



## ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با و بدون میان‌قاب روی بستر صلب و انعطاف‌پذیر

مصطفی حاجاتی، سید محمد متولی امامی\*

دانشکده مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد، ایران .

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۲/۲۵  
بازنگری: ۱۴۰۰/۱۱/۰۱  
پذیرش: ۱۴۰۰/۱۱/۰۷  
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۱۱/۱۷

### کلمات کلیدی:

قاب خمشی فولادی  
تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشده  
قاب‌های میان‌پر  
منحنی‌های شکنندگی  
اندرکنش خاک - سازه

**خلاصه:** بررسی خسارت‌های ناشی از زلزله‌های گذشته، مانند زلزله‌ی کرمانشاه، مؤید این مطلب است که ساختمان‌های دارای میان‌قاب، که بر روی زمین‌های نرم احداث شده بودند، آسیب‌های بیشتری را نسبت به این ساختمان‌ها بر روی خاک صلب تجربه کردند. یکی از دلایل این خسارت، نادیده گرفتن اثرات میان‌قاب بر رفتار سازه علی‌رغم توصیه‌ی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای می‌باشد. از این رو در این تحقیق به بررسی و مقایسه اثر وجود یا عدم وجود میان‌قاب‌های مصالح بنایی بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های با قاب خمشی فولادی با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک - سازه پرداخته شده است. در این راستا، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشده بر روی قاب‌های دو بعدی با ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه و سه دهانه که در ساختمان نوع B بر اساس یوروکد ۸ طراحی شده بودند، انجام شد. بدین منظور ۲۱ عدد شتاب‌نگاشت دور از گسل مطابق با پیشنهاد FEMA-P695 انتخاب و تحلیل‌های مزبور در نرم‌افزار SeismoStruct انجام گردید. همچنین اثرات اندرکنش خاک - سازه بر روی دو بستر صلب و انعطاف‌پذیر در نظر گرفته شد. سپس ارزیابی احتمالاتی با به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای مدل‌های مورد مطالعه برای سه سطح عملکردی بهره برداری بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش انجام شد. نتایج نشان داد که وجود میان‌قاب باعث کاهش آسیب‌پذیری سازه با ارتفاع‌های مختلف می‌شود به طوری که شتاب طیفی مورد نیاز برای ایجاد عملکرد آستانه فروریزش از ۱/۲ تا ۳ برابر افزایش می‌یابد. همچنین در نظرگیری و یا عدم در نظرگیری SSI در قاب‌های با ارتفاع کم تاثیر اندکی در برآورد خسارت دارد. هر چند در نظرگیری اثر اندرکنش خاک سازه با افزایش ارتفاع در جهت اطمینان بوده و برآورد واقع‌گرایانه‌تری از ظرفیت سازه را به دست می‌دهد.

### ۱- مقدمه

از نقطه نظر مقاومت به لحاظ اضافه مقاومتی که در سازه ایجاد می‌کند می‌تواند در جهت اطمینان باشد، ولی تجربه زلزله‌های اخیر نشان داده است که نادیده گرفتن اثرات میان‌قاب عملکرد سازه را مختل خواهد کرد. یکی از علت‌های اصلی این پدیده افزایش سختی قاب به دلیل وجود میان‌قاب است که باعث می‌شود قاب، سهم بیشتری از نیروی جانبی را جذب کند. در حقیقت بعد از سیکل‌های اول زلزله و با شکست ترد دیوار، این نیرو به یک باره به قاب منتقل شده و می‌تواند موجب گسیختگی و از هم پاشیدگی قاب گردد. به طور مثال در زلزله‌های گذشته مانند زلزله سر پل ذهاب، بیشتر ساختمان‌ها که توسط مهندسان طراحی و اجرا شده بودند، به علت عدم توجه به اثرات منفی دیوارها، آسیب جدی دیدند [۱].

مطالعات در زمینه‌ی رفتار قاب‌های میان‌پر در ابتدا بیشتر به صورت مطالعات آزمایشگاهی بودند که توسط پژوهشگرانی همچون پولیاکف [۳]

مشاهدات تجربی در زلزله‌های گذشته نشان داده است که وجود میان‌قاب‌ها باعث افزایش سختی جانبی شده و در نتیجه سازه دارای پاسخ متفاوتی به تحریکات زمین خواهد بود. این در حالی است که علی‌رغم تاکید آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مبنی بر لحاظ کردن اثرات اندرکنش اجزای غیرسازه‌ای که مانع حرکت اعضای سازه‌ای هنگام زلزله می‌شوند، در عمل تنها زمان تناوب سازه ناشی از وجود میان‌قاب در روال طراحی لحاظ می‌شود. بدیهی است که با توجه به تنوع قاب‌های میان‌پر، نوع میان‌قاب و نحوه‌ی آرایش آن‌ها، صرف انجام این کار در برآورد رفتار سازه، خالی از ابهام نیست و می‌بایستی با در نظر گرفتن عملکرد واقعی قاب‌های میان‌پر گوناگون، ضوابط خاص برای آن در نظر گرفته شود. هر چند چشم‌پوشی کردن از اثر میان‌قاب

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: sm.emami@pci.iaua.ac.ir



از تحریکی است که در سطح خاک عاری از سازه و پی (خاک دست نخورده) ثبت شده است. این اثر، اندرکنش سینماتیکی<sup>۱</sup> نام دارد. دومین مورد، تغییر در شرایط دینامیکی سیستم از قبیل زمان تناوب و میرایی مؤثر آن است. با در نظرگیری خاک و سازه به عنوان یک سیستم دینامیکی، زمان تناوب و میرایی این سیستم متفاوت از سازه واقع بر بستر صلب خواهد بود و به تبع آن، عملکرد سازه در این سیستم نیز متفاوت خواهد بود. این اثر، اندرکنش اینرسی<sup>۲</sup> نام دارد [۱۵]. تحقیقات در مورد اثر اندرکنش خاک - سازه در ساختگاه انعطاف‌پذیر به دلیل موضوعیت آن در طرح سازه‌های مهمی هم‌چون نیروگاه‌های هسته با جامعیت مناسبی انجام پذیرفته است، اما در مورد رفتار غیرارتجاعی سازه‌های دیگر نیازمند تحقیقات بیشتری می‌باشد که این موضوع توسط پیشروان تدوین ضوابط جدید طراحی سازه‌ها مورد تاکید قرار گرفته است. در همین راستا مولر [۱۶] نشان داد اگر میرایی را به طور کامل از خاک حذف کنیم و به صورت فنر صرف با خاک برخورد نماییم، با بدترین حالت برای پاسخ لرزه‌ای مواجه خواهیم شد. نتایج این محقق به صورت پیشنهاد فرآیندی جهت برآورد شکل‌پذیری سازه برحسب شکل‌پذیری سازه و خاک زیر آن، ارائه شده است، رودریگز و موتس [۱۷] با بررسی اثر اندرکنش خاک - سازه بر رفتار غیرارتجاعی سازه‌ها پی بردند که مقاومت تسلیم برای حالت بستر صلب در بخش‌های رفتار غیر ارتجاعی سازه‌ها کمتر از مقدار مشابه برای بستر نرم است، یحیایی و همکاران [۱۸] در مطالعه خود بیان کردند اندرکنش خاک - سازه منجر به افزایش زمان تناوب و میرایی ساختمان‌ها می‌گردد. ناصرخاکی و همکاران [۱۹] بیان کردند که اندرکنش متقابل در دو مدل چند درجه آزاد با استفاده از سیستم فنر - میراگر موجب افزایش تغییر مکان و برش پایه در هر دو ساختمان مجاور نسبت به حالت تکیه‌گاه صلب می‌گردد، فارقالی [۲۰] در تحقیق خود به این نتیجه رسید که اگر دو ساختمان ۱۰ و ۲۰ طبقه‌ی مجاور بر روی ساختمانی با فرض رفتار خطی و با لحاظ نمودن انعطاف‌پذیری خاک با کاهش سختی خاک قرار گیرند، زمان تناوب سه مود اول آن‌ها افزایش می‌یابد. پوار و مورنال [۲۱] بیان داشتند که در نظر گرفتن اندرکنش در دو ساختمان غیرمتقارن مجاور منجر به کاهش برش پایه و شتاب مطلق طبقات و نیز افزایش تغییر مکان طبقات و زمان تناوب سازه خواهد شد.

علی‌رغم مطالعات زیادی که در زمینه تاثیر میان‌قاب و همچنین اثرات اندرکنش خاک - سازه بر عملکرد لرزه‌ای و پاسخ سازه‌ها به صورت مجزا در برابر زلزله در ادبیات فنی انجام شده است، مطالعات محدودی هر دو اثر

و [۲] و بنیامین و ویلیامز [۴] با ساختن نمونه‌هایی با مقیاس‌های مختلف و بارگذاری آن‌ها انجام می‌گرفت تا اینکه هولمز با ارائه ایده جایگزینی میان‌قاب با یک دستک قطری معادل اولین مطالعات تحلیلی در این زمینه را ارائه کرد [۵]. پس از آن روش سه دستکی برای مدل‌سازی میان‌قاب توسط الداخنی و همکاران [۶] پیشنهاد شد. همچنین برای تحلیل میان‌قاب به روش سه دستکی مدلی توسط کریسافولی [۷] ارائه گردید. مطالعات سروقد مقدم [۸] نشان داد تاثیر میان‌قاب در افزایش سختی در قاب‌های کوتاه نسبت به قاب‌های بلند بیشتر است و ضخامت میان‌قاب تاثیر چندانی روی رفتار قاب ندارد. عبدالکریمی [۹] تعیین کرد اساسی‌ترین پارامتر تاثیرگذار بر سختی و مقاومت سازه عرض معادل المان‌های قطری است و معادله ارائه شده توسط پائولی و پریستلی [۱۰] به دلیل سادگی و به دلیل داشتن مقدار تقریبی، مناسب‌ترین انتخاب برای محاسبه عرض ستون معادل مورب است. پائولی و پریستلی و همچنین نصیرپور [۱۱ و ۱۰] اثبات کردند وجود میان‌قاب تاثیر قابل توجهی بر سختی جانبی، شکل‌پذیری تقویت شده سیستم کل سازه دارد و نادیده گرفتن آن غیراقتصادی خواهد بود. تراپانی [۱۲] در سال ۲۰۱۸ نشان داد میان‌قاب‌های مصالح ساختمانی می‌توانند ظرفیت لرزه‌ای قابل توجهی در برابر لرزش‌های بیشتر در مقایسه با قاب‌های خالی فراهم کنند. متولی امامی و محمدی [۱۴ و ۱۳] در مطالعات خود به این نتیجه رسیدند که صلبیت اتصال تیر به ستون در رفتار قاب‌های فولادی میان‌پر تاثیرگذار است و در این راستا مدلی تک دستکی برای مدل‌سازی میان‌قاب‌ها در قاب‌های فولادی مفصلی ارائه کردند.

