

DOI: 10.48303/bese.2024.2033212.1181

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

بسیاری از ساختمان‌های بلندمرتبه در سراسر جهان، در فواصل نزدیک به گسل‌ها احداث شده‌اند. تعدادی از آنها نیز تلفات جانی و خسارات اقتصادی شدیدی را طی حرکات قوی زمین متحمل شده‌اند. با توجه به توسعه بلندمرتبه‌سازی در ایران، این مطالعه به بررسی اثر تحریکات نزدیک به گسل بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلندمرتبه بتن آرمه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی ویژه، مجهز به مهاربندهای کمانش‌ناپذیر بر اساس معیارهای پذیرش استاندارد ۲۸۰۰ می‌پردازد. بدین منظور ابتدا سازه‌ها بر اساس مباحث مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ۲۸۰۰، در نرم‌افزار ETABS طراحی دقیق شده، سپس رفتار غیرخطی مدل‌های سازه‌ای سه‌بعدی با تعداد طبقات ۱۲، ۱۶ و ۲۰ در نرم‌افزار OpenSees بر اساس ضوابط پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰ لرزه ایران بررسی شد و پاسخ لرزه‌ای المان‌ها به تفکیک تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در لرزه سطح طراحی به دست آمد. بر اساس نتایج، آسیب‌پذیرترین سازه، مدل ۲۰ طبقه نزدیک به گسل بود. همچنین در بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تحت تحریکات میدان نزدیک تغییرات از حدود ۲ درصد تا ۱۸ درصد بر اساس لرزه مورد بررسی در هر سازه متغیر است. پس از بررسی معیارهای پذیرش بر اساس پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰ ایران، امکان استفاده از این سیستم سازه‌ای بر اساس معیارهای مقاومتی و تغییرشکلی این استاندارد نیز تأیید شد.

واژگان کلیدی: سازه بلندمرتبه، معیارهای پذیرش، مهاربند کمانش‌ناپذیر، لرزه نزدیک گسل.

بررسی اثر تحریکات نزدیک گسل بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی بلندمرتبه مجهز به مهاربند کمانش‌ناپذیر بر اساس استاندارد ۲۸۰۰

علی ظریف مقدم باصفت

دانشجوی دکتری تخصصی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

حسین پهلوان

استادیار، گروه سازه و لرزه دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران، pahlavan@shahroodut.ac.ir

محمد شامخی امیری

استادیار، گروه سازه و لرزه دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

جلیل شفائی

دانشیار، گروه سازه و لرزه دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۱- مقدمه

و در نقاط نزدیک به سازه اثر می‌کند. این پالس‌ها شبیه به ضربه‌ای سهمگین در ابتدای زمین‌لرزه به سازه‌ها وارد شده، از ظرفیت سازه کاسته و فقط باقی‌مانده ظرفیت سازه به تقابل با ادامه زمین‌لرزه می‌پردازد. حال آنکه لرزه‌ای شدید با پالس اولیه مخرب قابل توجه، قطعاً پیامدهایی فاجعه‌بار برای انواع سازه خواهد داشت. هدف طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، طراحی سازه‌های مقاوم در برابر لرزه با استفاده از سیستم‌های نوین لرزه‌ای دارای قابلیت استهلاک انرژی بالا و تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی پایدار است. پس از زلزله ۱۹۶۶ پارک‌فیلد و ۱۹۷۱ کالیفرنیا، بولت اولین بار کلمه نزدیک گسل را به کاربرد که در آن زمان اهمیت این موضوع در طراحی سازه‌ها درک نگردیده بود،

با توجه به نرخ افزایش جمعیت و نیاز زندگی مدرن به بلندمرتبه‌سازی، لاجرم سازه‌های بلندمرتبه بسیاری در دنیا در فواصل نزدیک به گسل‌ها احداث می‌شوند. با توجه به ماهیت لرزه‌های نزدیک به گسل از جمله پالس‌های جهت‌دار و مخرب اولیه که در همان ابتدا به سرعت انتشار می‌یابند؛ باید راهکارهایی جهت تأمین پایداری و کاهش خسارت مالی و جانی در این سازه‌ها تعبیه نمود.

مشکل اصلی در این نوع از تحریکات زمین، علاوه بر نزدیکی به گسل که باعث می‌شود موج‌های لرزه‌ای که در فواصل دور میرا می‌شوند حضور داشته باشند؛ این است که در فواصل نزدیک به گسل نوعی پالس جهت‌دار در زمان‌های اولیه

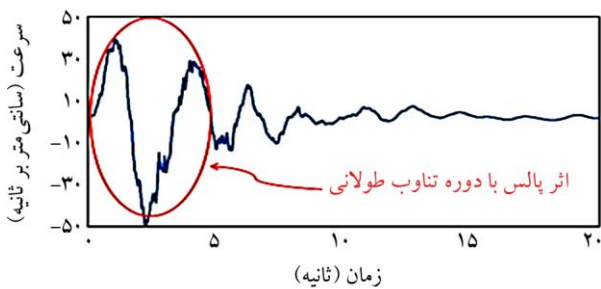
جهت گیری روبه جلو با یک پالس بزرگ مشخص می شوند که عمدتاً عمود بر گسل جهت گیری می کند و شامل پالس شتاب و سرعت است.

نمونه یک تحریک نزدیک گسل در شکل (۱) قابل مشاهده است. تحقیقات نشان داد که این پالس ها موجب افزایش تقاضای لرزه ای وارد بر سازه می گردد. میزان اختلاف تقاضا با حالت معمول بستگی به دوره پرتاب پالس و سایر مشخصات دینامیکی آن دارد (Alavi & Krawinkler, 2001; Vafaei & Eskandari, 2015).

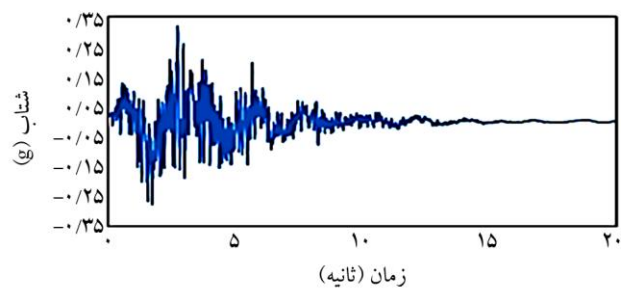
مهاربندهای کمانش ناپذیر که سختی و قابلیت استهلاک انرژی بالایی دارند ابتدا توسط محققین ژاپنی در دهه ی ۱۹۷۰ مورد بررسی قرار گرفتند. به تدریج تحقیقات وسیع تری روی این نوع مهاربند انجام شد و استفاده از این سیستم پس از زلزله کوبه ژاپن (۱۹۹۵) به سرعت افزایش یافت. بدین ترتیب ساختمان های ساخته شده با مهاربندهای کمانش ناپذیر تا سال ۲۰۰۴ در حدود ۲۵۰ ساختمان در ژاپن و ۲۵ ساختمان در آمریکا بود. یکی از مهم ترین دغدغه های مهندسين عمران ایجاد سازه هایی مقاوم در برابر زلزله و دیگر تحریکات جانبی می باشد تا ساختمان در زمان اعمال تحریک بتواند سختی جانبی کافی، قابلیت استهلاک انرژی مناسب و تحمل تغییر شکل های اعمالی را داشته باشد.

موضوع فاصله از گسل پس از زلزله های لندرز ۱۹۹۲، نورث ریچ ۱۹۹۴، کوبه ۱۹۹۵ و چی چی ۱۹۹۹ توجه بیشتری را در این رابطه به خود جلب کرد؛ اما امروزه تفاوت زلزله های نزدیک گسل با شاخص های تخریبی قابل توجه و بزرگ در مقایسه با زلزله دور از گسل کاملاً ملموس است. مطابق نظر سومرویل (Somerville, 2003) زمین لرزه به عنوان یک جابه جایی ناخواسته برشی، از نقطه ای روی گسل شروع شده و با سرعتی به بزرگی سرعت موج برشی آن، منتشر می گردد. انتشار خرابی گسل در راستای سایت بر اساس همین سرعت موج برشی، بیشترین انرژی زمین لرزه را باعث شده که در یک پالس بزرگ حرکتی در ابتدای زلزله ایجاد می گردد، همچنین روابط بین اجزای دینامیکی و اصلی جابه جایی های زمین لرزه نزدیک به گسل کاملاً پیچیده است. زلزله های نورث ریچ ۱۹۹۴ و لوماپریتا ۱۹۸۹ حتی اگر خرابی در سطح زمین ایجاد نکرده باشد، پالس های مخرب و قوی را به طور مستقیم تولید کردند که ترکیب مؤلفه های اصلی و دینامیکی زلزله در تاریخچه حرکت قوی زمین نمایش داده می شود.

