

اصلاح مدلسازی خاک و بکارگیری آن در مدل استخوان ماهی

امیر حسین جعفریه^{*}، حر خسروی^۲، طاها فاضلی فر^۳

- ۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران، بابل، ایران.
- ۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران.
- ۳- کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران، بابل، ایران.

پست الکترونیکی نویسندگان:

۱- ah.jafarieh@umz.ac.ir

۲- khosravi@nit.ac.ir

۳- tahafazelifar74@gmail.com

چکیده:

دقت مدلسازیهای ساده شده معادل و زمان لازم برای پردازش آنها در مطالعه عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها از اهمیت برخوردار است. در این راستا مدل ساده شده استخوان ماهی برای مدلسازی قاب‌های خمشی دارای دقت مناسبی می‌باشد. از طرفی وجود خاک می‌تواند پاسخ سازه را دستخوش تغییر کند. در این پژوهش دقت مدل‌های ارائه شده در استانداردهای لرزه‌ای برای خاک ارزیابی شده و پس از انجام اصلاحات، مدل ساده شده‌ای متشکل از فنرهای متمرکز برای مدلسازی خاک در زیر قاب استخوان ماهی ارائه گردید. این اصلاحات از طریق مطالعه منحنی رفتار گشتاور-چرخش فونداسیونها با مشخصات مختلف، واقع بر خاک با رفتار غیرخطی و ارائه روابطی به منظور تعیین پارامترهای یک منحنی رفتار دو خطی برای انواع خاک و فونداسیون انجام شده است. بررسی پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های خاک و سازه تحت رکوردهای زلزله نشان می‌دهد که استفاده از مدل اصلاح شده منجر به پاسخ‌هایی با دقت مناسب و کاهش زمان پردازش می‌گردد.

واژگان کلیدی:

قاب خمشی، مدل استخوان ماهی، اندرکنش غیرخطی خاک و سازه، عملکرد لرزه‌ای، فنرهای گسترده و وینکلر

Modification of soil modeling and using it in the fish-bone model

Abstract:

The basic design of any structure requires sufficient and detailed modeling of each structural element. It must be taken into consideration that the modeling of each member of the structure and performing nonlinear dynamic analysis due to the presence of multiple degrees of freedom, is time consuming. Therefore, a wide range of structures cannot be evaluated. To resolve this issue, researchers have recommended using simplified equivalent models to study a wide range of structures, provided that the equivalent ones significantly reflect the behavior of the original structure. One of these models is the fishbone model, which is used for modeling moment resisting steel structures and it also has a suitable accuracy. Additionally, the presence of soil can significantly change the response of the structure. This is despite the fact that accurately modeling of the soil will lead to an increase in degrees of freedom. In this study, the aim is to examine the seismic performance of soil-structure systems and to evaluate the accuracy of the models presented in seismic codes, and after modification, provide a simplified model for placement under the fishbone frame. In this regard, first by modeling a number of foundations on distributed Winkler springs considering nonlinear behavior for the soil, the moment-rotation capacity curve of the foundations were drawn, and then the aforementioned graphs were simplified into bilinear curve through an algorithm. The bilinear models which are presented, has a greater stiffness and strength compared to the model presented by the seismic code. Two equation were suggested for determining the coefficients of the bilinear model by regression. In the next step, instead of modeling vertical distributed springs beneath foundation, a rotational spring with modified bilinear behavior was placed under the fishbone model. The analysis of the seismic response of soil-structure systems under earthquake records shows that using the modified model instead of the model presented in the seismic code leads to responses with appropriate accuracy. In addition, by using the modified model, the time required for the time history analysis is noticeably reduced, which is important in research studies.

Keywords: Moment Resisting Frame, Fishbone Model, Nonlinear Soil-structure Interaction, Seismic Performance, Distributed Winkler Springs

۱. مقدمه و تاریخچه تحقیقات

بررسی عملکرد لرزه‌های قاب‌های خمشی فولادی به عنوان یکی از مهمترین سیستم‌های باربر جانبی در مناطق لرزه‌خیز، از اهمیت برخوردار است. همچنین مدلسازی به روش المان محدود و تحلیل تمامی اعضای تشکیل دهنده سیستم سازه‌ای، وقت و هزینه پردازش زیادی را می‌طلبد. به همین منظور استفاده از مدل‌های معادل ساده شده جهت بررسی عملکرد سیستم‌های قاب خمشی فولادی سودمند خواهد بود. محققان از دیرباز روش‌های مختلفی را جهت معادل‌سازی سازه‌ها مطرح کرده‌اند. یک سری از این مطالعات مربوط به تبدیل سازه‌های چند درجه آزادی به یک سیستم تک درجه آزادی معادل می‌باشد. این روش به دلیل سادگی و سرعت بالا همواره مورد استقبال پژوهشگران بوده است. مطالعه پاسخ سیستم‌های تک‌درجه آزادی با رفتار الاستیک و غیرالاستیک از دیرباز مورد توجه قرار داشته است [۴-۱]. چوپرا و گوئل^۱ [۵] روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال^۲ را ارائه کردند که براساس روش مذکور به جای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سازه چند درجه آزادی، چند سازه تک درجه آزادی معادل با هر مود ارتعاشی سازه در نظر گرفته می‌شود و سپس با انجام آنالیز دینامیکی غیرخطی برای هر سازه معادل، پاسخ سیستم در هر مود ارتعاشی تعیین می‌گردد. هان و چوپرا^۳ [۶] نیز به کمک روش ترکیب مودها و بر پایه تفکر تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال، سازه چند درجه را به سازه تک درجه آزادی تبدیل کرده و سپس با انجام تحلیل دینامیکی افزاینده^۴، نتایج را با سازه واقعی مورد مقایسه قرار دادند. یکی از مدل‌های چند درجه آزادی معادل قاب خمشی، مدل ساده شده استخوان ماهی می‌باشد که توسط ناکاشیما و همکاران^۵ [۷] معرفی شد. آنها یک قاب عمومی را معرفی کردند که برای شبیه‌سازی و تخمین پاسخ قاب خمشی فولادی تحت رکوردهای زلزله دارای دقت مناسبی می‌باشد. این مدل که نماینده یک سازه چند طبقه و چند دهانه می‌باشد، به طور قابل ملاحظه‌ای تعداد درجات آزادی را نسبت به مدل اصلی کاهش می‌دهد و این امکان را فراهم می‌سازد تا عملکرد لرزه‌های انواع مختلف قاب‌ها با خصوصیات دینامیکی متفاوت، تحت شرایط مختلف بررسی شود. مفروضات مدلسازی مذکور به شرح زیر می‌باشد:

- جرم بصورت متمرکز در تراز طبقات در نظر گرفته می‌شود.

- رفتار پلاستیک اعضای سازه‌ای از طریق قرار دادن مفاصل متمرکز پلاستیک در انتهای اعضا مدلسازی می‌گردد.

- اثر پی-دلتا به عنوان تقریب مرتبه اول در نظر گرفته می‌شود.

- دوران در گره‌های واقع در تراز هر طبقه (محل اتصال تیر به ستونها) یکسان در نظر گرفته می‌شود و از تغییر طول محوری تیر و ستون‌ها صرف نظر شده است.

بطور کلی قاب عمومی پیشنهادی بصورت یک ستون معادل متصل به یک فنر پیچشی در تراز هر طبقه مدلسازی می‌گردد.

خالو و خسروی [۸] نیز با اعمال سه اصلاح، مدل استخوان ماهی را برای ساختمان‌هایی با سیستم قاب خمشی فولادی با فنرهای الاستوپلاستیک بهبود بخشیدند. خالو و همکاران [۹] از مدل اصلاح شده استخوان ماهی برای ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های قابی معمولی تحت پالس‌های جهت‌پذیر رو به جلو^۶ در زلزله‌های نزدیک گسل استفاده کردند. این مدل ساده، پاسخ لرزه‌های قاب‌ها را با دقت کافی و هزینه محاسباتی کم تخمین زد و همچنین این امکان را فراهم آورد تا طیف گسترده‌تری از سازه‌ها مورد بررسی قرار گیرد. سلیمانی و همکاران [۱۰] مدل اصلاح شده استخوان ماهی را برای سازه‌های بتنی گسترش دادند. واتقی امیری و همکاران [۱۱] نیز یک سازه جانشین تک‌درجه آزادی جهت بررسی احتمالاتی عملکرد قاب‌های خمشی ویژه پیشنهاد دادند.

از طرفی باید در نظر داشت که حضور خاک پاسخ سازه‌ها را دستخوش تغییر می‌کند. در بررسی‌های پارامتریک به دلیل پیچیده شدن مدل، عمدتاً رفتار خاک خطی و یا خطی معادل در نظر گرفته شده است. اما مطالعات نشان داده است که رفتار غیرخطی خاک، می‌تواند از طریق استهلاک انرژی ورودی به سازه، پاسخ آن را تحت تاثیر قرار می‌دهد. روش‌های مختلفی برای مدلسازی خاک در زیر فونداسیون وجود دارد. یکی از این روش‌ها مدلسازی مستقیم خاک می‌باشد. در این حالت به روش المان محدود^۷، خاک به صورت یک فضای نیمه بینهایت و به شکل سه بعدی در زیر فونداسیون مدل خواهد شد. اگرچه این روش مدلسازی خاک با دقت بالایی می‌تواند رفتاری خاک را شبیه‌سازی کند، اما وجود مشکلات متعددی همچون افزایش زمان مدلسازی و همچنین افزایش قابل ملاحظه زمان تحلیل‌ها منجر خواهد شد که روش مذکور فقط برای بررسی محدود و موردی سیستم‌های خاک و سازه کارایی داشته باشد.