از سوی دیگر، خاک عاملی است که می‌تواند به طرز چشمگیری بر عملکرد سازه تاثیرگذار باشد. مطالعات انجام شده در مورد اثر خاک بر عملکرد سازه‌ها بیشتر در حوزه اثر ساختمانی انجام گرفته در حالی که با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک - سازه، رفتار سازه واقعی تر خواهد بود. اعمال رکورد زلزله به پایه‌ی سازه با فرض قرارگیری آن بر بستر صلب روشی است که معمولاً برای ارزیابی پاسخ سازه و بررسی عملکرد آن به کار می‌رود. گرچه فرض صلبیت خاک، تغییر عمده‌ای در عملکرد سازه‌های واقع بر بستر سنگی ایجاد نمی‌کند ولی با افزایش انعطاف‌پذیری خاک، بدون در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک، روی رفتار سازه تغییراتی غیرقابل چشم پوشی در اثر اندرکنش خاک - سازه در عملکرد سازه در برابر زلزله حاصل می‌گردد [۱۵]. در واقع اندرکنش خاک - سازه باعث دو تغییر مهم در رفتار سازه در اثر زلزله می‌گردد، اولین آن‌ها مربوط به تغییر در تحریک اعمالی به پایه‌ی سازه است، بدین معنی که تحریکی که سازه تجربه می‌کند، متفاوت

1 Kinematic Interaction (KI)

2 Inertial Interaction

## ۲- قاب‌های استفاده شده در تحقیق

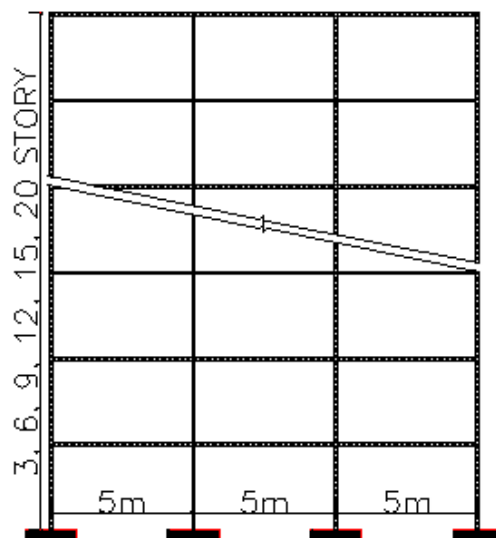
در این تحقیق از قاب‌های فولادی خمشی دو بعدی پیشنهاد شده در مقاله دیمپلوس و همکاران [۲۵] استفاده گردیده است. این قاب‌ها دارای ۳ دهانه با طول ۵ متر و دارای سه تا بیست طبقه بوده که ارتفاع طبقات آن ۳ متر می‌باشد که به صورت شماتیک در شکل ۱ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که طراحی این قاب‌ها بر اساس یوروکد ۸ (EC8) انجام شده و حداکثر شتاب زمین (PGA) برابر  $0.36g$  و نوع خاک B (بر اساس EC8) [۲۵] در نظر گرفته شده است. همچنین بارگذاری ثقلی بر روی تمام تیرها یکسان و برابر با  $27/5 \text{ kN/m}$  فرض شده است. مشخصات مقاطع انتخاب شده در جدول ۱ قابل مشاهده است [۲۵].

## ۳- شتاب‌نگاشت‌های زلزله مورد استفاده

در این تحقیق ۲۱ عدد شتاب‌نگاشت دور از گسل مطابق با دستورالعمل FEMA P695 [۲۶] در خاک‌های نوع C, D مطابق با دستورالعمل NEHRP [۲۷ و ۲۸] انتخاب گردید. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخابی شامل نوع خاک، سرعت موج برشی، حداکثر شتاب و حداکثر سرعت در جدول ۲ آورده شده است. همچنین در شکل ۲ منحنی‌های طیف شتاب به همراه میانگین و میانه‌ی آن‌ها قابل مشاهده است. همانطور که مشخص است منحنی‌های میانه و میانگین طیف‌ها تطابق خوبی با یکدیگر داشته و در حقیقت مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها با تقریب قابل قبولی دارای توزیع نرمال است.

## ۴- میان قاب مصالح بنایی طیف شتاب زلزله‌های استفاده شده [۲۶]

برای تحلیل یک سازه معمولاً شکل ایده‌آلی از سازه به عنوان مدل محاسباتی در نظر گرفته می‌شود، که بدون شک با مدل واقعی آن تفاوت‌هایی دارد از جمله می‌توان به نقص در مقطع اعضاء، در جنس مصالح و وجود دیوارهای پرکننده در بین قاب‌ها و خروج از مرکزیت بارها در محل اتصالات و غیره اشاره کرد، که در تحلیل و طراحی سازه از آن‌ها صرف نظر می‌گردد، بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها نیازمند ارزیابی دقیق نقش میان‌قاب‌ها در پاسخ سازه نسبت به بارگذاری وارده است اگر چه پانل‌های میان‌قاب اساساً باعث افزایش سختی و مقاومت قاب می‌شوند، اما اثرات آن‌ها در عملکرد سازه به دلیل کمبود اطلاعات لازم در زمینه رفتار لرزه‌ای مرکب قاب و میان‌قاب، نادیده گرفته می‌شود. در این تحقیق برای مدل‌سازی



شکل ۱. شکل شماتیک مدل‌های سازه‌ای مورد استفاده در این تحقیق [۲۵]

Fig.1. General characteristics of structural models used in this research [25]

میان‌قاب و اندرکنش خاک-سازه را به صورت همزمان مورد مطالعه قرار گرفته است. از جمله توکلی و مریدی (رفرنس) اثرات همزمان اندرکنش خاک-سازه و میان‌قاب مصالح بنایی را در قاب‌های خمشی فولادی مورد مطالعه قرار دارند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که کاهش سرعت برشی خاک اثرات اندرکنش خاک-سازه را در غیرخطی شدن سازه افزایش می‌دهد. در کنار مطالعت محدود انجام شده، تجربه زلزله سرپل ذهاب سال ۱۳۹۷ نشان داد که اثرات همزمان میان‌قاب و اندرکنش خاک-سازه حائز اهمیت است [۲۲]. در این مطالعه به بررسی احتمالاتی اثر میان‌قاب بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه پرداخته شده است. بدین منظور قاب‌های خمشی فولادی دو بعدی با ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه با و بدون میان‌قاب مصالح بنایی و همچنین با و بدون اثر اندرکنش خاک - سازه مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی افزاینده (IDA) قرار گرفت. سپس از نتایج آن با به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی، ارزیابی احتمالاتی عملکرد سازه‌ها انجام گرفت، در این راستا برای مدل‌سازی میان‌قاب‌ها از روش چند دستکی کریسافولی در نرم‌افزار SeismoStruct [۲۳ و ۲۴] استفاده شد و برای در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک - سازه از روش سختی معادل فنر (روش Cone) از نرم‌افزار Conan استفاده شد.

جدول ۱. مقاطع فولادی برای سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط [۲۵]

Table 1. Steel sections for structures with intermediate ductility [25]

مشخصات مقاطع اعضا	دهانه	طبقه
مقاطع ستون: (HEB) - مقاطع تیر: (IPE) (شماره طبقه)		
(۳-۱)۳۳۰-۲۶۰	۳	۳
(۶-۵)۳۳۰-۲۸۰ + (۴-۱)۳۶۰-۳۰۰	۳	۶
(۹-۸)۳۳۰-۳۲۰ + (۷-۶)۳۶۰-۳۴۰ + (۵-۲)۴۰۰-۳۶۰ + (۱)۳۶۰-۳۶۰	۳	۹
-۳۶۰ + (۱۰)۳۶۰-۳۶۰ + (۹-۸)۴۰۰-۳۶۰ + (۷-۶)۴۵۰-۴۰۰ + (۵-۴)۴۵۰-۴۵۰ + (۳-۲)۴۰۰-۴۵۰ + (۱)۳۶۰-۴۵۰	۳	۱۲
(۱۲-۱۱)۳۳۰		
+ (۱۴-۱۳)۳۶۰-۴۵۰ + (۱۲-۸)۴۰۰-۴۵۰ + (۷-۶)۴۰۰-۵۰۰ + (۵-۴)۴۵۰-۵۵۰ + (۳-۲)۴۰۰-۵۵۰ + (۱)۳۰۰-۵۵۰	۳	۱۵
(۱۵)۳۳۰-۴۵۰		
+ (۱۶-۱۴)۴۰۰-۵۵۰ + (۱۳-۱۱)۴۵۰-۵۵۰ + (۱۰-۶)۴۵۰-۶۰۰ + (۵-۴)۴۵۰-۶۵۰ + (۳-۲)۴۰۰-۶۵۰ + (۱)۳۰۰-۶۵۰	۳	۲۰
(۲۰)۳۳۰-۵۰۰ + (۱۹-۱۸)۳۶۰-۵۰۰ + (۱۷)۴۰۰-۵۰۰		

همانگونه که در شکل ۳-الف مشاهده می‌شود، چهار گره درونی برای در نظرگیری نقاط تماس بین قاب و میان قاب (به ترتیب برای عرض و ارتفاع ستون‌ها و تیرها) استفاده می‌شود. در حالی که چهار گره‌ی اضافی با هدف محاسبه طول تماس بین قاب و میان قاب معرفی می‌شوند. تمام نیروهای داخلی به چهار گره‌ی بیرونی ۱ تا ۴ منتقل می‌شوند که این گره‌ها در نرم‌افزار باید در جهت خلاف عقربه‌های ساعت تعریف شوند [۲۳].

۴-۲- مساحت المان قطری معادل ( $A_1$ )

مساحت المان قطری معادل در این مدل با پارامتر ( $A_1$ ) تعریف می‌شود که برابر با حاصل ضرب  $d_m \times b_w$  می‌باشد.  $b_w$  عرض المان قطری معادل که به طور معمول بین ۱۰ تا ۴۰ درصد طول المان قطری معادل  $d_m$  متغیر است. در این مدل فرض می‌شود به دلیل ترک خوردگی میان قاب، تغییر طول تماس میان قاب و قاب و همچنین جابجایی‌های قائم به وجود آمده در میان قاب مساحت مقطع المان قطری معادل با افزایش کرنش وارد بر آن به صورت خطی از  $A_1$  به  $A_2$  کاهش می‌یابد. روند این تغییر در شکل ۴ نشان داده شده است.

میان قاب از روش دستک قطری معادل پیشنهاد شده توسط کریسافولی و همکاران [۲۹] و کریسافولی و آتل [۳۰] استفاده شده که این مدل در نرم‌افزار SeismoStruct موجود می‌باشد.

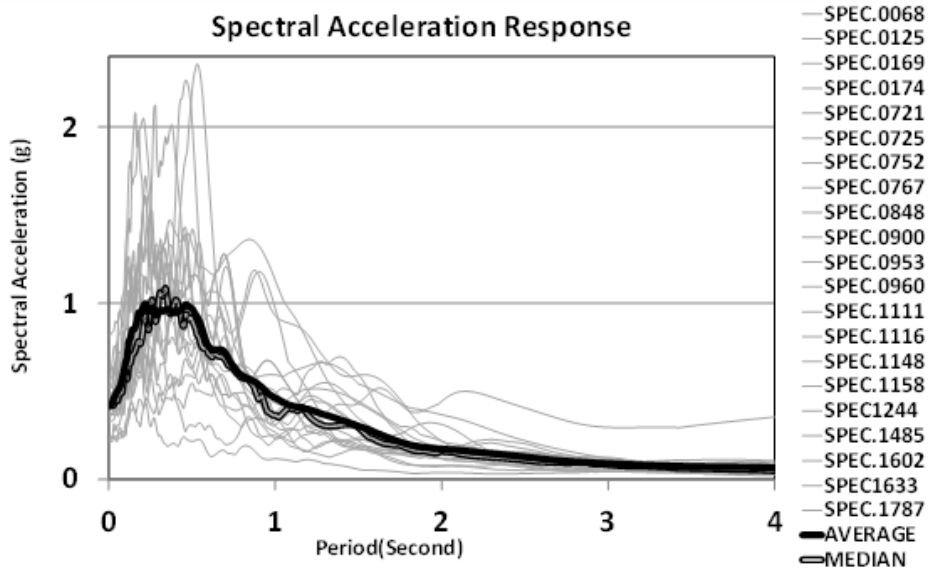
۴-۱- مدل سازی میان قاب به روش المان قطری معادل (روش کریسافولی)

یک پانل مصالح بنایی چهار گره‌ای که برای مدل کردن رفتار غیرخطی میان قاب استفاده می‌شود برای اولین بار توسط کریسافولی و همکاران [۲۹] توسعه داده شد و سپس توسط بلاندون [۳۱] در نرم‌افزار SeismoStruct پیاده‌سازی شد. همانطور که در شکل ۳ مشخص است هر پانل به وسیله شش عضو قطری نمایش داده می‌شود که در هر جهت دو دستک قطری برای تحمل نیروی‌های محوری بین دو گوشه متضاد پانل و یک دستک جهت تحمل نیروهای برشی به کار می‌رود که فقط وقتی که المان‌های قطری در فشار هستند، عمل می‌کند (شکل ۳-الف). دستک‌های بار محوری از مدل هسیتیزیس مصالح بنایی و دستک‌های برشی از رفتار هیستریزیس دوخطی استفاده می‌کنند.

