناوب مدل‌ها بدون تأثیر اندرکنش خاک-سازه (تکیه‌گاه گیردار) و با تأثیر اندرکنش خاک-سازه (تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر) به شرح جدول (۱۶) است.

جدول ۱۶- زمان تناوب مدل‌ها با و بدون اندرکنش خاک-سازه

نوع خاک	قاب	مدل	زمان تناوب بدون اندرکنش خاک-سازه (ثانیه)	زمان تناوب با اندرکنش خاک-سازه (ثانیه)
I و II	۲۵ طبقه	۱	۲/۵۸۰	۲/۵۸۰
		۲	۳/۲۹۶	۳/۲۹۶
III	۲۵ طبقه	۱	۲/۵۸۰	۲/۶۸۷
		۲	۳/۲۹۶	۳/۴۵۳

جدول ۱۷- ضریب مقیاس و ضریب مقیاس نهایی قاب‌ها با اندرکنش خاک-سازه

نوع خاک	قاب	مدل	ضریب مقیاس	ضریب مقیاس نهایی
III	طبقه ۲۵	۱	۴/۰۸۸	۱/۲۲۶
		۲	۴/۳۷۰	۱/۳۱۱

۳-۳- تغییرمکان جانبی مطلق

نمودارهای تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ و طبقه ۲۵ در مدل‌های مختلف و انواع خاک‌ها (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و در امتداد Y رسم گردید و نتایج به صورت زیر حاصل گردید.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۱، خاک نوع I (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۱۰/۷۴ و ۱۳/۵۱ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۱، خاک نوع I (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۲۷/۷۷ و ۴۵/۱۶ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۲، خاک نوع I (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۱۸/۰۲ و ۲۵/۷۹ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۲، خاک نوع I (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۳۹/۶۰ و ۵۷/۰۵ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۱، خاک نوع II (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۱۸/۷۴ و ۲۶/۳۶ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۱، خاک نوع II (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۳۹/۴۲ و ۶۴/۶۹ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۲، خاک نوع II (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۱۹/۸۵ و ۳۲/۵۸ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۲، خاک نوع II (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۳۸/۵۷ و ۶۸/۲۸ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۱، خاک نوع III (بدون اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۲۲/۱۶ و ۳۳/۶۰ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۱، خاک نوع III

(بدون اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۴۵/۰۲ و ۹۷/۱۸ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۱، خاک نوع III (با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۲۷/۰۴ و ۳۶/۷۴ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۱، خاک نوع III (با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۶۴/۳۱ و ۱۰۲/۳۶ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۲، خاک نوع III (بدون اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۳۲/۰۵ و ۵۱/۸۳ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۲، خاک نوع III (بدون اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۶۳/۳۵ و ۱۰۵/۰۷ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۲، خاک نوع III (با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۳۲/۷۳ و ۵۲/۶۳ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۲، خاک نوع III (با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد X و Y به ترتیب ۶۷/۲۹ و ۱۰۶/۷۵ سانتی‌متر است.

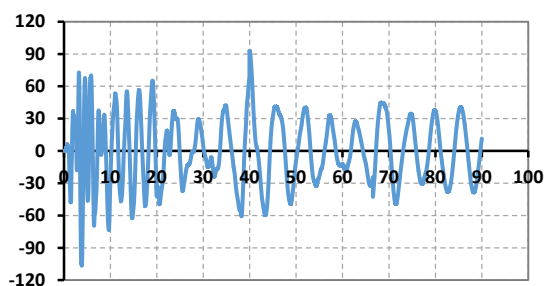
به عنوان نمونه نمودار تغییرمکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۲، خاک نوع III (با اندرکنش خاک-سازه): (الف) در امتداد X ، (ب) در امتداد در شکل (۱) نشان داده شده است.

با توجه به نمودارهای فوق، میزان تأثیر تغییر نوع تپ خاک در حداکثر تغییرمکان جانبی افقی مطلق طبقات بدون و با اندرکنش خاک-سازه به صورت جدول (۱۸) و (۱۹) گزارش می‌شود.

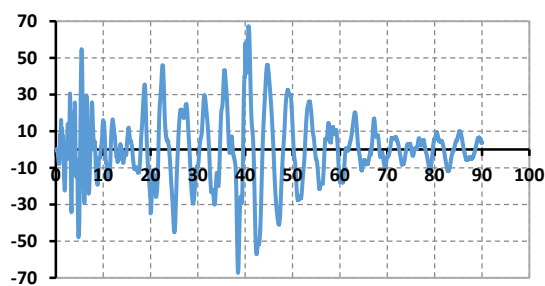
۳-۴- حداکثر برش پایه و حداکثر لنگر واژگونی

مقادیر حداکثر برش پایه و حداکثر لنگر واژگونی در سه نوع خاک بدون و با اندرکنش خاک به ترتیب مطابق جدول (۲۰) و (۲۱) هستند.