گرفتن اندرکنش خاک و سازه کمتر از مقدار نظیر پایه صلب باشد. آنها در مدلسازی از تیر بر روی فونداسیون غیرخطی استفاده نمودند. واثقی امیری و همکاران [۱۸] یک روش احتمالاتی برای در نظر گرفتن تاثیر اندرکنش خاک و سازه در طراحی سازه‌ها ارائه نمودند. آنها در مدلسازی از مدل متمرکز خاک استفاده نمودند. واثقی امیری و قناد [۱۹] نشان دادند که به منظور ارزیابی مشارکت خاک بر پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های خاک و سازه لازم است مدل سازه دارای دقت مناسب بوده و رفتار آن به واقعیت نزدیک باشد. حمیدپور و همکاران [۲۰] بر پایه آزمایشات یک مدل رفتاری غیرخطی برای فونداسیون ارائه نمودند.

همانطور که در بالا بررسی گردید وجود خاک در زیر فونداسیون بر عملکرد سازه فوقانی تاثیرگذار می‌باشد. جهت دستیابی به پاسخ دقیق، لازم است سیستم‌ها با جزئیات مدلسازی گردند که بدلیل افزایش هزینه پردازش، نمی‌توان تعداد قابل ملاحظه‌ای مدل را در یک تحقیق مطالعه نمود. هدف در این پژوهش ارزیابی کارایی مدل‌های ساده شده خاک می‌باشد. در این راستا با انجام آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی پاسخ سیستم‌ها با استفاده از مدل‌های ساده شده با پاسخ دقیق آنها تحت تعدادی رکورد مقایسه می‌گردد. در این مطالعه دقت مدل ساده شده پیشنهادی ASCE-۴۱ [۱۲] بررسی خواهد گردید. سپس با مطالعه تعدادی فونداسیون با مشخصات مختلف واقع شده بر روی انواع خاک، اصلاحاتی برای سختی و مقاومت مدل‌های ساده پیشنهاد می‌گردد. در گام بعد نیز دقت و کارایی مدل‌های ارائه شده ارزیابی خواهد گردید.

۲. نحوه مدلسازی سازه و خاک و انجام تحلیل‌ها

در این بخش نحوه طراحی قاب‌های اصلی و مدلسازی آنها، مدل‌های معادل استخوان ماهی تشریح می‌گردد. در ادامه نیز ضمن بررسی انواع روش‌های مدلسازی خاک، مدل اصلاح شده در این پژوهش معرفی شده است.

۲.۱. مدلسازی قاب

در این مطالعه سه سازه فولادی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در نظر گرفته شده است. فرض شده است که سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه در هر دو راستا دارای سه دهانه و سازه ۱۵ طبقه در هر دو راستا دارای ۴

روش پیشنهادی دیگر برای مدلسازی خاک، استفاده از فنر و میراگر متمرکز در زیر فونداسیون می‌باشد. در این راستا روشی توسط استاندارد ASCE-۴۱ [۱۲] پیشنهاد شده است. در این روش از سه مجموعه فنر و میراگر برای شبیه سازی سختی و میرایی در جهات چرخشی، افقی و قائم فونداسیون استفاده خواهد شد. ضرایب این فنر و میراگرها بر مبنای مطالعات گزتاس^۸ [۱۳] برای فونداسیون سطحی و مدفون ارائه شده است. یکی دیگر از روش‌های ارائه شده در استاندارد ASCE-۴۱ [۱۲] جهت مدلسازی رفتار خاک در زیر فونداسیون، استفاده از فنرهای گسترده در زیر فونداسیون می‌باشد. در این روش جهت مدلسازی سختی و میرایی قائم و دورانی خاک، فنر و میراگرهای گسترده قائم خاک در زیر فونداسیون قرار می‌گیرند. سختی و میرایی افقی فونداسیون نیز به کمک فنر و میراگر افقی که در وسط فونداسیون قرار گرفته‌اند، مدلسازی شده است. تحقیقات گسترده‌ای در زمینه ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه انجام شده است. در حالت کلی، مطالعات نشان می‌دهند حضور خاک موجب افزایش میرایی موثر و همچنین افزایش پریود اساسی سیستم خاک و سازه می‌شود که در نهایت منجر به کاهش تقاضای لرزه‌ای می‌گردد. اولین مطالعات بر روی سیستم‌های غیرخطی خاک و سازه توسط ولتسوس و وربیک^۹ [۱۴] انجام شده است. قناد و جعفریه [۱۵] نیز نسبت تغییرمکان غیرالاستیک را برای سیستم‌های خاک و سازه با در نظر گرفتن بلندشدگی فونداسیون اصلاح نمودند. در این مدل خاک توسط فنرهای گسترده وینکلر مدلسازی شده است. بررسی نسبت تغییرمکان غیرالاستیک در این مطالعه نشان داد که در نظر گرفتن بلندشدگی فونداسیون، منجر به افزایش تغییرمکان کل سیستم خاک و سازه می‌گردد اما شکل‌پذیری سازه به عنوان بخشی از سیستم خاک و سازه، کاهش می‌یابد. همچنین جعفریه و قناد [۱۶] نشان دادند افزایش رفتار غیر خطی در زیر فونداسیون با کاهش ضریب اطمینان طراحی در مقابل بار قائم، می‌تواند انرژی ورودی به سازه را مستهلک نموده و باعث کاهش تقاضای لرزه‌ای در سازه گردد. حق‌اللهی و بهنام‌فر [۱۷] عملکرد فروریزش قاب‌های خمشی ویژه را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه بررسی نمودند و نشان دادند که به منظور کمتر نگه داشتن احتمال فروریزش از یک مقدار مشخص نیاز است شتاب طیفی با در نظر

رفتار دوخطی و همچنین مدل رفتاری دارای زوال [۲۶] در دو انتهای المان‌های الاستیک تیر و ستون استفاده شده است.

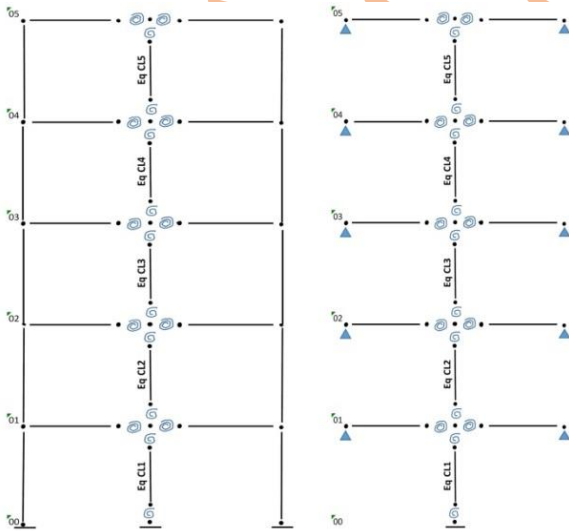
۲.۲. مدلسازی قاب استخوان ماهی

همانطور که در بخشهای پیشین ذکر گردید در ابتدا مدل استخوان ماهی که با نام قاب عمومی شناخته می‌شود، از یک ستون تشکیل شده بود که در تراز هر طبقه به فنر پیچشی متصل می‌باشد. سختی و ظرفیت فنرهای پیچشی معادل تیرها و ستون معادل در هر طبقه با استفاده از روابط زیر تعیین می‌گردد [۷].

$$K_{Bi} = 2 \sum_{j=1}^r 6(EI)_{Bij} / L_j \quad , \quad p M_{Bi} = 2 \sum_{j=1}^r p M_{Bij} \quad (1)$$

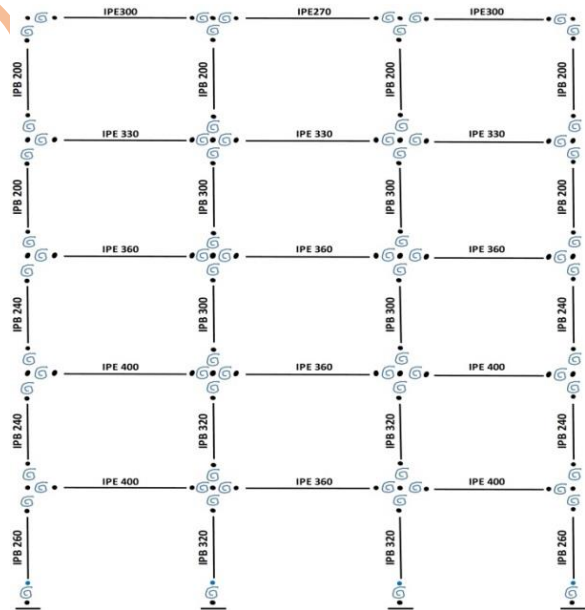
$$K_{Ci} = \sum_{j=1}^{r+1} 12(EI)_{Cij} / H_i^3 \quad , \quad p M_{Ci} = \sum_{j=1}^{r+1} p M_{Cij} \quad (2)$$

در روابط فوق EI سختی خمشی مقاطع، K سختی المان، $p M$ ظرفیت خمشی مقاطع، L_j طول دهانه‌ها، H_i ارتفاع طبقات و r تعداد کل دهانه‌ها، اندیس B و C به ترتیب معرف تیر و ستون می‌باشد. در پژوهش حاضر از مدل استخوان ماهی اصلاح شده به عنوان سازه معادل برای قاب خمشی استفاده شده است. در شکل ۲ برای قاب ۵ طبقه مدل استخوان ماهی و استخوان ماهی اصلاح شده به صورت شماتیک نشان داده شده است.