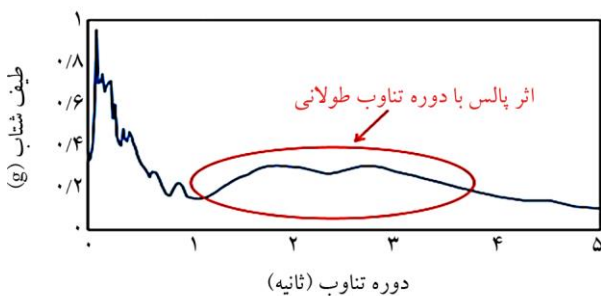
حرکات زمین نزدیک به گسل در مقایسه با حرکات زمین در حالت عادی تقاضای بیشتری را به سازه تحمیل می کند و با



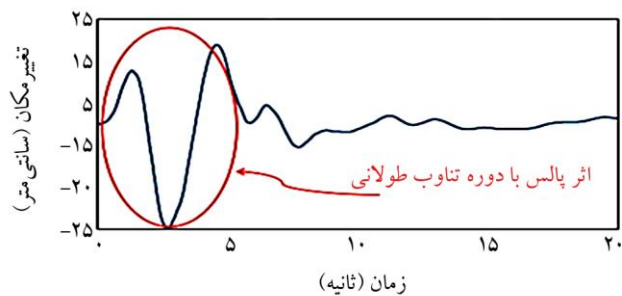
(ب) تاریخچه زمانی سرعت



(الف) تاریخچه زمانی شتاب



(ت) شتاب طیفی سنگ بستر



(ب) تاریخچه زمانی تغییر مکان

شکل (۱): گراف های شتاب، سرعت، تغییر مکان و طیف شتاب در تحریکات نزدیک گسل.

کرد که در زلزله‌های به بزرگای $6/7$ تا $7/3$ ریشتر تقاضای جابه‌جایی نسبی در حدود $0/05$ و همچنین تقاضای دوران پلاستیک حدود 4 تا 5 درصد رادین در اتصال تیر به ستون برای قاب‌های ۱۳ طبقه تحت زلزله‌ی حوزه نزدیک محتمل است؛ بنابراین نیاز بود تا به طریقی تغییر مکان سازه محدود شود. یکی از بهترین روش‌ها برای این منظور کنترل غیرفعال سازه در برابر زلزله می‌باشد. لین و همکاران (Lin et al., 2009) در بررسی‌های خود اعتمادپذیری سیستم‌های EBF^۲ و BRBF (قاب با مهاربند کمانش‌ناپذیر) را در فشار، با اعتمادپذیری سیستم‌های MRF^۱ مقایسه کردند. در حقیقت یک سری از تحلیل‌های سه‌بعدی تاریخچه زمانی غیرخطی را برای پنج ساختمان به‌عنوان نمونه انجام دادند. آنها همچنین اثر مهاربندی در قاب‌های ۵ و ۲۲ طبقه را بررسی کردند. با استفاده از تعریف حالات حدی و حد جابه‌جایی نسبی طبقات پیشنهادی توسط FEMA 356، احتمال شکست یا احتمال حالت حدی را محاسبه کردند. نتایج نشان داد که اثر قاب‌های مهاربندی می‌تواند با افزایش حرکات زمین به میزان قابل توجهی تغییر کند. قاب‌های مهاربندی اضافه شده به کاهش جابه‌جایی نسبی طبقات و کاهش احتمال شکست در برابر حرکات معمولی زمین کمک می‌کنند. از طرف دیگر، حرکات زمین در حوزه نزدیک انرژی ورودی در سیستم‌های سازه‌ای را در زمان بسیار کوتاه موجب می‌شوند. این خصوصیات باعث می‌شود تا تمرکز خسارت فقط در رابطه با EBF یا اعضای BRBF رخ ندهد و تقاضای جابه‌جایی نسبی طبقات در سیستم‌های EBF و BRBF افزایش نیابد؛ در نتیجه، قاب‌های مهاربندی اضافه شده می‌توانند به مقاومت در برابر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک تا حدی کمک کنند.

در سال ۲۰۱۲ از بهسازی و مقاوم‌سازی سازه بتن‌آرمه با شکل‌پذیری کم به‌وسیله مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر به‌عنوان روشی نوین نام برده و ارزیابی چرخه عمر سازه بر اساس هزینه نگهداری انجام گرفت و نتایج مورد قبول واقع گردید (Almeida et al., 2017). سال ۲۰۱۴ در تایلند به دنبال روشی برای بهسازی سازه‌های بتن‌آرمه بدون شکل‌پذیری به کمک روش‌های

ایجاد مهاربند در قاب‌های ساختمانی از روش‌های بهبود این قبیل خصیصه‌ها در سازه می‌باشد که همیشه مدنظر مهندسين بوده است، اما به کار بردن این روش در سازه‌های بتنی به دلیل تفاوت ماهیت سیستم لرزه بر و قاب ساختمانی از نظر جنس مواد از موضوعات نگران‌کننده است. سازه‌های بتنی با رویکردهای مختلف از جمله افزایش عمر سازه، تغییر کاربری و مقاوم‌سازی در برابر بلایای طبیعی به کمک مهاربند بهسازی می‌شوند. تحقیقات گنگ و همکارانش (Gong et al., 2017) در سال ۲۰۱۷ نشان داد در مقایسه انواع سیستم مهاربندی در سازه‌های بتنی مهاربند‌های کمانش‌تاب بسیار مؤثر بوده‌اند. مهاربند‌های کمانش‌تاب در قاب‌های ساختمانی بتن‌آرمه نیز مورد توجه قرار گرفته‌اند، زیرا امکان افزایش جذب انرژی و کاهش تقاضای لرزه‌ای تحت تحریک لرزه‌ای را در قاب‌های خمشی به دنبال دارند و به‌منظور مقاوم‌سازی قاب بتنی در تیرها و ستون‌های اطراف دهانه مهار می‌شوند (Almeida et al., 2017; Gong et al., 2017; Ung et al., 2004).

اولین بار واکابایاشی و همکاران (Wakabayashi et al., 1973) ایده‌ی استفاده از مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر را مطرح کردند. آنها مهاربند‌هایی از صفحات تخت فلزی ساخته و بین جفت پنل‌های پیش‌ساخته بتن مسلح قرار دادند. در تراز تغییرشکل‌های بالا، مقاومت مهاربند در فشار بالاتر از کشش به دست آمد. آنها در ادامه تحقیقات خود، ایده هسته فلزی مدفون در مقطع فلزی پر شده با بتن را توسعه دادند.

یوریز در سال ۲۰۰۵ (Uriz, 2005) از دانشگاه برکلی کالیفرنیا آزمایش‌هایی با اندازه‌های واقعی بر روی سیستم‌های مهاربندی همگرای ویژه (SCBF)^۱ انجام دادند و ضعف در فشار را در رفتار کمانشی مشاهده نمودند. این نقطه‌ضعف در سازه‌های با مهاربندی همگرا ایده اصلی استفاده از سیستم‌های مقید شده در برابر کمانش (BRBF)^۲ را مطرح کرد.

در سال ۲۰۰۶ کریشنان و همکاران (Krishnan et al., 2006) چند مطالعه موردی برای قاب‌های خمشی ۱۹ طبقه در حوزه نزدیک، مطابق آیین‌نامه زلزله UBC-97 انجام داد. وی مشاهده

نباید در طراحی نادیده گرفت (Zarif Moghadam Basefat, 2021). اخیراً از BRBها در ساختمان‌های بلند مجهز به سیستم کمربند خریایی نیز استفاده شده است که نشان‌دهنده توجه ویژه مهندس زلزله به این ابزار کنترل لرزه‌ای است (Bai et al., 2021). تیان و همکاران (۲۰۲۱) رابطه بین سختی، پایداری و رفتار خستگی در چرخه BRBs را کمی‌سازی کرد. همه شاخص‌های خرابی قطعات مورد ارزیابی قرار گرفت و شاخص‌های طراحی عملکرد لرزه‌ای برای هسته BRB بهینه شد، زیرا نتایج تحلیلی می‌تواند راه را برای توسعه روش طراحی سیستم‌های BRB-RCF هموار کند (Tian et al., 2021).

پهلوان و ظریف (۲۰۲۱) شکستگی قاب‌های بتن آرمه بلندمرتبه مجهز به مهاربند کمانش‌ناپذیر را بررسی کردند. آنها یک قاب شکل‌پذیر ویژه RC را که مطابق نسخه چهارم آیین‌نامه ایرانی طراحی شده بود در نظر گرفتند و آسیب‌پذیری سازه را بر اساس FEMA برآورد کردند (Chen & Bai, 2021; Pahlavan et al., 2017). در ادامه در سال ۲۰۲۴ نیز عملکرد احتمالاتی قاب‌های بتن آرمه بلندمرتبه مجهز به BRB را تحت تحریکات نزدیک گسل به دست آوردند؛ آنها رفتار غیرخطی این سازه را نیز تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی بار افزون بررسی کردند (Pahlavan et al., 2017; Zarif Moghadam Basefat et al., 2024; 2025). همچنین، در مطالعه سال ۱۴۰۳ ایشان، رفتار این سازه‌ها تحت زلزله‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفت (Zarif Moghadam Basefat, 2024).

پس از بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بلندمرتبه مجهز به مهاربند کمانش‌ناپذیر و تأیید امکان استفاده از این سیستم بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ است (Standards, 2014). افزایش روزافزون جمعیت و مسائل اقتصادی و در نتیجه نیاز به بلندمرتبه‌سازی به‌خصوص در زمینه سازه‌های بلندمرتبه بتن آرمه در نقاطی که مشکلات مهندسی پی داشته و نیاز به سازه با وزن کمتر و عملکرد مشابه احساس می‌گردد، لزوم این پژوهش را نشان می‌دهد. بدین منظور سه مدل سازه‌ای با تعداد طبقات نزدیک به سازه‌های داخل کشور با ضریب رفتار پیشنهادی

انرژی بودند، در آزمایشگاه نمونه‌ای با اندازه‌های واقعی ساخته و به کمک مهاربندهای کمانش‌ناپذیر تقویت گردید که روشی مؤثر در پاسخ کلی سازه بود (Freddi et al., 2012).