زمان (ثانیه)

 (ب) در امتداد Y


زمان (ثانیه)

 (الف) در امتداد X

شکل ۱- تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۲، خاک نوع III (با اندرکنش خاک-سازه)

 جدول ۱۸- روند تغییرات و حداکثر درصد افزایش تغییر مکان جانبی مطلق طبقات مدل ۱ در امتداد (X, Y)

مدل	خاک	طبقات	روند تغییرات		حداکثر درصد افزایش	
			امتداد X	امتداد Y	امتداد X	امتداد Y
۱	II به I (بدون و با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۵۰	۵۲
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۴۳	۴۹
	II به I (بدون اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۶۴	۶۳
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۵۱	۶۰
	III به II (بدون اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۴۰	۳۳
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۲۷	۲۸
	III به I (با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۷۷	۷۵
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۶۰	۶۶
	III به II (با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۶۳	۶۱
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۴۳	۳۷
	III (بدون اندرکنش) به III (با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۳۹	۴۶
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۳۰	۹

 جدول ۱۹- روند تغییرات و حداکثر درصد افزایش تغییر مکان جانبی مطلق طبقات مدل ۲ در امتداد (X, Y)

مدل	خاک	طبقات	روند تغییرات		حداکثر درصد افزایش	
			امتداد X	امتداد Y	امتداد X	امتداد Y
۲	II به I (بدون و با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۲۱	۲۱
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۹	۱۶
	III به I (بدون اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۵۱	۵۰
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۴۳	۴۶
	III به II (بدون اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۳۹	۴۲
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۳۸	۳۹
	III به I (با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۷۱	۵۷
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۵۶	۵۶
	III به II (با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۶۳	۵۳
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۵۳	۴۱
	III (بدون اندرکنش) به III (با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۳۹	۱۹
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۳۱	۴

جدول ۲۰- حداکثر برش پایه قاب ۲۵ طبقه مدل ۲ و ۱، خاک نوع I، II و III در امتداد X و Y

مدل	خاک (بدون و با اندرکنش)	امتداد X (کیلوگرم)	امتداد Y (کیلوگرم)
۱	I	۸۸۵۷۳۸۶	۴۴۹۸۲۵۵
۲		۶۰۷۱۰۹۲	۴۱۷۲۰۹۸
۱	II	۱۳۰۰۰۰۰۰	۵۶۰۶۶۵۰
۲		۷۵۲۱۹۴۳	۴۸۱۰۲۵۶
۱	(بدون اندرکنش) III	۲۲۰۰۰۰۰۰	۱۰۰۶۵۱۸۰
۲		۱۳۵۳۴۰۱۳	۹۲۷۸۲۵۶
۱	(با اندرکنش) III	۱۷۰۰۰۰۰۰	۹۱۷۴۳۷۱
۲		۱۲۰۰۰۰۰۰	۸۶۶۳۳۵۴

جدول ۲۱- حداکثر لنگر واژگونی قاب ۲۵ طبقه مدل ۲ و ۱، خاک نوع I، II و III در امتداد X و Y

مدل	خاک (بدون و با اندرکنش)	امتداد X (کیلوگرم در سانتی متر)	امتداد Y (کیلوگرم در سانتی متر)
۱	I	$1/77 \times 10^{10}$	$2/24 \times 10^{10}$
۲		$1/90 \times 10^{10}$	$2/26 \times 10^{10}$
۱	II	$2/70 \times 10^{10}$	$2/71 \times 10^{10}$
۲		$3/70 \times 10^{10}$	$3/10 \times 10^{10}$
۱	(بدون اندرکنش) III	$3/90 \times 10^{10}$	$4/14 \times 10^{10}$
۲		$4/90 \times 10^{10}$	$4/50 \times 10^{10}$
۱	(با اندرکنش) III	$3/60 \times 10^{10}$	$3/00 \times 10^{10}$
۲		$4/60 \times 10^{10}$	$4/00 \times 10^{10}$

تأثیر افزایش ارتفاع طبقات در ساختمان بلندمرتبه بتن‌آرمه با
پس‌نشستگی در ارتفاع، بر حداکثر برش پایه و حداکثر لنگر
واژگونی بدون و با اندرکنش خاک-سازه به ترتیب مطابق جدول
(۲۲) و (۲۳) ارائه شده است.