الف) مدل استخوان ماهی
ب) مدل استخوان ماهی اصلاح شده
شکل ۲. مدل‌های ساده شده استخوان ماهی برای قاب ۵ طبقه

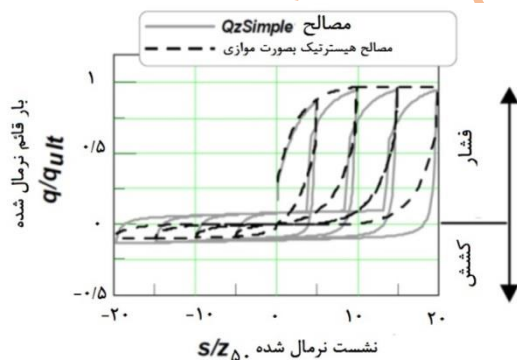
دهانه ۵ متری می‌باشد. ارتفاع طبقات نیز در تمامی سازه‌ها ۳ متر فرض شده است. از هر سازه یکی از قاب‌های میانی جهت بررسی و مطالعه انتخاب شده است. قاب‌ها مطابق با آیین نامه مبحث ششم [۲۱] بارگذاری شده و بر اساس مبحث دهم مقررات ملی [۲۲] طراحی شده است. طراحی اعضای سازه‌ای و کنترل‌های لازم با استفاده از نرم افزار سپ^{۱۰} [۲۳] انجام گرفته است. کاربری ساختمان‌های طراحی شده از نوع مسکونی در منطقه‌ای با پهنه خطر نسبی زیاد (شتاب مبنای $g = 0.3$) در نظر گرفته شد. سیستم باربر سازه‌ای در نظر گرفته شده برای این قاب‌ها از نوع قاب خمشی فولادی ویژه می‌باشد و فرض بر این است که قابها بر روی خاک نوع III مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ [۲۴] واقع شده‌اند. جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های طراحی شده و انجام آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی، مدلسازی قاب‌های مذکور مجدداً در نرم افزار اپنسیس^{۱۱} [۲۵] انجام شده است. در شکل ۱ مدل قاب ۵ طبقه به عنوان نمونه و نحوه اتصال اعضا تیر و ستون به وسیله فنرهای پیچشی به همراه مقاطع تشکیل دهنده آنها نمایش داده شده است.



شکل ۱. نحوه مدلسازی قاب ۵ طبقه

مقاطع تیرها در این قاب‌ها از نوع نیم پهن و مقاطع ستون از نوع بال پهن در نظر گرفته شده‌اند. در پژوهش حاضر جهت مدلسازی مفاصل خمشی در قاب‌های فولادی، از فنرهای متمرکز غیرخطی با

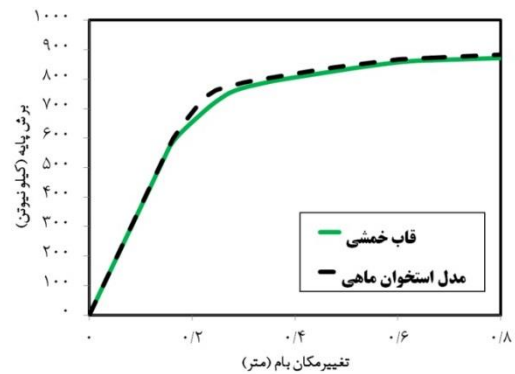
قرار گیرند امکانپذیر نخواهد بود. در این راستا مدل‌های ساده شده مختلفی ارائه شده است. مدل‌های گسترده وینکلر یکی از مدل‌های مذکور می‌باشد که در آن فنرها بصورت گسترده در زیر فونداسیون توزیع می‌گردند تا سختی لازم را در درجات آزادی مختلف تامین نمایند. دقت مدل مذکور قطعاً به مدل رفتاری و توزیع سختی در نظر گرفته شده برای فنرها وابسته خواهد بود. در این راستا کاتر و همکاران^{۱۲} [۲۷] مدل رفتاری QzSimple را برای فنرهای زیر فونداسیون ارائه نمودند که در شکل ۴ نمایش داده شده است. منحنی رفتار مذکور با استفاده از آزمایشات سانتریفیوژ کالیبره شده و ضرایب مورد نیاز جهت معرفی منحنی رفتار، بصورت عددی تعیین شده است. البته در این مطالعه ذکر شده است که جهت دستیابی به نتایج با دقت مناسب لازم است فاصله فنرهای گسترده در زیر فونداسیون به میزان ۴ الی ۵ درصد بعد فونداسیون در نظر گرفته شود. این موضوع منجر خواهد شد همان‌پی به تعداد زیادی اعضای کوچک تقسیم شده که در نهایت زمان انجام تحلیل تاریخچه زمانی بصورت قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. لذا با توجه به پیچیدگی مدل مذکور همچنان ارائه مدل‌های ساده شده با دقت مناسب، جهت مدلسازی خاک از اهمیت برخوردار بوده است.



شکل ۴. مدل رفتاری QzSimple [۲۷]

در استاندارد ASCE-۴۱ [۱۲] دو روش برای مدلسازی خاک در زیر فونداسیون معرفی گردیده است. در روش اول مطابق شکل — در زیر فونداسیون‌های صلب فنرهای خاک برای درجات آزادی مختلف بصورت متمرکز قرار می‌گیرند. سختی فنرها با توجه به

مدل رفتاری به کار رفته در قاب استخوان ماهی مانند مدل رفتاری قاب اصلی بوده و تفاوتی در مدل‌های رفتاری قاب‌ها وجود ندارد. همچنین لازم به ذکر است که مدل استخوان ماهی، از تغییر شکل‌های محوری در تیرها و ستون‌ها صرف نظر می‌کند. در شکل (۲-ب) اعضای خرپایی در دو طرف مدل استخوان ماهی اضافه شده است تا تغییر شکل محوری ستونها نیز در مدل لحاظ شود. در مدل استخوان ماهی جرم هر طبقه بصورت متمرکز در نظر گرفته می‌شود و پلاستیک شدن اعضای تیر و ستون با استفاده از فنرهای غیرخطی در انتهای اعضا مدلسازی می‌گردد. بررسی خالو و خسروی [۸] نشان داده است که بدلیل حضور بار ثقلی بر روی قاب، منحنی رفتار مفاصل پلاستیک دو انتهای تیرها فقط در سیکل اول بارگذاری سه خطی می‌باشد و در سیکلهای بعدی یک منحنی رفتار دوخطی می‌تواند دقت مناسبی داشته باشد. مقایسه منحنی ظرفیت قاب ۱۰ طبقه پایه صلب با منحنی ظرفیت مدل استخوان ماهی معادل نظیر در شکل ۳ دقت مناسبی را نشان می‌دهد.

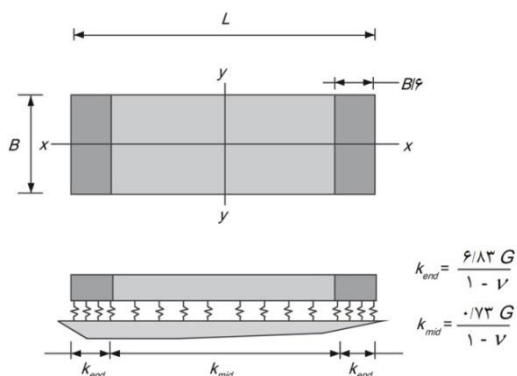


شکل ۳. مقایسه منحنی ظرفیت قاب ۱۰ طبقه با مدل استخوان ماهی نظیر

۳.۲. مدلسازی خاک

جهت مدلسازی خاک در زیر فونداسیون روشهای مختلفی در مراجع و آیین‌نامه‌ها ارائه شده است. همانطور که ذکر شد یکی از دقیق‌ترین روش‌های مدلسازی خاک، مدل مستقیم می‌باشد که در آن خاک به روش المان محدود مدلسازی می‌گردد. اما در این روش هزینه و زمان پردازش می‌تواند بسیار طولانی باشد. لذا عملاً انجام پژوهش‌هایی که در آن لازم است طیف وسیعی از سیستم‌های خاک و سازه بررسی شده و تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

سختی قائم فونداسیون نواری بطول بینهایت تعیین شده و سختی دو انتها نیز بر اساس سختی قائم فونداسیون به ابعاد $B \times B / 6$ تعیین شده است. لازم به ذکر است که مدل رفتاری پیشنهادی برای فنرها خاک در ASCE-41 [۱۲] الاستوپلاستیک می باشد که متفاوت با مدل رفتاری واقعی خاک می باشد.