در سال ۲۰۱۵ مطالعه‌ای بر روی انواع مختلف مهاربند کمانش‌ناپذیر که امکان استفاده در قاب بتن آرمه آسیب‌دیده را دارند انجام شد و اثر میان‌قاب‌ها را نیز به‌نوعی در نظر گرفتند و پس از انجام آزمایش‌ها در مقیاس واقعی آن را با نتایج مد نظر مقایسه کردند که دقت قابل قبولی داشت. در سال ۲۰۱۶ نیز در دانشگاه تایوان بر روی نحوه انتقال نیرو از مهاربند کمانش‌تاب به عضو بتنی که مهاربند در آن فرو می‌رود تحقیقاتی انجام گرفت که نشان داد این انتقال نیرو می‌تواند از طریق یک بلوک فشاری که پس از فرورفتن مهاربند در قاب بتن آرمه در پای مهاربند اجرا شده انجام گردد و به‌نوعی انتقال نیرو تسهیل گردد. در سال ۲۰۱۷ بر روی بهسازی سازه‌ای بتنی با کاربری آموزشی در کشور پرتغال مطالعه‌ای انجام شد که این سازه بتن مسلح به کمک مهاربندهای کمانش‌تاب ابتدا به کمک فرمول‌بندی کسای و همکارانش که در سال ۱۹۹۸ ارائه گردید مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج این بررسی افزایش چشمگیر مقاومت، تغییر شکل و ظرفیت جذب انرژی را در این قاب بتنی نشان داد که تغییر منحنی ظرفیت و چند برابر شدن سطح زیر آن خود حاکی از این موضوع است (Almeida et al., 2019; Corte et al., 2015; Khampanit et al., 2014; Pan et al., 2016).

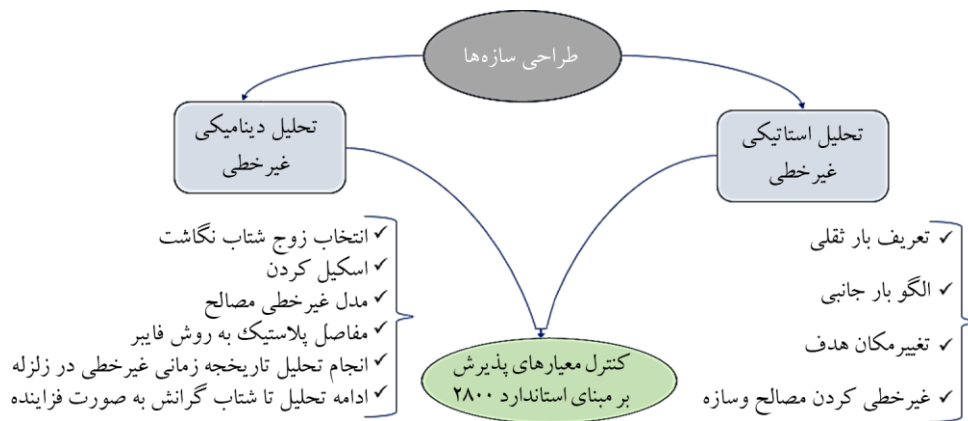
مجموعه‌ای از قاب‌های بتن مسلح مجهز به مهاربند کمانش‌ناپذیر در سال ۲۰۲۱ طراحی شد. اثر مهاربندی در این قاب‌ها با تعداد طبقات متفاوت به همراه نسبت برشی طبقه و عملکرد کلی قاب مورد بررسی قرار گرفت. با توجه به پاسخ‌های متفاوت قاب بتن آرمه مهاربندی‌شده پاسخ لرزه‌ای آن پیچیده بود و نتیجه یکسانی به دست نیامد. افزودن مهاربند کمانش‌ناپذیر توزیع برشی طبقه و همچنین تقاضای محوری در ستون‌های بتن آرمه را تغییر داد. علاوه بر این، مقاومت تسلیم، سختی الاستیک اولیه و اتلاف انرژی سیستم به‌دست آمده بیشتر از قاب‌ها و مهاربندها به‌تنهایی است؛ بنابراین، چنین تعامل و هم‌افزایی را

- است. مشخصات مدل استفاده شده به شرح زیر است:
- سازه در منطقه‌ای با خطر نسبی زیاد طراحی شده است.
- خاک محل احداث از تیپ III فرض شده است.
- برای مصالح بتن از Concrete 02 با مقاومت مشخصه ۳۰ مگاپاسکال استفاده شد.
- تنش تسلیم فولاد استفاده شده در تیر و ستون، برابر با ۲۴۰ مگاپاسکال است.
- تنش نهایی فولاد استفاده شده در تیر و ستون، برابر با ۳۷۰ مگاپاسکال است (برای مدل‌سازی مصالح فولادی از Steel 02 استفاده شد).
- مقاطع مهاربند کمانش‌تاب مطابق رفتار پیشنهادی شرکت رایبسون شامل فولاد نرمه برای هسته و در نظر گرفتن مقاطع مهاربند کمانش‌تاب مطابق رفتار پیشنهادی شرکت رایبسون

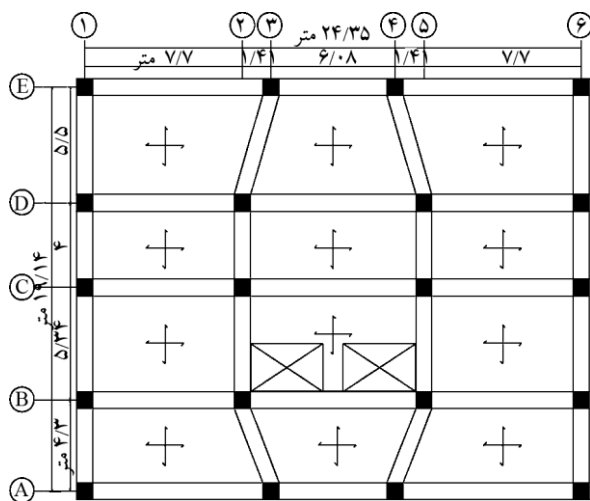
سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه بلندمرتبه، ارائه شده در تحقیقات ۲۰۱۷ پهلوان و همکاران (Pahlavan et al., 2017)، طراحی شد. در گام اول ابتدا تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون، سپس تحت آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی سازه‌ها ارزیابی شد. روند کلی انجام پژوهش مطابق شکل (۲) است.

۲- معرفی مدل‌های مورد استفاده در این پژوهش

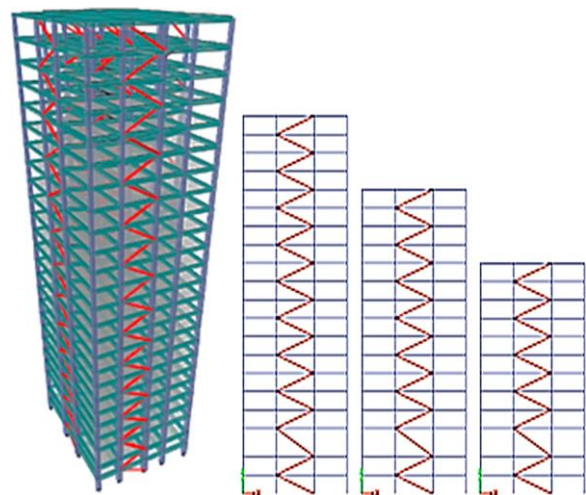
مدل‌های سه‌بعدی استفاده شده در این پژوهش، دارای تعداد طبقات ۱۲، ۱۶ و ۲۰، با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و دوگانه قاب خمشی بتن مسلح ویژه با مهاربند کمانش‌ناپذیر هستند. برش نمای سازه‌های پژوهش و پلان تیپ طبقات به ترتیب در شکل‌های (۳) و (۴) نمایش داده شده‌اند. ساختمان‌ها بر اساس آیین‌نامه‌های مرتبط در ایران طراحی شده



شکل (۲): روند انجام پژوهش.



شکل (۴): پلان تیر ریزی طبقات سازه‌های پژوهش.



شکل (۳): برش نما طبقات و مدل سه‌بعدی سازه‌های پژوهش.

میلگرد با نمره ۲۰ برای میلگردهای طولی و از میلگردهای نمره ۱۰ به فاصله ۱۲۵ میلی‌متر به‌عنوان میلگردهای برشی و خاموت استفاده شده است. بتن مورد استفاده در این مدل آزمایشگاهی دارای مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال و میلگردهای دارای تنش تسلیم ۴۱۸ مگاپاسکال و تنش نهایی ۵۹۶ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته بتن برابر با ۱۹۲۵۰۰ مگاپاسکال بوده است، آزمایش مقاومت فشاری بتن به نمونه استاندارد استوانه‌ای ۱۵۰×۳۰۰ میلی‌متر و با نرخ بارگذاری ۴×۱۰^{-۳} میلی‌متر بر ثانیه برای نمونه بتنی مسلح نشده و برای نمونه بتن آرمه از نرخ بارگذاری $۵/۶ \times ۱۰^{-۳}$ میلی‌متر بر ثانیه استفاده شده است. مدت عمل‌آوری بتن ۱۴ روز بوده است. این مدل آزمایشگاهی تحت بار ثقلی ۷۰۰ کیلونیوتن در هر ستون و تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی که در طبقه دوم مقدار ۱۰۰۰ کیلونیوتن به‌صورت جانبی به مدل اعمال شده، واقع شده است (Vecchio & Emar, 1992). سپس با رسم نمودار نیرو-جاب‌جایی برای دو حالت آزمایشگاهی و نرم‌افزاری در شکل (۵) به مقایسه نتایج حاصل از نرم‌افزار و نتایج آزمایشگاهی پرداخته شده است.