جدول ۲۲- روند و درصد تغییرات حداکثر برش پایه در امتداد X و Y

مدل	خاک	روند تغییرات		درصد تغییرات	
		امتداد X	امتداد Y	امتداد X	امتداد Y
مدل ۲ به ۱	I (بدون و با اندرکنش)	کاهش	کاهش	۳۲	۷
مدل ۲ به ۱	II (بدون و با اندرکنش)	کاهش	کاهش	۴۲	۱۴
مدل ۲ به ۱	III (بدون اندرکنش)	کاهش	کاهش	۳۹	۸
مدل ۲ به ۱	III (با اندرکنش)	کاهش	کاهش	۳۰	۶

جدول ۲۳- روند و درصد تغییرات حداکثر لنگر واژگونی در امتداد X و Y

مدل	خاک	روند تغییرات		درصد تغییرات	
		امتداد X	امتداد Y	امتداد X	امتداد Y
مدل ۲ به ۱	I (بدون و با اندرکنش)	افزایش	افزایش	۷	۱
مدل ۲ به ۱	II (بدون و با اندرکنش)	افزایش	افزایش	۲۷	۱۳
مدل ۲ به ۱	III (بدون اندرکنش)	افزایش	افزایش	۲۱	۸
مدل ۲ به ۱	III (با اندرکنش)	افزایش	افزایش	۲۲	۲۴



۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش یک ساختمان بتن‌آرمه سه بعدی ۲۵ طبقه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی ویژه در دو امتداد X و Y در پهنه با خطر نسبی زیاد با دو مدل مختلف که از طبقات (۱-۱۲) منظم و (۱۳-۲۵) دارای پس‌نشستگی بر روی سه نوع خاک I ، II و III بدون و با اندرکنش خاک-سازه در نظر گرفته شد. جهت مدل‌سازی خاک زیر فوندانسیون از مدل مخروط میکروولف و جهت تعیین ضریب سختی دینامیکی فنر و ضریب میرایی از مدل گسسته براساس مدل مخروطی پی مدفون در نیم‌فضای همگن استفاده گردید. همچنین برای تحلیل اندرکنش خاک-سازه از روش زیرسازه و جهت تحلیل بار لرزه‌ای از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری مستقیم تحت هفت شتابنگاشت در نرم‌افزار SAP2000 انجام شد. نتایج حاکی از آن است که با تغییر نوع تیپ خاک II به I ، III به II ، III به I بدون و با اندرکنش خاک-سازه روند تغییرات حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق برای دو مدل، از طبقات (۱-۲۵) در امتداد (X و Y) افزایشی و حداکثر درصد افزایش تغییرمکان جانبی مطلق، از طبقات (۱۳-۲۵) نسبت به طبقات (۱-۱۲) به ترتیب تغییرمکان جانبی کاهش و افزایش یافته است. در خاک (II به I) بدون و با اندرکنش از طبقات (۱-۲۵) به علت ثابت ماندن دوره تناوب خاک (I و II) تغییری نمی‌کند. همچنین حداکثر برش پایه مدل ۲ به ۱ خاک‌های (III و II ، I) بدون و با اندرکنش در امتداد (X و Y) کاهش و حداکثر لنگر واژگونی افزایش می‌یابد. نتایج مهم این پژوهش به شرح موارد ذیل هستند:

- ۱) با تغییر نوع تیپ خاک (II به I ، III به II ، III به I) بدون و با اندرکنش خاک-سازه روند تغییرات حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق در دو مدل (II و I) از طبقات (۱-۲۵) در امتداد (X و Y) افزایشی، که علت آن این است که هر چه خاک ضعیف‌تر و نرم‌تر باشد، به علت افزایش محدوده و مقادیر ضریب بازتاب طرح، ابعاد المان‌های سازه‌ای افزایش یافته و به تبع آن وزن، جرم، شتاب لرزه‌ای وارده بر قاب‌ها افزایش می‌یابد، در نتیجه تغییرمکان جانبی مطلق وارده بر طبقات ناشی از نیروی جانبی زلزله نسبت به خاک‌های مقاوم‌تر افزایش می‌یابد.
- ۲) حداکثر درصد افزایش تغییرمکان جانبی مطلق، با تغییر نوع تیپ خاک در مدل (II و I) بدون و با اندرکنش خاک-سازه از طبقات (۱۳-۲۵) نسبت به طبقات (۱-۱۲) در امتداد (X و Y) به علت فقدان وزن ناشی از ۱۲ طبقه ابتدایی و به

تبع آن کاهش وزن و جرم کلی قاب، شتاب لرزه‌ای و نیروی جانبی وارده بر طبقات قاب‌ها، کاهش می‌یابد.