شکل ۶. روش دوم مدلسازی خاک با استفاده از فنرهای گسترده در استاندارد ASCE-41 [۱۲]

۲.۴. اصلاح مدل متمرکز و ساده شده خاک

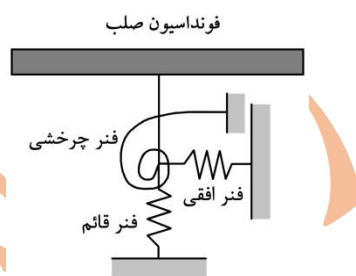
در پژوهش حاضر هدف اصلاح مدل متمرکز و ساده شده خاک به منظور افزایش دقت و بکارگیری آن در زیر مدل استخوان ماهی می باشد. در این راستا در گام اول لازم است یک مدل مبنا جهت مقایسه نتایج مدل‌های ساده شده پیشنهادی تهیه گردد. در مدل مبنای مورد نظر مدلسازی خاک در زیر فونداسیون با استفاده از فنرهای گسترده وینکلر انجام شده است. فرض شده است که در زیر هر قاب مورد بررسی، فونداسیون نواری قرار دارد. در ابتدا سختی خاک در درجات آزادی مختلف با استفاده از مدل دیسک معادل [۲۸] طبق روابط ۴ و ۵ تعیین شده است.

$$K_x = \frac{8}{2-\nu} Gr_x \quad (۴)$$

$$K_\theta = \frac{8}{3(1-\nu)} Gr_\theta^3 \quad (۵)$$

در روابط فوق G مدول برشی، ν نسبت پواسون، و $r_x = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}}$ و $r_\theta = \sqrt[4]{\frac{4I_f}{\pi}}$ می باشند. جهت تعیین شعاع معادل فونداسیون

مدل ارائه شده توسط گزتاس [۱۳] و یا دیسک معادل [۲۸] بر اساس ابعاد فونداسیون و مدول برشی موثر خاک تعیین می شود. بدلیل کاهش سختی خاک با افزایش کرنش برشی، در ASCE-41 [۱۲] ضریب کاهش برای مدول برشی بر اساس شتاب طیفی و نوع خاک در نظر گرفته شده است.



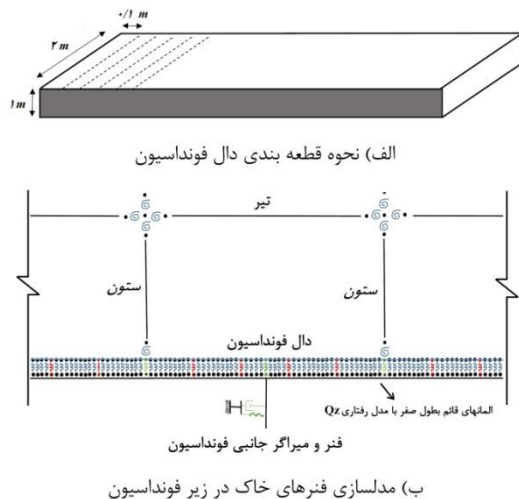
شکل ۵. مدلسازی معادل خاک با استفاده از فنرهای متمرکز (SM-۱، SM-۲)

در ASCE-41 [۱۲] منحنی رفتار در نظر گرفته شده برای فنرهای خاک، الاستوپلاستیک بوده و مقاومت نهایی فونداسیون در مقابل حرکت چرخشی با استفاده از رابطه ۳ تعیین می شود.

$$M_{f0} = \frac{PL}{2} \left(1 - \frac{q}{q_c} \right) \quad (۳)$$

در رابطه ۳، P وزن لرزه ای سازه، L طول فونداسیون، q شدت بار وارده بر روی خاک و q_c ظرفیت باربری خاک می باشد. به منظور تحلیل غیرخطی و تعیین نشست زیر فونداسیون روش دوم پیشنهاد می گردد که در آن مطابق شکل ۶ فنرهای قائم خاک بصورت گسترده در زیر فونداسیون قرار می گیرند به گونه ای که سختی دو انتهای فونداسیون بیش از سختی میانی در نظر گرفته می شود. در این حالت درگیر بودن سختی دورانی و قائم در مدلسازی لحاظ می شود. اما در ASCE-41 [۱۲] ذکر شده است که در صورت استفاده از هر توزیع فنر در زیر فونداسیون لازم است کنترل گردد که سختی درجات آزادی مختلف مطابق روش اول تامین شود. بررسی نشان می دهد چنانچه سختی زیر فونداسیون مطابق ضرایب سختی مندرج در شکل ۶ توزیع شود، سختی موثر در درجات آزادی مختلف لزوماً برای فونداسیون‌های کاربردی و مرسوم در زیر سازه‌ها، تطابق و تناسبی با سختی فنرهای متمرکز ارائه شده در روش اول نخواهد داشت. زیرا سختی میانی بر اساس

در مطالعات کاتر و همکاران [۲۷] مدل رفتاری QzSimple در آزمایشات چرخه‌ای آرام و دینامیکی مورد بررسی قرار گرفته است و دقت مناسبی را نشان می‌دهد. لذا در این پژوهش مدل مذکور به عنوان مدل مبنا و دقیق در نظر گرفته شده است و مدل ساده شده شکل ۷ — که توسط ASCE-۴۱ [۱۲] ارائه گردیده، با آن مقایسه شده است.



شکل ۷. نحوه مدلسازی خاک در زیر فونداسیون مدل مبنا (BM)

در شکل ۸ نمودار $M - \theta$ برای فونداسیون در دو حالت نمایش داده شده است. منحنی‌های مربوطه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی فونداسیون ترسیم شده است. به بیان دیگر گشتاور وارده به فونداسیون به تدریج افزایش داده شده و در هر گام دوران نظیر فونداسیون ثبت شده است. در حالت اول منحنی مذکور برای مدلی ترسیم شده است که در آن از فنرهای گسترده وینکلر با مدل رفتاری QzSimple (شکل ۷) استفاده شده است (مدل مبنا) در حالی که منحنی دوم بر اساس مدل متمرکز ASCE-۴۱ [۱۲] (شکل ۵) با استفاده از مدول برشی کاهش یافته تهیه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود این دو منحنی اختلاف قابل ملاحظه‌ای با یکدیگر دارند. با توجه به اختلاف قابل ملاحظه دو منحنی بدست آمده برای فونداسیون، قطعا مدل ساده شده ASCE-۴۱ [۱۲] دقت مناسبی در پیش بینی عملکرد سیستم خاک و سازه نخواهد داشت. لذا در این مطالعه پیشنهادی جهت اصلاح مدل

A_f مساحت فونداسیون و I_f ممان اینرسی سطح فونداسیون می‌باشد. همچنین جهت انجام تحلیل تاریخچه زمانی و به منظور لحاظ نمودن میرایی خاک در تحلیل‌ها، ضریب میراگر خاک در درجات آزادی مختلف نیز بر اساس روابط ۶ و ۷ تعیین می‌گردد.

$$C_x = \frac{\pi}{8} (2 - \nu) \frac{r_x}{V_s} k_x \quad (6)$$

$$C_\theta = \frac{3\pi}{16} (1 - \nu) \frac{r_\theta}{V_s} k_\theta \quad (7)$$

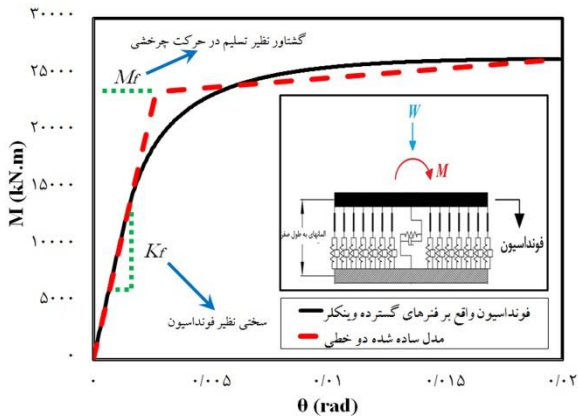
ضرایب مدل دیسک معادل بر اساس تئوری مقاومت مصالح تعیین شده است و نشان داده شده است که پاسخ فونداسیون با مدل مذکور با دقت خوبی منطبق بر مدل دقیق می‌باشد [۲۸]. همچنین لازم به ذکر است گزاس [۱۳] با مدلسازی سه بعدی توده خاک و انجام آنالیز دینامیکی فرکانسی برای فونداسیونهای مستطیلی نشان داده است که پاسخ فونداسیون با فنرهای متمرکز با دقت خوبی بر پاسخ مدل مستقیم سه بعدی منطبق می‌باشد.

مطابق شکل ۷ جهت مدلسازی سختی و میرایی افقی خاک، یک فنر و میراگر به وسط فونداسیون متصل شده است. ضریب سختی و میرایی مربوط به فنر و میراگرهای گسترده قائم به گونه‌ای تعیین شده است که سختی و میرایی دورانی مدل متمرکز طبق روابط ۵ و ۷ تامین گردد. مقاومت نهایی خاک زیر فونداسیون نیز بر اساس ضریب اطمینان مورد نظر در مقابل باربری قائم خاک تعیین شده است. مقدار q_{ult} طبق رابطه ۸ تعیین می‌گردد:

$$q_{ult} = \frac{WFS}{A_f} \Delta A \quad (8)$$

در رابطه ۸، ΔA سطح برابر هر المان قائم، W وزن لرزه‌ای سازه و FS ضریب اطمینان در نظر گرفته شده برای فونداسیون می‌باشد. بر اساس مطالعات کاتر و همکاران [۲۷]، پاسخ فونداسیون در حالیکه در مدلسازی عددی از فنرهای گسترده وینکلر با مدل رفتاری QzSimple استفاده شده است، در مقایسه با پاسخ نظیر مدل آزمایشگاهی سانتریفیوژ تطابق مناسبی را نشان می‌دهد. مطابق شکل ۴ در مدل رفتاری QzSimple سختی خاک با افزایش کرنش تغییر نموده و همچنین تغییر سختی خاک با توجه به تغییر جهت بارگذاری (باربرداری) نیز لحاظ می‌گردد. همچنین

فونداسیون به مقاومتی که توسط ASCE-41 [۱۲] در رابطه ۳ پیشنهاد شده است نیز محاسبه گردید (M_f / M_{f0}) .