جدول ۲. مشخصات شتاب‌نگاشت دور از گسل

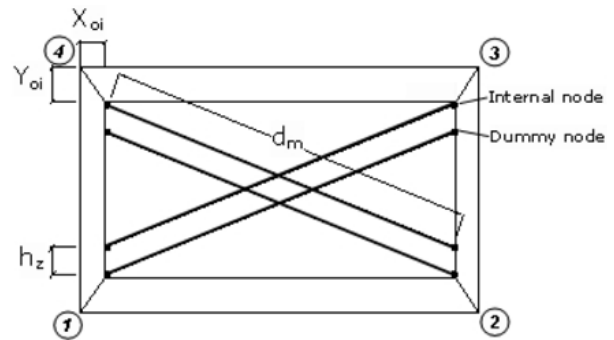
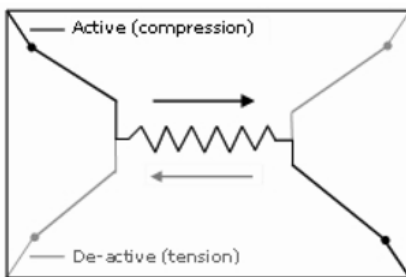
Table 2. Characteristics of far fault accelerograms

شماره ردیف	نوع خاک NEHRP	سرعت موج برشی $V_S$ -30(sec)	کد شتاب‌نگاشت (RSN)	نام مؤلفه‌ها بر اساس بانک اطلاعاتی (PEER NGA 2012)		حد اکثر شتاب PGA m/s <sup>2</sup>	حداکثر سرعت PGV cm/s
				مؤلفه ۱	مؤلفه ۲		
۱	D	۳۱۶	۶۸	SFERNPEL180	SFERNPEL090	۰/۲۱	۱۹
۲	C	۴۲۵	۱۲۵	FRIULIA-TMZ270	FRIULIA-TMZ000	۰/۳۵	۳۱
۳	D	۲۷۵	۱۶۹	IMPVALLH-DLT352	IMPVALLH-DLT262	۰/۳۵	۳۳
۴	D	۱۹۶	۱۷۴	IMPVALLH-E11230	IMPVALLH-E11140	۰/۳۸	۴۲
۵	D	۱۹۲	۷۲۱	SUPERSTB-ICC090	SUPERSTB-ICC000	۰/۳۶	۴۶
۶	D	۲۰۸	۷۲۵	SUPERSTB-POE360	SUPERSTB-POE270	۰/۴۵	۳۶
۷	D	۲۸۹	۷۵۲	LOMAPCAP090	LOMAPCAP000	۰/۵۳	۳۵
۸	D	۳۵۰	۷۶۷	LOMAPG03090	LOMAPG03000	۰/۵۶	۴۵
۹	D	۲۷۱	۸۴۸	LANDERSCLW-TR	LANDERSCLW-LN	۰/۴۲	۴۲
۱۰	D	۳۵۴	۹۰۰	LANDERSYER360	LANDERSYER270	۰/۲۴	۵۲
۱۱	D	۳۵۶	۹۵۳	NORTHR/MUL279	NORTHR/MUL009	۰/۵۲	۶۳
۱۲	D	۳۰۹	۹۶۰	NORTHR/LOS270	NORTHR/MUL009	۰/۴۸	۴۵
۱۳	C	۶۰۹	۱۱۱۱	KOBENIS090	KOBENIS000	۰/۵۱	۳۷
۱۴	D	۲۵۶	۱۱۱۶	KOBESHI090	KOBESHI000	۰/۲۴	۳۸
۱۵	C	۵۲۳	۱۱۴۸	KOCAELIARC090	KOCAELIARC000	۰/۲۲	۴۰
۱۶	D	۲۷۶	۱۱۵۸	KOCAELIDZC270	KOCAELIDZC180	۰/۳۶	۵۹
۱۷	D	۲۵۹	۱۲۴۴	CHICHICHY101-N	CHICHICHY101-E	۰/۴۴	۱۱۵
۱۸	C	۷۰۵	۱۴۸۵	CHICHITCU045-N	CHICHITCU045-E	۰/۵۱	۳۹
۱۹	D	۳۲۶	۱۶۰۲	DUZCEBOL090	DUZCEBOL000	۰/۸۲	۶۲
۲۰	C	۷۲۴	۱۶۳۳	MANJILABBAR-T	MANJILABBAR-L	۰/۵۱	۵۴
۲۱	C	۶۸۵	۱۷۸۷	HECTORHEC090	HECTORHEC000	۰/۳۴	۴۲



شکل ۲. طیف شتاب زلزله‌های استفاده شده [۲۶]

Fig. 2. Spectral acceleration of records [22]

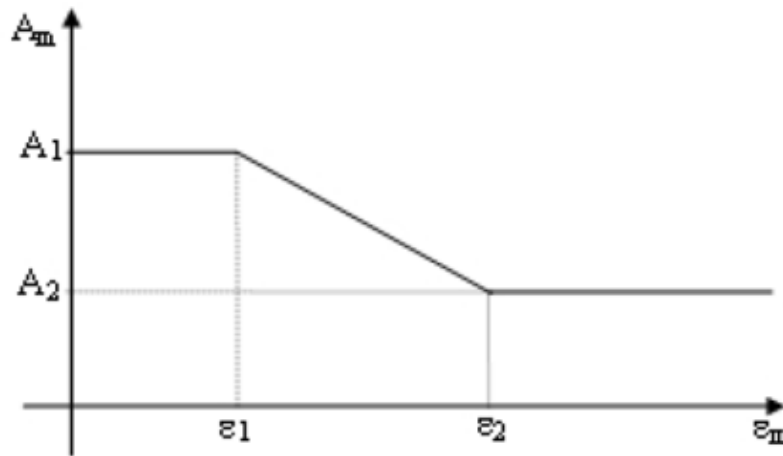


شکل ۳. مدل میان قاب استفاده شده؛ (الف) دستک‌های قطری فشاری و کششی، (ب) دستک برشی میان قاب مصالح بنایی [۲۳]

Fig. 3. model on infill panel, (a) compression/tension struts, (b) shear strut [23]

جدول ۴ به نمایش درآمده است [۲۳]. لازم به ذکر است که برای تعیین این پارامترها در تحقیق حاضر از مقادیر پیش فرض نرم افزار همراه با سعی و خطا با استفاده از صحت‌سنجی مدل آزمایشگاهی که در ادامه مقاله آورده شده است، استفاده گردید.

علاوه بر پارامترهای فوق هفده فاکتور دیگر برای مدل‌سازی المان قطری معادل فشاری نیاز است که مقادیر آن‌ها در جدول ۳ آورده شده است. خواننده جهت اطلاع بیشتر در مورد این پارامترها به [۲۳] رجوع داده می‌شود. همچنین برای تعریف المان برشی چهار فاکتور لازم است که در



شکل ۴. نمودار مقادیر کرنش  $\epsilon_1$ ،  $\epsilon_2$  به ازای مقادیر  $A_1$ ،  $A_2$  [۲۳]

Fig. 4. The relation between strut area and strain [23]

جدول ۳. پارامترهای تعریف المان‌های قطری معادل فشاری و کششی میان‌قاب [۲۳]

Table 3. Parameters for definition of compressive and tensile equivalent diagonal strut of infills [23]

ردیف	خواص منحنی	مقادیر معمول	مقادیر پیش فرض
۱	مدول الاستیسیته اولیه $E_m$	۴۰۰-۱۰۰۰ (kpa)	۱۶۰۰۰۰ (kpa)
۲	مقاومت فشاری $f_{m\theta}$		۱۰۰۰ (kpa)
۳	مقاومت کششی $f_t$		۰ (kpa)
۴	کرنش فشاری تنش حداکثر $\epsilon_m$	۰/۰۰۵-۰/۰۰۱ (min)	۰/۰۰۱۲ (m/m)
۵	کرنش فشار نهایی $\epsilon_u$		۰/۰۲۴ (m/m)
۶	کرنش فشار بسته شدن $\epsilon_{cl}$	۰-۰/۰۰۳ (ut/m)	۰/۰۰۴ (m/m)
۷	سطح المان معادل برشی کاهش کرنش $\epsilon_1$	۰/۰۰۸-۰/۰۰۳ (m/m)	۰/۰۰۶ (m/m)
۸	سطح المان معادل برشی کرنش باقیمانده $\epsilon_2$	۰/۰۱۶-۰/۰۰۰۶	۰/۰۰۱ (m/m)
۹	فاکتور سختی شروع باربرداری $\gamma_{\mu x}$	۰/۲-۱/۵	۱/۵
۱۰	فاکتور سختی بارگیری - مجدد $\alpha_{re}$	۰/۴-۰/۵	۰/۲
۱۱	عامل عیب فشار $\alpha_{ch}$	۰/۷-۰/۱	۰/۷
۱۲	فاکتور تخلیه کامل فشار $\beta_\alpha$	۰/۲-۱/۵	۱/۵
۱۳	ضریب نقطه عطف تنش $\beta_{ch}$	۰/۹-۰/۵	۰/۹
۱۴	ضریب سختی تنش صفر $\gamma_{plx}$		۱
۱۵	فاکتور بارگیری مجدد سختی $\gamma_{plr}$		۱/۵
۱۶	فاکتور تخلیه پلاستیک سختی $e_{x1}$		۳
۱۷	فاکتور فشار سیکل تکرار شده $e_{x2}$		۱/۴

جدول ۴. پارامترهای لازم برای تعریف المان معادل برشی میان قاب و محدوده‌های آن‌ها [۲۳]

Table 4. parameters for definition of shear equivalent strut of infills [23]

خصوصیات المان معادل برشی				
ردیف	خصوصیات منحنی	نماد	مقادیر معمول	مقادیر پیش فرض
۱	۱ مقاومت پیوند برشی	$\tau_0$	(هنری، ۱۹۹۰) (kpa) ۳۰۰-۶۰۰ پریستلی، ۱۹۹۲) (kpa) ۱۰۰-۱۵۰۰ (پائولی و	۳۰۰ (kpa)
۲	۲ ضریب اصطکاک	$\mu$	۱/۲-۰/۱	۰/۷
۳	۳ حداکثر مقاومت برشی	$\tau_{max}$		۶۰۰ (kpa)
۴	۴ کاهش ضریب برشی	$\alpha_s$	۱/۲-۰/۱	۰/۷

