

DOI: 10.48303/bese.2023.2004144.1125

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

در ادبیات فنی مهندسی سازه و زلزله بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها و همچنین مطالعه سطوح مختلف خرابی سازه‌ها در معرض زمین‌لرزه از یک سو و طراحی سازه‌های ایمن در پهنه‌های با شدت لرزه‌خیزی بالا از سوی دیگر از اهمیت بسزایی برخوردار است. از این رو مقاله حاضر به مقایسه عملکرد قاب خمشی خرابی ویژه فولادی مجهز به انواع سیستم‌های اتلاف انرژی از قبیل مهاربند کمانش‌تاب، میراگر ویسکوز و میراگر اصطکاکی در معرض زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک پرداخته است. در این راستا سازه‌های مورد نظر با در نظرگیری رفتار غیرخطی مصالح در محیط نرم افزار OpenSEES پیاده‌سازی و تحت تحلیل دینامیکی فزاینده قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی فزاینده حاکی از آن است که زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور اثر مخرب‌تری بر سازه‌ها داشته است. سازه مجهز به میراگر ویسکوز توانایی بیشتری در جذب و مستهلک نمودن انرژی زلزله نسبت به سایر سیستم‌های مورد بررسی دارد. مقایسه منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های فوق‌الذکر نشان داده است که احتمال خرابی کامل سازه مجهز شده به مهاربند کمانش‌تاب، تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور ۱۳/۳۳ درصد بیشتر است. این مقدار در حالت افزودن میراگر اصطکاکی و ویسکوز به ترتیب برابر ۱۲/۵ و ۲۳/۵ می‌باشد

واژگان کلیدی: قاب خمشی خرابی ویژه، مهاربند کمانش‌تاب، میراگر اصطکاکی، میراگر ویسکوز، تحلیل دینامیکی فزاینده، منحنی شکنندگی.

بررسی رفتار لرزه‌ای سازه قاب خمشی خرابی ویژه مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب، میراگرهای ویسکوز و اصطکاکی تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک

ساسان مستقیمی طهرانی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی زلزله، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

مرتضی رئیسی دهکردی (نویسنده مسئول)

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران، mraissi@iust.ac.ir

غلامرضا قدرتی امیری

استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

الهام رجبی

استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران

۱- مقدمه

ساخته‌های باربر جانبی قاب خمشی با تیر خرابی ویژه^۱ شبیه سایر قاب‌های خمشی متداول است؛ تفاوت آن در وجود تیرهای خرابی به جای تیرهای با مقطع توپر است. از آنجایی که عمق تیرهای خرابی معمولاً زیادتر است، سختی بیشتر داشته و در برابر لنگر خمشی مقاوم‌تر از سایر تیرها هستند. در نتیجه برای دهانه‌های با طول زیاد مناسب هستند. برای جلوگیری از تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها، ناحیه‌ای در وسط تیرهای خرابی تعیین می‌شود که به آن ناحیه ویژه می‌گویند. وظیفه اعضای موجود در ناحیه ویژه تسلیم شدن در برابر بارهای جانبی و جلوگیری از ایجاد و گسترش مفاصل پلاستیک در سایر اعضای سازه‌ای است. به عبارت دیگر ناحیه ویژه مانند یک فیوز عمل

کرده و از خرابی سایر اعضای سازه‌ای جلوگیری می‌کند (Ghorbanpour et al., 2011). مطالعات تجربی و تئوری گوئل و ایتانی (Goel & Itani, 1994) نشان داد که شکل‌پذیری قاب با تیرهای خرابی معمولی به علت کمانش و شکست کمتر است. مطالعاتی که در دهه نود میلادی انجام گردید باعث شد آئین‌نامه‌های طراحی نیز به قاب‌های خمشی ویژه توجه بیشتری داشته باشند (Itani & Goel, 1991; Paulay & Priestley, 1992; Viest et al., 1997; Basha & Goel, 1995). اولین بررسی‌ها بر روی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خرابی خمشی ویژه به هر دو صورت تحلیلی و تجربی توسط باشا (Basha, 1994) در سال ۱۹۹۴ در دانشگاه میشیگان ایالات متحده آمریکا مورد مطالعه

پرداخته و معیارهای طراحی اتصالات آن را ارائه نمودند. سازه اداری ۷ طبقه به‌عنوان مطالعه موردی ایشان بود. در سال ۲۰۰۶ پارامونتسینوس و همکاران (Parra-Montesinos et al., 2006) با انجام آزمایش بر روی قاب خرابایی ویژه به این نتیجه رسیدند که این سیستم تحت بارهای چرخه‌ای دچار کماتش پیچشی جانبی نمی‌شود. آنها به مدل‌سازی عددی این نتایج پرداختند و معادلات ریاضی آن را ارائه نمودند. چائو و گوئل (Chao & Goel, 2008a) در سال ۲۰۰۸ تحلیل استاتیکی غیرخطی و کاربرد معادلات رفتاری قاب خمشی ویژه ارائه شده در مطالعات پیشین را در سازه هفت طبقه مورد بررسی قرار دادند. چائو و گوئل (Chao & Goel, 2008b) در سال ۲۰۰۸ تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی دو سازه نه طبقه با سیستم قاب خمشی خرابایی ویژه برای سازه بیمارستان را انجام دادند. گوئل و چائو (Goel & Chao, 2008) در سال ۲۰۰۸ روابط بین جابه‌جایی نسبی طبقه و میزان دوران مفصل پلاستیک ایجاد شده در قسمت قاب خرابایی ویژه را ارائه نمودند. فدن و مک کورمیک (Fadden & McCormick, 2012) در سال ۲۰۱۲ به بررسی رفتار چرخه‌ای سازه یک درجه آزادی با سیستم قاب خرابایی ویژه پرداختند. سابلی و همکاران (Sabelli et al., 2013) در سال ۲۰۱۳ راهنمای طراحی لرزه‌ای قاب خمشی خرابایی ویژه هم‌مرکز را ارائه نمودند. استفاده از دستگاه‌های اتلاف انرژی (EDDs)^۲ و ارائه پیکربندی جدیدی از سیستم‌های قاب خمشی ویژه شامل EDD به‌صورت تئوری برای بهبود عملکرد لرزه‌ای آنها توسط حیدری و قره‌باغی (Heidari & Gharebaghi, 2015) در سال ۲۰۱۵ پیشنهاد شد. سیماساتین (Simasathien, 2016) در سال ۲۰۱۶ با بررسی مقاطع دابل‌ناودانی در اعضای خرابایی قاب خرابایی ویژه در جابه‌جایی نسبی ۲ درصد سازه نتایج تا ۹۸ درصد مقادیر ارائه شده در آیین‌نامه AISC رسیده و مقادیر آیین‌نامه مذکور را تأیید نمود. کیم و همکاران (Kim et al., 2016) در سال ۲۰۱۶ مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرابایی ویژه با استفاده از میراگرهای ویسکوز را بررسی کردند. جیانسینلاپادامرونک و همکاران (Jiansinlapadamrong et al.,

قرارگرفت و سال‌ها بعد به ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC, 2005) راه یافت. گوئل و ایتانی (Goel & Itani, 1994) کمی بعدتر برای بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خرابایی خمشی یک پیکربندی جدیدتری را پیشنهاد کردند و تحت آزمایش قرار دادند. بدین‌صورت که در ناحیه میانی شاه‌تیر خرابایی که نیروی برشی ناشی از بارهای ثقلی کمترین مقدار را دارد، چهار ناحیه تسلیم‌شونده را به‌صورت ضربدری در نظر گرفتند که وظیفه اتلاف انرژی سیستم را بر عهده گیرد، درحالی‌که سایر المان‌های سازه الاستیک باقی می‌مانند. باشا و گوئل (Basha & Goel, 1995) در سال ۱۹۹۵ به بررسی شیب نمودار پوش‌اور در سیستم قاب خمشی ویژه خرابایی بعد از تسلیم پرداختند که مقدار آسیب ناحیه غیرخطی ۱۰ درصد ناحیه خطی بود. نوعی دیگر از قاب‌های خرابایی خمشی ویژه استفاده از پنل‌های توخالی در قطعه ویژه است. هم از نظر اقتصادی و هم از نظر سهولت جهت عبور لوله‌های تأسیساتی نسبت به حالتی که از پنل‌های ضربدری در قطعه ویژه استفاده شود دارای مزیت است (Chao & Goel, 2006). بدین‌منظور باشا و گوئل (Basha & Goel, 1995; Basha, 1994) یک تیر خرابایی ۸/۸ متری با قطعه ویرندیل که بین دو ستون ۴ متری قرار گرفته است را مورد آزمایش قرار دادند. چوی و کیم (Choi & Kim, 2006) به بررسی ضریب رفتار قاب خمشی معمولی و ویژه با مهاربند هشتی پرداختند. دوسیکا و همکاران (Dusicka et al., 2002) در سال ۲۰۰۲ روابط برش ایجاد شده در سیستم قاب خمشی ویژه در ناحیه خرابایی تیرهای اصلی را ارائه نمودند.

نیازهای لرزه‌ای در ساختمان‌های اسکلت مهاربندی شده فولادی با مهاربندهای کماتش‌تاب در سال ۲۰۰۳ و بررسی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی متحدالمرکز سه و شش طبقه توسط سابلی و همکاران (Sabelli et al., 2003) انجام شد. لوپز و سابلی (López & Sabelli, 2004) در سال ۲۰۰۴ به ارائه ضوابط طراحی و بررسی روابط آیین‌نامه‌ای با نتایج آزمایشگاهی مهاربند کماتش‌تاب در سیستم‌های تک‌مهاربندی قطری، ۷ شکل

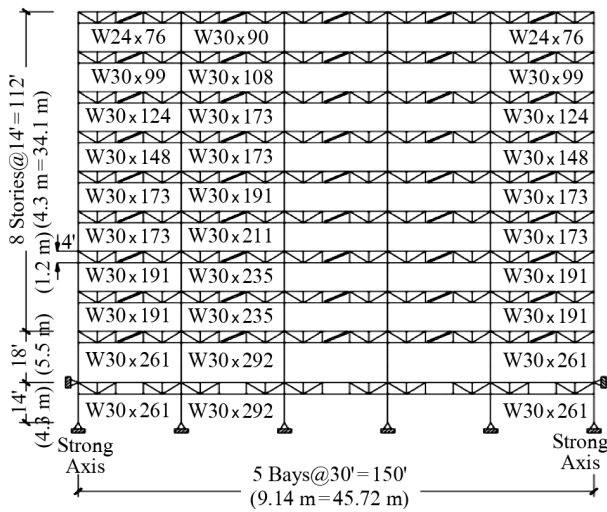
عملکرد بهتری را نسبت به روش پوش‌اور در تخمین بیشینه پاسخ سازه نشان داده است، نتایج عددی نشان داده است که این روش برای سازه‌های کوتاه‌مرتبه غیراقتصادی می‌باشد. سوگیهارجو و همکاران (Sugihardjo et al., 2022) در سال ۲۰۲۲ به مطالعه عملکرد قاب خرابایی ویژه ضربدیری در ساختمان‌های با ارتفاع مختلف پرداختند. آنها از تحلیل دینامیکی غیرخطی و پوش‌اور برای عملکرد مهاربندها در ساختمان ۱۱ طبقه (۴۴ متر)، ۱۲ طبقه (۴۸ متر) و ۱۳ طبقه (۵۲ متر) استفاده نمودند.

