

# بررسی اثرات اندرکنش خاک - پی - سازه در ضریب اصلاح تقاضای عضو در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود

علیرضا آذربخت\* (استادیار)

الهام رجیبی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی فنی مهندسی، دانشگاه ارومیه

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۳ (ص. ۳۱-۲۱)  
دوری ۲-۳، شماره ۲، ص. ۳۱-۲۱

در این نوشتار، اثرات انعطاف‌پذیری پی در نحوه‌ی اعمال ضریب اصلاح تقاضای عضو در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود بررسی شده است. 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، قاب‌های ۳، ۶، ۱۰ و ۱۵ طبقه‌ی بتنی مستقر بر خاک‌های نرم، متوسط، و سخت طراحی و نتایج تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی هر یک در حالت‌های پایه‌ی صلب و انعطاف‌پذیر با نیروهای پیشنهادی روش استاتیکی خطی دستورالعمل مقایسه شده است. نتایج نشانگر آن است که ترکیبات بارگذاری دستورالعمل برای اجزاء کنترل‌شونده توسط تغییرشکل با بارهای ثقلی قابل توجه (برای نمونه‌ی تیرها) می‌تواند به برآورد غیرواقع‌گرایانه‌ی تقاضای لرزه‌ی منجر شود. در انتها، یک ترکیب بارگذاری جدید، به منظور رفع این نقیصه، پیشنهاد شده است.

واژگان کلیدی: اندرکنش خاک - پی - سازه، مدل‌سازی، وینکلر، انعطاف‌پذیری، حرکت زمین.

a-azarbakht@araku.ac.ir  
elhamrajabi@ymail.com

## ۱. مقدمه

از طرفی تحلیل و بهسازی سازه‌های کوتاه و سخت مانند قاب‌های با دهانه‌های بادبندی یا دیواربرشی با استفاده از روش‌های آیین‌نامه‌ی (تحلیل استاتیکی خطی) بدون لحاظ‌کردن اثرات اندرکنش منجر به نتایج محافظه‌کارانه‌ی می‌شود. در حالی‌که با فرض انعطاف‌پذیری پایه، تقاضای لرزه‌ی سازه کاهش می‌یابد و طراحی اقتصادی‌تر می‌شود. برای دست‌یابی به یک طرح بهینه و اقتصادی، راهکاری ساده و قابل استفاده در اهداف مهندسی در سال ۲۰۰۸ برای المان‌های کنترل‌شونده با نیرو ارائه شده است، که در آن اثرات اندرکنش خاک - سازه به روش استاتیکی خطی با فرض پایه صلب اعمال شده است.<sup>[۱]</sup>

در این نوشتار سعی شده است که با طرح مجموعه‌ی از قاب‌های خمشی به لحاظ تعداد طبقات، نوع خاک، و نوع مدل‌سازی پایه و بهره‌گیری از روش Gajan و همکاران (۲۰۰۷)<sup>[۵]</sup> جهت ساخت مدل تیر مستقر بر خاک غیرخطی وینکلر، مقایسه‌ی میان نیروهای پیشنهادی روش استاتیکی خطی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی پی<sup>[۶]</sup> - که از این پس دستورالعمل خوانده می‌شود - و نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی هر یک از قاب‌ها در دو حالت با و بدون لحاظ‌کردن پدیده‌ی اندرکنش صورت پذیرد. این تذکر لازم است که ضریب اصلاح تقاضای عضو در اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل با بار ثقلی قابل توجه، نقش اساسی ایفا می‌کند. از این رو در این مطالعه از میان اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، تیرها که تحت نیروی ثقلی قابل ملاحظه‌ی قرار دارند، مورد توجه واقع شده‌اند.

در تحلیل و بررسی رفتار لرزه‌ی یک سازه، تحریکی که از جانب زمین به سازه اعمال می‌شود، برای حالتی که سازه بر زمین سخت و سنگ بسترمتکی 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 لرزه‌ی سازه رخ خواهد داد. در نتیجه، در نظرگرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه ممکن است باعث افزایش دوره‌ی تناوب طبیعی و در نتیجه، کاهش ضریب زلزله در طراحی و متعاقباً کاهش هزینه‌ها شود.<sup>[۱]</sup> توجه به این موضوع به منزله‌ی پدیده‌ی مؤثر در پاسخ دینامیکی سازه‌ها به اوایل دهه‌ی سی میلادی باز می‌گردد.<sup>[۲]</sup>

امروزه با پیدایش نسل جدید آیین‌نامه‌های مبتنی بر عملکرد و گسترش کاربرد آنها در طراحی سازه‌ها، ضرورت لحاظ‌کردن اثرات اندرکنش بیش از پیش نمایان شده است. به گونه‌ی که برای مدل‌سازی سیستم زیرسازه، راهکارهای مختلفی چون روش اجزاء محدود، المان مرزی و ماکروالمان، فنرهای انتقالی و چرخشی مستقل از یکدیگر به صورت متمرکز و فنرهای افقی و قائم گسترده ارائه شده است. از آنجایی که در مسائل کاربردی همواره ترجیح بر استفاده از روش‌های ساده و در عین حال دقیق و کارآمد است، محیط خاک در ساده‌ترین شکل با مدل وینکلر به کمک فنرهای گسسته‌ی همسان و مستقل و با فرض رابطه‌ی خطی شبه‌سازی می‌شود.<sup>[۳]</sup>

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۰/۱۱/۱۱، اصلاحیه ۱۳۹۱/۱۰/۰۹، پذیرش ۱۳۹۱/۱۱/۲۴

جدول ۱. نیروی برش پایه‌ی طراحی محاسبه‌شده‌ی قاب‌های دیوار برشی به تفکیک نوع خاک و تعداد طبقات (بر حسب تن).

تعداد طبقات	نوع خاک		
	D	C	B
۳	۵۱٫۳	۵۱٫۳	۵۱٫۳
۶	۱۰۶٫۹	۱۰۶٫۹	۹۹٫۲
۱۰	۱۰۱	۸۹	۷۱٫۴
۱۵	۸۵٫۲	۷۳٫۹	۵۶٫۸

توجه به طیف طراحی استخراج‌شده از دستورالعمل مذکور برای هر یک از حالات مجموعه‌ی قاب‌های دیوار برشی مستقر بر گروه خاک‌ها، که در ادامه معرفی خواهند شد، به شرح جدول ۱ است.

### ۱.۳. مدل‌سازی قاب‌های بتنی

با توجه به اینکه رفتار قاب‌های خمشی تحت بارگذاری لرزه‌یی، وابسته به رفتار تیر و ستون‌های تشکیل‌دهنده‌ی آنهاست، مدل‌سازی صحیح عملکرد غیرخطی آنها اهمیت ویژه‌ی دارد. در این نوشتار، برای مدل‌سازی تیر در محیط نرم‌افزاری Opensees از مدل تیر-ستون با مفصل خمیری متمرکز استفاده شده است. سادگی و دقت مدل تیر با مفصل خمیری متمرکز، باعث گرایش پژوهشگران و مهندسان به استفاده از آن در مدل‌سازی‌ها شده است. نکته‌ی قابل توجه دیگر آن است که اگر در صحت‌سنجی چنین مدل‌هایی دقت کافی به عمل آید، قادر خواهند بود کاهش سختی و مقاومت را نیز لحاظ کنند. این مسئله اهمیت بالایی در مدل‌سازی فروریزش دارد و خود دلیلی بر مقبولیت این مدل در کاربردهای عملی و مطالعات است. مدل رفتاری که به مقاطع بتنی مستطیل‌شکل اختصاص داده شده است، پوش مونوتونیک سه خطی است،<sup>[۸]</sup> که در شکل ۲ به نمایش گذاشته شده است. این مدل ۴ مود اصلی زوال چرخه‌یی که شامل: زوال مقاومت ناحیه‌ی سخت‌شدگی کرنش غیرخطی، زوال مقاومت ناحیه‌ی نرم‌شدگی کرنش پس از اوج، زوال شتاب‌دار سختی بارگذاری مجدد، و زوال سختی باربرداری می‌شود، را در بر می‌گیرد.<sup>[۹]</sup>

مصالحی با بیشترین قابلیت، که قادر است تمامی ویژگی‌های مورد نظر مدل پوش مونوتونیک سه خطی و ضوابط هیسترتیک مورد نظر را به خوبی در محیط Opensees بازسازی کند، با عنوان Clough (شکل ۳) در این محیط بسط داده شده است. از آنجایی‌که روش مورد استفاده در مدل‌سازی تیرها، توانایی در نظر گرفتن تغییرات ایجادشده در بار محوری را حین تحلیل ندارد، در ادامه برای مدل‌سازی ستون‌ها از المان فایبر استفاده شده است. این مدل دارای قابلیت لحاظ کردن اندرکنش خمش و نیروی محوری است، که عاملی اثرگذار در رفتار ستون‌هاست.