## ۵- اندرکنش لرزه‌ای خاک - سازه

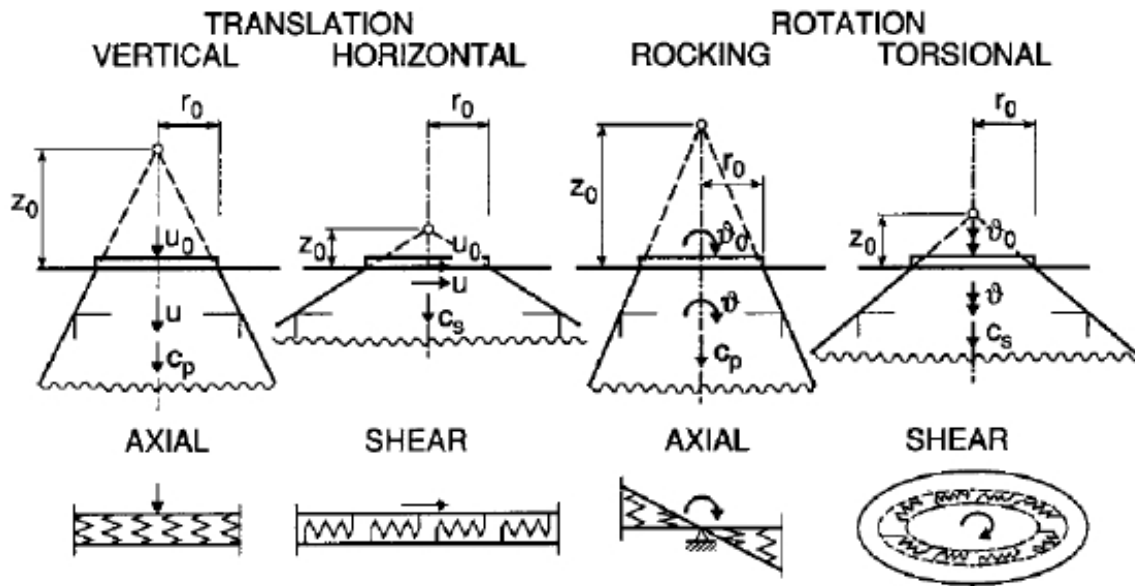
در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک - سازه در طراحی سازه‌های امن و مقاوم در برابر زلزله، موجب تخمین واقعی‌تر نیاز سازه شده و لحاظ کردن آن در محاسبات دینامیکی سازه باعث افزایش دوره تناوب سازه می‌گردد. این افزایش با توجه به نوع خاک و سختی سازه متفاوت می‌باشد. در حقیقت هر چقدر که خاک زیر سازه نرم‌تر باشد و یا به عبارت دیگر، سرعت موج برشی در آن کمتر باشد، افزایش زمان تناوب سازه، مشهودتر خواهد بود. این موضوع در سازه‌های سخت بلند (مانند سازه‌های بلندمرتبه دارای میان‌قاب) بر روی خاک نرم، نمود بیشتری دارد. می‌توان گفت هر چه سرعت موج برشی در خاک کمتر شود اثر اندرکنش خاک - سازه در تحلیل بیشتر می‌گردد. به طور کلی اثر اندرکنش خاک - سازه در روند تحلیل سبب افزایش دوره تناوب طبیعی، میرایی و تغییر مکان سازه و همچنین کاهش لنگر واژگونی و برش پایه شده و در نظر گرفتن آن جهت دستیابی به پاسخ‌های واقعی و پیش‌بینی رفتار سازه ضروری است [۳۳ و ۳۲].

### ۵-۱- روش مورد استفاده برای مدل‌سازی اندرکنش خاک - سازه

روش‌های مختلفی برای تحلیل اثر اندرکنش خاک - سازه مانند روش المان محدود، روش المان مرزی، روش هیبرید یا پیوندی و روش زیر سازه وجود دارد [۳۳ و ۳۲ و ۱۶]. روش مخروطی (cone) روش ابتدایی ولف که

یکی از انواع روش‌های زیر سازه است، به دلیل در نظر گرفتن رفتار خاک در ناحیه خطی، کم هزینه بودن، سادگی و دقت مهندسی قابل قبول، برای سازه‌های ساختمانی [۳۳ و ۳۲]، انتخاب گردید. این روش اندرکنش خاک و پی سازه را با ایده‌آل‌سازی خاک به صورت مخروط ناقص الاستیک، در نظر می‌گیرد. می‌توان از مدل مخروط برای تحلیل حرکات انتقالی (عمودی و افقی) و حرکات دورانی (گهواره‌ای و پیچشی) بهره جست. مدل‌های مخروطی را می‌توان برای انواع ساختگاه‌ها با ویژگی‌های عمومی لایه‌بندی و مدفون بودن و با در نظر گرفتن تمامی درجات آزادی به کار برد. روش غیرمستقیم مخروطی برای اعمال اندرکنش خاک - سازه، مدل‌سازی سیستم دینامیکی خاک را با یک میله‌ی ناقص نیمه نامحدود مخروطی شکل با محور قائم در نظر می‌گیرد. این مطلب در شکل ۵ نمایش داده شده است که پارامترهای موجود در شکل،  $I_0$  شعاع فونداسیون  $Z_0$  ارتفاع سازه تا روی فونداسیون  $u$  جابجایی که با زمان  $t$  و ارتفاع  $Z$  تغییر می‌کند،  $c_p$  و  $c_s$  به ترتیب سرعت امواج طولی و برشی زلزله و  $\theta$  ضریب پواسون می‌باشد. همچنین پارامترهای کنترل کننده اثر اندرکنش خاک - سازه در جدول ۵ توضیح داده شده است [۳۳ و ۳۲].





شکل ۵. مخروطها برای درجات آزادی مختلف [۳۲]

Fig.5. Cones for different degree of freedoms. [32]

جدول ۵. نمایش فایل متنی ورودی به نرم افزار Conan [۳۲]

Table 5. Input data of Conan software

نوع لایه	شعاع پی*	مدول برشی خاک G	نسبت پواسون ν	چگالی جرمی ρ	نسبت میرایی ζ	ضخامت لایه m
F 'FREE' لایه فوقانی	۲	N/m <sup>2</sup>		N/m <sup>3</sup>	%	m
L 'LAYER' لایه میانی	۰	۱۶۲×۱۰ <sup>۶</sup>	۰/۲۵	۱۸۰۰	۰/۰۵	۱
L 'LAYER' لایه میانی	۰	۱۶۲×۱۰ <sup>۶</sup>	۰/۳	۱۸۰۰	۰/۰۵	۰/۵
H 'HALFSPACE' لایه زیرین	۰	۱۴۴×۱۰ <sup>۶</sup>	۰/۳۳۳	۱۶۰۰	۰/۰۵	∞
'F' or 'FREE'	یک سطح آزاد یا نیم فضا با مدول برشی صفر و چگالی صفر، معمولاً برای توصیف نیمه فضای بالای خط اول ورودی استفاده می شود					
'R' or 'RIGID'	یک نیمه فضا صلب را با مدول برشی بی نهایت و چگالی بی نهایت تعیین می کند. معمولاً برای توصیف لایه سنگی زیرین در خط نهایی فایل ورودی استفاده می شود. شعاع پایه در این مورد صفر مشخص شده است و در محاسبات نادیده گرفته می شود					
'H' or 'HALFSPACE'	یک نیمه فضا یکنواخت را مشخص می کند، برای توصیف نیمه فضای زیرین استفاده می شود، ممکن است در خط اول پرونده برای تجزیه و تحلیل پایه های تعبیه شده در یک فضای کامل هم استفاده شود					

## ۵-۲- مهم‌ترین پارامترهای کنترل کننده اثر اندرکنش خاک - سازه

نسبت فرکانس بی بعد:

$$\alpha_0 = \frac{\omega_{fix} h}{V_s} \quad (1)$$

جدول ۶ آورده شده است. ضخامت هر لایه (d) نیز بایستی مشخص گردد [۳۲]. لازم به ذکر است که سرعت موج برشی خاک برابر 300 m/s در نظر گرفته شده است و همچنین شعاع پی برای تمام سازه‌های این تحقیق یکسان در نظر گرفته شده است.

## ۶- صحت‌سنجی

در این مقاله در دو مرحله راستی آزمایی انجام گرفته است. ابتدا با مقایسه دوره تناوب مود اول قاب‌های ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵، و ۲۰ طبقه در نرم‌افزار Etabs با مقادیر به دست آمده از نرم‌افزار SeismoStruct، صحت مدل‌سازی المان‌های سازه و رفتار الاستیک آن در نرم‌افزار Seis-moStruct مورد راستی‌آزمایی قرار گرفت. نتایج این مقایسه در جدول ۸ آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، میانگین اختلاف نتایج تحلیل مودال در دو نرم‌افزار کمتر از یک درصد می‌باشد، این میزان اختلاف بین نتایج تجربی و عددی قابل چشم‌پوشی است و می‌توان به مدل‌سازی قاب‌ها در فاز الاستیک در نرم‌افزار SeismoStruct اطمینان کرد.

در بخش دوم صحت‌سنجی به مقایسه نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی قاب میان‌پر در نرم‌افزار SeismoStruct با نمونه آزمایشگاهی پرداخته شده است. بدین منظور مدل آزمایشگاهی پژوهش متولی امامی و محمدی [۱۴ و ۱۳] که شامل یک قاب خمشی فولادی یک طبقه، یک دهانه با میان‌قاب مصالح بنایی بود، انتخاب گردید. شکل ۶-الف شماتیک قاب مدنظر را نشان داده است. لازم به ذکر است که طول دهانه و ارتفاع قاب مذکور به ترتیب ۲/۲۵ و ۱/۵ متر بوده و ضخامت میان‌قاب آجری ۹/۵ سانتی‌متر می‌باشد. مقطع تیرها و ستون‌های فولادی به ترتیب IPBL120 و IPBL180 بوده و مدول الاستیسته و مقاومت جاری شدگی فولاد مقاطع به ترتیب ۱۸۲۸۰۰ و ۳۱۳ مگاپاسگال گزارش شده است. همچنین مدول الاستیسته و مقاومت فشاری منشورهای بنایی نیز به ترتیب ۱۷۱۰ و ۹/۵ مگاپاسگال می‌باشد. مشخصات مدل‌سازی میان‌قاب همانطور که در بخش ۴ ذکر گردید با سعی و خطا برای حصول بهترین نتیجه حاصل از صحت‌سنجی وارد گردید که جزئیات آن در جدول ۳ آورده شده است. منحنی پوش‌آور به دست آمده در نرم‌افزار SeismoStruct و مدل آزمایشگاهی در شکل ۶-ب مقایسه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود نتایج حاصل از مدل‌سازی در نرم‌افزار SeismoStruct با دقت قابل قبولی با نتایج آزمایش تطابق دارد و می‌توان با اطمینان قابل قبولی به مدل‌سازی غیرخطی در ادامه تحقیق پرداخت.

- ✓ نسبت ابعاد سازه:  $\frac{h}{r}$  و  $\frac{B}{L}$
- ✓ وزن سازه
- ✓ مشخصات خاک: مدول برشی (G)، نسبت پواسون (ν)، چگالی جرم (ρ) ارتفاع خاک (H)، نسبت میرایی هیستریسیس (ξ) و سرعت موج برشی (Vs)
- ✓ مشخصات طیف زلزله

بین پارامترهای کنترل کننده اثر اندرکنش خاک - سازه  $\alpha_0$  مهم‌ترین پارامتر تعیین کننده اثر اندرکنش خاک - سازه است و به طور معمول مقدار آن بین ۱-۳ تغییر می‌کند یعنی اگر مقدارش ۳ باشد بدین معنی است که سازه نرم‌ترین حالت خود را دارا بوده و بیشترین افزایش دوره تناوب را خواهد داشت و می‌تواند بیشترین میرایی را از محیط خاک جذب کند.

## ۵-۲-۱- روش مخروطی Cone و نرم‌افزار Conan

میزان سختی فنر معادل، برای تعیین اثر اندرکنش خاک - سازه روی زمین‌های انعطاف‌پذیر با استفاده از نرم‌افزار Conan [۳۲] انجام می‌گیرد، و ضرایب سختی دینامیکی و یا حرکت ورودی موثر پی برای پی‌های سطحی و مدفون محاسبه می‌شود.