در مطالعات اخیر تمرکز محققین بر چگونگی تسلیم ناحیه سیستم خرابایی ویژه، تعمیر و بازسازی المان‌های فیوز و جلوگیری از تسلیم سایر المان‌های سازه‌ای بوده است. با این حال هنوز ضرورت بررسی جامع عملکرد این سیستم در حالت با و بدون ترکیب با سایر سیستم‌های استهلاک انرژی ضروری به نظر می‌رسد. از این‌رو در این مطالعه به منظور مستهلک نمودن نیروی وارده به سازه و بهره‌گیری بیش از پیش از این سیستم‌های سازه‌ای، از میراگرهای ویسکوز و اصطکاکی در ناحیه خرابایی ویژه استفاده شده و با مهاربند کمانش‌ناپذیر نیز بررسی شده است. زیرا در حالت ترکیب با میراگرها، با کوچک‌ترین لرزش وارده به سازه، میراگر فعال شده و در جهت کاهش ارتعاشات و مستهلک نمودن نیروهای وارده عمل خواهد نمود. در این راستا سیستم قاب خمشی با تیرهای خرابایی ویژه، در معرض هفت زلزله حوزه دور و هفت زلزله حوزه نزدیک قرار داده شده است و بیشینه شتاب‌های $1/0$ تا $1/5$ g با گام افزایشی $1/0$ g در تحلیل دینامیکی فزاینده به سازه‌های مورد مطالعه اعمال شده است. این مطالعه مقایسه عملکرد سیستم‌های مورد نظر با استفاده از میراگر ویسکوز، اصطکاکی و مهاربند کمانش‌ناپذیر را نیز در بر دارد. به منظور نیل به اهداف مطالعه از معیارهای خرابایی بر اساس تغییرمکان سازه و ارائه منحنی‌های شکنندگی طبق آیین‌نامه Hazus بهره گرفته شده است.

۲- سازه‌های مورد مطالعه

در این مقاله سازه‌های مطالعات پکجان و همکاران

(2017) در سال ۲۰۱۷ بارگذاری چرخه‌ای را بر روی سازه مقیاس واقعی و فعالیت لرزه‌ای بالا را اعمال کردند. مطالعه آنها بر روی رفتار لرزه‌ای قاب خمشی با خرابایی ویژه با دهانه بلند با اعضای خرابایی دو کاناله، طول دهانه $27/4$ متر و عمق خرپا $3/05$ متر بود. جیانسنیلاپادامرونک و همکاران (Jiansinlapadamrong et al., 2019) در سال ۲۰۱۹ به بررسی رفتار اعضای خارج از ناحیه ویژه در قاب خرابایی ویژه پرداختند. در این مطالعه آنها از نیروی برشی حداکثر برای طراحی ناحیه ویژه بهره گرفته بودند. چائو و همکاران (Chao et al., 2020) در سال ۲۰۲۰ قاب خرابایی ویژه را در آزمایشگاه با مقیاس واقعی به‌عنوان نماینده‌ای از سازه‌های مستقر در مناطق با لرزه‌خیزی بالا را بررسی نمودند. در این مطالعه رابطه جدیدی به‌منظور محاسبه مقاومت برشی قائم مورد انتظار در قطعه ویرندیل ارائه شده است تا روابط موجود در ضوابط فعلی آیین‌نامه آمریکا را که در صورت استفاده از مقاطع سنگین نتایج دست‌بالایی می‌دهد، بهبود بخشد. کومار و ساهو (Kumar & Sahoo, 2021) در سال ۲۰۲۱ به ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرابایی ویژه کوتاه تا بلندمرتبه با سه شکل متفاوت ناحیه ویژه ویرندیل تک، دو و سه تکه پرداختند. استفاده از چشمه‌های ویرندیل چند تکه به میزان قابل توجهی احتمال شکست قاب‌های کوتاه‌مرتبه (سه و شش طبقه) را کاهش داد، درحالی که ناحیه ویژه تک‌قسمته در قاب‌های ۹ و ۱۵ طبقه مفید واقع گردید. عسکریانی و همکاران (Askariani et al., 2021) در سال ۲۰۲۲ به ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرابایی ویژه مجهز به میراگر شکاف‌دار پرداختند. نتایج نشان داده است که استفاده از این میراگر در ناحیه ویژه، اتلاف انرژی سیستم را تا ۳۵۰ درصد و ظرفیت جابه‌جایی تجمعی آن را تا ۱۰۰ درصد افزایش می‌دهد. صادق‌پور و همکاران (Sadeghpour et al., 2022) در سال ۲۰۲۲ به ارزیابی روش‌های تحلیل پوش‌اور و مودال پوش‌اور در بهینه‌سازی قاب‌های خمشی خرابایی ویژه با استفاده از الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای پرداختند. علی‌رغم اینکه روش مودال پوش‌اور



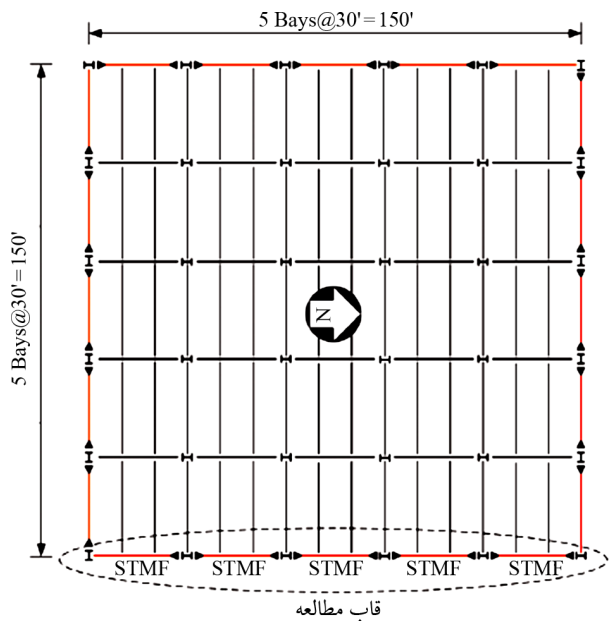
شکل (۳): سازه ۱۰ طبقه با مهاربند کمانش تاب مطالعات پکجان و همکاران (۲۰۰۹).

تمامی دهانه‌ها در عرض و ارتفاع دارای اعضای خریایی می‌باشند. سقف سازه‌ها کامپوزیت و مصالح ستون‌ها فولاد با مقاومت ۳۴۵ مگاپاسکال می‌باشد. مصالح اختصاص یافته به مهاربندهای کمانش تاب همانند ستون‌ها بوده و دارای مقاومت حد تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگاپاسکال می‌باشد. دوره تناوب سازه قاب خمشی خریایی ویژه با و بدون مهاربند کمانش تاب به ترتیب برابر با ۲/۱ و ۱/۹۲۵ ثانیه است.

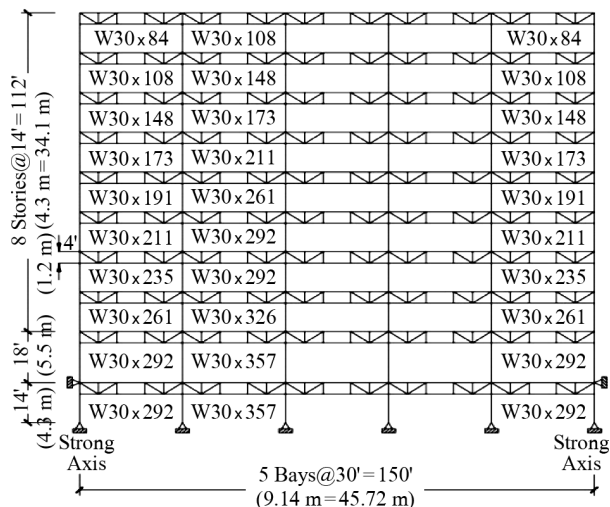
به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی به صورت غیرخطی ۴ مدل ده طبقه استفاده شده است که وجه تمایزشان در پیاده‌سازی ناحیه ویژه آنها می‌باشد. بدین صورت که یک بار حالت قطعه ویژه ویرندیل (بدون مهاربند یا میراگر) بوده و در بقیه حالات از مهاربند کمانش تاب، میراگر ویسکوز و میراگر اصطکاکی در داخل ناحیه ویژه استفاده شده است. در این راستا میراگرها به صورت قطری در داخل ناحیه ویژه قرار گرفته‌اند. سازه‌های نشان داده شده در شکل (۴-الف) و (۴-ب) به ترتیب سازه‌های قاب خمشی خریایی ویژه بدون مهاربند کمانش تاب و با مهاربند کمانش تاب می‌باشند که در نرم‌افزار OpenSEES پیاده‌سازی شده است. برای اعضای تیر، ستون و مهاربندها با در نظر گرفتن شرایط اتصال آنها، از المان‌های تیر ستون غیرخطی و جهت مدل‌سازی مصالح فولادی از Steel02 بهره گرفته شده است.

(Pekcan et al., 2009) در سال ۲۰۰۹ متشکل از یک سازه ۱۰ طبقه (۹ طبقه به همراه یک طبقه زیرزمین) مورد بررسی قرار گرفته است که از اطراف کاملاً به خاک زیر پی محصور است. پلان سازه مورد نظر در شکل (۱) نشان داده شده است.

در شکل‌های (۲) و (۳) سازه مورد نظر با و بدون جانمایی مهاربند کمانش تاب نمایش داده شده است. پلان این سازه متقارن و دارای ابعاد ۴۵/۷۲ در ۴۵/۷۲ متر بوده و ارتفاع آن ۳۹/۶۲ متر است. این سازه شامل پنج دهانه ۹/۱۴۴ متری است که

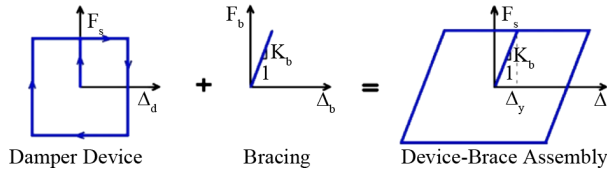


شکل (۱): پلان سازه ۱۰ طبقه مطالعات پکجان و همکاران (۲۰۰۹).