از طرفی چون در این مطالعه امکان تغییر نیروی محوری اعمال‌شده بر هر یک از ستون‌ها در دو حالت پایه‌ی صلب و انعطاف‌پذیر وجود دارد، کاربرد این روش بر سایر روش‌ها ارجحیت می‌یابد. این مقاطع در قالب المان‌های Nonlinear Beam Column به ستون‌ها اختصاص داده شده است. برای دستیابی به عملکرد دقیق‌تر مدل مورد استفاده، ستون‌ها در ارتفاع طبقه به ۴ قسمت تقسیم شده‌اند.

برای مدل‌سازی دیوار برشی که بخشی از سازه‌های مسطح هستند، از چندین المان خطی به جای صفحه استفاده شده است. مدل المان تیر-ستون تغییرمکان-محور با قابلیت لحاظ کردن اندرکنش خمش-برش<sup>۱</sup> که اخیراً در محیط Opensees بسط داده شده است و بر همین اساس کار می‌کند، برای مدل‌سازی دیوار برشی

## ۲. معرفی چالش مطرح در دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی

بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی،<sup>[۶]</sup> نیروهای طراحی در اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل که شامل نیروی لرزه‌یی و ثقلی هستند، باید بر ضریب کاهنده‌ی  $m$  (ضریب اصلاح تقاضای عضو) تقسیم شوند (رابطه‌ی ۱). این بدان معناست که ضریب  $m$  به جای کاهش بارهای وارده، مقدار ظرفیت المان را افزایش می‌دهد. این موضوع با فرض تکیه‌گاه ثابت تغییر چندانی در روند طراحی و بهسازی ایجاد نمی‌کند، لیکن با فرض تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر، اعمال ضریب  $m$  به ظرفیت و یا نیروهای اعمالی می‌تواند منجر به نتایج متفاوتی شود. از این رو در این نوشتار، تأثیر اعمال ضریب  $m$  در نیروهای اعمالی و یا ظرفیت المان‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل با فرض تکیه‌گاه ثابت و انعطاف‌پذیر بررسی شده است.

$$m Q_{CE} \geq Q_{UD} \rightarrow m Q_{CE} \geq Q_G + Q_E \rightarrow Q_{CE} \geq \frac{Q_G + Q_E}{m} \quad (1)$$

## ۳. انتخاب و مدل‌سازی سیستم سازه-پی-خاک

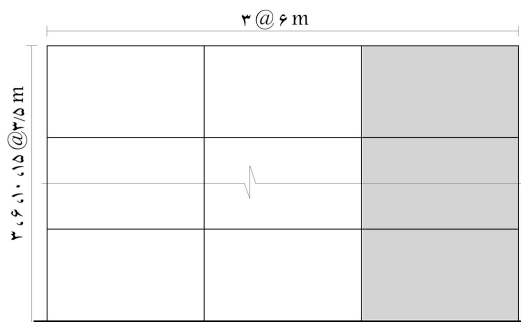
سازه‌های مورد مطالعه در این پژوهش، مجموعه‌یی از قاب‌های بتنی دو بعدی ۳، ۶، ۱۰ و ۱۵ طبقه هستند، که بر خاک‌های سخت، متوسط، و نرم استقرار یافته‌اند. این تذکر لازم است که این مجموعه با اعمال تغییراتی بر مدل‌های مورد استفاده در تحقیق انجام شده (۲۰۱۲)<sup>[۷]</sup> به دست آمده است. نمایی از این قاب‌ها در شکل ۱ نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل مشخص است، در همه‌ی حالات ارتفاع طبقات و طول دهانه‌ها به ترتیب برابر ۳۵۰ و ۶۰۰ سانتی‌متر هستند. ضخامت دیوار برشی در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه برابر ۲۵ سانتی‌متر و در قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه برابر ۳۰ سانتی‌متر است. به این ترتیب مجموعه‌ی قاب‌های دیوار برشی ۳، ۶، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب با وزن متوسط ۳۰۸، ۶۴۳، ۹۳۲ و ۱۵۱۷ تن بر اساس این شرایط طراحی شده‌اند:

-- تعیین بارهای ثقلی، لرزه‌یی و طراحی بر مبنای دستورالعمل FEMA۴۵۰؛

-- تحلیل استاتیک خطی بر مبنای دستورالعمل بهسازی در حالت پایه‌ی صلب با استفاده از نرم‌افزار ETABS؛

-- تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی بر مبنای دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی در دو حالت پایه‌ی صلب و انعطاف‌پذیر با استفاده از نرم‌افزار Opensees.

همچنین این تذکر لازم است که نیروی برش طراحی مجموعه‌ی قاب‌های دیوار برشی بر مبنای دستورالعمل FEMA۴۵۰ محاسبه شده است. میزان این نیرو با



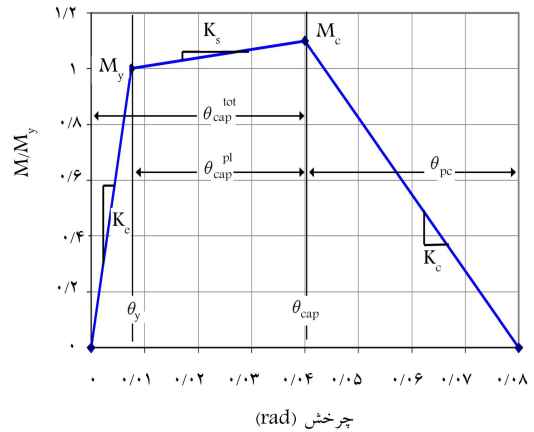
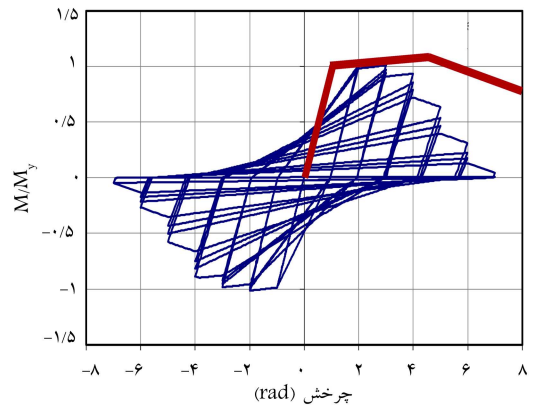
شکل ۱. نمایی از قاب‌های دیوار برشی مورد استفاده در این مطالعه.

و بخشی از مقاومت خمشی را تأمین می‌کند و با المان تیر-ستون تغییر مکان -محور با قابلیت لحاظ کردن اندرکنش خمش -برش مدل‌سازی شده است و المان‌های مرزی در قالب ستون‌هایی با مقطع فایبر تعریف شده‌اند. در این مدل سعی شده است با بستن المان‌های مرزی و ستون معرف پانل میانی در گره‌های انتهایی خود به کمک تیرهای صلب، رفتار یکپارچه‌ی در مجموعه‌ی مقطع دیوار برشی ایجاد شود.<sup>[۷]</sup>

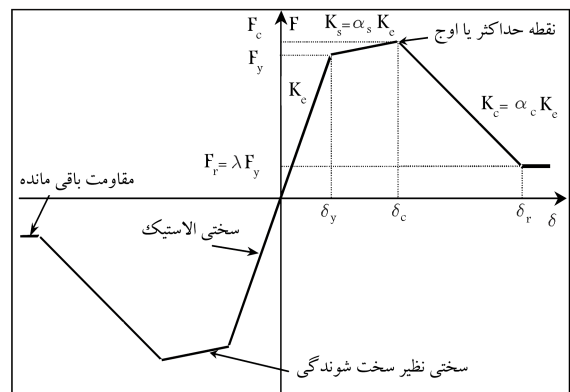
### ۲.۳. مدل‌سازی سیستم خاک-پی

بررسی دقیق مسئله‌ی اندرکنش خاک-سازه، نیازمند در نظر گرفتن گستره‌ی وسیعی از خاک‌ها به‌عنوان بستری برای پی سازه است. در این راستا بر اساس راهنمای FEMA ۴۵۰ خاک‌های سخت، متوسط، و نرم به ترتیب در قالب گروه‌های C, B, D و انتخاب شده‌اند. با توجه به گزینشی بودن نوع خاک‌های مورد بررسی، تعیین محدوده‌ی تغییرات سختی و مقاومتی هر یک، با دانستن رده‌ی هر خاک و به طور خاص محدوده‌ی سرعت موج برشی برای هر کدام (با توجه به تعریف هر طبقه‌ی خاک در دستورالعمل FEMA ۴۵۰) با مراجعه به منابع معتبر ژئوتکنیک صورت گرفته است.<sup>[۱۱-۱۵]</sup>