فایل ورودی نرم‌افزار به صورت متنی می‌باشد که هر خط، یک لایه از ساختگاه را توصیف می‌کند. در جدول ۵ لایه‌های مختلف فرض شده در ساختگاه آورده شده است. ساختگاه بر روی نیم فضای انعطاف‌پذیر مطابق شکل ۵ بوده که امواج به صورت قائم به بی‌نهایت منتشر خواهند شد که به میرایی در جهت قائم منجر خواهد شد. اطلاعات ورودی شامل شعاع پی، مدول برشی (G)، نسبت پواسون (ν)، چگالی جرم (ρ) و نسبت میرایی هیستریسیس (ξ) (می‌باشد [۳۲]). نرم‌افزار این اطلاعات را همانند جدول ۶ دریافت می‌کند و پارامترهای خروجی شامل سه سختی در جهت‌های انتقالی و سه سختی دورانی را ارائه می‌کند. این سختی‌ها وابسته به میزان فرکانس زاویه‌ای یا زمان تناوب مود اول سازه بوده که برای سازه‌های مورد مطالعه در

جدول ۶. پارامترهای خروجی نرم افزار Conan مربوط به سختی‌های فنر معادل زیر تکیه‌گاه‌های سازه‌های این تحقیق

Table 6. Output data of Conan software related to equivalent spring stiffnesses

مشخصات سازه		بدون اندرکنش خاک - سازه		با اندرکنش خاک - سازه		F1	F2	F3	M1	M2	M3
تعداد طبقه	میان قاب	زمان (T) تناوب سازه (sec)	فرکانس زاویه‌ای سازه ( $\omega$ ) (rad/sec)	زمان (T) تناوب سازه (sec)	فرکانس زاویه‌ای سازه ( $\omega$ ) (rad/sec)	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
۲۰	دارد	۱/۷۴	۳/۶۱	۲/۱۰	۲/۹۹	۷۴۱۰۰	۷۴۱۰۰	۹۲۲۰۰	۵۰۰۰۰۰	۵۰۰۰۰۰	۶۷۱۰۰۰۰
۱۵	دارد	۱/۳۴	۴/۶۹	۱/۴۴	۴/۳۶	۷۴۰۰۰	۷۴۰۰۰	۹۲۱۰۰	۴۹۸۰۰۰	۴۹۸۰۰۰	۶۷۰۰۰۰
۱۲	دارد	۱/۰۸	۵/۸۱	۱/۲۲	۵/۱۵	۷۳۹۷۳	۷۳۹۷۳	۹۱۴۷۰	۴۹۶۶۲۵	۴۹۶۶۲۵	۶۶۸۳۷۵
۹	دارد	۰/۸۶	۷/۳۱	۰/۹۴	۶/۶۸	۷۳۹۰۰	۷۳۹۰۰	۹۱۷۰۰	۴۹۴۰۰۰	۴۹۴۰۰۰	۶۶۶۰۰۰
۶	دارد	۰/۶۱	۱۰/۳۰	۰/۶۶	۹/۵۲	۷۳۶۹۰	۷۳۶۹۰	۹۱۳۵۷	۴۸۶۹۰۰	۴۸۶۹۰۰	۶۶۰۵۷۵
۳	دارد	۰/۳۴	۱۸/۴۷	۰/۳۸	۱۶/۵۳	۷۳۲۰۰	۷۳۲۰۰	۹۰۳۰۰	۴۶۲۰۰۰	۴۶۲۰۰۰	۶۳۹۰۰۰
۲۰	ندارد	۲/۴۵	۲/۵۶	۳/۱	۲/۰۳	۷۳۷۰۰	۷۳۷۰۰	۹۱۴۰۰	۴۸۷۰۰۰	۴۸۷۰۰۰	۶۶۱۰۰۰
۱۵	ندارد	۱/۹۸	۳/۱۷	۲/۳	۲/۷۳	۷۴۱۰۰	۷۴۱۰۰	۹۲۲۰۰	۵۰۰۰۰۰	۵۰۰۰۰۰	۶۷۱۰۰۰
۱۲	ندارد	۱/۵۹	۳/۹۵	۱/۸	۳/۴۹	۷۴۱۰۰	۷۴۱۰۰	۹۲۲۰۰	۴۹۹۰۰۰	۴۹۹۰۰۰	۶۷۰۰۰۰
۹	ندارد	۱/۳۷	۴/۵۹	۱/۵	۴/۱۹	۷۴۱۰۰	۷۴۱۰۰	۹۲۲۰۰	۴۹۹۰۰۰	۴۹۹۰۰۰	۶۷۰۰۰۰
۶	ندارد	۱/۰۵	۵/۹۸	۱/۲	۵/۲۴	۷۴۱۰۰	۷۴۱۰۰	۹۲۲۰۰	۹۲۲۰۰۰	۹۲۲۰۰۰	۶۷۱۰۰۰
۳	ندارد	۰/۶۱۴	۱۰/۲۳	۰/۶۴	۹/۸۲	۷۳۷۰۰	۷۳۷۰۰	۹۱۹۰۰	۴۸۷۰۰۰	۴۸۷۰۰۰	۶۶۱۰۰۰

جدول ۷. مقایسه دوره تناوب به دست آمده در نرم‌افزارهای Etabs و SeismoStruct

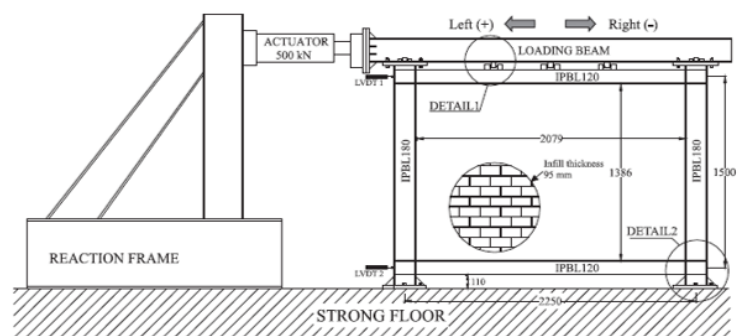
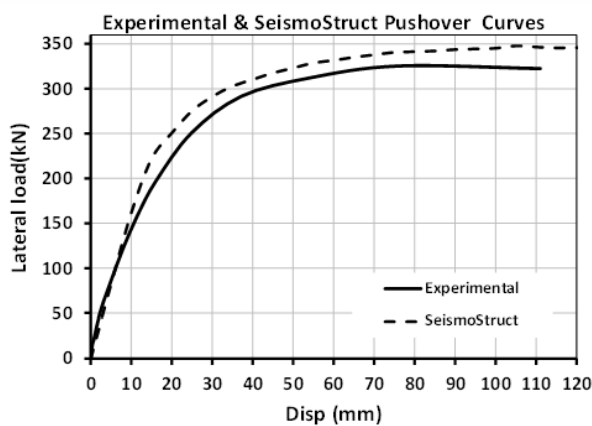
Table 7. Comparison of fundamental period in Etabs and SeismoStruct software

دهانه	طبقه	سازه (MRF) قاب خمشی بدون میان‌قاب		درصد اختلاف
		زمان تناوب (sec)		
		Etabs	SeismoStruct	
۳	۳	۰/۶۱۴	۰/۶۲۱۷	۱/۲۳
۳	۶	۱/۰۴۹	۱/۰۵۵	۰/۵۷
۳	۹	۱/۳۵۹	۱/۳۶۹	۰/۷۳
۳	۱۲	۱/۵۹۲	۱/۶۰۳	۰/۶۹
۳	۱۵	۱/۹۷۷	۱/۹۴۶	۱/۵۹
۳	۲۰	۲/۴۴۸	۲/۵۰۵۱	۲/۲۳

جدول ۸. مقایسه عملکرد احتمالاتی لرزه‌ای سازه‌های سه تا بیست طبقه

Table 8. Comparison of the probabilistic seismic performance of three- to twenty-story structures

Sa(T1) (g)						سطح عملکرد	نوع سازه	ردیف
بیست طبقه	پانزده طبقه	دوازده طبقه	نه طبقه	شش طبقه	سه طبقه			
۰/۱۲	۱/۲۵۸	۰/۱۷	۰/۱۳	۰/۷۱	۰/۵۱	IO	(Bare)	۱
۰/۵۷	۰/۹۵	۱/۰۱	۰/۵۶	۱/۹۴	۲/۴۱	LS		
۱/۵۹	۲/۴۰	۱/۶۳	۱/۰۷	۲/۷۰	۴/۳	CP		
۰/۲۱	۰/۲۵	۰/۲۷	۰/۲۸	۰/۳۸	۰/۵۴	IO	(Infilled)	۲
۱/۳۰	۳/۰۵	۲/۸۰	۳/۰۴	۳/۶۷	۴/۱	LS		
۲/۱۹	۳/۸۱	۳/۵۲	۳/۷۵	۴/۷۵	۵/۳	CP		
۰/۰۹	۰/۱۱	۰/۱۱	۰/۲	۰/۲۲	۰/۴۸	IO	(Bare+ SSI)	۳
۰/۴۰	۰/۴۸	۰/۵۷	۱/۰۹	۱/۱۰	۲/۱۹	LS		
۰/۷۱	۱/۱۱	۱/۷۰	۱/۶۶	۲/۰۴	۴/۶۷	CP		
۰/۱۷	۰/۳۰	۰/۴۱	۰/۲۸	۰/۵۴	۰/۹۵	IO	(Infilled+ SSI)	۴
۱/۴۰	۲/۳۹	۲/۵۶	۲/۲۸	۱/۱۲	۴/۵۳	LS		
۱/۷۹	۲/۶۱	۳/۰۷	۳/۲۳	۴/۲۴	۵/۵۶	CP		



شکل ۶. (الف) طرح نمونه‌ی آزمایشگاهی (ب) منحنی پوش حاصل از تحلیل در SesmoStruct و آزمایش متولی امامی و محمدی [۳۴]

Fig. 6. (a) Laboratory specimen setup (b) Pushover curve obtained in SesmoStruct in Motovali Emami and Mohammadi [34]

شتاب طیفی در مود اول سازه  $S_a(T_1)$  به عنوان پارامتر شدت زلزله (IM) و حداکثر دررفت طبقات سازه به عنوان پارامتر پاسخ سازه (DM) در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که تحلیل دینامیکی افزاینده تا جایی ادامه پیدا کرد که یکی از سه حالت، الف) وقوع شیبهی برابر با ۲۰ درصد شیبه

## ۷- تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA)

تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA) شامل تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر یک شتاب‌نگاشت با شدت‌های مختلف مقیاس شده است. هدف اصلی این روش به دست آوردن پاسخ سازه برای مقادیر مختلف شدت زلزله است که به صورت یک منحنی IDA استخراج می‌شود. در این تحقیق

۹ و ۱۲ طبقه برآورد در جهت اطمینان و با زیاد شدن تعداد طبقات، وجود یا عدم وجود SSI به طور کلی تأثیری در تخمین ظرفیت سازه نخواهد داشت. همچنین همانطور که مشخص است وجود میان قاب در سازه باعث افزایش ظرفیت سازه خواهد شد.

برای بررسی احتمالاتی این موضوع در ادامه‌ی مقاله به مقایسه منحنی‌های شکنندگی مستخرج از منحنی‌های IDA پرداخته شده است. بدین منظور منحنی‌های شکنندگی در سه سطح عملکردی IO، LS و CP به دست آمده است. این سطوح عملکرد بر اساس حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات به پیشنهاد FEMA-356 [۳۵] می‌باشد.

#### ۸- منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای سازه

منحنی شکنندگی، احتمال خرابی متناظر با یک حالت خرابی معین را در چندین سطح از جنبش‌های لرزه‌ای زمین بیان می‌کند. در واقع منحنی شکنندگی، نسبت بین شدت زمین لرزه و سطح خرابی لرزه‌ای محتمل را توصیف می‌کند. این منحنی‌های شکنندگی ابزار مفیدی برای برآورد خطر آفرینی ساختمان‌ها و زیر ساخت لرزه‌ای شهری هستند و احتمال خرابی را برای سطوح مختلف شدت زلزله نشان می‌دهند. به کمک این منحنی‌ها می‌توان با تعیین میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها، آن‌ها را برای مقاوم‌سازی اولویت‌بندی کرد. محاسبه منحنی شکنندگی به چهار روش قابل انجام است [۳۷] که در این تحقیق از روش تحلیلی استفاده شده است.