شکل (۲): سازه ۱۰ طبقه بدون مهاربند کمانش تاب مطالعات پکجان و همکاران (۲۰۰۹).

سازه از مدل رایلی استفاده شده است. جدول (۱) مقادیر جرم لرزه‌ای طبقات مختلف را گزارش می‌کند.

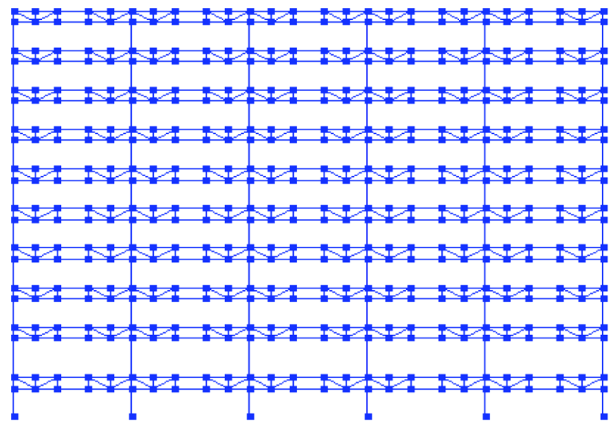


شکل (۵): مدل رفتاری میراگر اصطکاکی به همراه مهاربند در نرم‌افزار OpenSEES (Lee et al., 2008).

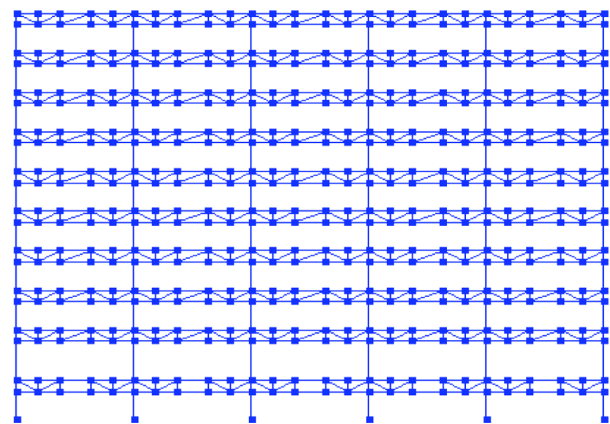
جدول (۱): جرم لرزه‌ای طبقات مختلف سازه (Pekcan et al., 2009).

جرم لرزه‌ای (kNs ² /m)	طبقه
۹۶۳	تراز زمین
۱۰۰۷	۱
۹۸۸	۲
۹۸۸	۳
۹۸۸	۴
۹۸۸	۵
۹۸۸	۶
۹۸۸	۷
۹۸۸	۸
۱۰۶۸	۹

کلید مدل‌های مورد مطالعه، در نرم‌افزار OpenSEES پیاده‌سازی و صحت‌سنجی شده‌اند. به منظور اعتبارسنجی مدل‌های مورد مطالعه، علاوه بر مقایسه زمان تناوب اصلی نوسان سازه‌ها طبق جدول (۲) با سازه مرجع، منحنی پوش‌اور سازه‌های مدل‌شده با سازه‌های اصلی و مرجع مورد مطابقت شکل (۶) مقایسه شده است. چوپرا و گوئل (Chopra & Goel, 2002) در سال ۲۰۰۲ دقت انجام تحلیل پوش‌اور و تحلیل دینامیکی غیرخطی را ارزیابی نمودند. آنها به منظور اثبات عملکرد مناسب تحلیل پوش‌اور نتایج دو روش تحلیل را بر روی سازه ۹ طبقه و در محدوده غیرخطی مورد مقایسه قرار دادند. بر اساس تئوری دینامیک سازه، در روش تحلیل پوش‌اور، علاوه بر سادگی تحلیل و زمان اندک برای انجام آن، الگوی توزیع نیرو در سازه را نیز حفظ می‌نماید. در علم مهندسی سازه، این روش برای



الف) بدون مهاربند کمانش‌تاب



ب) با مهاربند کمانش‌تاب

شکل (۴): سازه قاب خمشی خرابایی ویژه پیاده‌سازی شده در نرم‌افزار OpenSEES.

به منظور مدل‌سازی مهاربندها از المان element nonlinearBeamColumn به صورت دوسر مفصل و مصالح uniaxialMaterial Steel02 استفاده شده است. میراگر ویسکوز از المان میراگر ویسکوز که با مصالح Viscous در نرم‌افزار OpenSEES تعریف گردیده، استفاده شده است که به همراه المان با طول صفر^۳ به کار می‌رود. از آنجایی که رفتار هیستریزیس میراگرهای اصطکاکی دارای یک سطح آستانه لغزش می‌باشد، جهت مدل‌سازی از ترکیب مصالح الاستیک و پلاستیک به صورت فنرهای سری استفاده شده است. بدین منظور از دستور uniaxialMaterial Series استفاده شده است (Mazzoni et al., 2006; Lee et al., 2008).

در شکل (۵) نمودار رفتاری میراگر اصطکاکی در نرم‌افزار نشان داده شده است. در این مطالعه برای مدل‌سازی میرایی ذاتی

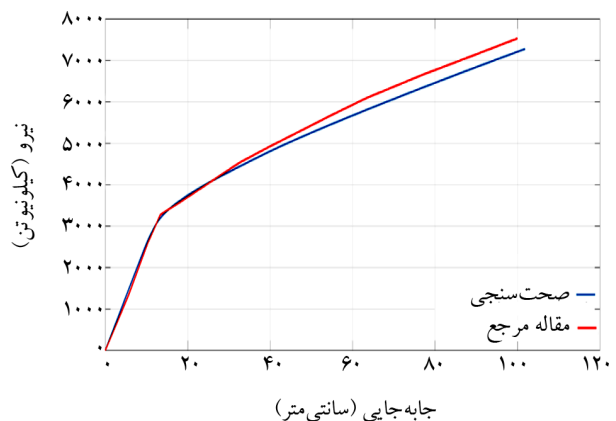
مهم در تحلیل تاریخچه زمانی است، زیرا نتایج حاصل از این نوع تحلیل به طور محسوسی به شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده بستگی دارند و انتخاب یک شتاب‌نگاشت نامناسب می‌تواند نتایج را به طور کلی مخدوش سازد. شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر برای تحلیل تاریخچه زمانی باید تا حد امکان ویژگی‌هایی مشابه با زلزله محتمل در ساختگاه (محل احداث بنا) داشته باشند و به عبارت دیگر باید شرایط زلزله طرح را اقتناع کنند؛ بدین منظور توصیه می‌شود تا ویژگی‌های شتاب‌نگاشت‌های انتخابی مانند بزرگ‌ها، فاصله از گسل و چشمه لرزه‌زا تا جای ممکن نظیر محل احداث بنا باشند (ATC, 2009). در این مطالعه سازه‌های مورد بررسی تحت اثر ۷ شتاب‌نگاشت زلزله حوزه دور و ۷ شتاب‌نگاشت زلزله حوزه نزدیک مختلف قرار گرفته‌اند. سازه‌های مورد بررسی در حالات بدون وجود مهاربند، با وجود مهاربند کمانش‌تاب، میراگر اصطکاکی و ویسکوز به صورت قطری در تیر خرابایی می‌باشند. سناریوهای لرزه‌ای مورد استفاده در این مطالعه بر اساس دستورالعمل FEMA P695 (ATC, 2009) انتخاب گردیده که در جداول (۳) و (۴) معرفی شده است. همچنین شکل‌های (۷) و (۸) به ترتیب معرف طیف پاسخ شتاب زلزله‌های حوزه دور و نزدیک اعمال شده به سازه‌ها می‌باشند. زلزله‌های منتخب از مرجع زلزله‌های سایت PEER گردآوری شده است. زلزله‌های اعمالی با توجه به دو بعدی بودن مدل سازه‌ای، تک‌مؤلفه‌ای با راستای قوی‌تر انتخاب و اعمال شده است و مؤلفه قائم زلزله در نظر گرفته نشده است.

برآورد نیازهای لرزه‌ای ساختمان‌های با پلان نامتقارن نیز گسترش یافته است (Chopra & Goel, 2004).

با توجه به مقادیر جدول (۲) خطای مدل‌سازی کمتر از ۰/۵ درصد می‌باشد که دقت بالای مدل‌سازی را نشان می‌دهد.

جدول (۲): مقایسه دوره تناوب اصلی سازه‌های ایجاد شده در نرم‌افزار OpenSEES و سازه‌های مرجع (Pekcan et al., 2009).

مدل	دوره تناوب اصلی مدل مرجع	دوره تناوب اصلی مدل OpenSees	خطا مدل (درصد)
سازه بدون مهاربند کمانش‌تاب	۱/۹۲۵ ثانیه	۱/۹۲۸ ثانیه	۰/۱۵
سازه با مهاربند کمانش‌تاب	۲/۱ ثانیه	۲/۱۱ ثانیه	۰/۴۷



شکل (۶): مقایسه نمودار پوش‌اور (نیرو-جاب‌جایی) با مطالعه حاضر و پکان و همکاران.

۳- سناریوهای لرزه‌ای

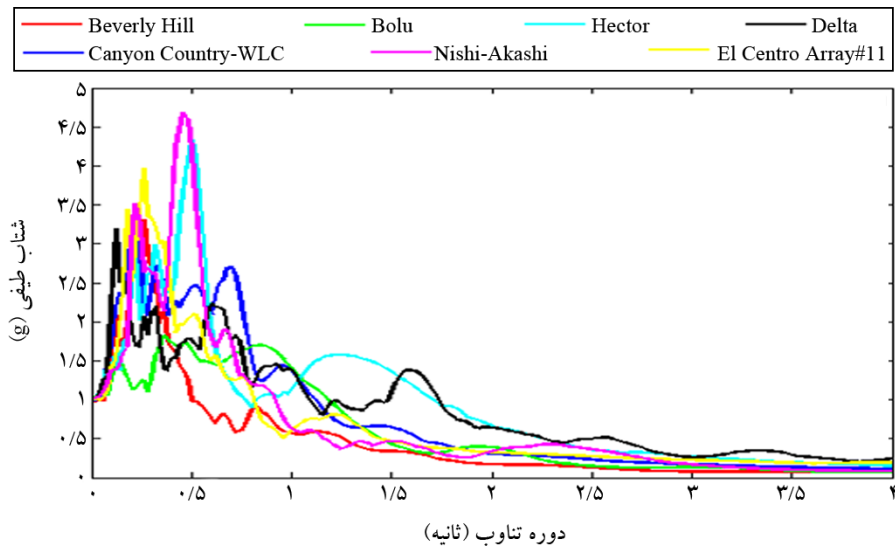
انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب، یکی از قدم‌های بسیار

جدول (۳): مشخصات زلزله‌های حوزه دور انتخاب شده.