پس از تعیین نوع خاک و مشخصات آن در مرحله‌ی بعد به مدل‌سازی سیستم خاک-پی پرداخته شده است. با در نظر گرفتن قابلیت‌هایی چون امکان شبیه‌سازی حرکت گهواره‌یی، بلندشدگی پی و رفتار غیرخطی خاک، انتخاب مدل پی مستقر بر خاک وینکلر به‌عنوان راهکار عملی برای حل مسائل اندرکنش، منطقی به نظر می‌رسد.<sup>[۵]</sup> در این راستا PEER<sup>۳</sup> در سال‌های ۲۰۰۵ و ۲۰۰۷ گزارش‌هایی باموضوع مدل‌سازی عددی پی‌های سطحی منتشر کرد. در گزارش نخست<sup>[۱۶]</sup> به منظور مدل‌سازی پی نواری با لحاظ کردن رفتار غیرخطی و بلندشدگی از مدل تیر مستقر بر خاک غیرخطی وینکلر استفاده شده است. دومین گزارش<sup>[۵]</sup> که در این مطالعه به‌عنوان مرجع اصلی برای ساخت سیستم پی مورد استفاده قرار گرفته حاصل تحقیق Gajan و همکارانش است. در این مطالعه Gajan نیز مانند Harden، دیوار برشی را به‌عنوان روسازه معرفی کرده و مدل پی شامل: فنرهای قائم مستقل، غیرخطی و غیرکشسان گسترده در طول پی، قادر به در نظر گرفتن بلندشدگی، حرکت گهواره‌یی، نشست و میرایی تشعشعی است. از آنجایی‌که انعطاف‌پذیری پی به واسطه‌ی وجود میرایی تشعشعی در خاک منجر به افزایش میرایی اندرکنشی می‌شود، این پدیده می‌تواند تأثیر چشمگیری در پاسخ سیستم داشته باشد.<sup>[۱۷]</sup> در این مطالعات اندرکنشی میرایی تشعشعی با قراردادن تعدادی فنر و میراگر<sup>۴</sup> در نظر گرفته شده است.<sup>[۱۶، ۱۷]</sup> برای مدل‌سازی عددی پی مستقر بر خاک وینکلر، پی نواری در قالب المان تیر و فنرها در قالب المان zerolength در محیط Opensees تعریف شده‌اند. در این راستا، نخست مشخصات هر یک از فنرها با توجه به خصوصیات خاک و ابعاد پی محاسبه و با استفاده از مصالح Qzsimple\ به المان‌های zerolength اختصاص یافته‌اند. جهت تعریف این مصالح در محیط OpenSees میزان میرایی تشعشعی توسط کاربر تعیین می‌شود.<sup>[۵]</sup> در این پژوهش مانند برخی مطالعات.<sup>[۱۷، ۱۶، ۵]</sup> این پارامتر ۵٪ در نظر گرفته شده است. به این ترتیب با استفاده از المان zerolength و مصالح Qzsimple1 سختی و جرم خاک مدل‌سازی و از تأثیر جرم خاک زیر پی صرف‌نظر شده است. این تذکر لازم است که در این مطالعه امکان لغزش افقی پی نیز در نظر گرفته نشده است. روابط Gazetas که مقبولیت بسیاری در حل مسائل اندرکنشی براساس ماکروالمان‌ها دارند، به‌عنوان معیاری برای محاسبه‌ی سختی فنرهای قائم مستقر



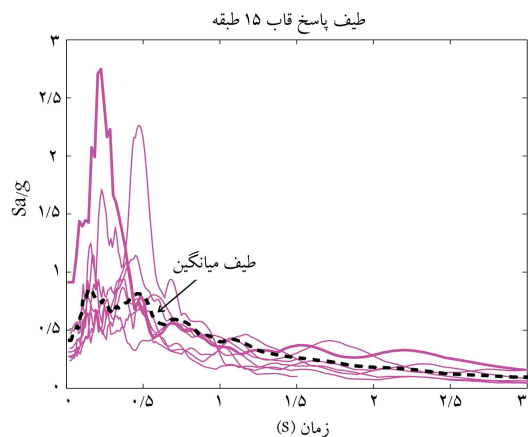
شکل ۲. رفتار مونوتونیک و چرخه‌یی مدل پیشنهادی Ibarra.<sup>[۸]</sup>



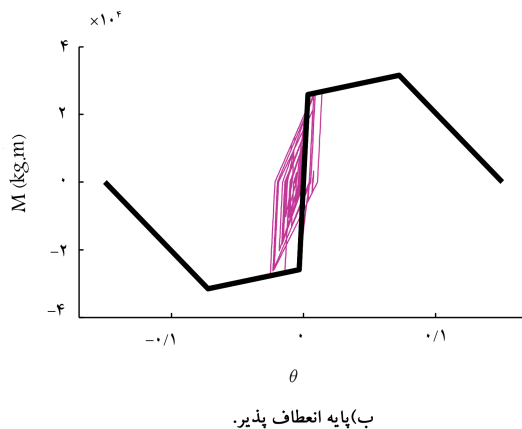
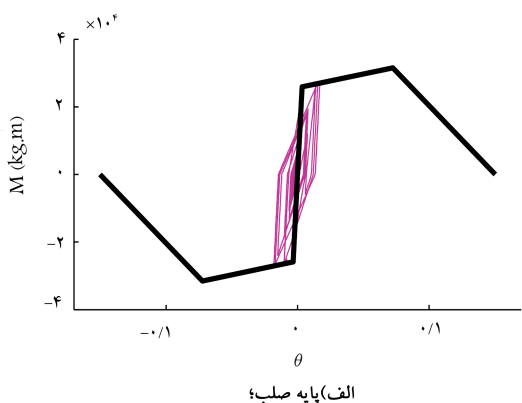
شکل ۳. پوش رفتار مصالح Clough.<sup>[۱۰]</sup>

مورد استفاده قرار گرفته است. در حقیقت این روش بر اساس ایده‌ی فایبر طرح‌ریزی شده است و در آن مقطع دیوار برشی به‌صورت ترکیبی از سطح مقطع چندین ستون که در فواصل مختلف از تار خنثی مقطع قرار می‌گیرند، تعریف می‌شود. مصالح اختصاص‌یافته به این مقطع، مصالحی موسوم به Concrete ۰۶ بوده است و منحنی‌های پوش<sup>۲</sup> آن به‌طور مشخص برای عملکرد صفحه‌یی اصلاح شده‌اند.

گام نهایی جهت تکمیل مدل قاب‌های دیوار برشی، ایجاد پیوستگی میان المان دیوار برشی و قاب متصل به آن است. در این راستا مقطع دیوار برشی به دو بخش پانل میانی و المان‌های مرزی تقسیم شده است. پانل میانی عمده‌ی مقاومت برشی دیوار



شکل ۴. طیف رکوردهای انتخابی در تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های دیوار برشی ۱۵ طبقه.



شکل ۵. نمودار نیرو-تغییر مکان. (ب) پایه انعطاف پذیر.

برای نمونه، در شکل ۴ طیف پاسخ و همچنین طیف میانگین رکوردهای مورد استفاده در تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی قاب دیوار برشی ۱۵ طبقه نشان داده شده است. با انتخاب شتاب‌نگاشت و اعمال بارگذاری تقابلی بر هر یک از قاب‌ها پیش از اعمال بار جانبی، تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام می‌شود.

در شکل ۵، نمودار نیرو-تغییر مکان به همراه منحنی رفتاری برخی از مفاصل المان‌های تیر مربوط به قاب ۱۵ طبقه‌ی مستقر بر خاک D، بلندترین قاب واقع بر

در دو ناحیه‌ی میانی و انتهایی پی به کار گرفته شده‌اند. بدین معنی که نخست سختی قائم و چرخشی کل سیستم خاک-پی براساس روابط مذکور محاسبه شده‌اند و در ادامه، چیدمان فنرهای قائم گسترده در زیر پی، که قادر به شبیه‌سازی سختی‌های کل هستند، مد نظر قرار گرفته است.<sup>[۱۸]</sup> در طول زمین‌لرزه به واسطه‌ی خصوصیت رفت و برگشتی بودن آن، همواره لبه‌های انتهایی پی ضمن حرکت گهواره‌یی ایجاد شده در معرض بارهای سنگین قرار می‌گیرند و در هر مرحله، یکی از لبه‌ها از بستر خود بلند می‌شود و طرف دیگر تحت نیروهای فشاری قابل توجهی قرار می‌گیرد. به این ترتیب در این نواحی برای برقراری تعادل به سختی به مراتب بیشتری از نواحی میانی نیاز است.<sup>[۱۹]</sup> در نتیجه در نواحی انتهایی پی از فنرهایی با سختی بیشتر استفاده شده است، که در حقیقت تأمین‌کننده‌ی سختی چرخشی هستند.