برای رسم منحنی‌های شکنندگی برای هر سطح عملکرد سازه، شتاب‌های طیفی که موجب می‌شود تا سطح خسارت تعریف شده در سازه اتفاق افتد از روی منحنی‌های IDA برداشت شد. سپس با توجه به میانگین و انحراف معیار شتاب‌های طیفی به دست آمده یک منحنی توزیع نرمال مطابق رابطه ۲ به این داده‌ها برازش می‌شود. به عبارت دیگر با فرض اینکه لگاریتم مقادیر حاصل دارای توزیع نرمال باشد، برای هر سطح عملکرد یک تابع توزیع تجمعی یا در حقیقت منحنی شکنندگی حاصل می‌شود [۳۸].

۴۵ ارزیابی جهت برآورد سطح‌پذیری س

ک زیر آن، ارائه شده است، رودریگز و م

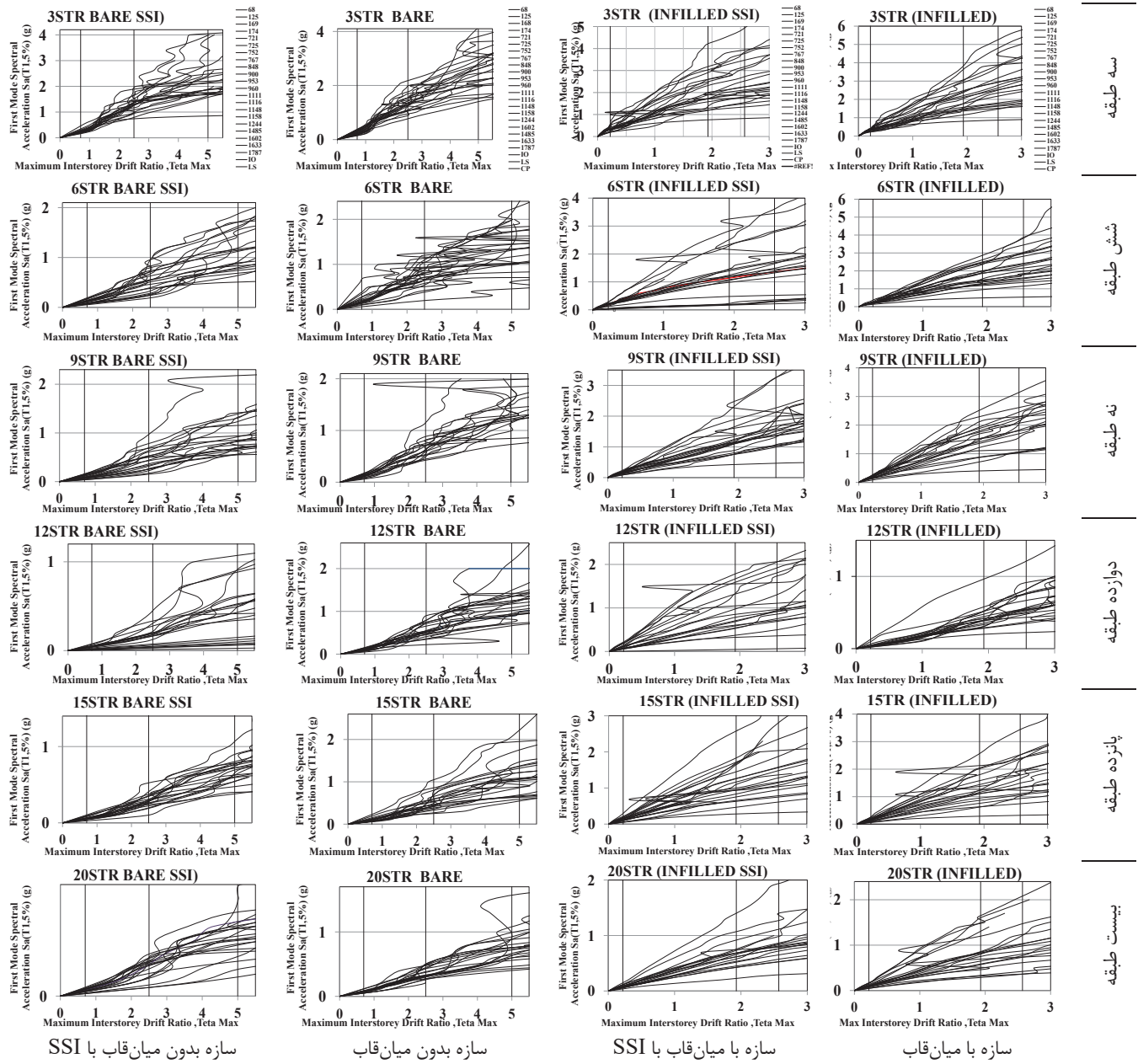
(۲)

الاستیک اولیه در منحنی IDA [۳۵] (ب) فرا رفتن حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات از مقدار ۰/۱ [۳۵] (ج) واگرایی عددی در تحلیل سازه [۳۷] و [۳۶] رخ دهد. هر کدام از حالات ذکر شده را می‌توان به عنوان فروریزش سازه قلمداد کرد.

#### ۷-۱- منحنی‌های (IDA) سازه‌های با و بدون میان قاب روی بستر صلب و انعطاف‌پذیر

شکل ۷ منحنی‌های (IDA) حاصل از تحلیل غیرخطی دینامیکی افزایشنده برای سازه‌های سه تا بیست طبقه با و بدون میان قاب بر روی بستر صلب و انعطاف‌پذیر را نشان می‌دهد. در این شکل ردیف‌های اول تا ششم مربوط به سازه‌های ۳ تا ۲۰ طبقه است و هر ستون از سمت راست به چپ به ترتیب مربوط به سازه‌های با میان قاب (INFILLED)، سازه‌های با میان قاب با در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه (INFILLED+SSI)، سازه‌های بدون بدن میان قاب (BARE) و سازه‌های بدون میان قاب با در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه (BARE+SSI) می‌باشد.

با توجه به شکل ۷ این نتیجه به دست می‌آید که در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه در هر دو حالت با و بدون میان قاب، عدم در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه سبب برآورد ظرفیت سازه در خلاف جهت اطمینان می‌شود. به طور مثال در قاب‌های میان‌پر ۳ طبقه نمودارهای IDA شتاب‌های ورودی بیشتری را نسبت به قاب‌های میان‌پر با در نظرگیری SSI در دریافت‌های مشابه نشان می‌دهند. در قاب‌های میان‌پر ۹ و ۱۲ طبقه این روند متفاوت است بدین معنی که در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه، موجب تخمین بالاتری از رفتار سازه می‌شود. ولی کماکان در برآورد مقاومت قاب‌های بدون میان قاب (BARE)، عدم در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه، در خلاف جهت اطمینان می‌باشد. با زیادتر شدن ارتفاع سازه، در قاب‌های میان‌پر ۱۵ و بیست طبقه ظرفیت سازه با و یا بدون در نظرگیری SSI تفاوت مشهودی را نشان نمی‌دهد. ولی در قاب‌های BARE مجدداً عدم در نظرگیری SSI باعث تخمین غیرواقعی و بالاتر از ظرفیت سازه می‌شود. به عنوان جمع‌بندی می‌توان بیان کرد که در قاب‌های BARE، فارغ از ارتفاع سازه در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه برآورد پایین و البته واقعی‌تر از ظرفیت سازه را باعث می‌شود. در حالی در قاب‌های میان‌پر در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه در سازه‌های با ۳ و ۶ طبقه برآورد محافظه‌کارانه، در قاب‌های



شکل ۷. منحنی‌های (IDA) سازه‌های سه تا بیست طبقه با و بدون میان‌قاب روی بستر صلب و انعطاف‌پذیر

Fig. 7. (IDA) curves of three- to twenty-story structures with and without infill on rigid and flexible substrates

#### ۸-۱- حالات خرابی سازه

برآورد وقوع عملکرد CP نسبت به حالت بدون SSI به میزان ۲۲ درصد در خلاف جهت اطمینان است.

با توجه به قاب‌های خالی می‌توان گفت که در نظریه اثرات اندرکنش خاک - سازه باعث برآورد واقع بینانه ظرفیت در قاب‌های ۳ و ۳، ۹ و ۱۲ طبقه شده و با افزایش ارتفاع سازه عدم در نظریه اندرکنش در خلاف جهت اطمینان می‌باشد. به طور مثال در قاب خالی ۱۵ طبقه شتاب طیفی مورد نیاز برای فراگذشت از سطح عملکرد CP برابر با  $2/g^4$  می‌باشد در حالی که در نظریه اثر SSI این مقدار را به  $1/g^{11}$  کاهش می‌دهد. مقایسه بین قاب‌های میان‌پر با قاب‌های خالی و یا در حقیقت تاثیر وجود میان‌قاب بر برآورد میزان شدت مورد نیاز برای فراگذشت از سطوح عملکرد در دو حالت با و بدون در نظریه SSI نیز نتایج ارزشمندی را به دست می‌دهد. نتایج حاکی از آن است که در صورت در نظریه اثرات اندرکنش خاک-سازه، اثر مثبت میان‌قاب بر افزایش ظرفیت سازه با افزایش ارتفاع قاب مشهودتر می‌باشد. به طور مثال در قاب ۳ طبقه وجود میان‌قاب بدون در نظریه SSI، ظرفیت فرو ریزش سازه را از  $4/g^3$  به  $5/g^3$  افزایش می‌دهد (حدود  $1/23$  برابر) و در صورت در نظریه SSI این ظرفیت از  $4/g^{67}$  به  $5/g^{56}$  (حدود  $1/19$  برابر) افزایش می‌یابد. این در حالی است که در قاب ۲۰ طبقه وجود میان‌قاب بدون در نظریه SSI ظرفیت فرو ریزش سازه را از  $1/g^{59}$  به  $2/g^{19}$  افزایش می‌دهد (حدود  $1/37$  برابر) و در صورت در نظریه SSI این ظرفیت از  $0/g^{71}$  به  $1/g^{79}$  (حدود  $4$  به  $2/5$  برابر) افزایش می‌یابد.