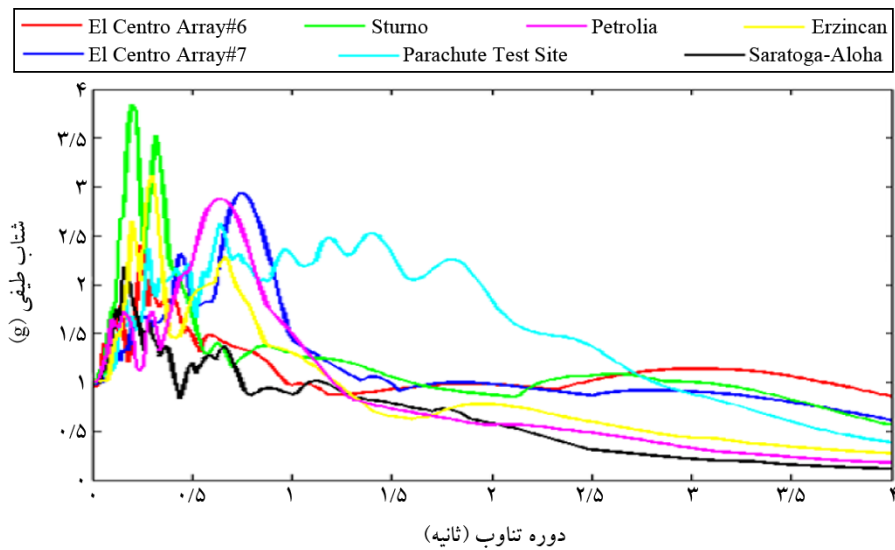
ردیف	زلزله	ایستگاه	بزرگ‌ها	سال وقوع	بیشینه شتاب (g)	فاصله مرکزی (کیلومتر)
۱	نورث‌ریج	Beverly Hill	۶/۷	۱۹۹۴	۰/۵۲	۱۳/۳
۲	نورث‌ریج	Canyon Country-WLC	۶/۷	۱۹۹۴	۰/۴۸	۲۶/۵
۳	دوزچه، ترکیه	Bolu	۷/۱	۱۹۹۹	۰/۸۲	۴۱/۳
۴	هکتور ماین	Hector	۷/۱	۱۹۹۹	۰/۳۴	۲۶/۵
۵	ایمپریال ولی	Delta	۶/۵	۱۹۷۹	۰/۳۵	۳۳/۷
۶	ایمپریال ولی	El Centro Array #11	۶/۵	۱۹۷۹	۰/۳۸	۲۹/۴
۷	کوبه، ژاپن	Nishi-Akashi	۶/۵	۱۹۹۵	۰/۵۱	۸/۷

جدول (۴): مشخصات زلزله‌های حوزه نزدیک انتخاب شده.

ردیف	زلزله	ایستگاه	بزرگا	سال وقوع	بیشینه شتاب (g)	فاصله مرکزی (کیلومتر)
۱	ایمپریال ولی-۰۶	El Centro Array #6	۶/۵	۱۹۷۹	۰/۴۴	۲۷/۵
۲	ایمپریال ولی-۰۶	El Centro Array #7	۶/۵	۱۹۷۹	۰/۴۶	۲۷/۶
۳	ایرینیا، ایتالیا-۰۱	Sturno	۶/۹	۱۹۸۰	۰/۳۱	۳۰/۴
۴	سوپرستیشن هیلز-۰۲	Parachute Test Site	۶/۵	۱۹۸۷	۰/۴۲	۱۶
۵	لوماپریتا	Saratoga – Aloha	۶/۹	۱۹۸۹	۰/۳۸	۲۷/۲
۶	ارزینکان، ترکیه	Erzincan	۶/۷	۱۹۹۲	۰/۴۹	۹
۷	کیپ‌مندوسینو	Petrolia	۷/۰	۱۹۹۲	۰/۶۳	۴/۵



شکل (۷): طیف پاسخ شتاب سیستم یک درجه آزادی زلزله‌های حوزه دور.



شکل (۸): طیف پاسخ شتاب سیستم یک درجه آزادی زلزله‌های حوزه نزدیک.

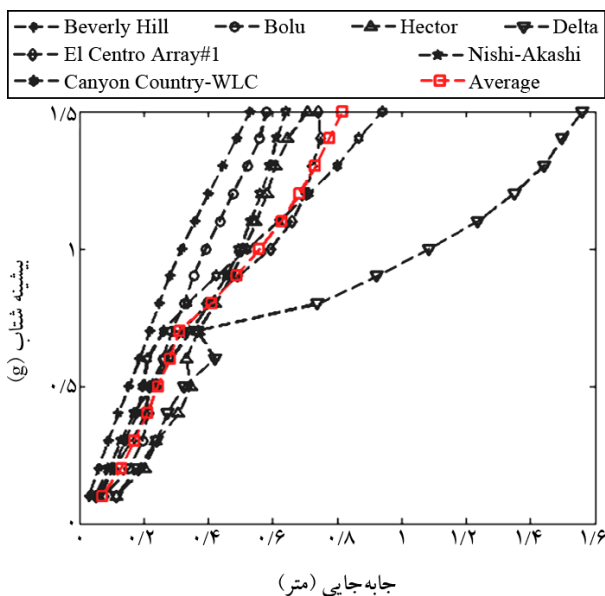
۴- تحلیل‌های دینامیکی فزاینده و منحنی شکنندگی

روش تحلیل فزاینده دینامیکی روش تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد است که رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت‌های مختلف بیان می‌کند. با توجه به ذات دینامیکی و غیرخطی این روش، یقیناً نتایج این روش در مقایسه با سایر انواع تحلیل‌ها مانند تحلیل‌های استاتیکی یا خطی به واقعیت رفتار سازه نزدیک‌تر است.

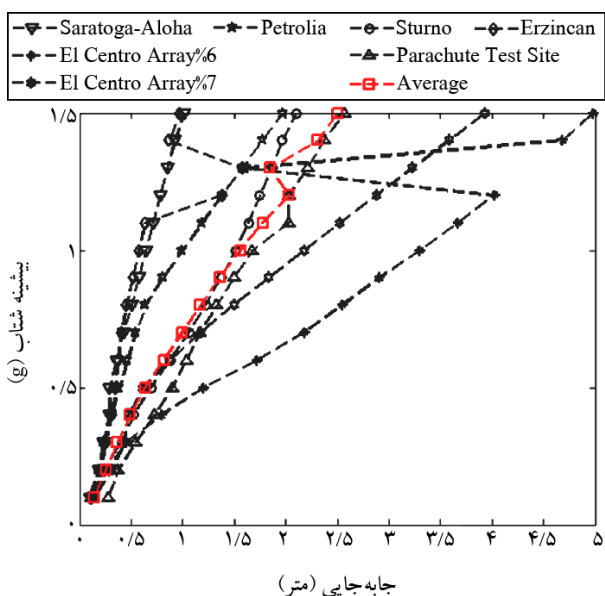
از آنجاکه پاسخ تحلیل‌های تاریخچه زمانی به شدت به رکوردها و مشخصات دینامیکی آنها وابسته است، عموماً تحلیل‌های تاریخچه زمانی و تحلیل فزاینده دینامیکی با بیش از یک رکورد انجام می‌شوند؛ اما گاهی تحلیل فزاینده دینامیکی با یک رکورد که با ضرایب مقیاس افزایشی مقیاس می‌شود، انجام می‌گیرد. در حالت کلی رفتار نمودارهای IDA به چند دسته طبقه‌بندی می‌شود. گاهی رفتار نمودار IDA به صورت رفتار نرم شونده می‌باشد؛ در این رفتار با رسیدن شدت زلزله به یک حد مشخص، با افزایش مقدار کمی به شدت زلزله، افزایش زیادی در پاسخ سازه رخ می‌دهد. به همین دلیل نمودار تحلیل IDA سازه‌ها بعد از شدت مشخصی از زلزله به صورت افقی دیده می‌شود. رفتار سخت‌شونده نیز نوع دیگری از رفتار نمودار IDA می‌باشد که در سازه‌ها ممکن است رخ دهد. نوع دیگری از نمودار IDA به صورت رفتار بازگشتی است؛ در رفتار بازگشتی نیز که اصطلاحاً پدیده پرش یا رد کردن نیز گفته می‌شود به این صورت است که سازه برای یک شدت خاص از زلزله خراب می‌شود اما برای شدت بیشتر خراب نمی‌شود یا پاسخ سازه کاهش می‌یابد.

این پدیده به علت نوع پالس تحریک رخ می‌دهد و به نسبت شتاب به سرعت و نسبت سرعت به جابه‌جایی حرکت زمین بستگی دارد. به منظور بررسی رفتار سیستم‌های مورد بررسی بر روی سازه‌ها اعم از سازه بدون مهاربند کمانش‌تاب، سازه با مهاربند کمانش‌تاب، سازه با میراگر ویسکوز و میراگر اصطکاکی پاسخ جابه‌جایی بام سازه‌ها با یکدیگر تحت اثر زلزله‌های اعمالی مورد بررسی قرار گرفته است. شتاب اعمال

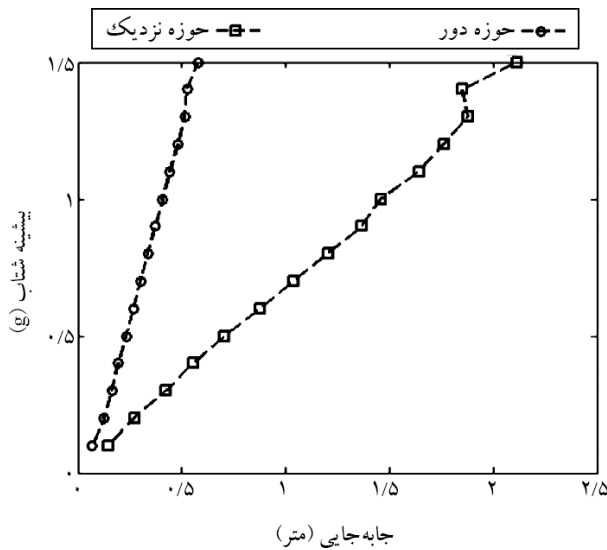
شده به سازه‌ها از $g/10$ تا $g/15$ انجام شده است و متوسط منحنی‌های IDA بر اساس حداکثر تغییر مکان بام سازه برای زلزله حوزه دور در شکل (۹) و برای زلزله حوزه نزدیک در شکل (۱۰) نشان داده شده است. مقایسه متوسط نمودارهای تحلیل دینامیکی فزاینده برای سازه در حالت بدون مهاربند کمانش‌تاب در شکل (۱۱) رسم شده است.