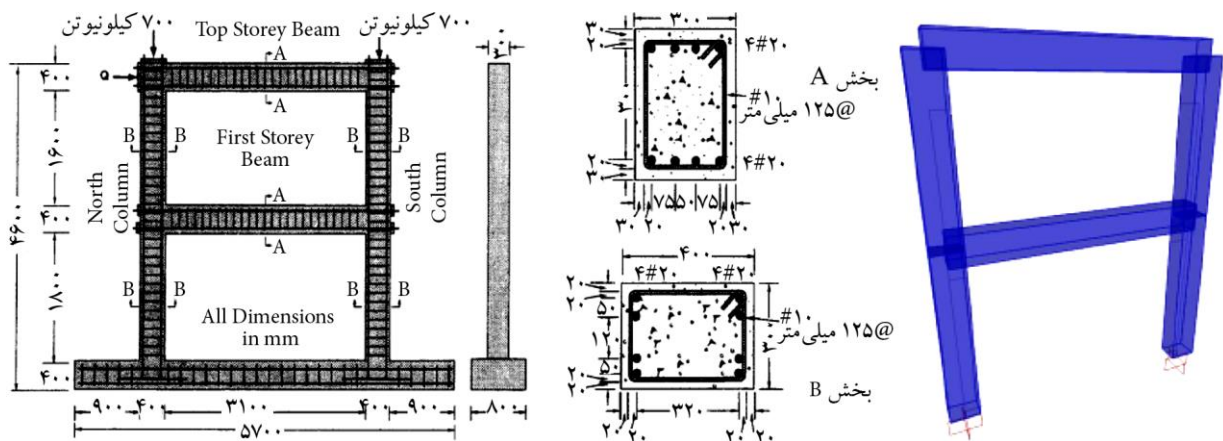
۳-۱- مدل رفتاری مصالح

در این پژوهش از مصالح تک‌محوری با دستور `uniaxialMaterial` برای تعریف مصالح فولاد میلگردهای S400، بتن هسته مرکزی و بتن پوشش داده شده است (Pahlavan et al., 2015).

شامل فولاد نرمه برای هسته و در نظر گرفتن ضرابی جهت شبیه‌سازی غلاف است. در نرم‌افزار OpenSees (McKenna et al., 2000) برای مدل‌سازی این مقاطع ابتدا بر اساس رفتار غیرخطی به‌دست آمده در نرم‌افزار ETABS مصالح هیستریزیس با شش مؤلفه تعریف شد، سپس این مصالح در ترکیب با مصالح فولادی اولیه به‌المان خراب اختصاص داده شد تا به این ترتیب رفتار کششی و فشاری به‌صورت محوری و بر اساس رفتار لرزه‌ای تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایشگاهی مدل شود.

۳- صحت‌سنجی مدل نرم‌افزار OpenSees با نتایج آزمایشگاهی

نخستین گام در مدل‌سازی هر نرم‌افزار اعتبارسنجی نتایج نرم‌افزار با رفتار واقعی سازه می‌باشد. در این پژوهش صحت‌سنجی برای مصالح فولادی و بتنی صورت گرفته است. صحت‌سنجی مصالح بتنی به شرح زیر است: در شکل (۵) مدل آزمایشگاهی و مدل نرم‌افزاری یک قاب یک دهانه دو طبقه قاب خمشی بتنی که تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی قرار گرفته، نشان داده شده است. مدل آزمایشگاهی استفاده شده دارای یک دهانه که طول آکس به آکس ستون‌ها ۳۵۰۰ میلی‌متر و دو طبقه با ارتفاع ۲۰۰۰ میلی‌متر برای هر طبقه می‌باشد و ارتفاع کل نمونه از زیر پی تا طبقه دوم برابر با ۴۶۰۰ میلی‌متر بوده است و مقاطع استفاده شده برای تمام المان‌ها با عرض ۳۰۰ و عمق ۴۰۰ میلی‌متر بوده است، در تمامی مقاطع تیر و ستون‌ها از دو لایه آرماتور به تعداد چهار



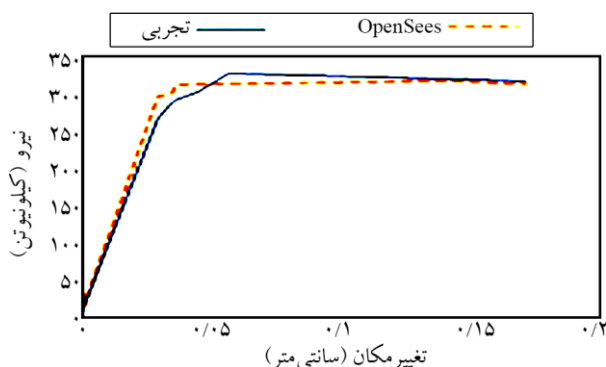
شکل (۵): جزئیات ابعاد و فولادگذاری قاب دوبعدی به‌منظور صحت‌سنجی (Vecchio & Emar, 1992).

و مفصل پلاستیک اعمال شد که ۱۰ درصد طول المان در ابتدا و انتها برای مقطع تیر و حدود ۱۰ درصد میانی طول المان مهاربند، مفصل پلاستیک اختصاص داده شد که مشخصات غیرخطی و نحوه غیرخطی شدن مقطع تا رسیدن به آستانه فروریزش مستقیماً از روی مشخصات غیرخطی مقطع دریافت می‌شود.

در آنالیز تاریخیچه زمانی غیرخطی نیز تمام مقاطع مشخصات غیرخطی برای اعمال رفتار غیرخطی را به روش فایبر و مستقیماً از رفتار غیرخطی مصالح دریافت کرده‌اند، در نتیجه رفتار غیرخطی مستقیم از مصالح به مقطع، سپس المان و در نهایت کل سازه اعمال می‌شود.

با توجه به اینکه تحلیل صورت گرفته در این پژوهش به صورت غیرخطی می‌باشد، از این رو برای تعریف المان‌های آن از دستور Element Nonlinear Beam Column استفاده گردیده است، به کمک این دستور المان‌ها به صورت غیرخطی مدل‌سازی شده است. این دستور اثرات غیر الاستیک را در سراسر المان توزیع می‌کند.

بعد از بررسی و انتخاب مدل رفتاری مصالح در نرم‌افزار OpenSees به مدل‌سازی نمونه آزمایشگاهی در نرم‌افزار OpenSees پرداخته شد و نمونه مدل‌سازی شده مطابق با نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری ثقلی و جانبی قرار گرفت و جابه‌جایی نمونه مدل‌سازی شده ناشی از بارگذاری جانبی استخراج گردید. سپس جابه‌جایی مدل آزمایشگاهی و نرم‌افزاری در شکل (۷) نمایش داده شد.



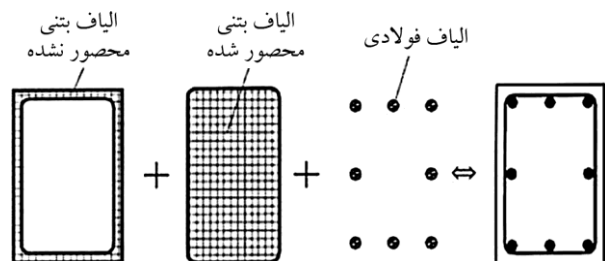
شکل (۷): مقایسه نتایج پوش‌اور نمونه آزمایشگاهی و نمونه مدل‌سازی شده در نرم‌افزار OpenSees.

از مصالح فولادی با دستور Steel02 که دارای سخت‌شوندگی ایزوتروپیک بوده و شرایط افت مقاومت و پارگی را نیز در نظر می‌گیرد استفاده شده است. از دستور Concrete02 برای ساخت مصالح بتنی تک‌محوری با مقاومت کششی و نرم‌شوندگی کششی خطی استفاده شده است؛ و برای نشان دادن اثر محصورشدگی بتن مرکزی به وسیله خاموت‌ها از رابطه ارائه شده توسط مندر استفاده شده است. اثر محصورشدگی در روابط مندر به صورت افزایش مقاومت فشاری بتن نشان داده شده است که از رابطه (۱) به دست آمده است (Mander et al., 1988).

$$F'_{cc} = KF'_{c0} \quad (1)$$

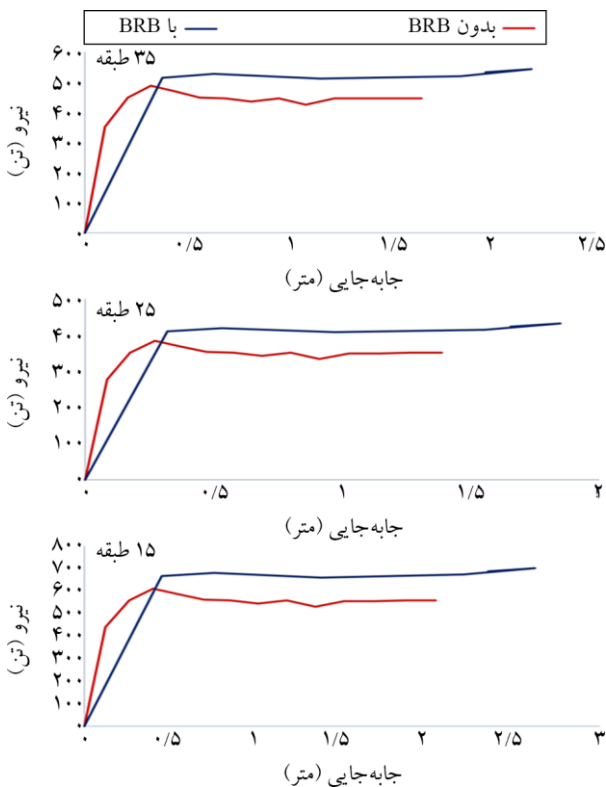
که در آن F'_{cc} نشان‌دهنده مقاومت فشاری بتن محصورشده و F'_{c0} نشان‌دهنده مقاومت فشاری بتن است.