شکل ۹. نحوه تعیین منحنی رفتار دوخطی $M - \theta$ برای مدل اصلاح شده (فونداسیون واقع بر روی خاک با سرعت موج برشی ۱۰۰ متر بر ثانیه و ضریب اطمینان ۳)

در ادامه به منظور استفاده از نتایج برای انواع فونداسیون فرمول‌هایی برای ضرایب اصلاحی برازش داده شده است که در روابط ۹ و ۱۰ ارائه شده است.

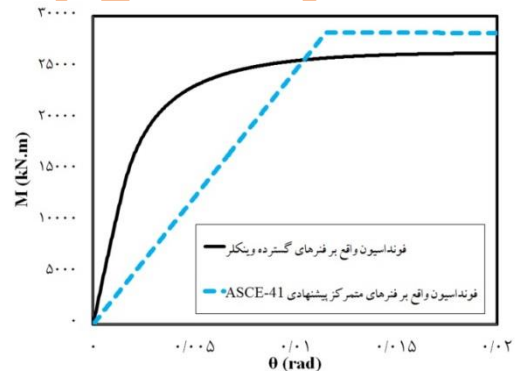
$$\frac{G}{G_0} = (-0.0279FS + 0.0225) \ln(V_s) + 0.5573(FS)^{0.5768} \quad (9)$$

$$\frac{M_f}{M_{f0}} = (0.0251FS + 0.0564) \ln(V_s) - 0.1438(FS) + 0.6679 \quad (10)$$

در شکل ۱۰ روابط برازش داده شده با نتایج بدست آمده از تحلیل‌ها برای برخی از فونداسیون‌ها مقایسه شده است و نتایج انطباق خوبی را نشان می‌دهد.

مقایسه مقادیر بدست آمده از تحلیل‌ها با مقادیر پیشنهادی ASCE-41 [۱۲] نشان می‌دهد نسبت G/G_0 بدست آمده از تحلیل‌ها بزرگتر از مقادیر پیشنهادی ASCE-41 [۱۲] می‌باشد. به بیان دیگر سختی موثر خاک بیش از مقدار ارائه شده توسط ASCE-41 [۱۲] می‌باشد. این در حالیست که لنگر خمشی متناظر با تسلیم فونداسیون کمتر از مقدار پیشنهادی توسط ASCE-41 [۱۲] می‌باشد و همانطور که مشاهده می‌شود مقادیر

ساده شده ASCE-41 [۱۲] ارائه شده است. به منظور اصلاح مدل خاک تعدادی فونداسیون گسترده نواری برای سازه‌های مورد بررسی بر روی خاک با فترهای وینکلر در نظر گرفته شده‌اند. سپس تحلیل استاتیکی غیر خطی برای فونداسیون‌های مذکور بدون حضور قاب انجام شده و منحنی $M - \theta$ برای هر کدام ترسیم شده است. در این مطالعه سه ضریب اطمینان ۲، ۳ و ۵ و سه سرعت موج برشی ۱۰۰، ۱۵۰ و ۳۰۰ متر بر ثانیه برای خاک لحاظ شده است. سپس منحنی $M - \theta$ بدست آمده برای هر فونداسیون با استفاده از الگوریتم ارائه شده در ASCE-41 [۱۲] به منحنی دوخطی تبدیل شده است. در این فرآیند لازم است سطح زیر دو منحنی یکسان بود و محل تقاطع دو منحنی در 0.6 مقاومت تسلیم صورت گیرد.

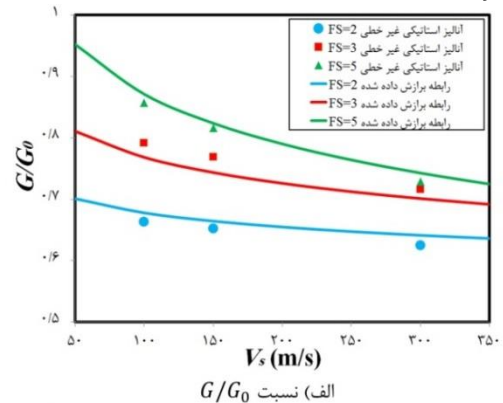


شکل ۸. نمودار $M - \theta$ برای فونداسیون با در نظر گرفتن مدل ساده شده ASCE-41 [۱۲] و مدل مبنا برای فونداسیون واقع بر روی خاک با سرعت موج برشی ۱۰۰ متر بر ثانیه و ضریب اطمینان ۳

نمونه ای از این تحلیل در شکل ۹ نمایش داده شده است. در مدل اصلاح شده پیشنهادی در این پژوهش، منحنی دوخطی بدست آمده در شکل ۹ بجای رفتار الاستوپلاستیک در نظر گرفته شده در ASCE-41 [۱۲] به فتر چرخشی شکل — اختصاص داده می‌شود.

تحلیل نمایش داده شده در شکل ۹ برای انواع فونداسیون انجام شده و سپس با توجه به شیب اولیه منحنی دو خطی، ضریب اصلاحی جدیدی برای نسبت مدول برشی خاک (G/G_0) ارائه شده است. همچنین ضریب اصلاحی برای نسبت مقاومت چرخشی

M_f / M_{f0} کمتر از واحد می‌باشند.



شکل ۱۰. مقایسه مقادیر بدست آمده برای G/G_0 و M_f / M_{f0} از تحلیل استاتیکی غیرخطی با مقادیر نظیر بدست آمده از روابط برازش داده شده

۳. ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های خاک و سازه

در ادامه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های سازه‌ای، با مدل‌سازی فونداسیون و خاک در زیر آنها در سه حالت بررسی شده است:

۱ - مدل مبنای BM مطابق شکل ۷ که در آن قاب سازه‌ای بر روی فنرهای گسترده وینکلر قرار دارد.

۲ - مدل ساده شده SM-۱ که در آن مدل استخوان ماهی نظیر قاب سازه‌ای بر روی فنرهای متمرکز ASCE-۴۱ [۱۲] مطابق شکل ۵ قرار دارد.

۳ - مدل ساده شده پیشنهادی در این پژوهش SM-۲ که در آن مدل استخوان ماهی نظیر قاب سازه‌ای بر روی فنرهای متمرکز اصلاح شده شکل ۵ قرار دارد. منحنی رفتار فنرهای متمرکز در این مدل مطابق روابط ۷ و ۸ اصلاح شده است.

در ادامه با انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی کارایی مدل پیشنهادی توسط ASCE-۴۱ [۱۲] (SM-۱) و مدل اصلاح شده در این پژوهش (SM-۲) ارزیابی شده است. این موضوع از طریق مقایسه پاسخ سیستم‌های خاک و سازه در حالات مختلف با مدل مبنای نظیر (BM) انجام شده است. مطابق ASCE-۷ [۲۹] جهت انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی لازم است حداقل یک مجموعه شامل ۱۱ رکورد انتخاب نمود که از لحاظ بزرگا، خصوصیات منبع، فاصله تا منبع و شرایط ساختگاه تا حد امکان مشابه باشد. در این مطالعه ۱۷ رکورد زلزله ثبت شده بر روی خاک نوع III انتخاب شده است که بزرگای زلزله آنها بین ۵ الی ۷ بوده و فاصله تا منبع کمتر از ۵۰ کیلومتر باشد در حالیکه از نوع حوزه نزدیک نباشد. فهرست رکوردهای مورد استفاده و مشخصات ایستگاه‌های انتخابی در جدول ۱ ارائه شده است.