۳) با تغییر نوع تیپ خاک، حداکثر درصد افزایش تغییرمکان جانبی نسبی در مدل (II و I) بدون و با اندرکنش خاک-سازه از طبقات (۱۳-۲۵) نسبت به طبقات (۱-۱۲) در امتداد (X و Y) به علت نامنظمی (پس‌نشستگی در ارتفاع) و به تبع آن کاهش ۵۰ درصدی وزن طبقات قاب‌ها به سبب حذف المان‌های سازه‌ای (سقف، تیر و ستون) و همچنین کاهش ابعاد المان‌های سازه‌ای (تیر و ستون) و به تبع آن کاهش سختی و افزایش نیروی جانبی وارده بر طبقات، افزایش می‌یابد.

۴) با تغییر نوع تیپ خاک (II به I) بدون و با اندرکنش خاک-سازه حداکثر درصد افزایش تغییرمکان جانبی افقی مطلق در مدل (II و I) از طبقات (۱-۲۵) در دو امتداد (X و Y) به علت ثابت ماندن دوره تناوب خاک (I و II) که سبب برابری حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق در دو حالت فوق می‌شود، تغییری نمی‌کند.

۵) هرچه خاک ضعیف‌تر و نرم‌تر (III) نسبت به خاک مقاوم‌تر (I و II) در نظر گرفته شود، به علت افزایش تغییرمکان جانبی مطلق طبقات و همچنین در خصوص درصد‌های مربوط به خاک (III) نسبت به سایر خاک‌ها (I و II) با اندرکنش نسبت به بدون اندرکنش خاک-سازه به علت افزایش دوره تناوب و به تبع آن افزایش جابجایی‌های مطلق طبقات شاهد این درصدها افزایش خواهند یافت.

۶) بر طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم، حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق غیرخطی نباید از $0.005H$ (H : ارتفاع سازه) که در مدل ۱، از ۴۰ سانتی‌متر و در مدل ۲، از ۵۲.۵ سانتی‌متر تجاوز نماید. بنابراین در مدل (II و I) بر روی خاک‌های (III و II ، I) بدون و با اندرکنش خاک-سازه در هر دو امتداد بیش از حد مجاز آیین‌نامه می‌باشد.

۷) حداکثر برش پایه مدل ۲ به ۱ خاک‌های (III و II ، I) بدون و با اندرکنش خاک-سازه در امتداد (X و Y) کاهشی و علت آن کاهش المان‌های سازه‌ای به علت پس‌نشستگی در ارتفاع از طبقات (۱۳-۲۵) است. این امر باعث کاهش وزن و جرم بیشتر قاب‌های با ارتفاع طبقات بیشتر (مدل ۲) نسبت به قاب‌های با ارتفاع طبقات کمتر (مدل ۱) شده؛ در نتیجه برش پایه کاهش می‌یابد.

۸) حداکثر لنگر واژگونی مدل ۲ به ۱ خاک‌های (III و II ، I) بدون و با اندرکنش خاک-سازه در امتداد (X و Y)