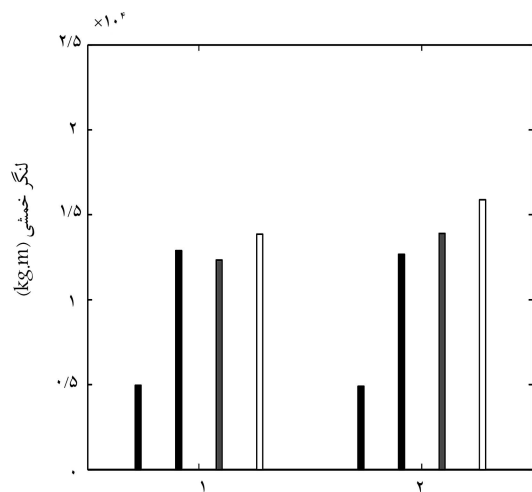
تعریف فنرهای خاک علاوه بر سختی، نیازمند مقاومت نیز است. از میان روابط متنوعی که در مراجع مختلف ژئوتکنیک برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری معرفی شده است، رابطه‌ی ترازقی (۱۹۴۳) یکی از پرکاربردترین آنهاست. شکل کلی‌تر این رابطه به جهت وارد شدن اثرات عمق و شیب بارگذاری توسط Meyerhof پیشنهاد شده است،<sup>[۱۹]</sup> که در این تحقیق مبنای محاسبه‌ی ظرفیت باربری پی است.

#### ۴. انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی

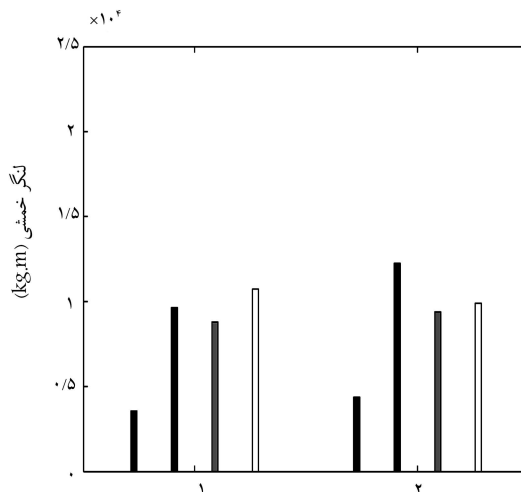
با توجه به وجود انبوه نگاشت‌های زلزله‌های واقعی ثبت شده و همچنین با افزایش روزافزون روش‌های تولید شتاب‌نگاشت‌های ترکیبی و مصنوعی، انتخاب رکورد مناسب دارای اهمیت فراوانی برای انجام تحلیل دینامیکی است. با این حال، پیشنهاد و روش روشنی جهت انتخاب رکوردها در این زمینه ارائه نشده است و این بحث در ضوابط آیین‌نامه‌های لرزه‌یی، در نقطه‌ی ضعف قرار دارد. در این نوشتار، انتخاب رکورد بر اساس نتایج مطالعه‌ی محققان صورت پذیرفته است (جدول ۲). مشخصه‌ی اصلی این نوع انتخاب، پیش‌بینی میانه‌ی پاسخ لرزه‌یی قاب‌هاست و مبنای اصلی انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها از مجموعه‌ی رکوردهای زمین‌لرزه‌ی قوی (SGMs) جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی برای کلیه‌ی قاب‌های مورد مطالعه با پایه‌ی صلب و انعطاف پذیر زمان تناوب غالب سیستم است.<sup>[۲۰]</sup>

جدول ۲. بهینه‌ترین حرکت قوی زمین برای محدوده‌های مختلف زمان تناوب.<sup>[۲۰]</sup>

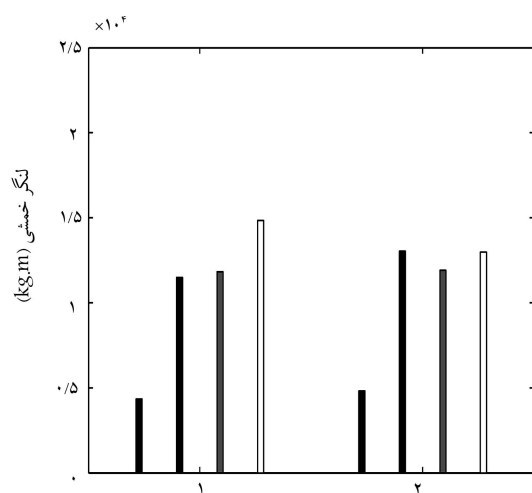
زیرمجموعه‌ی حرکت زمین	زمان تناوب (ثانیه)	شناسه‌ی حرکت قوی زمین <sup>[۲۰]</sup>
۱	۰٫۳ - ۰٫۱	۲۸ - ۲۷ - ۲۴ - ۲۱ - ۲۰ - ۱۴ - ۸ - ۳
۲	۰٫۵ - ۰٫۳	۳۰ - ۲۳ - ۲۱ - ۲۰ - ۱۲ - ۱۰ - ۴ - ۲
۳	۰٫۷ - ۰٫۵	۲۳ - ۱۷ - ۱۵ - ۱۲ - ۱۰ - ۶ - ۴ - ۱
۴	۰٫۹ - ۰٫۷	۲۶ - ۲۵ - ۲۴ - ۲۳ - ۲۲ - ۱۲ - ۴ - ۱
۵	۱٫۲۵ - ۰٫۹	۲۹ - ۲۳ - ۲۲ - ۱۶ - ۱۵ - ۱۲ - ۹ - ۸
۶	۲٫۰ - ۱٫۲۵	۳۱ - ۲۸ - ۲۳ - ۱۹ - ۱۵ - ۱۳ - ۷ - ۵



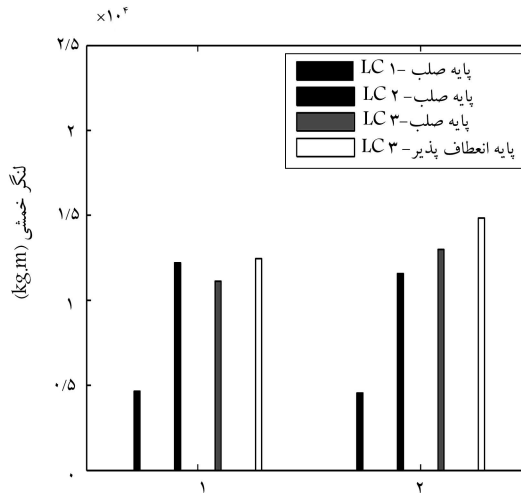
د) المان ۲۰۶ (طبقه دوم- دهانه میانی)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست ؛



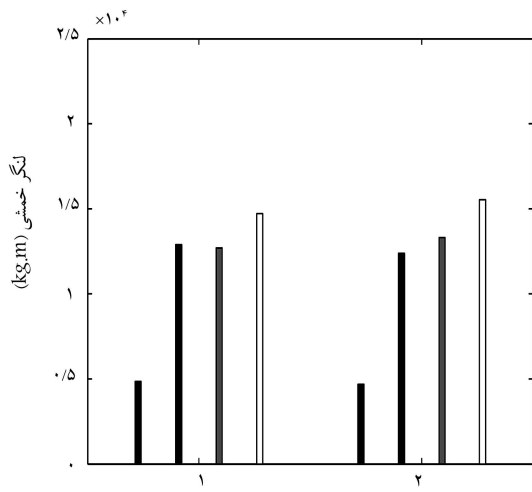
الف) المان ۳۰۵ (طبقه سوم-دهانه چپ)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست ؛



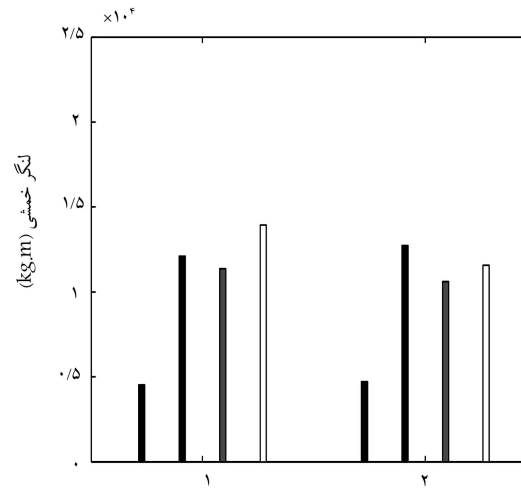
ه) المان ۱۰۵ (طبقه اول-دهانه چپ)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست ؛



ب) المان ۳۰۶ (طبقه سوم-دهانه میانی)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست ؛

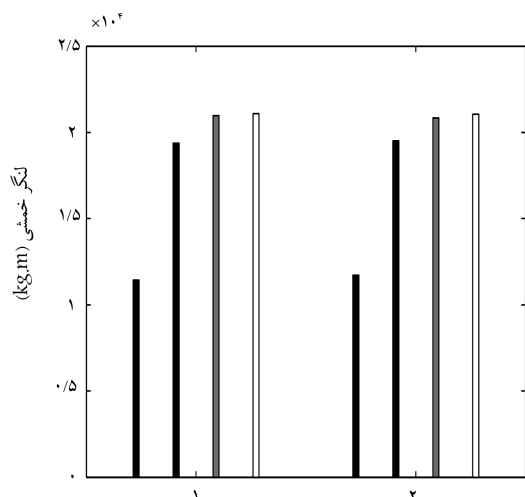


و) المان ۱۰۶ (طبقه اول-دهانه میانی)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست .