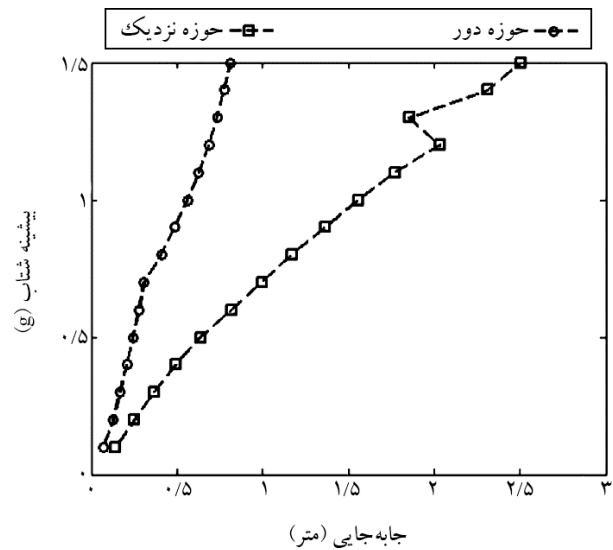
شکل (۹): نمودار IDA سازه بدون مهاربند تحت اثر زلزله‌های حوزه دور.



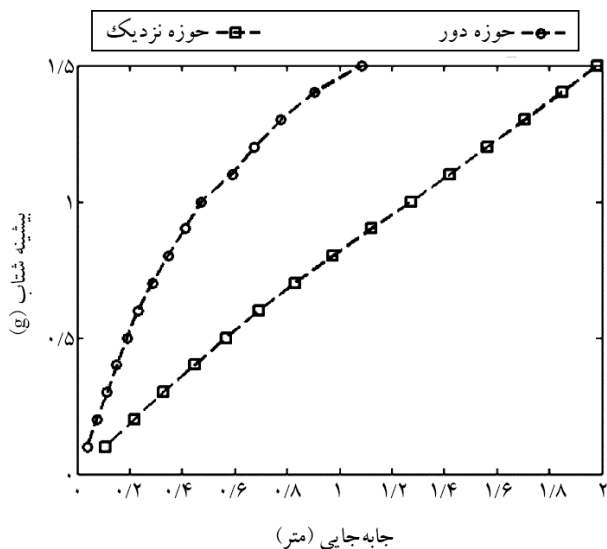
شکل (۱۰): نمودار IDA سازه بدون مهاربند تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک.



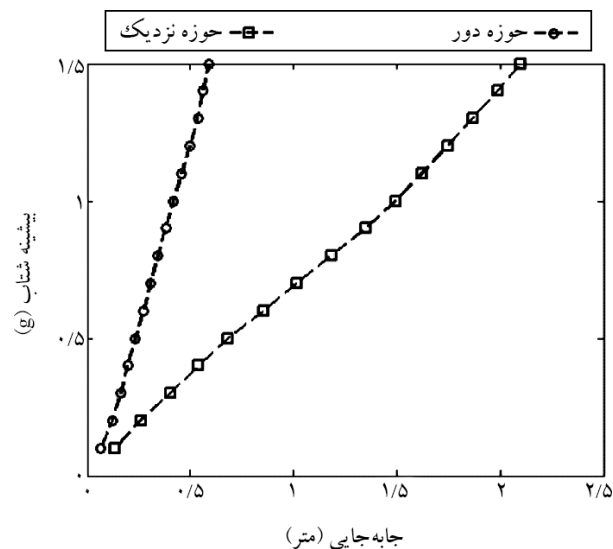
شکل (۱۳): متوسط نمودارهای IDA زلزله‌های حوزه دور و نزدیک برای سازه مجهز به میراگر ویسکاکتی.



شکل (۱۱): متوسط نمودارهای IDA زلزله‌های حوزه دور و نزدیک برای سازه بدون مهاربند.



شکل (۱۴): متوسط نمودارهای IDA زلزله‌های حوزه دور و نزدیک برای سازه مجهز به میراگر ویسکوز.



شکل (۱۲): متوسط نمودارهای IDA زلزله‌های حوزه دور و نزدیک برای سازه با مهاربند کمانش‌تاب.

می‌تواند در بازه زمانی کمتری انرژی بسیار زیادی را وارد سازه نماید. علاوه بر این در نمودار شتاب زلزله‌های حوزه نزدیک معمولاً یک پالس قوی مشاهده می‌شود که حالت ضربه‌ای به سازه نیرو وارد می‌نماید.

نمودار متوسط تحلیل دینامیکی فزاینده سازه‌های مجهز به میراگر اصطکاکی و ویسکوز در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) ارائه شده است. مقادیر متوسط تغییر مکان و درصد بهبود سیستم‌های مختلف به کار گرفته شده نسبت به حالت بدون مهاربند در جداول (۵) و

در شکل (۱۲) مقایسه متوسط نمودار تحلیل دینامیکی فزاینده برای سازه با مهاربند کمانش‌تاب نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌گردد زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور دارای پاسخ‌های بیشتری می‌باشند. این افزایش پاسخ‌ها نسبت به زلزله‌های حوزه دور به علت ماهیت پالس‌گونه بودن زلزله‌های حوزه نزدیک می‌باشد.

زلزله‌های حوزه نزدیک در نمودار تاریخچه زمانی سرعت و جابه‌جایی خود دارای پالس پر دامنه و زمان تناوب بلند بوده که

(۶) نشان داده شده است که درصد بهبود حداکثر تغییر مکان بام اصطکاکی و حالت سازه با مهاربند کماتش تاب می‌باشد. واحد برای سازه مجهز به میراگر ویسکوز بیشتر از حالت سازه با میراگر پاسخ تغییر مکان بام در جدول (۵) بر حسب متر است.

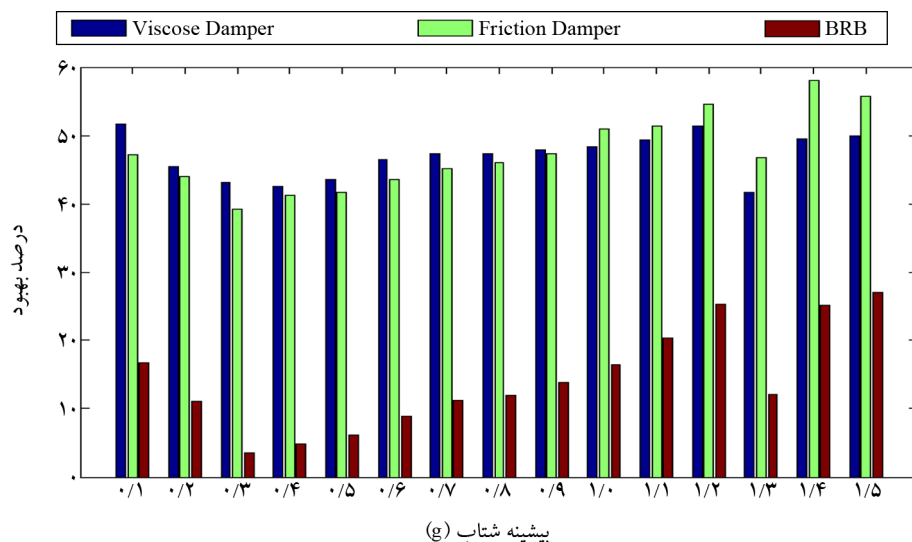
جدول (۵): نتایج پاسخ بام سازه برای سیستم‌های سازه‌ای مورد بررسی.

بیشینه شتاب (g)	بدون میراگر	با میراگر ویسکوز	با میراگر اصطکاکی	با مهاربند کماتش تاب
۰/۱	۰/۱۱۲	۰/۰۵۴	۰/۰۵۹	۰/۰۹۴
۰/۲	۰/۱۹۹	۰/۱۰۹	۰/۱۱۱	۰/۱۷۷
۰/۳	۰/۲۸۷	۰/۱۶۳	۰/۱۷۴	۰/۲۷۷
۰/۴	۰/۳۸۶	۰/۲۲۱	۰/۲۲۷	۰/۳۶۷
۰/۵	۰/۴۹۷	۰/۲۸۰	۰/۲۸۹	۰/۴۶۶
۰/۶	۰/۶۳۹	۰/۳۴۲	۰/۳۶۱	۰/۵۸۳
۰/۷	۰/۷۷۹	۰/۴۱۰	۰/۴۲۶	۰/۶۹۲
۰/۸	۰/۹۱۵	۰/۴۸۱	۰/۴۹۴	۰/۸۰۷
۰/۹	۱/۰۶۳	۰/۵۵۴	۰/۵۶۰	۰/۹۱۷
۱/۰	۱/۲۱۶	۰/۶۲۸	۰/۵۹۷	۱/۰۱۶
۱/۱	۱/۳۸۵	۰/۷۰۱	۰/۶۷۳	۱/۱۰۳
۱/۲	۱/۵۸۸	۰/۷۷۲	۰/۷۲۲	۱/۱۸۷
۱/۳	۱/۴۴۶	۰/۸۴۲	۰/۷۷۰	۱/۲۷۱
۱/۴	۱/۸۰۶	۰/۹۱۲	۰/۷۵۹	۱/۳۵۳
۱/۵	۱/۹۵۶	۰/۹۷۹	۰/۸۶۷	۱/۴۲۹

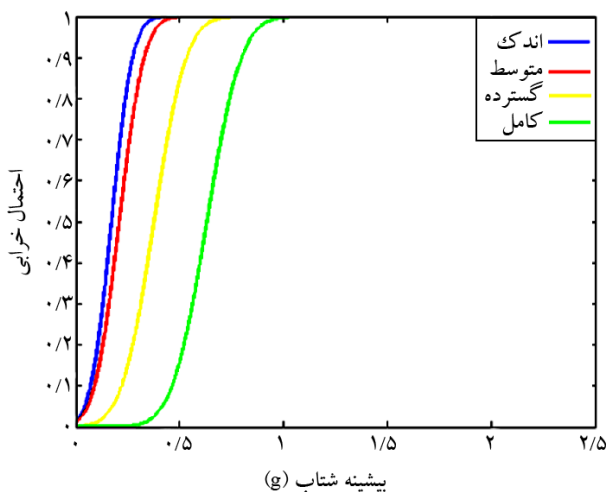
جدول (۶): متوسط درصد بهبود نتایج پاسخ بام سازه‌های مورد بررسی.