برای تعریف مقاطع تیر و ستون در OpenSees از مقاطع فایبری^۵ استفاده شده است. شکل (۶) نحوه تجزیه مقطع بتن آرمه فایبری را نمایش می‌دهد.



شکل (۶): تجزیه مقطع مستطیلی بتن آرمه (Elnashai et al., 2000).

از مشخصات مقاطع الیافی می‌توان به این نکته اشاره نمود که به کمک این مقاطع می‌توان خصوصیات مختلف مصالح در هر مقطع از طول المان را به آن اعمال نمود. در زمینه رفتار غیرخطی در آنالیز استاتیکی غیرخطی بار افزون، برای مقاطع بتن آرمه، با توجه به استفاده از روش فایبر در ستون‌ها این مقاطع مستقیماً رفتار غیرخطی را از منحنی مشخصه مصالح دریافت کرده و به مقطع اعمال می‌کنند و در نتیجه مقطع، المان و در نهایت کل سازه رفتار غیرخطی را از مشخصات غیرخطی مصالح بر اساس پلاستیسیته گسترده دریافت می‌نمایند. در مورد تیرهای بتن آرمه و مهاربندها نیز رفتار غیرخطی المان به کمک پلاستیسیته متمرکز



شکل (۸): منحنی ظرفیت سازه‌ها.

(ASCE/SEI, 2022) را در مورد تحلیل تاریخچه زمانی سه‌جهته برآورده کرده و نیز به‌اندازه کافی قوی باشند تا بتوان حرکات بسیار قوی زمین را منظور کرد و متناظر با سطح خطر MCE باشند. همچنین شتاب‌نگاشت‌ها نباید مختص به ویژگی‌های دینامیکی و عملکردی سازه باشند و باید برای تحلیل انواع سازه‌ها مناسب باشند. همچنین بنا بر توصیه استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ به دلیل استفاده از هفت زوج شتاب‌نگاشت در این پژوهش از مقادیر میانگین خروجی‌های تحلیل استفاده شده است. با توجه به نتایج تحقیقات ظریف و همکاران ۲۰۲۱ و ۲۰۲۴ (Zarif Moghadam Basefat et al., 2024; Zarif Moghadam Basefat, 2021)، نتایج مربوط به بررسی حداکثر زلزله باورپذیر به کمک منحنی‌های شکنندگی بررسی شده است؛ لذا بررسی پارامترهای مورد تأیید استاندارد ۲۸۰۰ از جمله عدم زوال مقاومت و سختی در ناحیه غیرخطی، همچنین بررسی دررفت غیرخطی طبقات اطمینان لازم جهت استفاده از این سیستم سازه‌ای را فراهم خواهد کرد. تعداد ۱۴ شتاب‌نگاشت مربوط به ۲۲ رکورد پیشنهاد شده توسط دستورالعمل FEMA-P695 بر اساس فاصله از گسل و

نتایج حاصل از شکل (۷) حاکی از آن است که نتایج نرم‌افزاری و آزمایشگاهی نزدیک به هم بوده و از دقت بالایی برخوردار می‌باشد.

بر اساس ضریب رفتار پیشنهادی برای قاب خمشی بتن آرمه بلندمرتبه در تحقیقات پهلوان و ظریف که ۸/۵ به دست آمده است؛ سازه‌ها طراحی دقیق شده و سپس تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی بر اساس بارگذاری حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی و مود اول قرار گرفتند (Zarif Moghadam Basefat et al., 2024).

۴- آنالیز غیرخطی

۴-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون

بسیاری از محاسبین کشور سازه‌های بتن آرمه با تعداد طبقات بین ۸ تا ۱۵ طبقه طراحی می‌کنند. با توجه به زمان‌بر بودن آنالیز دینامیکی غیرخطی و پیچیده و دشوار بودن آن ابتدا پارامترهای عملکردی به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی می‌گردد. با توجه به توصیه استاندارد ۲۸۰۰ به طراحی سازه بر اساس سطح عملکرد ایمنی جانی و ضوابط مندرج در پیوست ب، ملاحظه شد که سازه‌ها پس از پوش شدن تا ۱۲۵ درصد تغییر مکان هدف، هیچ افت مقاومت محسوسی نداشته و نتایج قابل قبول است. همچنین مطابق پیوست ب استاندارد ۲۸۰۰ نسبت شکل‌پذیری نیز با نسبت شکل‌پذیری حداکثر مقایسه گردید و نتایج مجدد مورد تأیید بود.

۴-۲- خروجی‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی

پس از انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی پوش‌آور، منحنی ظرفیت سازه‌های پژوهش مطابق شکل (۸) به دست آمد.

۴-۳- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی

۴-۳-۱- انتخاب شتاب‌نگاشت

بنابر توصیه FEMA-P695 (FEMA, 2009) شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده برای تحلیل باید برای ارزیابی احتمال آسیب‌پذیری و فروریزش سازه تحت بزرگ‌ترین زلزله محتمل MCE^۶ مناسب باشد، بنابراین شتاب‌نگاشت‌ها باید الزامات آیین‌نامه ASCE 7-22

Gormon- Oso Pump Plant ایستگاه San-Fernando-1971

برای بررسی رفتار سازه تحت رکورد دور از گسل انجام شد. رفتار چرخه‌ای به‌دست آمده المان‌ها و کل سازه در نرم‌افزار OpenSees بر اساس منحنی هیستریزس ممان-انحنای المان‌های تیر و ستون و منحنی نیرو-تغییر مکان در مهاربندها بررسی شده است. با بررسی منحنی‌های هیستریزس مشاهده می‌گردد که المان‌های تیر و ستون و مهاربند به‌خوبی وارد ناحیه غیرخطی شده و حوزه فراتر از تجاعی پایدار مطلوب، در نتیجه جذب انرژی بالایی داشتند. منحنی‌های هیستریزس بزرگ و کشیده در شکل (۹) نشان از عدم زوال مقاومت و سختی درون سیکلی قابل توجه، قابلیت استهلاک انرژی بالا و برآورد کردن رفتار غیرخطی موردنظر توسط مدل سازه‌ای است.

انطباق با شرایط ساختگاهی و لرزه‌خیزی منطقه، نوع خاک و مکانیسم گسل‌های منطقه انتخاب و در جدول (۱) این ۱۴ شتاب‌نگاشت معرفی شدند. شتاب‌نگاشت‌ها از شماره ۱ تا شماره ۷ مربوط به رکوردهای نزدیک به گسل است.

۵- نتایج

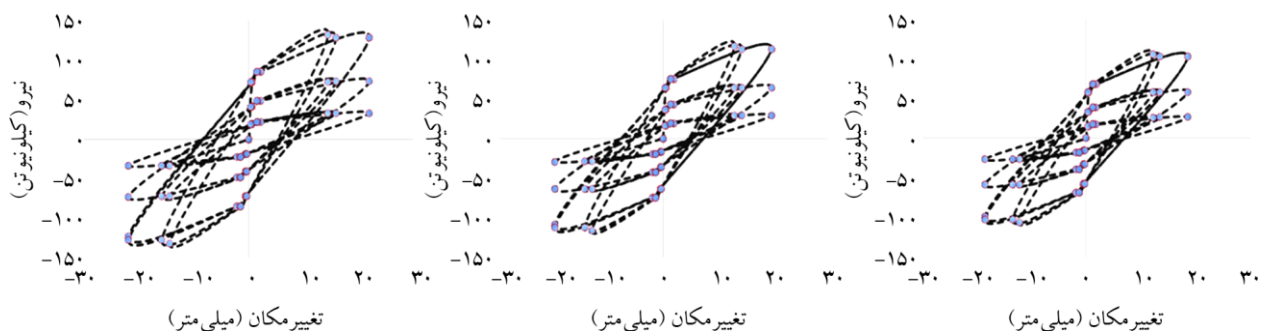
۵-۱- مقایسه رفتار المان‌های لرزه‌بر تحت تحریکات

نزدیک گسل و دور از گسل

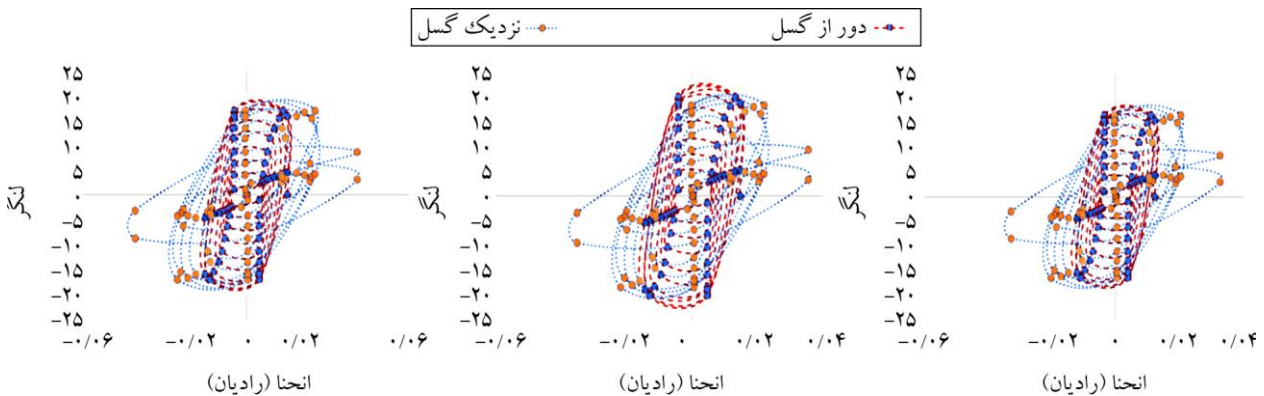
در گام اول ابتدا رفتارسنجی و بررسی عملکردی سازه‌های مورد پژوهش در طول زلزله تحت رکورد زلزله Northridge-1994 ایستگاه N-Hollywood- Coldwater Can برای بررسی رفتار سازه تحت رکورد نزدیک گسل و رکورد زلزله

جدول (۱): رکوردهای زلزله مورد استفاده در پژوهش (FEMA, 2009).