- Conference on Earthquake Engineering Conference Proceedings.
- [9] Avilés, J. and Pérez-Rocha, L.E. (2005), "Influence of foundation flexibility on R_μ and C_μ factors", Journal of structural engineering, Vol. 131, pp. 221-230.
- [10] De Stefano, M. and Pintucchi, B. (2008), "A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002", Bulletin of earthquake Engineering, Vol. 6, pp. 285-308.
- [11] Hatzigeorgiou, G.D. and Beskos, D.E. (2009), "Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes", Engineering structures, Vol. 31, pp. 2744-2755.
- [12] Moghaddasi, M., Cubrinovski, M., Chase, J. G., Pampanin, S. and Carr, A. (2011), "Probabilistic evaluation of soil-foundation-structure interaction effects on seismic structural response", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 40, pp. 135-154.
- [13] Halabian, A.M. and Emami, A.R. (2014), "Effect of foundation flexibility on response of concrete frame structures under near-fault ground motions", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, Vol. 167, pp. 123-138.
- [14] Halabian, A.M. and Erfani, M. (2013), "The effect of foundation flexibility and structural strength on response reduction factor of RC frame structures", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 22, pp. 1-28.
- [15] Katarmal, N.M. and Shah, H.J. (2016), "Seismic Response of RC Irregular Frame with Soil-Structure Interaction", International Journal of Scientific Development and Research, Vol. 1, pp. 77-81.
- [16] Mirzaie, F., Mahsuli, M. and Ghannad, M.A. (2017), "Probabilistic analysis of soil-structure interaction effects on the seismic performance of structures", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 46, pp. 641-660.
- [17] Biradar, M. and Prasad, S.K. (2017), "Influence of soil stiffness on seismic vulnerability of irregular buildings", Indian Journal of Advances in Chemical Science, Vol. 5, pp. 50-53.
- [18] Barghi, Kh. (1394), "Principles of earthquake engineering", Tehran: Tehran University Press, pp. 483,485,524,525,535.
- [19] Abbasi Karafshani, S., Ardakani A. and Yakhchalian, M. (2017), "An investigation on the effect of near-field pulselike ground motions on the seismic response of a soil-pile-structure system", Sharif Journal of Civil Engineering, Vol. 33-2, pp. 115-125.
- [16] Khazaei, J. and Amiri, A. (2017), "Evaluation of the dynamic responses of high rise buildings with respect to the direct methods for soil-foundation-structure interaction effects and comparison with the approximate methods", Journal of Structural and Construction Engineering, Vol. 4, pp.106-122.
- [21] Getmiri, B. and Haeri, S.M. (1375), "Guide to the analysis of the dynamic interaction of soil-structure and its effects on the dynamic reaction of the structure", Tehran: Islamic Revolutionary Housing Foundation (Iranian Natural Disaster Management Studies Center), pp. 15, 17, 23.
- [18] ACI318-14 (2014), Building code requirements for structural concrete, Commentary On Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI318R-14), Reported By ACI Committee 318.
- افزایشی و علت آن این است که هرچه ارتفاع طبقات قاب افزایش می‌یابد، به تبع آن وزن و جرم و نیروی جانبی زلزله وارده بر طبقات قاب نیز افزایش می‌یابد. از طرفی لنگر واژگونی رابطه مستقیم با لنگر محرک دارد و لنگر محرک با افزایش نیروی جانبی وارده بر طبقات با ارتفاع بیشتر افزایش می‌یابد.
- ۹) حداکثر برش پایه و لنگر واژگونی مدل (۲ و ۱) بر روی خاک‌های (I و II) با اندرکنش خاک-سازه در مقایسه با و بدون اندرکنش در امتداد (X و Y) به علت ثابت ماندن دوره تناوب (تکیه‌گاه گیردار بدون در نظر گرفتن خاک زیر سازه) تأثیری نداشته و ثابت می‌باشد.
- ۱۰) حداکثر برش پایه و لنگر واژگونی مدل (۲ و ۱) بر روی خاک III با اندرکنش خاک-سازه در مقایسه با و بدون اندرکنش در امتداد (X و Y) به علت افزایش دوره تناوب ناشی از انعطاف‌پذیری خاک زیر پی که در تعامل با سازه بوده، در نتیجه نیروی برشی به وجود آمده در اثر زلزله باعث ایجاد حرکت نسبی جانبی در پی می‌شود. همچنین لنگر به وجود آمده در اثر زلزله باعث ایجاد حرکت دورانی در پی و به وجود آمدن حرکات نسبی در پی می‌شود.

۵- مراجع

- [1] Dubule, S.C. and Darshana, A. (2018), "Seismic analysis and design of vertically irregular R.C. building frames", International Journal of Recent Research in Science, Engineering and Technology, Vol. 4, pp. 32.
- [2] Ghanizadeh, M., Farzam, M. and Sarvghad Moghadam, A.R. (2016), "Evaluation of Effective Parameters on Behavior of Shallow RC Shear Walls Considering Soil-Structure Interaction", Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J.), Vol. 17, pp. 89-101.
- [3] Standard 2800, Earthquake design building regulations, Fourth Edition, Road, Housing and Urban Development Research Center, 1391. pp. 9, 10, 183, 184.
- [4] Wolf, J.P. and Deeks, A.J. (2004), "Foundation vibration analysis: A strength of materials approach", Elsevier, pp. 12, 13, 205, 247, 248.
- [5] Aranda, G.R. (1984), "Ductility demands for R/C frames irregular in elevation", In Proceedings of the eighth world conference on earthquake engineering, San Francisco, USA, Vol. 4, pp. 559-566.
- [6] Shahrooz, B.M. and Moehle, J.P. (1990), "Seismic response and design of setback buildings", Journal of Structural Engineering, Vol. 116, pp. 1423-1439.
- [7] Duan, X.N. and Chandler, A.M. (1995), "Seismic torsional response and design procedures for a class of setback frame buildings", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 24, pp. 761-777.
- [8] Tena-Colunga, A. (2004), "Evaluation of the seismic response of slender, setback RC moment-resisting frame buildings designed according to the seismic guidelines of a modern building code", In 13 WCEE: 13th World