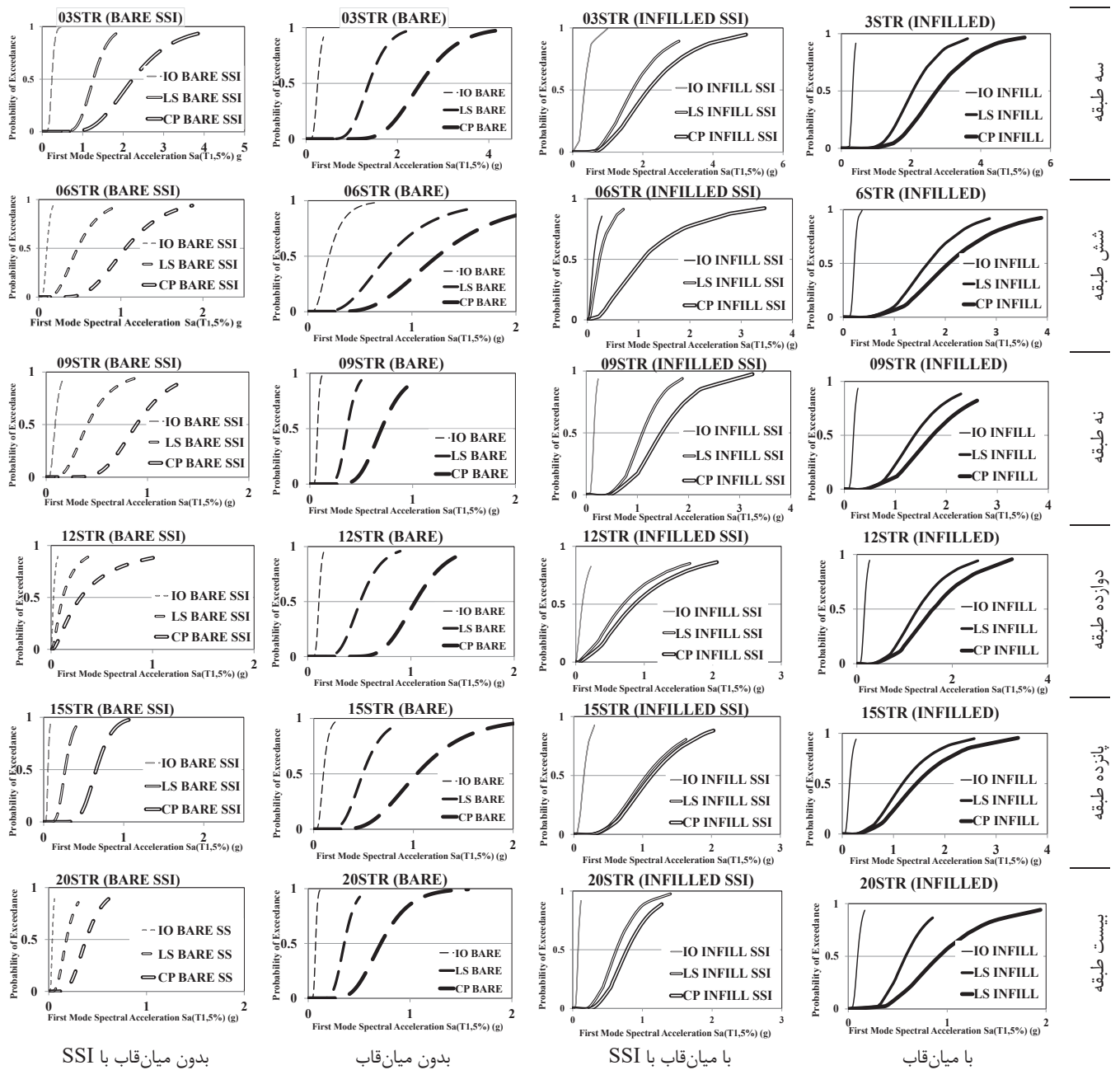
#### ۸-۳- مقایسه منحنی‌های شکنندگی

برای درک و مقایسه بهتر منحنی‌های شکنندگی استخراج شده در سازه‌های مورد بررسی، مقایسه بین دو به دوی منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها در سه سطح عملکرد IO، LS و CP در شکل ۹ آورده شده است. در این راستا، مقایسه بین منحنی‌های شکنندگی قاب‌های خالی و میان‌پر در دو حالت با و بدون اندرکنش خاک - سازه به ترتیب در ستون اول و دوم از سمت راست نشان داده شده است. همچنین مقایسه بین منحنی‌های شکنندگی در صورت در نظریه SSI و عدم در نظریه SSI برای قاب‌های میان‌پر و خالی به ترتیب در ستون سوم و چهارم شکل ۹ آورده شده است. با توجه به ستون اول و دوم مشخص است که وجود میان‌قاب باعث افزایش ظرفیت قاب شده و میزان شدت نیروی لازم برای عبور از سطوح عملکرد مورد بررسی را فارغ از در نظریه SSI یا عدم در نظریه SSI افزایش می‌دهد.

تعریف حالت‌های خرابی نقش مهمی در ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها دارند. در این تحقیق سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل FEMA356 [۳۹] به عنوان معیار خرابی سازه در نظر گرفته شده است. بدین منظور حداکثر دریفت طبقات سازه با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی محاسبه شده و بر همین اساس سطوح عملکرد تعریف شده در FEMA356 به سازه اختصاص یافت. طبق تعریف مقدار دریفت‌های قاب‌های خالی در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) برابر  $0/7$  درصد، ایمنی جانی (LS) برابر  $2/5$  درصد و آستانه فروریزش (CP) برابر با  $5$  درصد در نظر گرفته شد. همچنین بر اساس پیشنهاد محمدی و همکاران [۴۰] مقدار دریفت‌های قاب‌های میان‌پر در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) برابر  $0/22$  درصد، ایمنی جانی (LS) برابر  $1/93$  درصد و آستانه فروریزش (CP) برابر با  $2/57$  درصد در نظر گرفته شد. لازم به ذکر است که منحنی‌های شکنندگی قاب‌های میان‌پر مربوط به رفتار کلی قاب پیرامونی می‌باشد و قابل تعمیم به رفتار دیوار میان‌قابی نیست.

#### ۸-۲- منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مورد مطالعه

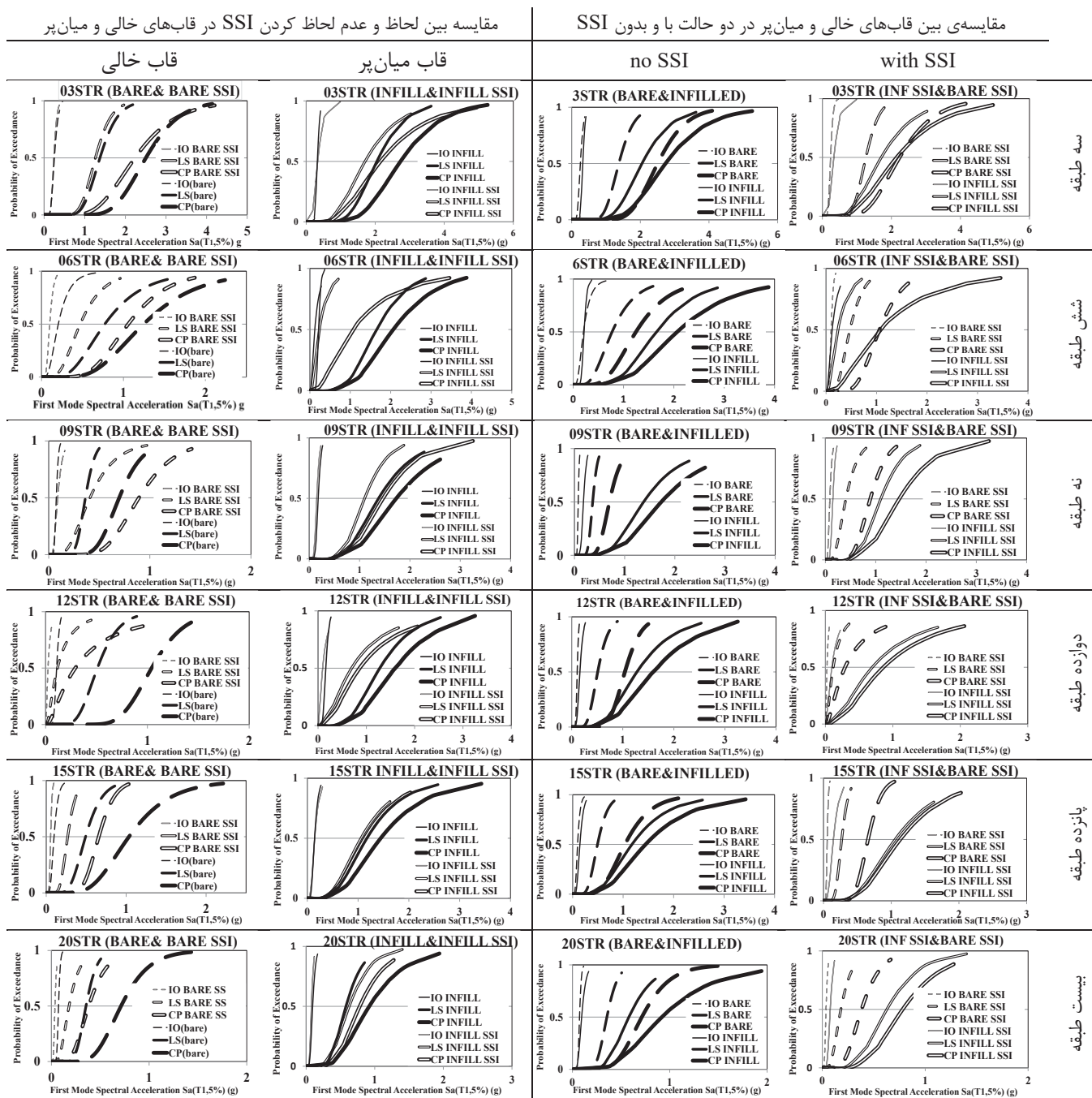
در شکل ۸ منحنی‌های شکنندگی مربوط به سازه‌های با و بدون میان‌قاب سه تا بیست طبقه در دو حالت با و بدون در نظریه اثر اندرکنش خاک - سازه در سه سطح عملکردی (CP, LS, IO) قابل مشاهده است. ردیف‌های اول تا ششم به ترتیب مربوط به قاب‌های ۳ تا ۲۰ طبقه بوده و عنوان ستون‌های اول تا چهارم نیز در شکل آورده شده است. با توجه به سازه‌های سه طبقه با در نظریه SSI، مشخص است که قاب میان‌پر بدون SSI در شتاب طیفی مود اول برابر با  $5/g^3$  از سطح عملکرد CP گذر می‌کند. این در حالی است که با در نظریه اثر اندرکنش خاک - سازه، این شتاب طیفی به مقدار  $5/g^{56}$  افزایش می‌یابد. شایان ذکر است که در قاب ۳ طبقه بدون میان‌قاب، در نظریه SSI و عدم در نظریه SSI همانند قاب میان‌پر آن، تاثیر قابل توجهی بر فراگذشت از سطح عملکرد CP ندارد. این روند برای قاب‌های میان‌پر ۶ و ۹ طبقه نیز یکسان است. تاثیر در نظریه SSI و عدم در نظریه SSI اثر اندرکنش خاک - سازه برای قاب‌های میان‌پر ۱۲ تا ۲۰ طبقه برای برآورد فراگذشت از سطح عملکرد CP متفاوت است. به طوری که عدم در نظریه SSI خلاف جهت اطمینان بوده و باعث برآورد غیرحقیقی از ظرفیت سازه قاب میان‌پر برای فراگذشت از سطح عملکرد CP می‌شود. این تاثیر با افزایش ارتفاع طبقات کماکان برقرار می‌باشد به طوری که در قاب میان‌پر ۲۰ طبقه در نظریه اثرات SSI



شکل ۸. منحنی‌های شکنندگی سازه (سه تا بیست طبقه و سه دهانه) با و بدون میان قاب با و بدون اثر اندرکنش خاک - سازه

Fig. 8. Fragility curves (three to twenty stories and three bays) with and without infill with and without soil-structure interaction effect.





شکل ۹. مقایسه منحنی‌های شکنندگی سازه (سه تا بیست طبقه و سه دهانه) با و بدون میان قاب با و بدون اثر اندرکنش خاک - سازه

Fig.9. Comparison of structural fragility curves (three to twenty floors and three openings) with and without infill with and without soil-structure interaction

## ۹- نتیجه گیری

در این مقاله ارزیابی احتمالاتی رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی با و بدون وجود میان‌قاب با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک - سازه مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور قاب‌های سه تا بیست طبقه با اعمال بیست و دو رکورد زلزله‌ی دور از گسل مورد تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفت و سپس منحنی‌های شکنندگی در سه سطح عملکردی  $IO$ ,  $LS$ ,  $CP$  به دست آمد. نتایج ذکر شده در زیر قابل حصول است:

وجود میان‌قاب باعث افزایش سختی و مقاومت سازه شده که این میزان به در نظرگیری یا عدم در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک - سازه بستگی دارد. در قاب‌های میان‌پر کوتاه مرتبه در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه در جهت اطمینان است. به طوری که در قاب میان‌پر ۳ طبقه میزان شدت شتاب طیفی برای فراگذشت از سطح عملکرد  $CP$  بدون در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک - سازه در  $5/g30$  و در صورت در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه در  $5/g56$  اتفاق می‌افتد. هر چند با افزایش ارتفاع سازه در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه موجب برآورد واقع بینانه‌تر از رفتار سازه شده و در حقیقت عدم در نظرگیری  $SSI$  در خلاف جهت اطمینان است. با توجه به نتایج به دست آمده بیشترین اثر یاد شده در قاب ۱۵ طبقه مشاهده شد به طوری که در صورت در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک - سازه، عبور از سطح عملکرد  $CP$  در شتاب طیفی  $2/g61$  و در صورت عدم در نظرگیری  $SSI$  در شتاب طیفی  $3/g81$  (۴۵ درصد برآورد غیرواقع بینانه‌ی بیشتر) اتفاق افتاد. تاثیر ذکر شده با افزایش تعداد طبقات کمتر نمود پیدا کرده به طوری که در قاب ۲۰ طبقه میزان اختلاف شدت زلزله جهت فراگذشت از سطوح عملکرد مورد بررسی با و بدون در نظرگیری  $SSI$  کمتر می‌شود. همچنین مشخص شد که در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک - سازه در قاب‌های خالی کوتاه مرتبه، قابل چشم‌پوشی است هر چند در قاب‌های پانزده و بیست طبقه، عدم در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه خلاف جهت اطمینان می‌باشد. به طور مثال در قاب خالی ۲۰ طبقه شدت شتاب طیفی مورد نیاز جهت فراگذشت از سطح عملکرد  $LS$  در صورت عدم در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه برابر با  $0/g95$  به دست آمده در حالی که در صورت لحاظ کردن اندرکنش خاک - سازه این شتاب به  $0/g48$  کاهش می‌یابد.