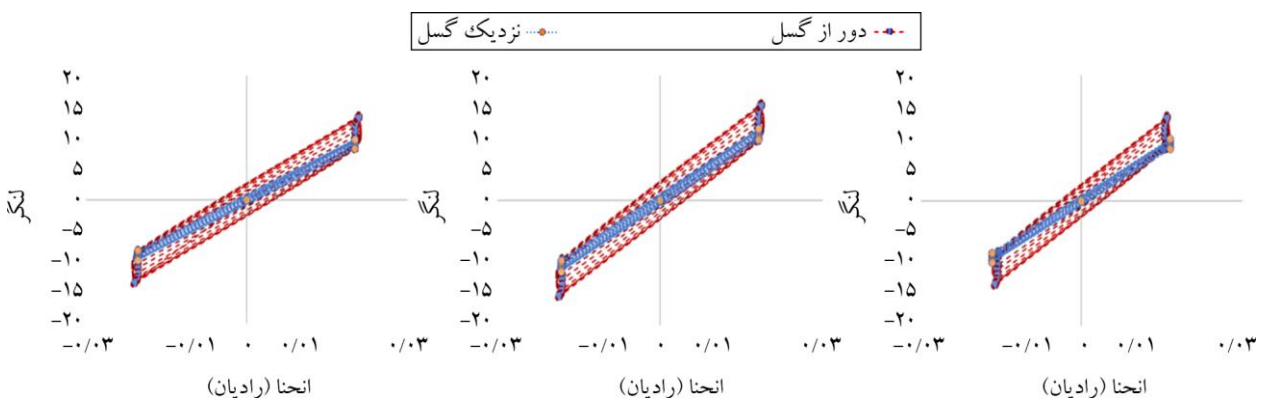
| شماره رکورد | نام رکورد | نام ایستگاه | تپ خاک | بزرگا (ریشتر) | R_{jib} (کیلومتر) |
|-------------|--------------------------|---------------------------------|--------|---------------|---------------------|
| ۱ | دوزجه، ترکیه (۱۹۹۹) | Duzce | III | ۷/۱۴ | ۶/۵۸ |
| ۲ | ایمپریال والی -۰۶ (۱۹۷۹) | El Centro Array #11 | III | ۶/۵۳ | ۱۲/۵۶ |
| ۳ | کوبه، ژاپن (۱۹۹۵) | Takatori | III | ۶/۹ | ۱/۴۶ |
| ۴ | کوجائیلی، ترکیه (۱۹۹۹) | Yarimca | III | ۷/۵۱ | ۱/۳۸ |
| ۵ | لوماپریتا (۱۹۸۹) | Capitola | III | ۶/۹۳ | ۸/۶۵ |
| ۶ | نورثریج (۱۹۹۴) | N Hollywood - Coldwater Can | III | ۶/۶۹ | ۷/۸۹ |
| ۷ | سان‌فرناندو (۱۹۷۱) | Pacoima Dam (upper left abut) | III | ۶/۶۱ | ۰ |
| ۸ | دوزجه، ترکیه (۱۹۹۹) | Yarimca | III | ۷/۱۴ | ۹۷/۵۱ |
| ۹ | ایمپریال والی -۰۶ (۱۹۷۹) | Coachella Canal #4 | III | ۶/۵۳ | ۴۹/۱ |
| ۱۰ | کوبه، ژاپن (۱۹۹۵) | Tadoka | III | ۶/۹ | ۳۱/۶۹ |
| ۱۱ | کوجائیلی، ترکیه (۱۹۹۹) | Mecidiyekoy | III | ۷/۵۱ | ۵۱/۱۷ |
| ۱۲ | لوماپریتا (۱۹۸۹) | Bear Valley #12, Williams Ranch | III | ۶/۹۳ | ۵۰/۷۱ |
| ۱۳ | نورثریج (۱۹۹۴) | Neenach - Sacatara Ck | III | ۶/۶۹ | ۵۱/۶۱ |
| ۱۴ | سان فرناندو (۱۹۷۱) | Gormon - Oso Pump Plant | III | ۶/۶۱ | ۴۳/۹۵ |



شکل (۹): رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش تاب مورد استفاده.



شکل (۱۰): رفتار چرخه‌ای ستون‌های بتن آرمه تحت رکورد حوزه نزدیک و دور.



شکل (۱۱): رفتار چرخه‌ای تیرهای بتن آرمه تحت رکورد حوزه نزدیک و دور.

است. رفتار چرخه‌ای تیرهای مدل نیز در شکل (۱۱) دیده می‌شود. با توجه به نتیجه آزمایش‌های مقیاس واقعی بر روی مهاربندهای کمانش‌ناپذیر، بر اساس میزان تغییر شکل پلاستیک، مدل‌سازی رفتار چرخه‌ای در نرم‌افزار Opensees انجام شد و رفتار چرخه‌ای مطابق شکل بر مبنای داده‌های آزمایشگاهی به صورت ماده هیستریزس در قالب شش عدد به نرم‌افزار معرفی و نمودارهای فوق به دست آمد. در ادامه نیز نیروهای لرزه‌ای وارده از سایر المان‌ها به مهاربندها بررسی گشت.

۵-۲- مقایسه برش پایه مدل‌های مورد پژوهش

۵-۲-۱- تغییر مکان بام در طول مدت زلزله

برای مقایسه تغییر مکان سازه‌های مورد پژوهش در طول زلزله، این سازه‌ها را تحت رکورد زلزله Northridge-1994 ایستگاه N-Hollywood- Coldwater Can برای بررسی رفتار سازه تحت رکورد نزدیک گسل و رکورد زلزله San-Fernando-

شبهت رفتار به دست آمده از مهاربندها به رفتار واقعی و استفاده شده در پژوهش سال ۲۰۱۹ مبنی بر رفتار لرزه‌ای المان‌های BRB در ساختمان بسیار بلند ۶۳۲ متری مجهز به سیستم لرزه بر کمر بند خرابایی و مهار بازویی متشکل از مهار بند BRB در کشور چین نیز تأییدی بر صحت نتایج است (Elnashai et al., 2000). رفتار چرخه‌ای ستون‌ها نیز بر مبنای لنگر حول محور ۳ بر حسب دوران در شکل (۱۰) در دو حالت نزدیک گسل و دور از گسل مشاهده می‌گردد. کشیده و پهن بودن منحنی‌ها حاکی از رفتار لرزه‌ای غیرخطی مناسب دارد. سطح زیر منحنی‌ها مبین ظرفیت استهلاك انرژی بالا در سازه اقتصادی طراحی شده است. از مقایسه منحنی ممان - انحنای ستون‌ها برای سازه نزدیک گسل با سازه دورتر از گسل نتیجه می‌شود که تقاضای بسیار بیشتری بر سازه تحت زلزله نزدیک گسل اعمال می‌شود. حوزه فراترجاعی پایدار بزرگ‌تر است البته بنا به پالس‌های ابتدایی سنگین اولیه در حوزه نزدیک رفتار کمی نرم شونده و دارای پیک بزرگ‌تر بوده

فرا ارتجاعی بزرگ‌تر در مدل سازه‌ای نزدیک گسل تأییدی بر درستی نتایج و فرضیات پژوهش است درعین حال نرم‌شوندگی در برابر پالس‌های مخرب اولیه نسبت به مدل‌های در فواصل دورتر از گسل مشاهده شد. در ترسیم این منحنی‌ها برای دست‌یابی به تغییر مکانی متناظر با ۱۲۵ درصد تغییر مکان هدف، مطابق پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰، در رأس ساختمان (نقطه کنترل)، سازه‌ها تحت آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده از ۰/۱ برابر شتاب گرانش تا شتابی برابر شتاب گرانش قرار گرفتند.

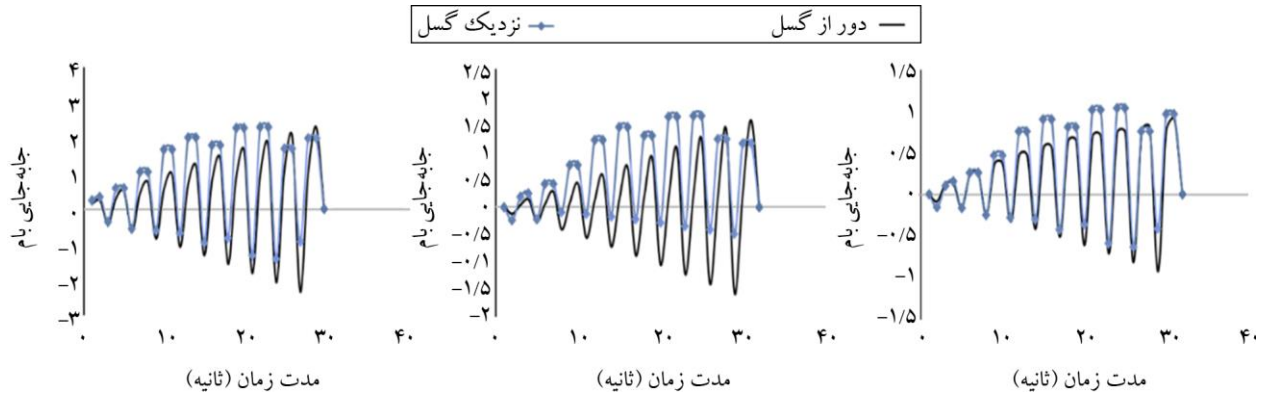
در گام آخر نیز بایستی بررسی گردد که دریافت غیرخطی طبقات در زلزله طراحی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ از دو درصد تجاوز نکند. منحنی‌های شکل (۱۴)، گراف‌های دریافت غیرخطی سازه‌های پژوهش است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد با افزایش تعداد طبقات آسیب تحریکات نزدیک گسل به تحریکات معمول شبیه شده است. دلیل این مطلب می‌تواند محل قرارگیری سازه بلندمرتبه در طیف سه‌جانبه زلزله باشد.