بیشینه شتاب (g)	درصد بهبود با میراگر ویسکوز نسبت به حالت بدون میراگر	درصد بهبود با میراگر اصطکاکی نسبت به حالت بدون میراگر	درصد بهبود با مهاربند کماتش تاب نسبت به حالت بدون مهاربند
۰/۱	۵۱/۷۲	۴۷/۱۶	۱۶/۷۶
۰/۲	۴۵/۴۰	۴۴/۰۴	۱۱/۱۲
۰/۳	۴۳/۲۱	۳۹/۲۴	۳/۵۸
۰/۴	۴۲/۶۵	۴۱/۳۴	۴/۸۹
۰/۵	۴۳/۶۶	۴۱/۷۷	۶/۲۰
۰/۶	۴۶/۴۶	۴۳/۵۵	۸/۸۳
۰/۷	۴۷/۳۴	۴۵/۲۳	۱۱/۱۷
۰/۸	۴۷/۴۲	۴۶/۰۵	۱۱/۸۶
۰/۹	۴۷/۸۸	۴۷/۳۱	۱۳/۷۵
۱/۰	۴۸/۳۱	۵۰/۹۳	۱۶/۴۶
۱/۱	۴۹/۴۰	۵۱/۵۱	۲۰/۳۶
۱/۲	۵۱/۴۲	۵۴/۵۲	۲۵/۲۵
۱/۳	۴۱/۷۷	۴۶/۷۷	۱۲/۱۱
۱/۴	۴۹/۵۰	۵۷/۹۹	۲۵/۰۸
۱/۵	۴۹/۹۷	۵۵/۶۹	۲۶/۹۴

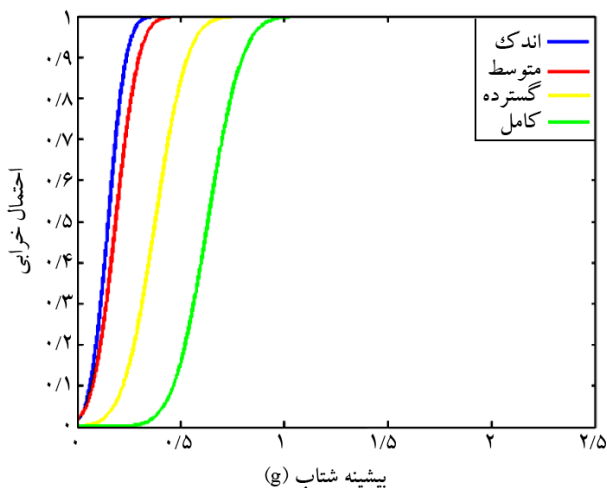
- همان‌گونه که از نمودارهای IDA تحت اثر بیشینه شتاب‌های مختلف زلزله برمی‌آید می‌توان مشاهده نمود که با افزایش بیشینه شتاب زلزله میزان جابه‌جایی نسبی کلی ایجاد شده افزایش می‌یابد. تحت اثر برخی زلزله‌ها جابه‌جایی نسبی کلی سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های مختلف متفاوت می‌باشند که مربوط به ماهیت زلزله‌ها و نحوه رفتار غیرخطی سازه‌ها در برابر زلزله بوده که چنین نمودارهایی حاصل شده است.
- با توجه به نمودار میله‌ای ارائه شده در شکل (۱۵) تا بیشینه شتاب‌های اعمالی $0.9g$ میراگر ویسکوز درصد بهبود نتایج بیشتری نسبت به میراگر اصطکاکی داشته است که به این دلیل می‌باشد که میراگر ویسکوز در تمامی لحظات اعمالی نیروی زلزله فعال بوده و در جهت کاهش پاسخ‌های سازه مشارکت می‌نماید ولی میراگر اصطکاکی تا لحظه لغزش استهلاکی در انرژی ورودی زلزله نداشته و سختی سازه دستخوش تغییرات نیست؛ اما پس از لغزش و شروع به مستهلک نمودن انرژی ورودی زلزله، عملکرد آن تا حدی بهتر از میراگر ویسکوز شده است.
- تعریف کیفی سطوح خرابی سازه‌ای فوق مطابق دستورالعمل هزوس (Hazus, 2011) به شرح ذیل است:
- خرابی سازه‌ای اندک: تغییر شکل‌های اندک در اتصالات یا ترک‌های مویی در برخی از جوش‌ها
 - خرابی سازه‌ای متوسط: برخی از اعضا تسلیم شده؛ به گونه‌ای که دوران‌های ماندگار در اتصالات قابل مشاهده است. در اتصالات جوشی برخی از جوش‌ها دچار ترک‌های اساسی شوند. در اتصالات پیچی برخی از بولت‌ها دچار شکستگی شده و یا قطر سوراخ پیچ‌ها افزایش یابد.
 - خرابی سازه‌ای گسترده: اغلب اعضا از ظرفیت تسلیم خود فراتر رفته‌اند که منجر به تغییر شکل‌های جانبی قابل توجه در سازه می‌شود. برخی از اعضای سازه‌ای یا اتصالات ممکن است از ظرفیت نهایی خود فراتر روند که منجر به دوران‌های اساسی اعضا در محل اتصالات، کمانش بال‌ها و گسیختگی اتصالات می‌گردد. فروریزش جزئی بخش‌هایی از سازه نیز به علت گسیختگی اعضای بحرانی و اتصالات محتمل است.
 - خرابی سازه‌ای کامل: بخش قابل توجهی از اعضای سازه‌ای از ظرفیت نهایی خود فراتر رفته‌اند؛ یا تعدادی از اعضای سازه‌ای بحرانی و اتصالات دچار گسیختگی شده‌اند که منجر به جابه‌جایی‌های جانبی دائمی خطرناک، فروریزش موضعی و یا فروریزش کلی ساختمان می‌گردد. با توجه به مقادیر جابه‌جایی نسبی معادل خرابی‌ها توسط آیین‌نامه هزوس که در جدول (۷) ارائه شده است منحنی شکنندگی سازه‌ها رسم می‌شود. برای رسم منحنی شکنندگی از تابع توزیع لوگ نرمال استفاده شده است.



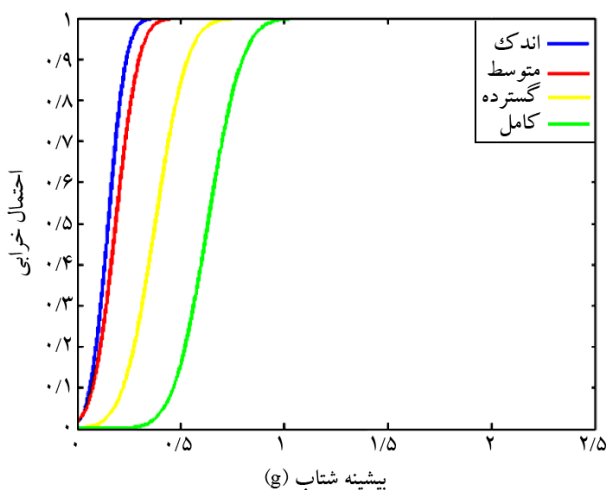
شکل (۱۵): نمودار میله‌ای متوسط بهبود نتایج در حالت‌های مختلف مورد بررسی تحت اثر بیشینه شتاب‌های اعمالی.



شکل (۱۶): منحنی شکنندگی سازه بدون مهاربند تحت زلزله‌های حوزه دور.



شکل (۱۷): منحنی شکنندگی سازه بدون مهاربند تحت زلزله‌های حوزه نزدیک.



شکل (۱۸): منحنی شکنندگی سازه با مهاربند کمانش تاب تحت زلزله‌های حوزه دور.

روابط توزیع احتمالاتی مذکور در روابط (۱) و (۲) به ترتیب برای تابع چگالی احتمال و توزیع تجمعی ارائه شده است.

$$\frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (1)$$

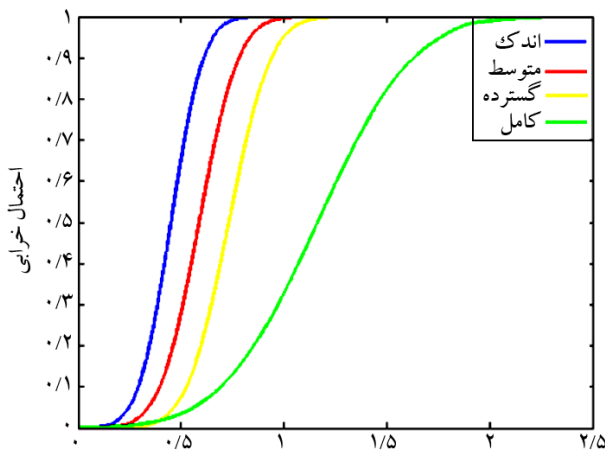
$$\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \operatorname{erf}\left[\frac{\ln x - \mu}{\sqrt{2}\sigma}\right] \quad (2)$$

مقادیر μ و σ به ترتیب برابر میانگین و انحراف معیار داده‌های هر سطح از خرابی می‌باشد. منحنی‌های شکست، خرابی را بین حالات ناچیز، متوسط، سنگین و کامل توزیع می‌کنند. این منحنی‌ها که می‌توانند به صورت نمودار نیز نشان داده شوند برای هر حالت خرابی در هر جنبش زمین جداگانه رسم می‌شوند و به عنوان ورودی در جریان محاسبه خسارت سازه‌ای وارد می‌شوند. برای تولید منحنی شکنندگی باید یک توزیع برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به دست می‌آید در نظر گرفت، که معمولاً از توزیع نرمال استفاده می‌شود.

جدول (۷): تغییر مکان نسبی معادل خرابی‌های ارائه شده در هزوس (Hazus, 2011).