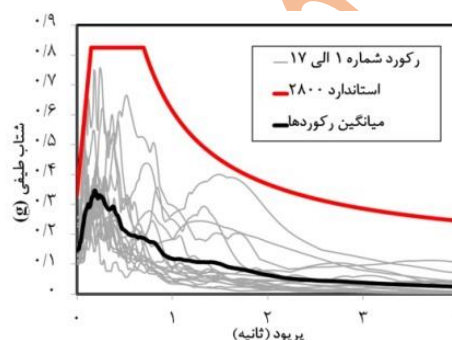
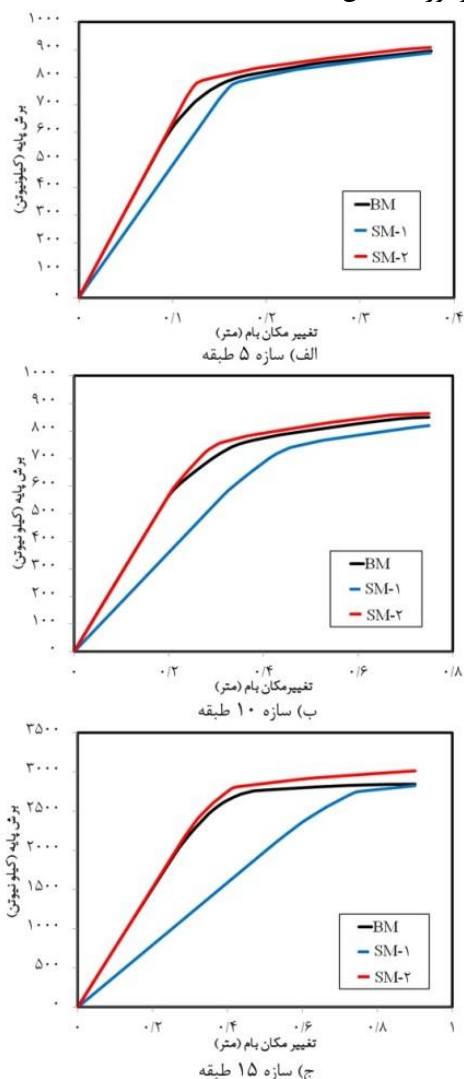
جدول ۱. مشخصات رکوردهای انتخابی زلزله

شماره	سال وقوع	نام زلزله	نام ایستگاه	بزرگا	فاصله از کسل	سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	PGA (g)
۱	۱۹۸۴	Morgan Hill	Gilroy Array #1	۶/۱۹	۱۳/۶۹	۲۷۰/۸۴	۰/۱۶۲
۲	۲۰۱۱	Christchurch New Zealand	TPLC	۶/۲	۱۶/۶۱	۲۴۹/۲۸	۰/۱۲۵
۳	۱۹۸۶	N. Palm Springs	Palm Springs Airport	۶/۰۶	۱۰/۸۴	۳۱۲/۴۷	۰/۱۶۰۵
۴	۱۹۴۱	Northern Calif-01	Ferndale City Hall	۶/۴	۴۴/۶۸	۲۱۹/۳۱	۰/۱۱۴
۵	۱۹۵۱	Northwest Calif-03	Ferndale City Hall	۵/۸	۵۳/۷۷	۲۱۹/۳۱	۰/۱۰۷
۶	۱۹۵۴	Northern Calif-03	Ferndale City Hall	۶/۵	۲۷/۰۲	۲۱۹/۳۱	۰/۱۶۲
۷	۱۹۶۶	Parkfield	Cholame - Shandon Array #A	۶/۱۹	۱۲/۹	۲۵۶/۸۲	۰/۱۲۴
۸	۱۹۶۷	Northern Calif-05	Ferndale City Hall	۵/۶	۲۸/۷۳	۲۱۹/۳۱	۰/۲۵۳
۹	۱۹۶۸	Borrego Mtn	El Centro Array #9	۶/۶۳	۴۵/۶۶	۲۱۳/۴۴	۰/۱۳۲
۱۰	۱۹۷۵	Northern Calif-07	Petrolia General Store	۵/۲	۳۴/۶۷	۳۶۸/۷۲	۰/۱۶۷
۱۱	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Calipatria Fire Station	۶/۵۳	۲۴/۶	۲۰۵/۷۸	۰/۱۲۸
۱۲	۱۹۸۰	Mammoth Lakes-06	Benton	۵/۹۴	۴۴/۲۱	۳۷۰/۹۴	۰/۱۱
۱۳	۱۹۸۰	Victoria Mexico	SAHOP Casa Flores	۶/۳۳	۳۹/۳	۲۵۹/۵۹	۰/۱
۱۴	۱۹۸۱	Corinth Greece	Corinth	۶/۶	۱۰/۲۷	۳۶/۱۴	۰/۲۳۶
۱۵	۱۹۸۱	Westmorland	Niland Fire Station	۵/۹	۱۹/۲۹	۲۱۲	۰/۱۰۱
۱۶	۱۹۷۱	San Fernando	Hollywood Stor FF	۶/۶۱	۲۲/۷۷	۳۱۶/۴۶	۰/۲۲۴
۱۷	۱۹۷۱	San Fernando	Whittier Narrows Dam	۶/۶۱	۱۳/۰۴	۲۹۸/۶۸	۰/۱۰۱

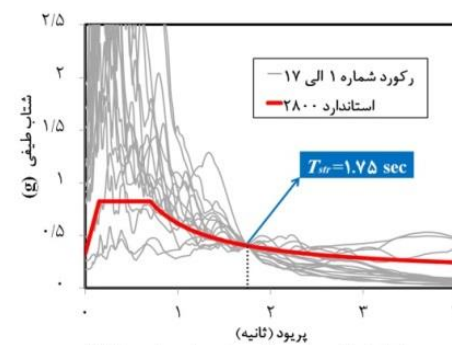
به منظور انجام آنالیزهای تاریخچه زمانی، رکوردهای مورد نظر مقیاس شده‌اند. جهت مقیاس نمودن رکوردها طیف استاندارد ۲۸۰۰ [۲۴] مبنا قرار گرفته است. ضریب مقیاس به گونه‌ای تعیین

شده است که دامنه طیف پاسخ هر رکورد در پرپود مود اول ارتعاشی قاب مورد بررسی بر دامنه طیف آیین نامه در پرپود مذکور منطبق باشد. نمونه ای از مقیاس رکوردها برای قاب ۱۰ طبقه در شکل ۱۱ نمایش داده شده است. روش مقیاس مذکور اولین بار توسط شوم و همکاران^[۳۰] ارائه شده و در FEMA P-۲۰۸۲-۱ [۳۱] به عنوان روش انتخاب و مقیاس رکوردها معرفی شده است.

تحت ۱۷ رکورد نمایش داده شده است.



الف) طیف رکوردها مقیاس نشده در مقایسه با طیف استاندارد ۲۸۰۰ [۲۴]



ب) طیف رکوردهای مقیاس شده برای سازه ۱۰ طبقه

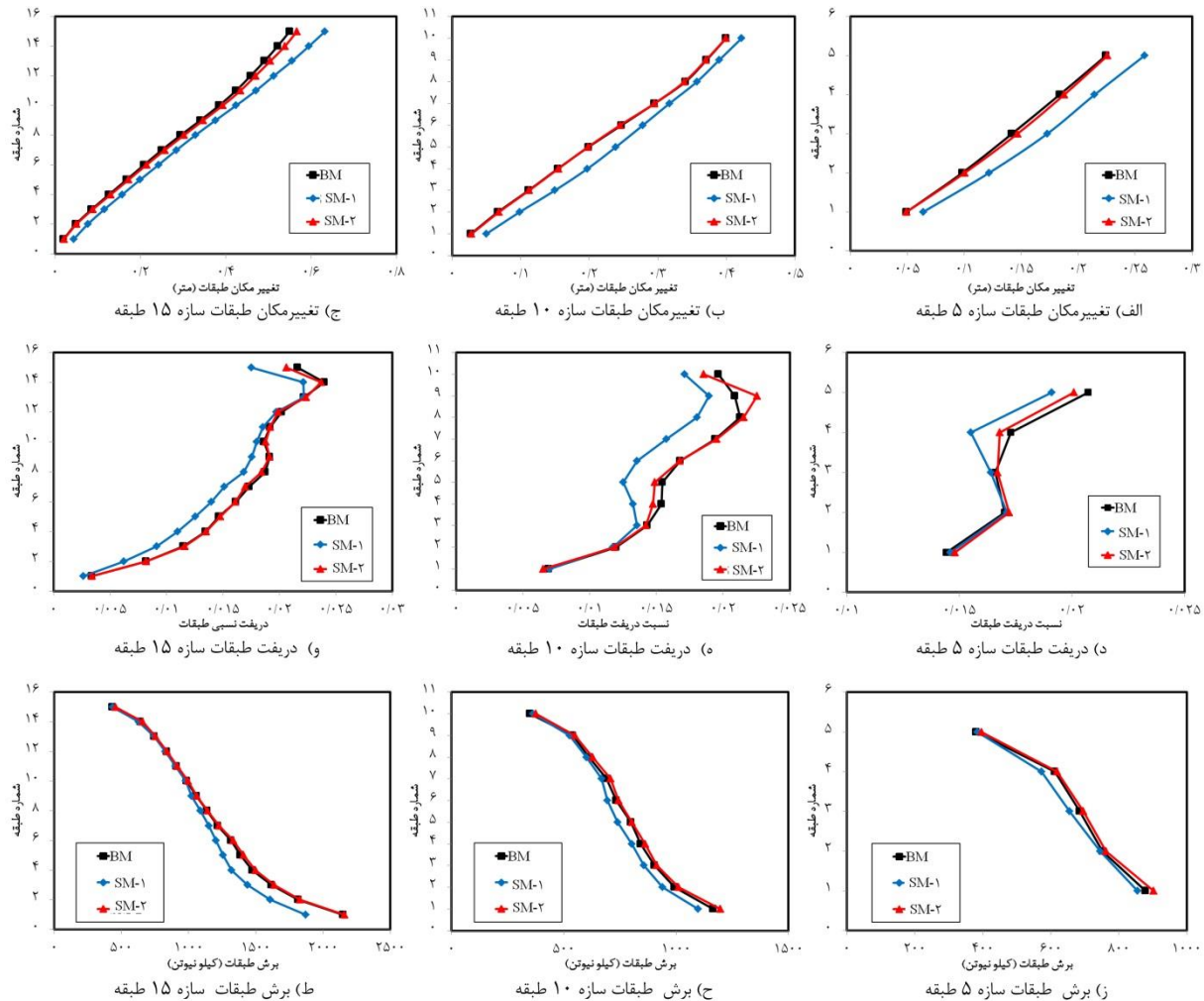
شکل ۱۱. طیف رکوردهای مورد استفاده در تحلیل های تاریخچه زمانی