۱۹۷۱ ایستگاه Gormon- Oso Pump Plant برای بررسی رفتار سازه تحت رکورد دور از گسل قرار داده و در نهایت می‌توان تغییر شکل ماندگار در این سازه‌ها را مطابق شکل (۱۲) در کنار بارگذاری سیکلی و تقریباً یک‌طرفه مشاهده نمود.

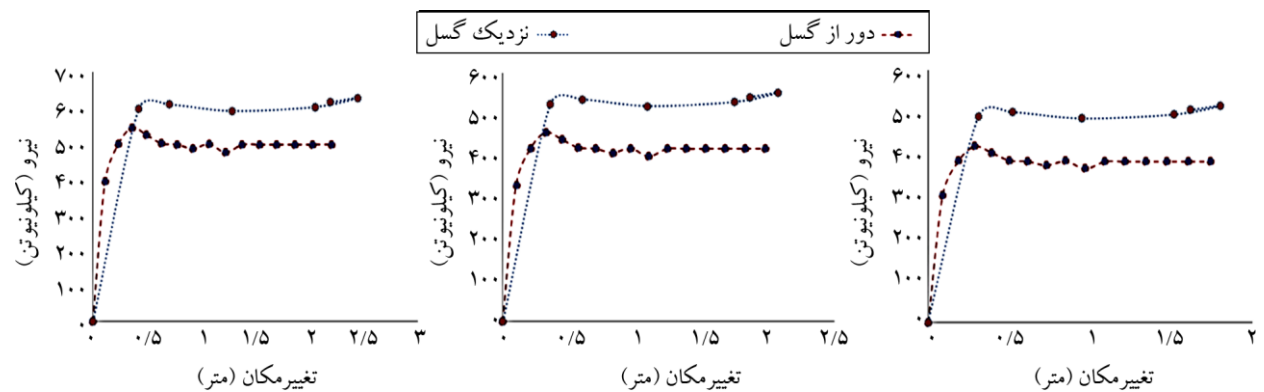
شکل (۱۲): پاسخ سازه تحت رکورد حوزه نزدیک و دور. منحنی ظرفیت بیانگر نحوه تغییر سختی و مقاومت سازه، شکل‌پذیری و حوزه تغییر شکل فرا ارتجاعی پایدار سازه است. برش پایه برحسب تغییر مکان بام در سازه‌ها در شکل (۱۳) نشان داده شده است. مقایسه تأثیر فاصله از گسل بر میزان افزایش برش پایه برحسب تغییر مکان هدف بام نشان می‌دهد.

۵-۳- نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی فزاینده غیرخطی

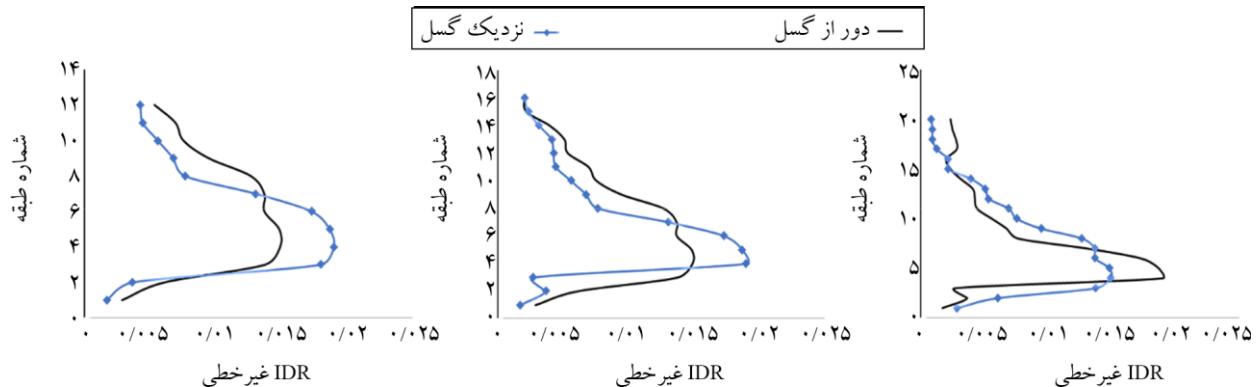
در سازه‌های نزدیک گسل میزان برش پایه متحمل سازه بسیار بیشتر و حوزه فرا ارتجاعی پایدار بسیار وسیع‌تر است. همچنین عدم افت شدید مقاومت پس از جاری شدن و رسیدن به تغییرشکل‌های



شکل (۱۲): پاسخ سازه تحت رکورد حوزه نزدیک و دور.



شکل (۱۳): منحنی بار تغییر مکان سازه تحت رکورد حوزه نزدیک و دور.



شکل (۱۴): توزیع دررفت غیرخطی در طبقات تحت اثر زلزله حوزه دور و نزدیک.

۶- بررسی معیارهای پذیرش بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰

- با توجه به موارد فوق سازه مهاربندی شده دیرتر به محدوده فرا ارتجاعی وارد شده و سطح عملکرد OP را داراست، به همین ترتیب در تحریکات یکسان، نسبت به قاب تنها، دیرتر از سطوح عملکرد IO، LS و CP عبور می کند؛ همچنین قابلیت تحمل تغییر مکان رأس ساختمان تا بیش از ۱۰ درصد حالت بدون مهاربند را داراست که باعث می شود دیرتر از قاب تک از حیز ارتفاع ساقط گردد.
- تغییر مکان نسبی غیرخطی طبقات در محدوده تعیین شده در زلزله طراحی قرار داشت که البته با افزایش شدت تحریک تا ۱۲۰ درصد بازهم هیچ یک از مدل ها از مقدار دررفت غیرخطی ۲ درصد فراتر نرفت. البته به این موضوع بایستی توجه گردد که مطابق نتایج در گراف دررفت غیرخطی، زلزله نزدیک گسل در سازه های با تعداد طبقات بالاتر اثر کمتری نسبت به سازه های معمول دارد.
- با بررسی نکات فوق و ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه ای سازه بتن آرمه بلندمرتبه با سیستم قاب خمشی ویژه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر و به دست آمدن ضریب رفتار برای این سیستم مجهز به ابزار کنترلی، می توان ادعا نمود احداث سازه با این سیستم میسر است و با توجه به وزن کمتر نسبت به سازه های مجهز به دیوار برشی، پیشنهاد می شود.

مراجع

Alavi, B., & Krawinkler, H. (2001). *Effects of Near-Fault Ground Motions on Frame Structures* (Report No. TR138). John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

- با بررسی رفتار سازه ها تحت آنالیز غیرخطی بار افزون و آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی در زلزله طراحی و به صورت فزاینده تا شتاب گرانش، موارد زیر استنتاج گردید:
- منحنی ظرفیت سازه های مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر محدوده فرا ارتجاعی پایدار بزرگ تری نسبت به سازه بدون مهاربند دارد که استهلاک انرژی بیشتری فراهم می کند. همچنین با ادامه روند تحلیل غیرخطی تا دستیابی به تغییر مکانی متناظر با ۱۲۵ درصد تغییر مکان هدف، هیچ گونه افت مقاومت و سختی محسوسی دیده نشد.
- برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه مجهز به مهاربند حدود ۱۷ درصد بیشتر از سازه بدون مهاربند است در نتیجه سازه در برابر مقادیر بزرگ تری از نیرو و برش در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه خواهد بود و تقاضا لرزه ای بیشتری برای عبور از این سطح عملکرد لازم است.
- سازه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر تغییر مکان نهایی بزرگ تری را تحمل می کند و رفتار نرم شونده قاب خمشی تنها را ندارد. لذا اطمینان بیشتری از عدم افت مقاومت محسوس به مقاومتی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک خواهد داشت.
- نیرو متناظر با حداکثر جابه جایی رأس بام در ناحیه فرا ارتجاعی پایدار، در سه مدل به ترتیب ۱۳، ۱۱ و ۸ درصد بیشتر از حالت سازه بدون مهاربند است که پایداری بیشتر سازه مهاربندی شده را در سطوح عملکردی پایین تر نیز ایجاد می کند.