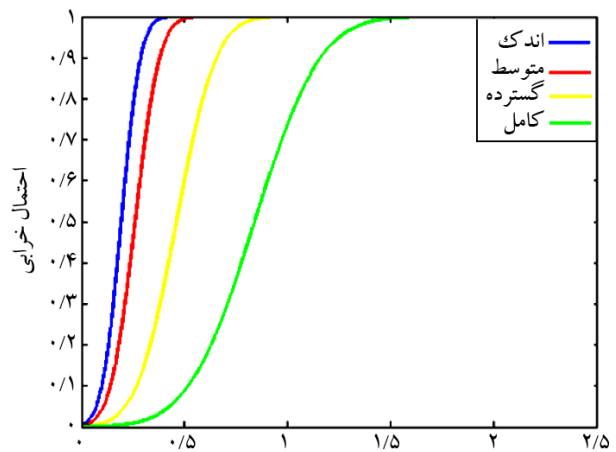
میزان خرابی	اندک	متوسط	گسترده	کامل
جابه‌جایی نسبی معادل	۰/۰۰۴	۰/۰۱۲	۰/۰۴	۰/۱

با در اختیار داشتن معیار جابه‌جایی نسبی معادل هر خرابی بیشینه شتاب‌های منجر شده با هر کدام از خرابی‌ها برای هفت زلزله حوزه دور و هفت زلزله حوزه نزدیک تعیین می‌گردد. با تعیین مقادیر بیشینه شتاب‌های هر کدام از سطوح خرابی برای هر دسته از زلزله‌ها مقادیر میانگین و انحراف از معیار محاسبه می‌گردد و بر اساس توزیع نرمال احتمال نمودارهای تجمعی برای هر سطح خرابی ترسیم می‌گردد. منحنی شکنندگی سازه‌ها در معرض زلزله‌های حوزه دور و نزدیک در شکل‌های (۱۶) تا (۲۳) نشان داده شده است. با توجه به منحنی شکنندگی سازه‌ها می‌توان مشاهده نمود که برای ایجاد خرابی‌های زیاد در سازه نیاز به بیشینه شتاب بیشتری می‌باشد.



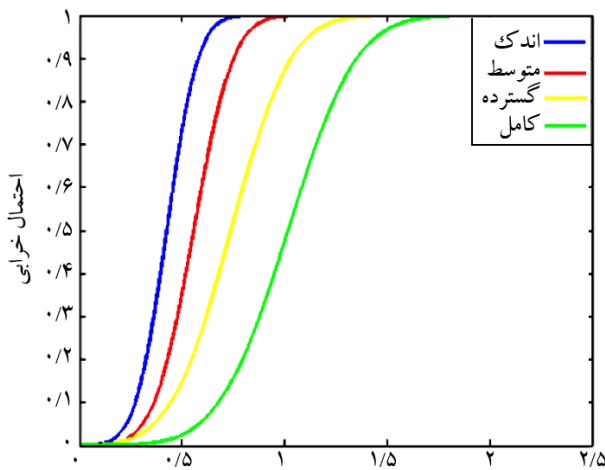
بیشینه شتاب (g)

شکل (۲۲): منحنی شکنندگی سازه با میراگر ویسکوز تحت زلزله‌های حوزه دور.



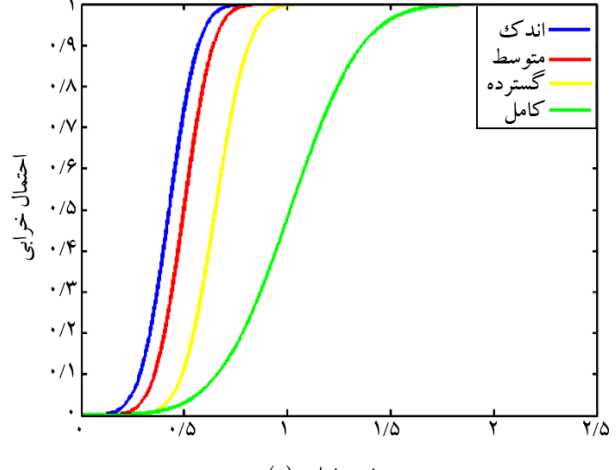
بیشینه شتاب (g)

شکل (۱۹): منحنی شکنندگی سازه با مهاربند کمانش‌تاب تحت زلزله‌های حوزه نزدیک.



بیشینه شتاب (g)

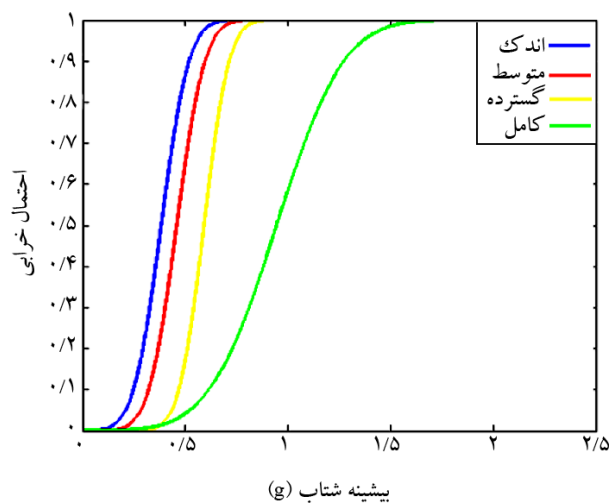
شکل (۲۳): منحنی شکنندگی سازه با میراگر ویسکوز تحت زلزله‌های حوزه نزدیک.



بیشینه شتاب (g)

شکل (۲۰): منحنی شکنندگی سازه با میراگر اصطکاکی تحت زلزله‌های حوزه دور.

تغییرات نمودار منحنی شکنندگی برای خرابی‌های جزئی شدیدتر می‌باشد. این به دلیل ایجاد خرابی‌های جزئی در بیشینه شتاب‌های پایین و حساس بودن این حد خرابی به بیشینه شتاب است. با توجه به اینکه در منحنی شکنندگی که با استفاده از تحلیل IDA به دست آمد وجود پارامترهای ذاتی زلزله‌ها، اعم از محتوای فرکانسی و در نظرگیری بیشینه شتاب‌های مختلف، باعث ایجاد پراکندگی بیشتر در نتایج تحلیل شده است، نمودار منحنی شکنندگی حاصله از این طریق نیز دارای گستردگی در نظرگیری رفتار بیشتری برای احتمال رخداد خرابی‌ها است. مقادیر بیشینه



بیشینه شتاب (g)

شکل (۲۱): منحنی شکنندگی سازه با میراگر اصطکاکی تحت زلزله‌های حوزه نزدیک.

میراگر اصطکاکی تحت اثر هفت زلزله حوزه دور و هفت زلزله حوزه نزدیک انجام گرفت. انجام تحلیل‌های دینامیکی فزاینده برای بیشینه شتاب‌های $g/10$ تا $g/1.5$ انجام شده است. اهم نتایج را به صورت زیر بیان نمود:

در سازه بدون مهاربند، سازه با مهاربند کمانش‌تاب، سازه مجهز به میراگر اصطکاکی و ویسکوز تحت اثر زلزله‌های حوزه دور، زلزله ایمپریال‌ولی در ۱۹۷۹ ایستگاه Delta بیشترین میزان جابه‌جایی و خرابی را ایجاد می‌نماید.

در سازه بدون مهاربند، سازه با مهاربند کمانش‌تاب، سازه مجهز به میراگر اصطکاکی و ویسکوز تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک، رکورد #۶ زلزله ایمپریال‌ولی در ۱۹۷۹ بیشترین میزان جابه‌جایی و خرابی را ایجاد می‌نماید.

تأثیر زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور بر روی تغییر مکان ایجاد شده در سازه و در نتیجه میزان خرابی‌ها بیشتر است و احتمال خرابی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک بیشتر از زلزله‌های حوزه دور می‌باشد. احتمال خرابی کامل سازه مجهز شده به مهاربند کمانش‌تاب، تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور $13/33$ درصد بیشتر است این مقدار در حالت افزودن میراگر اصطکاکی و ویسکوز به ترتیب برابر $12/5$ و $23/5$ می‌باشد.

طبق منحنی‌های شکنندگی خرابی سازه‌ها در محدوده‌ی جزئی با تغییرات اندک شتاب به شدت افزایش می‌یابد؛ زیرا این محدوده خرابی به شدت زلزله وابسته بوده و با تغییرات اندکی در میزان شتاب زلزله این خرابی‌ها بروز می‌دهد.

به دلیل گستردگی بیشینه شتاب‌های مختلف اعمالی به سازه‌ها در تحلیل IDA، شکل منحنی‌های شکنندگی در این روش به صورت S پهن می‌باشد که این خود نشانگر در نظرگیری احتمال خرابی برای بیشینه شتاب‌های مختلف زلزله‌ها می‌باشد. سازه مجهز به میراگر ویسکوز نسبت به سازه مجهز به میراگر اصطکاکی عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تری داشته و در کاهش میزان خرابی مؤثرتر می‌باشد. با افزودن مهاربند کمانش‌تاب به سازه عملکرد سیستم سازه‌ای قاب خمشی خرابایی ویژه افزایش یافته و

شتاب مورد نیاز برای احتمال خرابی ۵۰ درصد برای خرابی‌های مورد نظر تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک برای سازه‌های مورد نظر در جدول (۸) ارائه شده است. با مقایسه مقادیر بیشینه شتاب معادل خرابی با احتمال ۵۰ درصد برای حدود خرابی مختلف می‌توان عملکرد مناسب میراگرهای اصطکاکی و ویسکوز را در جذب و مستهلک نمودن انرژی ورودی به سازه تحت اثر زلزله‌های مختلف دریافت. همان‌گونه که در نمودارهای IDA مشاهده گردید تأثیر زلزله‌های حوزه نزدیک در خرابی سازه‌ها بیشتر از زلزله‌های حوزه دور می‌باشد. با افزودن میراگر اصطکاکی و میراگر ویسکوز خرابی‌های کم یا جزئی در بیشینه شتاب‌های بالاتری نسبت به حالت سازه بدون مهاربند و سازه با مهاربند رخ می‌دهد. خرابی‌های کم بیشتر بر روی نما و نازک‌کاری سازه تأثیر فراوان دارد که معمولاً در سازه‌ها هزینه‌های زیادی برای نازک‌کاری صرف می‌شود؛ در نتیجه با به‌کارگیری میراگرها می‌توان از خرابی‌های جزئی پیشگیری نمود و صرفه اقتصادی این سیستم سازه‌ای را نیز اثبات نمود.

جدول (۸): بیشینه شتاب مورد نیاز برای احتمال خرابی ۵۰ درصد بر حسب شتاب ثقل (g).