شکل ۱۲. منحنی ظرفیت سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه واقع بر خاک با $V_s = 100 \text{ m/s}$ و $FS = 3$ (تحلیل استاتیکی غیر خطی)

در شکل های (الف-۱۳) الی (ج-۱۳) میانگین تغییر مکان طبقات سیستم های خاک و سازه نمایش داده شده است. مطابق شکل ۱۳ مدل SM-1 در تمامی قاب ها تغییر مکان بزرگتری نسبت به مدل BM از خود نشان می دهد. این در حالیست که نتایج مدل اصلاح شده SM-2 با دقت بسیار مناسبی با مدل BM همخوانی دارد. در شکل های (د-۱۳) الی (ی-۱۳) نیز نسبت دریافت طبقات نمایش داده شده است. مطابق شکل های مذکور مدل SM-1 مقادیر دریافت طبقات را کمتر از مقدار مدل BM تخمین زده و غیرمحافظة کارانه

در شکل ۱۲ منحنی ظرفیت سیستم خاک و سازه برای سه قاب مختلف با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی ترسیم شده است. مشاهده می شود مدل ساده شده SM-1 سختی کمتری نسبت به BM از خود نشان می دهد. روند منحنی نیز با افزایش تغییر مکان متفاوت با مدل BM بوده بطوریکه برش پایه در مدل SM-1 در هر تغییر مکان کمتر از مدل BM می باشد. این در حالیست که منحنی ظرفیت مدل اصلاح شده SM-2 تطابق خوبی با مدل مبنا نشان می دهد. این تطابق در هر سه قاب مناسب می باشد. در شکل ۱۳ میانگین تقاضای لرزه ای سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

می‌باشد. اختلاف دو مدل با افزایش تعداد طبقات افزایش می‌یابد. است. مشاهده می‌شود که همچنان پاسخ لرزه‌ای در مدل SM-2



شکل ۱۳. میانگین پاسخ لرزه‌ای سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه واقع بر خاک با $m/s = 10 \cdot V_s = FS^3$ (رفتار دوخطی مفاصل پلاستیک سازه)

تطابق مناسبی با مدل BM دارد. در شکل (الف-۱۵) نتایج نسبت تقاضای لرزه‌ای از جمله تغییر مکان بام و همچنین برش پایه در مدل SM-2 به مقدار نظیر مدل BM برای انواع سرعت موج برشی خاک نمایش داده شده است. همچنین در شکل (ب-۱۵) نسبت‌های مذکور برای ضریب اطمینان مختلف خاک ترسیم شده است. مشاهده می‌شود در اغلب موارد خطای مدل SM-2 در تخمین تقاضای لرزه‌ای کمتر از ۵ درصد می‌باشد. همچنین در بیشتر موارد مدل SM-2 تقاضای لرزه‌ای را محافظه‌کارانه تخمین می‌زند. در مجموع شکل ۱۵ نشان می‌دهد دقت مدل اصلاح شده SM-2 برای مجموعه متنوعی سیستم‌های خاک و سازه خاک

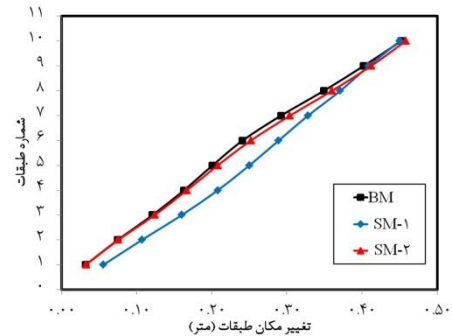
در حالیکه مدل اصلاح شده SM-2 با دقت مناسبی دررفت داخلی طبقات را تخمین می‌زند. در شکل‌های (ج-۱۳) الی (ط-۱۳) نیز میانگین تقاضای برش پایه تحت رکوردها نمایش داده شده است. مطابق شکل‌های مذکور مدل SM-1 مقادیر برش را کمتر از مدل BM تخمین می‌زند. این اختلاف با افزایش تعداد طبقات قاب، در طبقات تحتانی افزایش می‌یابد. اما مشاهده می‌شود برش پایه در مدل اصلاح شده SM-2 تطابق مناسبی با مدل BM دارد. در شکل ۱۴ تحلیل‌های تاریخچه زمانی برای سازه ۱۰ طبقه در حالی انجام شده است که بجای مدل رفتاری دوخطی، مدل رفتاری دارای زوال به مفاصل پلاستیک سازه اختصاص داده شده

درصد کاهش:	۴/۸٪	درصد کاهش:	۲۴/۸٪	درصد کاهش:	۵۱/۹٪
------------	------	------------	-------	------------	-------

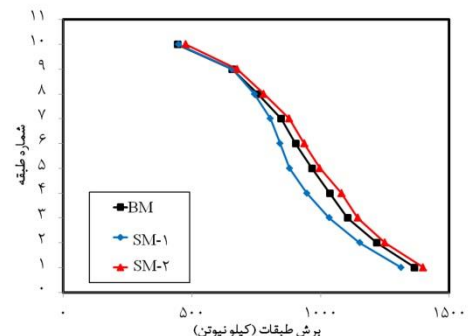
جدول ۳. زمان لازم برای تحلیل تاریخچه زمانی سیستمهای خاک و سازه واقع بر خاک با سرعت موج برشی ۱۰۰ متر بر ثانیه و ضریب اطمینان ۳

قاب ۵ طبقه		قاب ۱۰ طبقه		قاب ۱۵ طبقه	
SM-۲	BM	SM-۲	BM	SM-۲	BM
۰:۱۲:۰۱	۰:۱۷:۲۸	۰:۱۲:۱۳	۰:۲۲:۵۴	۰:۱۳:۴۸	۰:۴۰:۳۶
درصد کاهش:	۳۱/۲٪	درصد کاهش:	۴۶/۶٪	درصد کاهش:	۶۶/۰٪

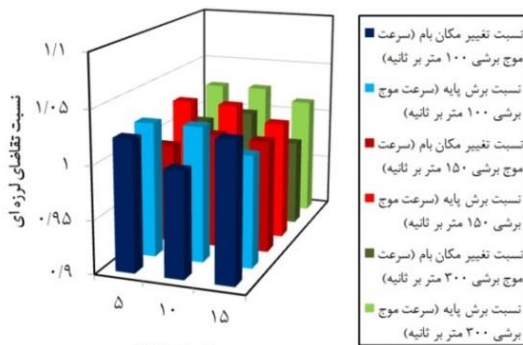
مناسب بوده و جایگزین مناسبی برای مدل BM می باشد.



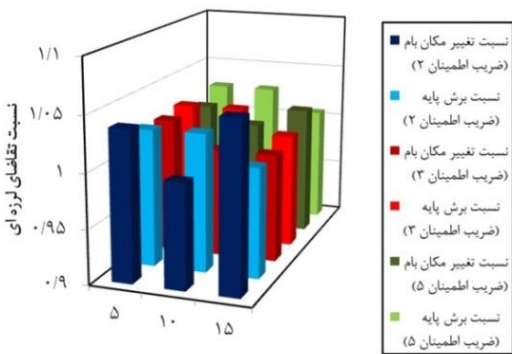
الف) تغییر مکان طبقات سازه



ب) برش طبقات سازه



الف) نسبت تغییر مکان و برش پایه برای انواع سرعت موج برشی



ب) نسبت تغییر مکان و برش پایه برای انواع ضریب اطمینان خاک

شکل ۱۵. نسبت تغییر مکان بام و نسبت برش پایه برای انواع سازه

شکل ۱۴. میانگین پاسخ لرزه ای سازه ۱۰ طبقه واقع بر خاک با $3FS = 100V_s = m/s$ (رفار دارای زوال مفاصل پلاستیک سازه)

در جدول ۲ زمان لازم برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی تحت رکوردهای مورد نظر برای قابهای مختلف در حالت پایه صلب مقایسه شده است. همانطور که انتظار می رفت با افزایش تعداد طبقات و دهانه قاب، تاثیر مدل استخوان ماهی در کاهش زمان اجرای تحلیل تاریخچه زمانی افزایش می یابد. در جدول ۳ زمان لازم برای تحلیل ها در دو مدل BM و SM-۲ مقایسه شده است. زمان اجرای تحلیل ها بصورت قابل ملاحظه ای در مدل های ساده شده SM-۲ نسبت به مدل BM کاهش می یابد این کاهش نسبت به مدل های پایه صلب نظیر در جدول ۲ بیشتر می باشد.