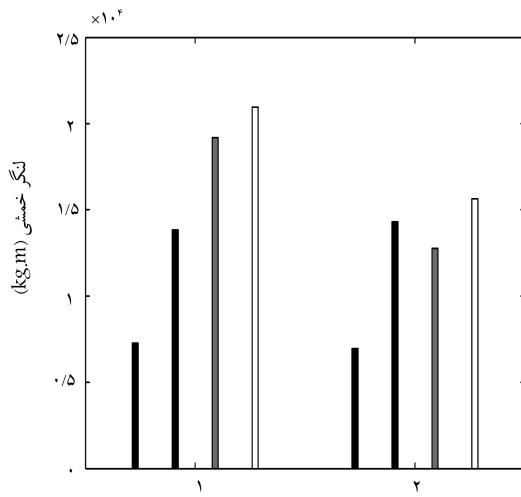


ج) المان ۲۰۵ (طبقه دوم-دهانه چپ)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست ؛

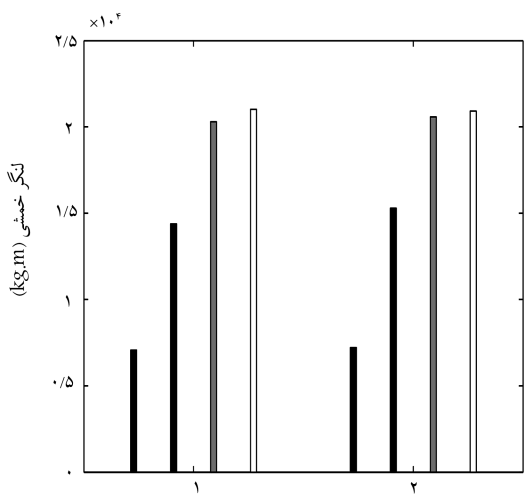
شکل ۶. مقایسه‌ی خمش در المان‌های قاب سه طبقه مستقر بر خاک B در دو موقعیت تکیه‌گاه چپ و راست.



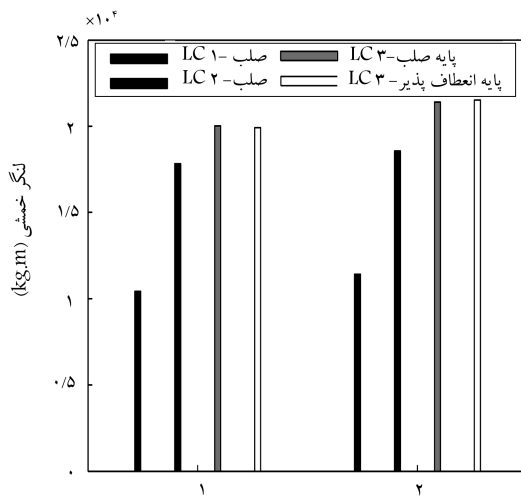
د) المان ۳۰۶ (طبقه سوم- دهانه میانی)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست؛



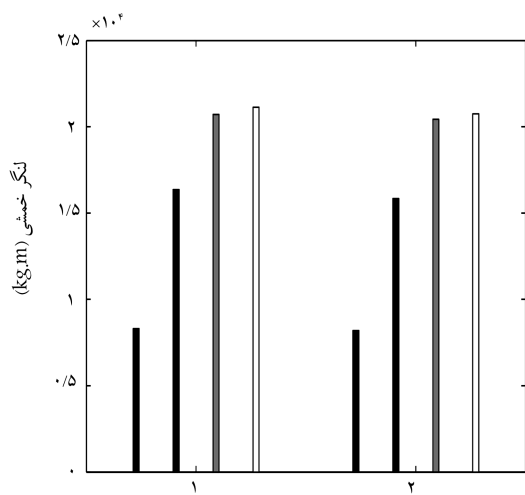
الف) المان ۶۰۵ (طبقه ششم-دهانه چپ)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست؛



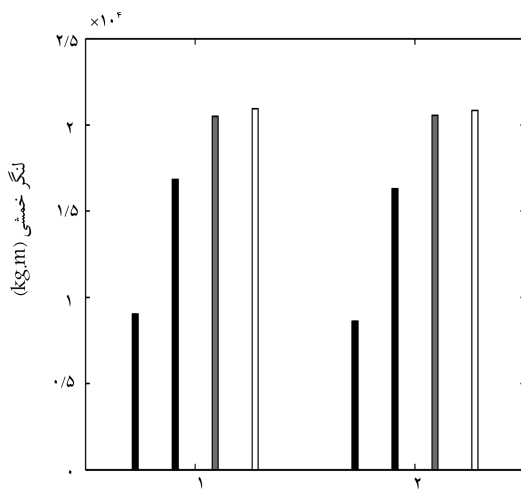
ه) المان ۱۰۵ (طبقه اول- دهانه چپ)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست؛



ب) المان ۶۰۶ (طبقه ششم-دهانه میانی)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست؛

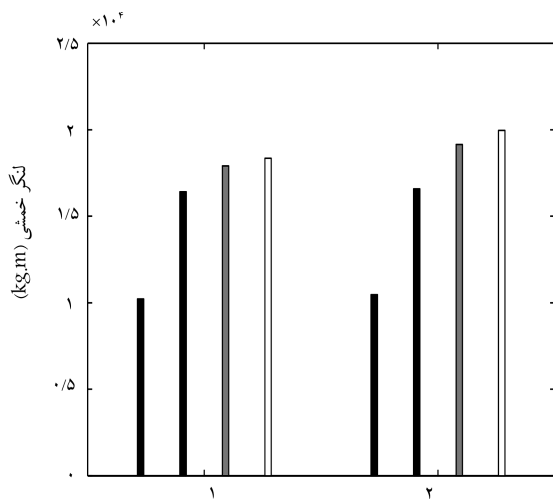


و) المان ۱۰۶ (طبقه اول-دهانه میانی)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست؛

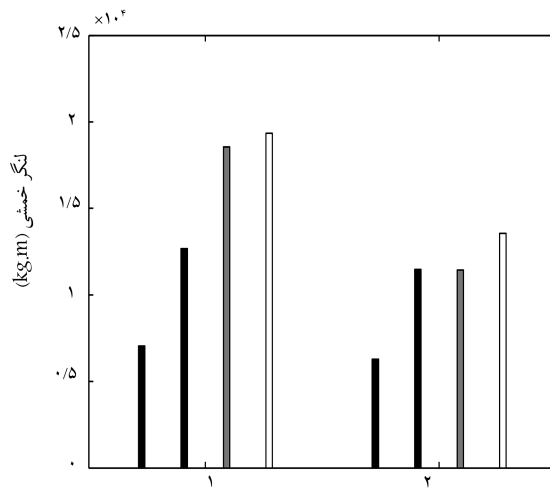


ج) المان ۳۰۵ (طبقه سوم - دهانه چپ)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست؛

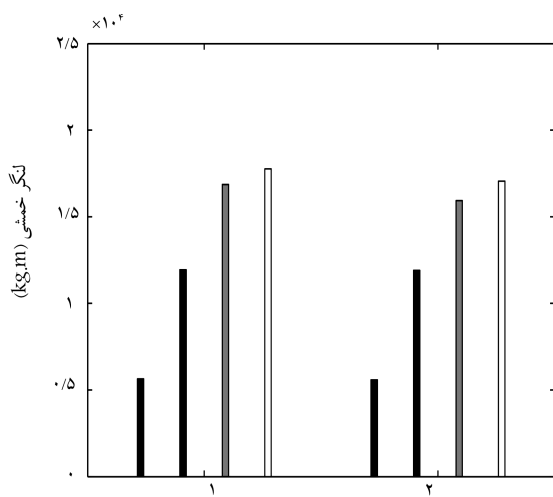
شکل ۷. مقایسه‌ی خمش در المان‌های قاب ۶ طبقه‌ی مستقر بر خاک C در دو موقعیت تکیه‌گاه چپ و راست.