با توجه به اینکه در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک - سازه باعث تغییر میرایی سازه می‌شود، پیشنهاد می‌گردد در ادامه به بررسی وجود میان‌قاب با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک - سازه با لحاظ کردن تغییرات میرایی پرداخته شود.

از ستون اول و دوم این نتیجه حاصل می‌شود که تاثیر میان‌قاب بر ظرفیت سازه در صورت در نظرگیری یا عدم در نظرگیری  $SSI$  با افزایش ارتفاع بیشتر می‌شود. هر چند در صورت عدم در نظرگیری  $SSI$  بیشترین تاثیر میان‌قاب در قاب ۹ طبقه است (حدود  $3/5$  برابر در سطح عملکردی  $CP$ ) و با افزایش ارتفاع تاثیر میان‌قاب بر ظرفیت قاب کمتر خواهد شد ( $1/37$  برابر در قاب ۲۰ طبقه در سطح عملکرد  $CP$ ). در حالی که با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک - سازه تاثیر میان‌قاب بر ظرفیت سازه با افزایش ارتفاع بیشتر خواهد شد. با توجه به ستون سوم و چهارم می‌توان به این نتیجه رسید که در هر دو حالت قاب میان‌پر و قاب خالی در مجموع در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک - سازه باعث برآورد واقع بینانه از ظرفیت سازه شده و درحقیقت عدم لحاظ کردن  $SSI$  در خلاف جهت اطمینان می‌باشد.

## ۸-۴- مقایسه عددی منحنی‌های شکنندگی

جهت سهولت مقایسه‌ی ارزیابی احتمالاتی قاب‌های مورد مطالعه، نتایج عددی حاصل از منحنی‌های شکنندگی در جدول ۸ آورده شده است. در این جدول مقادیر شدت  $S_a(T_1)$  برای فراگذشت از سطوح عملکرد  $IO$ ,  $LS$  و  $CP$  در قاب‌های با طبقات مختلف نشان داده شده است. همانطور که مشخص است وجود میان‌قاب فارغ از در نظرگیری اثر اندرکنش خاک - سازه احتمال فراگذشت از سطوح عملکرد مختلف را در قاب‌های با طبقات مختلف کاهش می‌دهد. به طور مثال در اثر وجود میان‌قاب در قاب ۱۵ طبقه با و بدون در نظرگیری  $SSI$ ، مقدار  $S_a(T_1)$  مورد نیاز برای فراگذشت از سطح عملکرد  $CP$  به ترتیب از  $2/g40$  و  $1/g11$  به  $3/g81$  و  $2/g61$  افزایش یافته است. همچنین عدم لحاظ کردن اثر  $SSI$  در قاب‌های میان‌پر ۶ و ۹ طبقه در خلاف جهت اطمینان بوده و برآورد دست بالایی از شدت زلزله را برای فراگذشت از سطوح عملکردی مدنظر به دست می‌دهد. به طور مثال جهت فراگذشت از سطح عملکرد  $LS$  در قاب میان‌پر ۹ طبقه بدون در نظرگیری  $SSI$  نیاز به شدت  $S_a(T_1)$   $3/g04$  می‌باشد در حالی که در نظرگیری  $SSI$  این شدت را به  $2/g28$  کاهش می‌دهد. این روند با افزایش تعداد طبقات نیز ادامه دارد و در نظرگیری اندرکنش خاک-سازه در جهت اطمینان می‌باشد به طوری که در قاب میان‌پر ۲۰ طبقه شدت  $S_a(T_1)$  جهت فراگذشت از سطح عملکرد  $CP$  در صورت در نظرگیری  $SSI$  از  $1/g79$  به  $1/g19$  کاهش می‌یابد. مقایسه منحنی‌های شکنندگی سازه(سه تا بیست طبقه و سه دهانه) با و بدون میان‌قاب با و بدون اثر اندرکنش خاک - سازه

- and Seismology, 2014.
- [12] F. Di Trapani, M. Malavisi, Seismic fragility assessment of infilled frames subject to mainshock/aftershock sequences using a double incremental dynamic analysis approach, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(1) (2018) 211-235.
- [13] S.M. Motovali Emami, M. Mohammadi, Effect of frame connection rigidity on the behaviour of infilled steel frames, *Journal of Constructional Steel Research* (under review), (2017).
- [14] M. Mohammadi, S.M. Motovali Emami, Multi-bay and pinned connection steel infilled frames; an experimental and numerical study, *Engineering Structures*, 188 (2019) 43-59.
- [15] M. Mhsuli, Effect of soil-structure interaction on behavior  
The inelastic instrument has a buried foundation Buried, *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 1(2) (2006) 121-125.
- [16] F. Muller, E. Keintzel, Ductility requirements for flexibly supported antiseismic structures, in: *Proceedings of the 7th European conference on earthquake engineering*, (1982).
- [17] M.E. Rodriguez, R. Montes, Seismic response and damage analysis of buildings supported on flexible soils, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 29(5) (2000) 647-665.
- [18] M.M. Yahyai, M. Mahoutian, Soil Structure Interaction between Two Adjacent Buildings under Earthquake Load, *European Earthquake Engineering*, 2 (2008) 121-125.
- [19] S.A.A. Naserkhaki, F. N. A. and Pourmohammad, Earthquake induced pounding between adjacent buildings considering soil-structure interaction, *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 11 (2012) 343-358.
- [20] A.A. Farghaly, Optimization of viscous dampers with the influence of soil structure interaction on response of two adjacent 3-D buildings under seismic load,
- [1] K. Nezami, Investigating the effect of interframes on the behavior of steel buildings with a bending frame system with geometric irregularities in the plan, (2018).
- [2] S. Polyakov, *Masonry in Framed Buildings: An Investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling.* Gosudarstvennoe izdatel'stvo Literatry po stroitel'stvu i arkhitekture, Moscow Russia. Technical Report, 1956.
- [3] S. Polyakov, *Masonry in framed buildings* (Gosudarstvenoe Isdatel'stvo Literatry Po Stroidual stvui Architecture. Moscow, 1956), Traduzido por GL Cairns, (1963).
- [4] J.R. Benjamin, *Methodology for Developng Seismic Fragility*, (1994).
- [5] M. Holmes, Steel frames with brickwork and concrete infilling, *proceedings of the Institution of civil Engineers*, 19(4) (1961) 473-478.
- [6] W.W. El-Dakhakhni, M. Elgaaly, A.A. Hamid, Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames, *Journal of Structural Engineering*, 129(2) (2003) 177-185.
- [7] F.J. Crisafulli, A.J. Carr, Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures, *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 40(2) (2007) 69-77.
- [8] S. Moghadam, The effect of different methods of modeling the flexural concrete infill on the seismic performance of legal costs (2009).
- [9] K. Abdelkareem, F.A. Sayed, M. Ahmed, N. Al-Mekhlafy, Equivalent strut width for modeling rc infilled frames, N. AL-Mekhlafy et al., Equivalent strut width for modeling RC infilled frames, (2013) 851-866.
- [10] T. Paulay, M.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, (1992).
- [11] A. Nassirpour, D. D'Ayala, Fragility Analysis of Mid-Rise Masonry Infilled Steel Frame (MISF) Structures, in: *Second European Conference on Earthquake Engineering*

- [31] J.J. Blandón, M.E. Rodriguez, Behavior of connections and floor diaphragms in seismic-resisting precast concrete buildings, *PCI journal*, 50(2) (2005) 56-75.
- [32] J.P. Wolf, A.J. Deeks, *Foundation vibration analysis: A strength of materials approach*, Elsevier, 2004.
- [33] J.P. Wolf, Soil-structure interaction - conical methods, *Second National Conference on Structures - Earthquakes - Geotechnics*, 2 (2012) 121-125.
- [34] S.M. Motovali Emami, M. Mohammadi, Influence of vertical load on in-plane behavior of masonry infilled steel frames, *Earthquakes and Structures*, 11(4) (2016) 609-627.
- [35] F. 350, Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings, SAC joint venture Washington D.C., USA: FEMA, (2000).
- [36] m. Banazadeh, Probabilistic evaluation of collapse level of steel structures based on simulation of failure mechanisms using Bayesian probabilistic network, (2013).
- [37] L.F. Ibarra, H Krawinkler Global collapse of frame structures under seismic excitations, Report No. 152, Stanford University, 2005.
- [38] L. Eads, E. Miranda, H. Krawinkler, D.G. Lignos, An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(1) (2012) 25-41.
- [39] F. Prestandard, commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356), Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7 (2000).
- [40] M. Mohammadi, M. Mirzaei, M.R. Pashaie, Seismic performance and fragility analysis of infilled steel frame structures using a new multi-strut model, *Structures*, 188 (2021) 1403-1415.
- International Organization of Scientific Research Journal of Engineering, 04 (2014) 18-27.
- [21] P.D.a.M. Pawar, P. B, Effect of seismic pounding on adjacent buildings considering soil-structure interaction, *International Organization of Scientific Research Journal of Engineering*, 1 (2015) pp. 286-294.
- [22] H. Tavakoli, M. Moridi, Simultaneous Effects of Soil-structure and Masonry Infill-Structure Interactions on Seismic Performance of Steel Frames, *J Archit Eng Tech*, 6(197) (2017) 2.
- [23] SeismoStruct, User\_Manual ifilled frame., (2016).
- [24] C.a. Blandon, Inelasti Infill Panel Element Type, Manual of SeismoStruct, (1997,2005).
- [25] N.B. Athanasios I. Dimopoulou, Dimitri E. Beskos, Seismic yield displacements of plane moment resisting and x-braced steel frames, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 41 (2012) 128-140.
- [26] C. Kircher, G. Deierlein, J. Hooper, H. Krawinkler, S. Mahin, B. Shing, J. Wallace, Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors, 2010.
- [27] B.S.S.C. US, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, (1997).
- [28] F.E.M. Agency, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Fema, 2003.
- [29] Crisafulli, Francisco J., and Athol J. Carr. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering* 40(2) (2007) 69-77.
- [30] Crisafulli, Francisco J., Athol J. Carr, Robert Park. Analytical modelling of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering* 33(1) (2000) 30-47.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*M. Hajati, S. M. Motovali Emami , Probabilistic Evaluation of Seismic Performance of Moment Resisting Steel Frames with and without Masonry Infill on Rigid and Flexible Floor, Amirkabir J. Civil Eng., 54(8) (2022) 3097-3118.*

**DOI:** [10.22060/ceej.2022.20043.7325](https://doi.org/10.22060/ceej.2022.20043.7325)