جدول ۲. زمان لازم برای تحلیل تاریخچه زمانی قابها در حالت پایه صلب

قاب ۵ طبقه		قاب ۱۰ طبقه		قاب ۱۵ طبقه	
مدل استخوان ماهی	قاب اصلی	مدل استخوان ماهی	قاب اصلی	مدل استخوان ماهی	قاب اصلی
۰:۱۳:۲۴	۰:۱۲:۴۵	۰:۱۲:۰۱	۰:۱۲:۴۷	۰:۱۲:۵۱	۰:۲۶:۴۴

۴. نتیجه گیری

هدف از طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد، طراحی سازه هایی می باشد که میزان خرابی آنها در سطوح مختلف خطر زلزله قابل پیش بینی باشد. این موضوع نیازمند مطالعه سیستمها با مشخصات گوناگون خواهد بود. از طرفی دقت مدل های مورد بررسی در پژوهش های مذکور از اهمیت برخوردار است. این در حالیست که

۱۱. OpenSees
۱۲. Kutter *et al.*
۱۳. Shome *et al.*

منابع (References)

۱. Veletsos A.S. and Newmark N.M., "Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions". *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Japan*, ۲:۸۹۵-۹۱۲, (۱۹۶۰).
۲. Veletsos A.S., Newmark N.M. and Chelapati C.V., "Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions". *Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand*, ۲:۶۶۳-۶۸۲, (۱۹۶۵).
۳. Miranda E., "Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra". *Journal of Structural Engineering, (ASCE)*, ۱۱۹(۵):۱۳۱۹-۱۳۳۸, (۱۹۹۳).
۴. Ruiz-Garcia J. and Miranda E., "Inelastic displacement ratios for the evaluation of structures built in soft soil sites". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, ۳۵(۶):۶۷۵-۶۹۴, (۲۰۰۶).
۵. Chopra A.K. and Goel R.K., "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, ۳۱(۳): p. ۵۶۱-۵۸۲, (۲۰۰۲).
۶. Han S.W. and Chopra A.K., "Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, ۳۵(۱۵): ۱۸۵۳-۱۸۷۳, (۲۰۰۶).
۷. Nakashima M., Ogawa K. and Inoue K., "Generic frame model for simulation of earthquake responses of steel moment frames". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, ۳۱(۳): ۶۷۱-۶۹۲, (۲۰۰۲).
۸. Khaloo A. and Khosravi H., "Modified fish-bone model: A simplified MDOF model for simulation

افزایش دقت مدل‌ها منجر به افزایش زمان لازم جهت انجام تحلیل‌ها و هزینه پردازش می‌گردد. در این راستا همواره سعی بر این بوده است مدل‌های ساده شده برای سازه ارائه گردد تا در حالیکه زمان تحلیل‌ها کاهش می‌یابد، دقت مدل در تخمین عملکرد لرزه‌ای سازه مناسب باشد. از جمله مدل‌های ساده شده برای سازه، مدل‌های تک‌درجه آزادی معادل و مدل استخوان ماهی می‌باشد. از طرفی وجود خاک در زیر فونداسیون عملکرد لرزه‌ای سازه را تحت تاثیر قرار می‌دهد. جهت مدلسازی دقیق خاک مدل مستقیم دارای دقت مناسبی می‌باشد اما زمان پردازش آن بسیار بالاست. در این زمینه مدل‌های دیگر از جمله فنرهای گسترده و یا متمرکز با مدل رفتاری مختلف نیز در استانداردهای لرزه‌ای ارائه شده است. بررسی‌های انجام شده در این در این پژوهش نشان داده است:

- ۱- مدل‌های ارائه شده در استاندارد ۴۱-ASCE [۱۲] پاسخ سیستم خاک و سازه را با خطای قابل ملاحظه‌ای تخمین می‌زند.
- ۲- در این مطالعه با انجام یک سری تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای طیف متنوعی از فونداسیون و خاک با مشخصات مختلف، مدل رفتاری دوخطی ۴۱-ASCE [۱۲] اصلاح شده و روابطی برای تعیین ضرایب مدل مذکور برآزش داده شد.
- ۳- با انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی نشان داده شد که دقت مدل اصلاح شده بسیار مناسب است و نتایج با مدل دقیق همخوانی دارد.
- ۴- بررسی نشان داد مدل ساده شده زمان اجرای تحلیل‌ها را بطور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد که برای انجام پژوهش در زمینه بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های خاک و سازه بسیار مناسب خواهد بود.

پانوشته‌ها

۱. Chopra and Goel
۲. Modal Pushover Analysis
۳. Han and Chopra
۴. Incremental Dynamic Analysis
۵. Nakashima *et al.*
۶. Forward Directivity Pulses
۷. Finite Element Method
۸. Gazetas
۹. Veletsos and Verbic
۱۰. SAP

- against collapse considering soil-structure". *International Journal of Geomechanics (ASCE)*, ۲۰(۲): ۰۴۰۱۹۱۷۶, (۲۰۲۰).
۱۸. Vaseghiamiri S., Mahsuli M., Ghannad M. A. and Zareian F., "Probabilistic approach to account for soil-structure interaction in seismic design of building structures". *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, ۱۴۶(۹): ۰۴۰۲۰۱۸۴, (۲۰۲۰).
۱۹. Vaseghiamiri S. and Ghannad M. A., "Evaluation of soil contribution to seismic response of soil-structure systems using recorded data during small- scale earthquakes". *Journal of Structural and Construction Engineering*, ۸(۱۲): ۵-۲۹, (۲۰۲۲), (In Persian).
۲۰. Hamidpour S., Shakib H., Paolucci R., Correia A.A. and Soltani M., "Empirical models for the nonlinear rocking response of shallow foundations". *Bulletin of earthquake Engineering*, ۲۰: ۸۰۹۹-۸۱۲۲, (۲۰۲۲).
۲۱. Iran's national building regulations, the sixth topic, loads on the building. Ministry of Roads and Urban Development, Housing and Construction Deputy, third edition, (۲۰۱۳), (In Persian).
۲۲. National Building Regulations of Iran, ۱۰th topic, design and implementation of steel buildings, Ministry of Roads and Urban Development, Deputy of Housing and Construction Department, ۴th edition, (۲۰۱۳), (In Persian).
۲۳. SAP۲۰۰۰ Theory Manual. Version ۲۰۰۰, Copyright Computers and Structures, Inc., Berkeley (CA, USA), (۲۰۱۵).
۲۴. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard ۲۸۰۰). ۴th edition. Building and Housing Research Center, Tehran, Iran, (۲۰۱۵), (In Persian).
۲۵. OpenSees (Open System for Earthquake of seismic responses of moment resisting frames". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, ۵۵: ۱۹۵-۲۱۰, (۲۰۱۳).
۹. Khaloo A., Khosravi H. and Jamnani H.H., "Nonlinear interstory drift contours for idealized forward directivity pulses using modified fish-bone models". *Advances in Structural Engineering*, ۱۸(۵): ۶۰۳-۶۲۷, (۲۰۱۵).
۱۰. Soleimani R., Khosravi H. and Hamidi H., "Substitute frame and adapted Fish-Bone model: two simplified frames representative of RC moment resisting frames". *Engineering Structures*, ۱۸۵: ۶۸-۸۹, (۲۰۱۹).
۱۱. Vaseghiamiri S., Mahsuli M., Ghannad M.A. and Zareian F., "Surrogate SDOF models for probabilistic performance assessment of multistory building: Methodology and application for special moment". *Engineering Structures*, ۲۱۲: ۱۱۰۲۷۶, (۲۰۲۰).
۱۲. American Society of Civil Engineers (ASCE). Standard for seismic evaluation and retrofit existing buildings. ASCE-۴۱-۱۷. Virginia, ۲۰۱۷.
۱۳. Gazetas G., "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundation". *Journal of Geotechnical Engineering*, ۱۱۷(۹): ۱۳۶۳-۱۳۸۱, (۱۹۹۱).
۱۴. Veletsos, A. and Verbic B., "Dynamics of elastic and yielding structure-foundation systems". *Proceedings of the 5th world conference on Earthquake Engineering*, (۱۹۷۴).
۱۵. Ghannad M.A. and Jafarieh A.H., "Inelastic displacement ratios for soil-structure systems allowed to uplift". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, ۴۳: ۱۴۰۱-۱۴۲۱, (۲۰۱۴).
۱۶. Jafarieh A.H. and Ghannad M.A., "Seismic performance of nonlinear soil-structure systems located on soft soil considering foundation uplifting and soil yielding". *Structures*, ۲۸: ۹۷۳-۹۸۲, (۲۰۲۰).
۱۷. Haghollahi S. and Behnamfar F., "Performance evaluation of special RC moment frames

- Engineering Simulation platform), Version ۳,۰,۳, developed by the Pacific Earth-quake Engineering Research Center (PEER), at the University of California, Berkeley. <http://opensees.berkeley.edu/>
۲۶. Ibarra L.F., Medina R.A. and Krawinkler H., “Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, ۳۴(۱۲), ۱۴۸۹-۱۵۱۱, (۲۰۰۵).
۲۷. Kutter B.L., Martin G., Hutchinson T., Harden C., Gajan S. and Phalen J., “Workshop on modeling of nonlinear cyclic load-deformation behavior of shallow foundations”. Pacific Earthquake Engineering Research Center Workshop Report. Davis: University of California, (۲۰۰۶).
۲۸. Wolf J., “Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Model”. Prentice-Hall, Inc.: Englewood Cliffs, NJ, (۱۹۹۴).
۲۹. American Society of Civil Engineers (ASCE). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. ASCE-۷-۲۲. Virginia, ۲۰۲۲.
۳۰. Shome N., Cornell C.A., Bazzurro P. and Carballo J.E., “Earthquakes, records, and nonlinear responses”. *Earthquake Spectra*, ۱۴(۳), ۴۶۹-۵۰۰, (۱۹۹۸).
۳۱. Federal Emergency Management Agency (FEMA P-۲۰۸۲-۱), NEHRP Recommended seismic provisions for new building an other structures, Washington D.C., (۲۰۲۰).