- strengthening of non-ductile reinforced concrete frames using buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 81, 110-122. doi: 10.1016/j.engstruct.2014.09.033
- Krishnan, S., Ji, C., Komatitsch, D., & Tromp, J. (2006). Case studies of damage to tall steel moment-frame buildings in Southern California during large san andreas earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(4A), 1523-1537. doi: 10.1785/0120050145
- Lin, K. C., Chen, J., & Chang, H. (2009). Seismic reliability of steel framed buildings. *Structural Safety*, 31(1), 11-22. doi: 10.1016/j.strusafe.2009.11.001
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804)
- McKenna, F., Fenves, G. L., & Scott, M. H. (2000). *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*. In Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. <https://opensees.berkeley.edu>
- Pahlavan, H., Shaihanfar, M., Amiri, G. G., & Pahlavan, M. (2015). Probabilistic seismic vulnerability assessment of the structural deficiencies in Iranian in-filled RC frame structures. *Journal of Vibroengineering*, 17(5), 2211-2225.
- Pahlavan, H., Shamekhi Amiri, M., Namiranian, P., & Zarif Moghadam Basefat, A. (2017). Investigating the response modification factor of special RC moment frames structures equipped with buckling restrained braces. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 5(2), 16-32.
- Pan, K.-Y., Wu, A.-C., Tsai, K.-C., Li, C.-H., & Khoo, H.-H. (2016). Seismic retrofit of reinforced concrete frames using buckling-restrained braces with bearing block load transfer mechanism. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(14), 2303-2326. doi: 10.1002/eqe.2763
- Somerville, P. G. (2003). Magnitude scaling of the near fault rupture directivity pulse. *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 137(1), 201-212. doi: 10.1016/S0031-9201(03)00015-3
- Standard No. 2800. (2014). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (4th Ed.)*. Building and Housing Research Center. <http://>
- Almeida, A., Ferreira, R., Proença, J. M., & Gago, A. S. (2019). Seismic retrofit of RC building structures with buckling restrained braces. *Engineering Structures*, 199, Article 109617.
- Almeida, A., Ferreira, R., Proença, M. J., & Gago, A. S. (2017). Seismic retrofit of RC building structures with buckling restrained braces. *Engineering Structures*, 151, 283-294. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.09.036
- ASCE/SEI. (2022). *ASCE/SEI 7-22: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- Bai, J., Chen, H., & Jin, S. (2021). Investigation on the interaction between BRBs and the RC frame in BRB-RCF systems. *Engineering Structures*, 243, Article 112625. doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112625
- Chen, H., & Bai, J. (2021). Seismic performance evaluation of buckling-restrained braced RC frames considering stiffness and strength requirements and low-cycle fatigue behaviors. *Engineering Structures*, 246, Article 113035. doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112359
- Corte, G. D., D'Aniello, M., & Landolfo, R. (2015). Field testing of all-steel buckling-restrained braces applied to a damaged reinforced concrete building. *Journal of Structural Engineering*, 141(1), Article D4014004.
- Elnashai, A., Pinho, R., & Antoniou, S. (2000). *INDYAS - A Program for INelastic DYnamic Analysis of Structures* [Computer software].
- Federal Emergency Management Agency. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P-695)*.
- Freddi, F., Padgett, J. E., & Dall'Asta, A. (2012). A life cycle cost analysis of low ductility RC frame buildings retrofitted by modern retrofit techniques [Paper presentation]. *15th European Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
- Gong, J., Zhu, Z., & Zeng, C. (2017). Review of research and application of reinforced concrete structures strengthened by braces [Paper presentation]. *The 2nd International Conference on Civil Engineering and Materials Science*, Seoul, South Korea.
- Khampanit, A., Leelataviwat, S., Kochanin, J., & Warnitchai, P. (2014). Energy-based seismic

Zarif-Moghadam Basafat, A., Pahlevan, H., Shamkhi-Amiri, M., & Shafā'i, J. (2024). Seismic performance assessment of high-rise buildings with special reinforced-concrete moment frame systems equipped with buckling-restrained braces. In *Ninth International Conference on Seismology and Earthquake Engineering*, Tehran. <https://civilica.com/doc/2107193>

واژه‌نامه

| | |
|--|---|
| Special Concentrically Braced Frame (SCBF) | ۱- قاب با مهاربند همگرای ویژه |
| Buckling-Restrained Braced Frame (BRBF) | ۲- قاب با مهاربند کماتش ناپذیر |
| Eccentrically Braced Frame (EBF) | ۳- قاب با مهاربند برون محور |
| Moment Resisting Frame (MRF) | ۴- قاب خمشی |
| Fiber Section | ۵- مقطعی از ترکیب فیبرها (الیاف) در لایه های متوالی |
| Maximum Considered Earthquake (MCE) | ۶- حداکثر زمین لرزه محتمل |

www.nezammohandesi.ir/uploads/2800-v4.pdf

Tian, Y., Lin, K., Zhang, L., Lu, X., & Xue, H. (2021). Novel seismic-progressive collapse resilient super-tall building system. *Journal of Building Engineering*, 44, Article 103325. doi: 10.1016/j.job.2021.102790

Uang, C. M., Nakashima, M., & Tsai, K. C. (2004). Research and application of buckling-restrained braced frames. *International Journal of Steel Structures*, 4(4), 301-313.

Uriz, P. (2005). *Towards Earthquake Resistant Design of Concentrically Braced Steel Structures* [Doctoral dissertation, University of California, Berkeley].

Vafaei, D., & Eskandari, R. (2015). Seismic response of mega buckling-restrained braces subjected to fling-step and forward-directivity near-fault ground motions. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 24(9), 672-686. doi: 10.1002/tal.1205

Vecchio, F. J., & Emar, M. B. (1992). Shear deformation in reinforced concrete frames. *ACI Structural Journal*, 89(1), 45-55.

Wakabayashi, M., Kashibara, N. T., Morizono, A., & Yakoyama, H. (1973). Experimental of elasto-plastic properties of precast concrete wall panels with built-in insulating braces. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, 206, 9-17.

Zarif Moghadam Basefat, A., Pahlavan, H., Amiri, M. S., & Shafaei, J. (2025). Probabilistic seismic performance assessment of tall RC buildings equipped with energy dissipator devices. *Structures*, 75, Article 108834. doi: 10.1016/j.istruc.2025.108834

Zarif Moghadam Basefat, A., Pahlavan, H., & Shafaei, J. (2024). Probabilistic seismic performance assessment of tall RC special moment-resisting frame buildings equipped with buckling-restrained braces under near-field excitations. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 68(2), 524-542. doi: 10.3311/PPci.20914

Zarif Moghadam Basefat, A., Pahlavan, H., Shamekhi Amiri, M., & Namiranian, P. (2021). Probabilistic seismic performance assessment of tall buildings having special RC moment frames equipped with buckling restrained braces (BRB). *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(4), 58-78. doi: 10.22065/jsce.2020.198620.1929

Investigating the Effect of Near-Fault Excitations on the Seismic Performance of Tall RC SMRF Structures Equipped with BRBs Based on the 2800 Standard

Ali Zarif Moghadam Basefat¹, Hossein Pahlavan^{2*}, Mohammad Shamekhi Amiri² and Jalil Shafaei³

1. Ph.D. Candidate, Civil Department, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran
2. Assistant Professor, Civil Department, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran,
*Corresponding Author, email: Pahlavan@shahroodut.ac.ir
3. Associate Professor, Civil Department, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

Many high-rise buildings have been constructed near fault lines around the world, and some have suffered significant human and economic losses during strong seismic events. Given the growing trend of high-rise construction in Iran, it needs to see about how the behaviour of tall buildings that are equipped with buckling-restrained braces is in an earthquake event. To this purpose, it is necessary to obtain such behaviours in different branches of seismic excitations, near-field, long-period, multiple earthquake, etc., then compare them with the ordinary seismic events. This study evaluates the effect of near-fault ground motions on the seismic performance of tall reinforced concrete buildings with special moment-resisting frame systems equipped with buckling-restrained braces (BRBs), using the acceptance criteria defined in the Iranian Standard 2800. To this end, structural models were first fully designed using ETABS software, in accordance with the Iranian National Building Regulations and the seismic provisions outlined in Standard 2800. Subsequently, the nonlinear behavior of 3D models of 12-, 16-, and 20-story frames was developed in detail and then analyzed using nonlinear analysis methods in OpenSees software based on nonlinear fiber-based elements and needed material and geometric nonlinearities, based on the criteria specified in Appendix 2 of Standard 2800.

The seismic responses of structural elements were evaluated separately under nonlinear static and nonlinear time-history analyses at the design-level earthquake intensity. Although this type of seismic record has more effect on low-rise structures than tall ones, the tallest model of the study is the most vulnerable model, because of the components of near-field excitations as pulse-like motives, forward directivity, and vertical earthquake components. Thus, the 20-story model exhibited the highest vulnerability under near-fault ground motions.

Furthermore, seismic performance variations due to near-fault excitations ranged from approximately 2% to 18%, depending on the specific earthquake and structural configuration. Based on the acceptance criteria in Appendix 2 of Standard 2800, the application of this structural system is validated in terms of both strength and deformation requirements. It is of utmost importance that this acceptance criterion that had been achieved in this study is just to satisfy the performance objective of the 2800 seismic standard, which is limited life safety. In fact, it needs to perform such investigations for each seismic code and see whether the performance level of the code is satisfied. However, the performance level of the structures should be constant. In addition, BRB-equipped frames develop a wider stable post-elastic capacity with greater energy dissipation, without strength or stiffness degradation up to 125% of target displacement. Base shear at first plastic hinging is ~17% higher than in the unbraced frame; resisting force at peak roof displacement rises by 13%, 11%, and 8% for the 12-, 16-, and 20-story models. BRBs delay inelastic onset and OP/IO/LS/CP exceedance and allow 10% larger roof displacement. Nonlinear story drifts remain within limits and below 2%, even at 1.2 intensity. A probabilistic assessment and the derived R-factor validate constructability; given lower weight than shear-wall alternatives, BRB-SMRFs are recommended for near-fault regions.

Keywords: High-Rise Structures, Acceptance Criteria, Buckling Restrained Brace, Near-Fault Earthquake.