زلزله	مدل	میزان آسیب		
		اندک	متوسط	گسترده
Z1	بدون میراگر	۰/۱۷	۰/۲	۰/۶۳
	با مهاربند کمانش‌تاب	۰/۲۲	۰/۳	۰/۹۲
	با میراگر اصطکاکی	۰/۴۲	۰/۵	۱
	با میراگر ویسکوز	۰/۴۴	۰/۵۸	۱/۱۴
Z2	بدون میراگر	۰/۱۵	۰/۱۸	۰/۶۲
	با مهاربند کمانش‌تاب	۰/۱۹	۰/۲۵	۰/۸۴
	با میراگر اصطکاکی	۰/۳۸	۰/۴۵	۰/۹۴
	با میراگر ویسکوز	۰/۴۲	۰/۵۵	۱

۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه بررسی رفتار لرزه‌ای و همچنین به دست آوردن منحنی شکنندگی سازه‌های قاب خمشی با تیرهای خرابایی ویژه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب، میراگر ویسکوز و

Chao, S.H., Jiansinlapadamrong, C., Simasathien, S., & Okazaki, T. (2020). Full-scale testing and design of special truss moment frames for high-seismic areas. *Journal of Structural Engineering*, 146(3), 04019229.

Choi, H., & Kim, J. (2006). Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum. *Engineering Structures*, 28(2), 304-311.

Chopra, A.K., & Goel, R.K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 561-582.

Chopra, A.K., & Goel, R.K. (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33(8), 903-927.

Dusicka, P., Itani, A.M., & Sahai, R. (2002). Advances in the seismic design of special truss moment frames. In *Proceedings*, 185-196.

Fadden, M., & McCormick, J. (2012). Cyclic quasi-static testing of hollow structural section beam members. *Journal of Structural Engineering*, 138(5), 561-570.

Ghorbanpour, B., Khalilpasha, M.H., & Jahani, Z. (2011). Examination of different frames and structural systems in steel buildings. *The First Regional Conference of Civil Engineering* (in Persian).

Goel, S.C., & Chao, S.H. (2008). *Performance-Based Plastic Design: Earthquake-Resistant Steel Structures*. International Code Council.

Goel, S.C., & Itani, A.M. (1994). Seismic-resistant special truss-moment frames. *Journal of Structural Engineering*, 120(6), 1781-1797.

Hazus (2011). *Multi-Hazard Loss Estimation Methodology: Earthquake Model Hazus-MH MR5 Technical Manual*. FEMA: Washington, DC, USA.

Heidari, A., & Gharehbaghi, S. (2015). Seismic performance improvement of special truss moment frames using damage and energy concepts. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(7), 1055-1073.

Itani, A.M., & Goel, S.C. (1991). *Earthquake Resistance of Open Web Framing Systems*. Department of Civil Engineering, University of Michigan.

میزان خرابی‌ها نسبت به حالت بدون مهاربند کمتر است. تأثیر میراگرهای ویسکوز در کاهش پاسخ سازه در بازه زمانی بروز پالس در تاریخچه زمانی زلزله‌های حوزه نزدیک، بسیار بیشتر از میراگر اصطکاکی و مهاربند کمانش‌ناپذیر است. نتایج ارائه شده در این مطالعه محدود به سازه‌های مورد بررسی می‌باشد و به‌منظور کاربرد در سایر سازه‌های مهندسی بایستی انتخاب میراگرها بر اساس نوع رفتار سازه و مشخصات سازه‌ای انتخاب شوند.

References

مراجع

AISC. (2005). *Specification for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC, 36010.

Askariani S. S., Garivani S., Hasani M., & Hajirasouliha I. (2021). Special truss moment frames equipped with steel slit dampers. *International Journal of Steel Structures*, 1-19.

ATC (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. US Department of Homeland Security, Applied Technology Council, FEMA.

Basha H.S., & Goel S.C. (1995). Special truss moment frames with Vierendeel middle panel. *Engineering Structures*, 17(5), 352-358.

Basha, H.S.D. (1994). *Seismic-Resistant Truss Moment Frames with Ductile Vierendeel Segment*. University of Michigan.

Basha, H.S.D. (1994). *Seismic-Resistant Truss Moment Frames with Ductile Vierendeel Segment*. University of Michigan.

Chao, S.H., & Goel, S.C. (2006). *Performance-Based Plastic Design of Seismic Resistant Special Truss Moment Frames (STMF)*. Report No. UMCEE 06-03, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan. Ann Arbor, MI.

Chao, S.H., & Goel, S.C. (2008a). A modified equation for expected maximum shear strength of the special segment for design of special truss moment frames. *Engineering Journal-American Institute of Steel Construction Inc*, 45(2), 117-125.

Chao, S.H., & Goel, S.C. (2008b). Performance-based plastic design of special truss moment frames. *Engineering Journal*, 45(2), 127.

Sabelli, R., Roeder, C.W., & Hajjar, J.F. (2013). Seismic design of steel special concentrically braced frame systems. *NEHRP, Gaithersburg, USA, Seismic Design Technical Brief*, 8.

Sadeghpour, M., Kalatjari, V., & Pahlavan, H. (2022). Evaluation of NSP and MPA Methods to Optimize Special Truss Moment Frames (STMF) Using Island Genetic Algorithm. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 66(1), 193-209.

Simasathien, S. (2016). *Cyclic Loading Performance of Special Truss Moment Frames and modified Structural Layouts for Staggered Truss Framing System for Seismically Active Areas* (Doctoral Dissertation, Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Texas at Arlington).

Sugihardjo, H., Habieb, A.B., & Karuniawan, R. (2022). Seismic performance of special truss moment frames with X-bracing type: influence of building height. *Civil and Environmental Engineering*, 18(2), 631-640.

Viest, I.M., Colaco, J.P., Furlong, R.W., Griffis, L.G., Leon, R.T., & Wyllie, L.A.J. (1997). *Composite Construction Design for Buildings*.

واژه نامه

- Special Truss Moment Frame (STMF) ۱- تیر خربایه ویژه
- Energy Dissipation Devices (EDDs) ۲- دستگاههه اتلاف انرژی
- Zerolength ۳- طول صفر

Jiansinlapadamrong, C., Park, K., Hooper, J., & Chao, S.H. (2019). Seismic design and performance evaluation of long-span special truss moment frames. *Journal of Structural Engineering*, 145(7), 04019053.

Jiansinlapadamrong, C., Simasathien, S., Okazaki, T., & Chao, S.H. (2017). Cyclic loading performance of full-scale special truss moment frame with innovative details for high seismic activity. In *Proceedings of 16th World Conference on Earthquake (16WCEE)*.

Kim, J., Lee, J., & Kang, H. (2016). Seismic retrofit of special truss moment frames using viscous dampers. *Journal of Constructional Steel Research*, 123, 53-67.

Kumar, R., & Sahoo, D.R. (2021). Seismic fragility of steel special truss moment frames with multiple ductile vierendeel panels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 143, 106603.

Lee, S.K., Park, J.H., Moon, B.W., Min, K.W., Lee, S.H., & Kim, J. (2008). Design of a bracing-friction damper system for seismic retrofitting. *Smart Structures and Systems*, 4(5), 685-696.

López, W.A., & Sabelli, R. (2004). Seismic design of buckling-restrained braced frames. *Steel tips*, 78.

Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. & Fenves, G.L. (2006). OpenSees command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, 264(1), 137-158.

Parra-Montesinos, G.J., Goel, S.C., & Kim, K.Y. (2006). Behavior of steel double-channel built-up chords of special truss moment frames under reversed cyclic bending. *Journal of Structural Engineering*, 132(9), 1343-1351.

Paulay, T., & Priestley, M.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, 768. New York: Wiley.

PEER Ground Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/>

Pekcan, G., Linke, C., & Itani, A. (2009). Damage avoidance design of special truss moment frames with energy dissipating devices. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(6), 1374-1384.

Sabelli, R., Mahin, S., & Chang, C. (2003). Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 25(5), 655-666.

Seismic Behavior Evaluation of Special Truss Moment Frames (STMFs) Equipped with Buckling Restrained Braces, Viscous and Friction Dampers under Far and Near Field Earthquakes

Sasan Mostaghimi Tehrani¹, Morteza Raissi Dehkordi^{2*}, Gholamreza Ghodrati Amiri³ and Elham Rajabi⁴

1. M.Sc. Graduate, Earthquake Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran
2. Associate Professor, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran,
*Corresponding Author, email: mraissi@iust.ac.ir
3. Professor, School of Civil Eng., Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran
4. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tafresh University, Tafresh, Iran

In the engineering community, it is very important to study the seismic behavior and the different damage states of structures under far/near earthquakes, and safe design of structures seems necessary in the seismic active zones. Special Truss Moment Frame (STMF), as a lateral force resisting system, is similar to other common moment frames; however, the difference is in the existence of truss beams instead of solid-section beams. Since the depth of truss beams is usually greater, they have more stiffness and are more resistant against bending moments than other beams. As a result, they are suitable for long spans. To prevent the formation of plastic hinges in the columns, an area is determined in the middle of the truss beams, which is called a special segment. The role of the members in the special segment is to yield under lateral loads and prevent the creation and expansion of plastic hinges to other structural members. In other words, the special segment acts like a fuse and prevents the damage in other structural members. Therefore, this paper compares the seismic performance of special truss moment frames equipped with energy dissipation devices such as Buckling Restraint Braces (BRBs), Viscous Dampers (VDs), and Friction Dampers (FDs) under near and far field earthquakes. In this regard, the desired structures have been implemented in OpenSEES software, considering the non-linear behavior of materials, and subjected to incremental dynamic analysis (IDA) considering seven far-field and seven near-field earthquakes with peak ground accelerations of 0.1g to 1.5g with a fixed incremental step of 0.1g. In order to perform the nonlinear dynamic time history analysis, four ten-story models have been used, which differ in the implementation of their special segment. In this way, one of the cases has Vierendeel special segments (without braces or dampers), and in the rest of the cases, buckling restraint braces, viscous dampers and friction dampers were installed inside the special segments. For this purpose, dampers and braces are placed diagonally inside the special segments. The results of IDA indicate that the near-field earthquakes have more destructive effect on structures than far-field earthquakes. Moreover, the structures equipped with viscous dampers have a greater ability to absorb and dissipate the earthquake energy than other investigated systems. In the following, the comparison of the fragility curves for the studied structures has shown that the probability of complete failure of the structure equipped with buckling restraint braces near-field earthquakes is 13.33% more than far-field earthquakes. This value is equal to 12.5% and 23.5%, considering the friction and viscous dampers, respectively. Furthermore, the fragility curves indicate that damages in the structures increase strongly in the partial range with small changes in acceleration, because this range of damage depends on the intensity of the earthquake, and it occurs with small changes in the acceleration of the earthquake. The effect of viscous dampers in reducing the response of the structure at the moment of the earthquake pulse, in near-field earthquakes, is much higher than the friction dampers and buckling restraint braces.

Keywords: Special Truss Moment Frame, Buckling Restrained Brace, Viscous Damper, Friction Damper, Incremental Dynamic Analysis, Fragility Curve