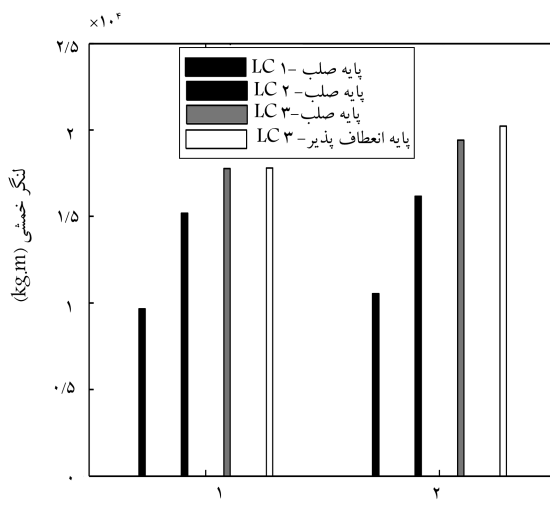
المان ۵۰۶ (طبقه پنجم - دهانه میانی)، ۱- تکیه گاه چپ ۲- تکیه گاه راست



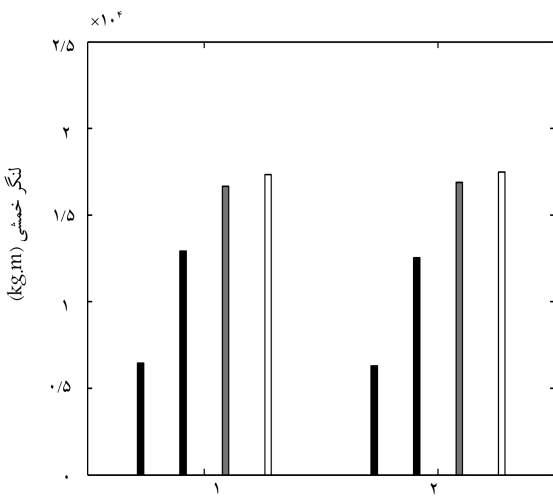
المان ۱۰۰۵ (طبقه دهم - دهانه چپ)، ۱- تکیه گاه چپ ۲- تکیه گاه راست



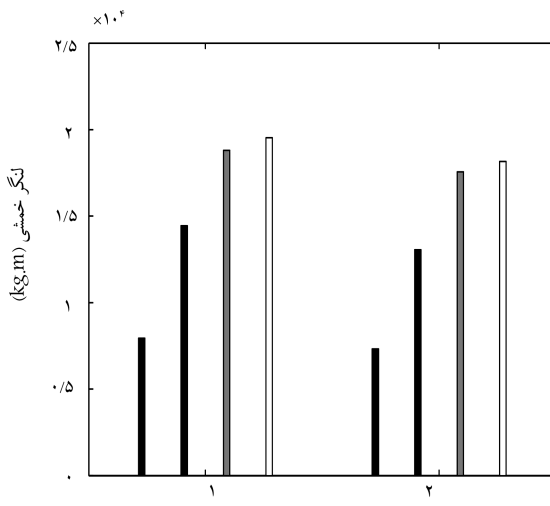
المان ۱۰۰۵ (طبقه اول - دهانه چپ)، ۱- تکیه گاه چپ ۲- تکیه گاه راست



المان ۱۰۰۶ (طبقه دهم - دهانه میانی)، ۱- تکیه گاه چپ ۲- تکیه گاه راست

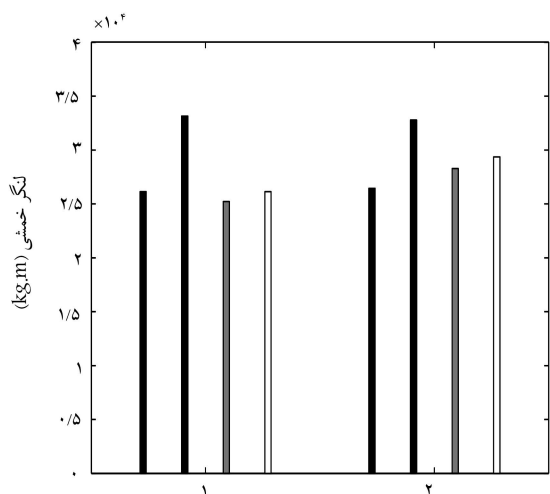


المان ۱۰۶ (طبقه اول - دهانه میانی)، ۱- تکیه گاه چپ ۲- تکیه گاه راست

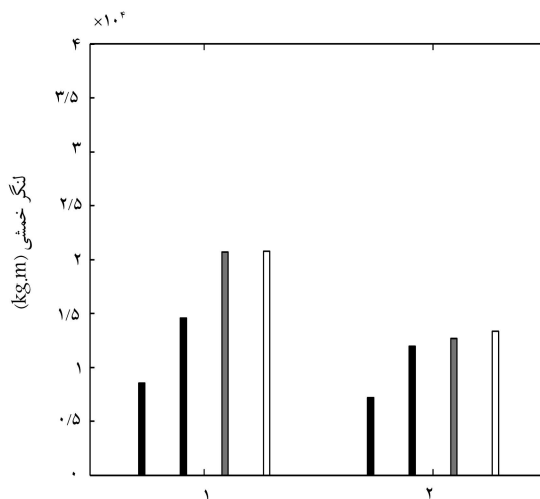


المان ۵۰۵ (طبقه پنجم - دهانه چپ)، ۱- تکیه گاه چپ ۲- تکیه گاه راست

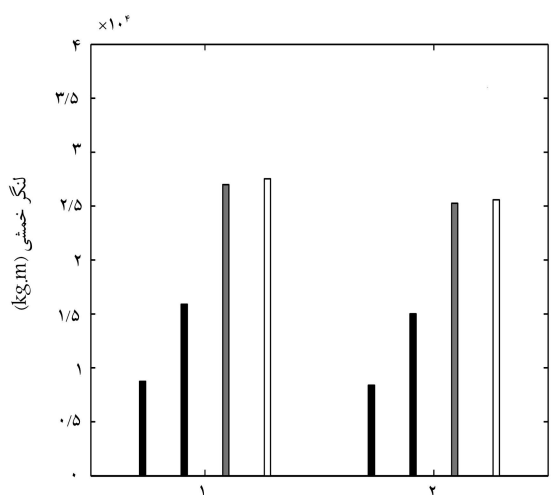
شکل ۸. مقایسه‌ی خمش در المان‌های قاب ۱۰ طبقه‌ی مستقر بر خاک D در دو موقعیت تکیه‌گاه چپ و راست.



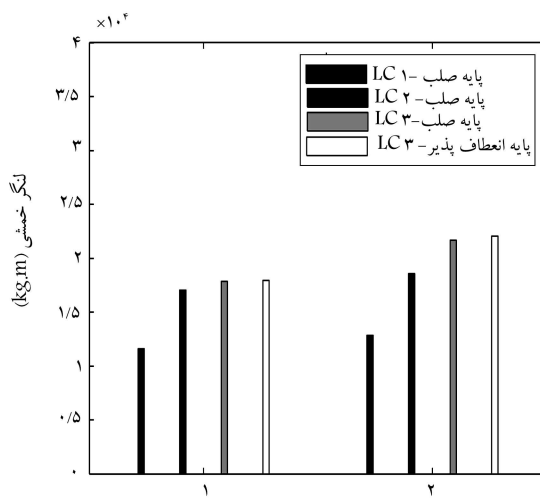
المان ۷۰۶ (طبقه هفتم- دهانه میانی)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست



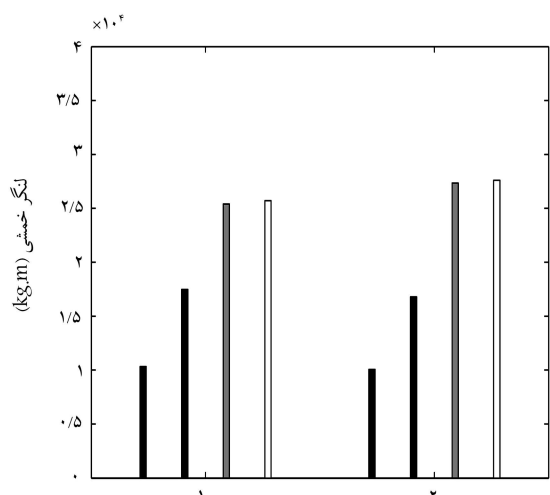
المان ۱۵۰۵ (طبقه ۱۵- دهانه چپ)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست



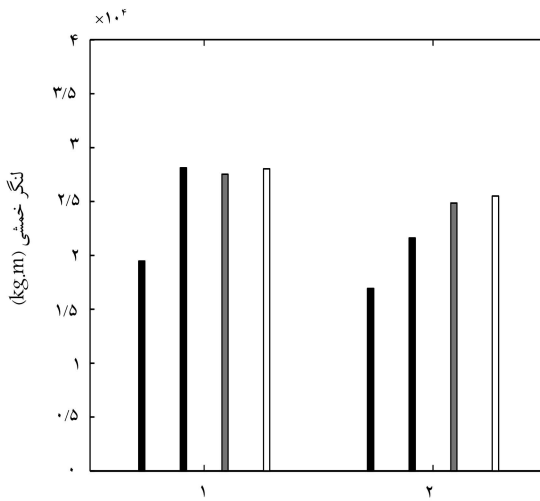
المان ۱۰۵ (طبقه اول- دهانه چپ)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست



المان ۱۵۰۶ (طبقه ۱۵- دهانه میانی)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست



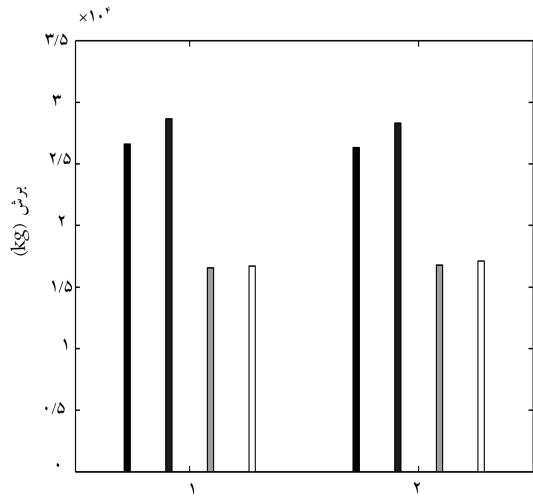
المان ۱۰۶ (طبقه اول- دهانه میانی)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست



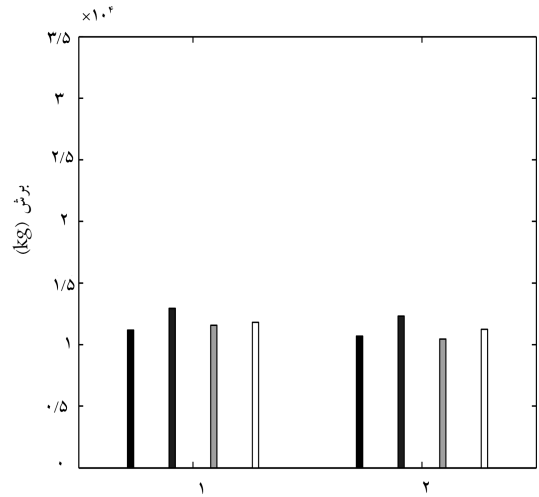
المان ۷۰۵ (طبقه هفتم - دهانه چپ)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست

شکل ۹. مقایسه‌ی خمش در المان‌های قاب ۱۵ طبقه‌ی مستقر بر خاک C در دو موقعیت تکیه‌گاه چپ و راست.

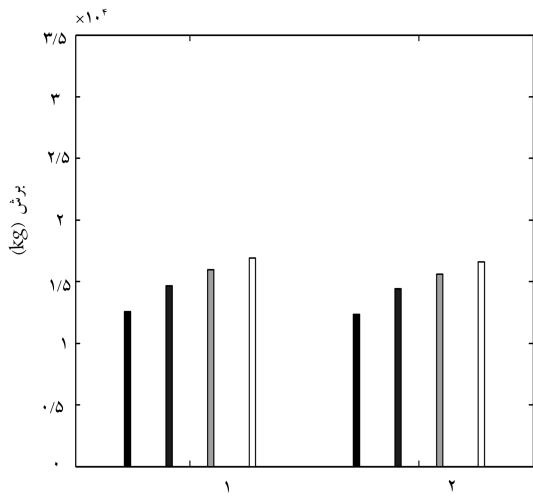




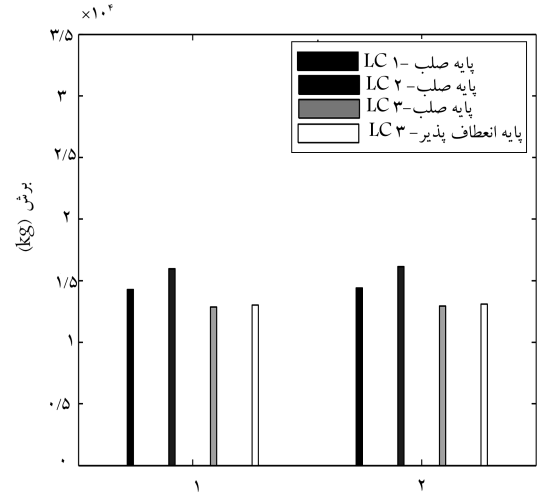
المان ۷۰۶ (طبقه هفتم - دهانه میانی)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست



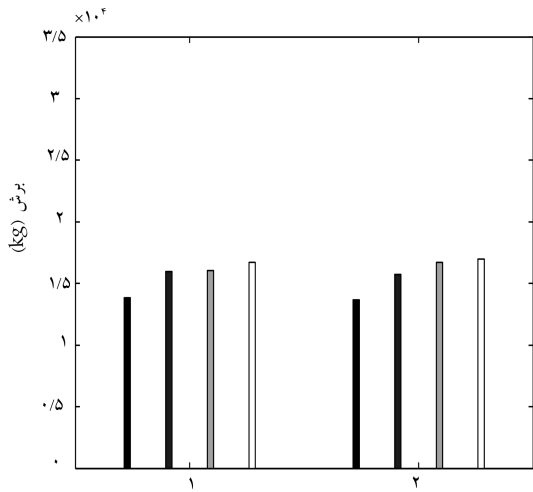
المان ۱۵۰۵ (طبقه ۱۵- دهانه چپ)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست



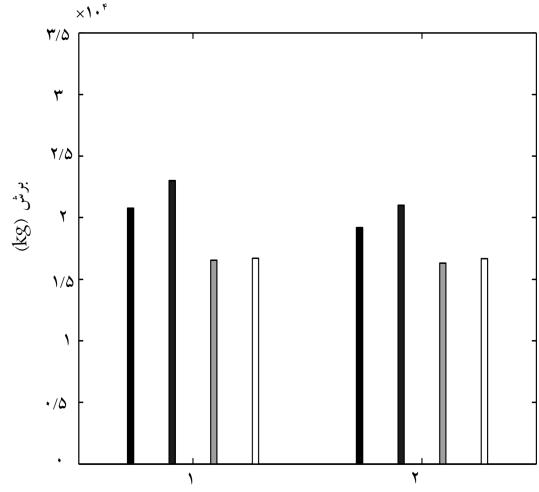
المان ۱۰۵ (طبقه اول - دهانه چپ)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست



المان ۱۵۰۶ (طبقه ۱۵ - دهانه میانی)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست



المان ۱۰۶ (طبقه اول - دهانه میانی)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست



المان ۷۰۵ (طبقه هفتم - دهانه چپ)، ۱-تکیه گاه چپ ۲-تکیه گاه راست

شکل ۱۰. مقایسه‌ی برش در المان‌های قاب ۱۵ طبقه‌ی مستقر بر خاک C در دو موقعیت تکیه‌گاه چپ و راست.

نرم‌ترین خاک، که معرف رفتار غیرخطی در طی تحلیل هستند، به نمایش گذاشته شده است.

## ۵. روش پیشنهادی و بررسی نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی

همان‌طور که پیش‌تر بحث شد، در آیین‌نامه‌ی بهسازی، نیروهای طراحی بر ضریب کاهنده‌ی  $m$  تقسیم می‌شوند. آنچه که در این‌جا اهمیت می‌یابد، کاهش نیروی ثقلی و تأثیر آن در وضعیت پایداری سازه هنگام بلندشدگی است که نیاز به تأمل بیشتری دارد. دلیل این امر آن است که آنچه در این وضعیت موجبات پایداری سازه را در برابر واژگونی فراهم می‌آورد، نیروی ثقل است. در این راستا اقدام به ایجاد اصلاحاتی در رابطه‌ی ۱ شده است، به گونه‌ی که ضریب  $m$  به‌عنوان ضریب کاهش نیرو، که بسته به میزان شکل‌پذیری و نیز سطح عملکرد مورد بررسی متفاوت است، فقط به نیروی جانبی  $Q_E$  اعمال می‌شود (رابطه‌ی ۲).

$$Q_{CE} \geq Q_G + \frac{Q_E}{m} \quad (2)$$

در این پژوهش سطح عملکردی انتخابی IO است و با توجه به خصوصیات هندسی المان‌های تیر و موقعیت قرارگیری آرماتورهای عرضی در آنها، مقدار  $m$  در کلبه‌ی حالات برای خمش و برش به ترتیب برابر ۳ و ۱٫۲۵ است. در ادامه، جهت بررسی کارآمدتر بودن رابطه‌ی پیشنهادی در روند طراحی نسبت به رابطه‌ی آیین‌نامه، از نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی در دو حالت پایه‌ی صلب و انعطاف‌پذیر به‌عنوان شاخصی برای مقایسه استفاده شده است. در این راستا، کلبه‌ی قاب‌های دیوار برشی با پایه‌ی صلب در محیط نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی و تحت هر دو ترکیب بارگذاری مذکور مورد تحلیل استاتیکی خطی قرار گرفته و نتایج حاصل از این تحلیل‌ها در قالب نمودارهای میله‌یی به نمایش گذاشته شده است. مقایسه‌ی انجام‌شده فقط به بررسی خمش و برش در برخی المان‌های تیر محدود شده است. شکل‌های ۶ الی ۱۰، نمونه‌هایی از این مقایسه را نشان می‌دهد. در کلبه‌ی نمودارها منظور از: LC۱، نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی خطی تحت ترکیب بارگذاری آیین‌نامه؛ LC۲، نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی خطی تحت ترکیب بارگذاری پیشنهادی؛ LC۳-fixed base، نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در حالت پایه‌ی صلب و LC۳-flexible base، نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در حالت پایه‌ی انعطاف‌پذیر است. همان‌طور که در نمودار مشخص است، مقایسه‌ی نتایج برای هر المان در دو موقعیت تکیه‌گاه چپ و راست صورت پذیرفته است، که به ترتیب با اعداد ۱ و ۲ نمایش داده شده‌اند.

## ۶. نتیجه‌گیری

مقایسه‌ی نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی با نتایج حاصل از روش استاتیکی معادل در شکل‌های ۶ الی ۹ برای خمش و در شکل ۱۰ برای برش به‌صورت نمونه نشان داده شده است. با توجه به شکل‌های مذکور می‌توان این نتایج را برشمرد:

- در کلبه‌ی قاب‌های دیوار برشی ۳، ۶، ۱۰ و ۱۵ طبقه‌ی مستقر بر خاک‌های B، C و D، نتایج حاصل از ترکیب بارگذاری پیشنهادی در این پژوهش (LC۲) نسبت به نتایج محاسبه‌شده بر اساس ترکیب بارگذاری موجود در دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی (LC۱) به LC۳ که نتایج تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی در دو حالت پایه‌ی صلب و انعطاف‌پذیر هستند، نزدیک‌تر و در برخی موارد (مخصوصاً نتایج مربوط به برش) بزرگ‌تر و یا به عبارت دیگر، محافظه‌کارانه‌تر هستند. این موضوع بیانگر منطقی‌تر بودن کاربرد ترکیب بارگذاری LC۲ در طراحی و یا بهسازی است.
- از نکات قابل توجه در این نمودارها، افزایش نتایج با نرم‌تر شدن خاک است. دلیل این امر را می‌توان در افزایش زمان تناوب سیستم اندرکنشی به واسطه‌ی کاهش سختی خاک و افزایش ضریب زلزله‌ی  $C_1 C_2 C_m S_a$  (معادل بند ۳-۱-۳-۱-۳) دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی) دانست. این موضوع در مورد المان‌های واقع در دهانه‌ی میانی به خصوص در تکیه‌گاه راست شدت می‌یابد. چرا که سختی دهانه‌ی دیوار برشی به مراتب بیشتر از دهانه‌های دیگر است و سهم قابل توجهی از نیروها را به خود اختصاص می‌دهد.
- از مسائل مهمی که همواره در طراحی و تحلیل سازه‌های بتنی مورد توجه قرار دارد، ترک‌خوردگی مقاطع بتنی است. قاب‌های دیوار برشی مورد استفاده در این پژوهش نیز از این امر کلی مستثنی نبوده است و این موضوع در کلبه‌ی حالات موجود برای قاب‌های مذکور، بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ی ۵۲-۳۱۸ ACI کنترل شده است. در این میان، اثرات ترک‌خوردگی در نتایج قاب‌های با ارتفاع زیاد (۱۵ طبقه)، مخصوصاً در دهانه‌ی میانی کاملاً مشهود است؛ به گونه‌ی که به واسطه‌ی ترک‌خوردن ۶ طبقه از ۱۵ طبقه، نتایج LC۲ در طبقه‌ی اول کمتر از LC۳ و در طبقه‌ی میانی (اولین طبقه‌ی ترک‌خورده) بیشتر از LC۳ است. دلیل این امر کاهش سختی طبقات ترک‌خورده و جذب نیروی کمتر در آنها نسبت به طبقات ترک‌خورده است. نکته‌ی قابل توجه آن است که این مسئله نیز با نرم‌تر شدن خاک شدت می‌یابد.
- پیش‌تر اشاره شد که مقدار ضریب اصلاح تقاضای عضو ( $m$ ) برای برش در کلبه‌ی المان‌های تیر برابر با ۱٫۲۵ است. از مقایسه‌ی روابط ارائه‌شده برای ترکیب بارگذاری موجود در دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی و ترکیب بارگذاری پیشنهادی در این پژوهش می‌توان تشخیص داد که این مقدار  $m$ ، تأثیر بسیار ناچیزی در اختلاف نتایج حاصل از ترکیبات بارگذاری مذکور دارد. نزدیکی نتایج حاصل از LC۱ و LC۲ با LC۳ در کلبه‌ی حالات گواه این ادعا است.
- از نکات قابل توجه در خلال مقایسه‌ها، بیشتر بودن مقدار نتایج اختصاص‌یافته برای المان‌های مستقر در دهانه‌ی میانی، به خصوص در تکیه‌گاه سمت راست است. دلیل این اختلاف، موقعیت قرارگیری این المان‌ها در مجاورت دهانه‌ی دیوار برشی، با سختی به مراتب بیشتری نسبت به دهانه‌های دیگر، همچنین یکسان‌نبودن مدل رفتاری تیرها و دیوار برشی، به‌عنوان دو عضو سازه‌یی است. در واقع مفاصل موجود در سمت چپ تیرها در دهانه‌ی میانی، فصل مشترک دو دهانه محسوب می‌شوند و باید در عین حال شرایط هر دو ناحیه را اغناء کنند. معمولاً این مسئله در مدل‌سازی عددی منجر به ایجاد خطا می‌شود، که با در نظرگرفتن مقدار منطقی تاورانس قابل چشم‌پوشی است.

پانوشتها

1. displacement-based beam-column element flexure- shear interaction
2. envelope curves
3. pacific earthquake engineering research center (PEER)
4. dashpot

منابع (References)

1. Wolf, J.P., *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey (1985).
2. Allotey, N.K. "Nonlinear soil- structure interaction in performance- based design", PhD thesis, University of Western Ontario, London, Canada (2006).
3. Allotey, N. and EI Naggar, M.H. "An investigation in to the Winkler modeling of the cyclic response of rigid footings", *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, **28**(1), pp. 44-57 (2008).
4. Azarbakht, A. and Ghafory Ashtiany, M. "Influence of the soil-structure interaction on the design of steel-building foundation", Seismic Engineering International Conference, Reggio Calabria and Messina, Italy (08-11 July 2008).
5. Gajan, S., Hutchinson, T.C., Kutter, B.L., Raychowdhury, P., Ugalde, J.A. and Stewart, J.P., *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 (2007).
6. ASCE/SEI 41-06, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, 1801 Alexander Bell Drive, Reston, Virginia 20191 (2007).
7. Marzban, S., Banazadeh, M. and Azarbakht, A. "Seismic performance of reinforced concrete shear wall frames considering soil-foundation-structure interaction", *Structural design of Tall and Special buildings journal*, DOI: 10.1002/tal.1048 (2012).
8. Haselton, C.B., Lange, S.T., Liel, A.B. and Deierlein, G.G., *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 (2007).
9. FEMA, *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, FEMA P695/2009 Edition, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (2009).
10. Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H. "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering & Structural dynamics*, **34**(12), pp. 1489-1511 (2005).
11. Bowles, J.E., *Foundation Analysis and Design*, (5th ed.), London, McGraw-Hill (1997).
12. Day, R.W., *Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2006 International Building Code*, McGraw- Hill (2006).
13. Day, R.W., *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*, McGraw- Hill (2002).
14. Das, B.M., *Principals of Geotechnical Engineering*, (6th ed.). Thomson (2006).
15. Hunt, L., *Geotechnical Engineering Investigation Handbook*, (2nd ed.). CRC Press (2005).
16. Harden, C., Hutchinson, T.C., Martin, G.R. and Kutter, B.L., *Numerical Modelling of the Nonlinear Cyclic Response of Shallow foundations*, Report No. PEER-2005/04. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California (2005).
17. Nakhaei, M. and Ghannad, M.A. "The effect of soil-structure interaction on damage index of buildings", *Engineering Structures*, **30**(6), pp. 1491-1499 (2008).
18. Bowles, J.E., *Foundation Analysis and Design*, (5th ed.). London, McGraw-Hill (1997).
19. Gazetas, G., *Foundation Vibrations*, In H. Y. Fang (Ed), *Foundation Engineering Handbook* (pp. 553-593). New York: Van Nosrand Reinhold (1991).
20. Ghafory- Ashtiany, M., Mousavi, M. and Azarbakht, A. "Strong ground motion record selection for the reliable prediction of the mean seismic collapse capacity of a structure group", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **40**(6), pp. 691-708 (2011).