

کارایی لرزه‌ای قاب فولادی مهاربندی مرکزگرا در معرض حرکتهای پالس‌مانند زمین در نزدیک گسل

نوید رهگذر^۱، عبدالرضا سروقدمقدم^{۲*} و آرمین عظیمی نژاد^۳

اطلاعات مقاله	چکیده
دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۱۱/۱۴	این مطالعه به بررسی کارایی سیستم قاب لرزه‌ای مهاربندی مرکزگرا دارای فیوزهای تعویض‌پذیر و کابل پس‌کشیده در معرض حرکات پالس‌مانند نزدیک و حوزه دور از گسل می‌پردازد. بدین منظور پاسخ‌های لرزه‌ای ۱۲ قاب مرکزگرا متفاوت از نظر نوع قاب، محل ساختگاه و تعداد طبقات در زلزله‌های دور و نزدیک به گسل با یکدیگر مقایسه می‌شوند. قاب‌های مرکزگرا با روال طراحی مبتنی بر حالات حدی طراحی و در نرم افزار اپنسیز مدل‌سازی می‌گردند. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی در دو سطح خطر لرزه‌ای با استفاده از مجموعه رکوردهای مقیاس شده به سطح خطر لرزه ای طرح (DBE) و حداکثر زلزله محتمل (MCE) انجام می‌پذیرد. نتایج مطالعه بیانگر عملکرد قابل اعتماد سیستم کنترل شده مرکزگرا در کاهش خسارت لرزه‌ای در زلزله‌های دور و نزدیک به گسل است که با استفاده از ویژگی‌هایی نظیر قابلیت حرکت گهواره‌ای برگشت‌پذیر و هدایت خسارت تامین می‌گردد.
پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۷/۰۵	
واژگان کلیدی: قاب‌های مهاربندی مرکزگرا، حرکتهای دور از گسل، حرکتهای پالس‌مانند زمین در نزدیک گسل.	

۱- مقدمه

با گسترش مناطق شهری در سراسر جهان و محصور شدن آن‌ها در محدوده گسل‌های فعال، احتمال ایجاد خسارت و تلفات ناشی از وقوع زلزله‌های حوزه نزدیک به گسل بیش از پیش افزایش یافته است. در حرکات نزدیک به گسل بدلیل عدم میرا شدن فرکانس‌های بالا در فاصله کم، بین محل شکست گسل و ساختگاه، دارای محتوای فرکانسی زیادی است؛ که در نتیجه آن در مدت زمانی کوتاه انرژی قابل ملاحظه‌ای به سازه اعمال می‌گردد. انتشار گسیختگی و جهت گسلش در حرکات نزدیک به گسل به سمت ساختگاه است و با سرعتی نزدیک به سرعت موج برشی گسیختگی ایجاد می‌شود [۱]. در این مقاله تأثیر حرکات پالس‌مانند زمین در نزدیک گسل بر روی یک نمونه از سیستم‌های نوین قاب لرزه‌ای مهاربندی فولادی مرکزگرا

ارزیابی می‌شود.

فلسفه طراحی سیستم‌های لرزه‌ای متعارف با آیین‌نامه‌های موجود، تامین عملکرد ایمنی جانی و کاهش تلفات در سطح طراحی لرزه‌ای است. به طور معمول سازه‌های طراحی شده با این رویکرد، انرژی لرزه‌ای ورودی به سازه را از طریق توزیع آسیب یکنواختی در اعضای لرزه‌بر مستهلک می‌کنند. با این حال امکان ایجاد آسیب ماندگار در المان‌ها پس از زلزله شدید وجود دارد، که متعاقب آن هزینه زیادی برای تعمیر، تخریب و بازسازی نیاز است. در سال‌های اخیر با توسعه اصول مهندسی زلزله، با تأکید بر ارائه رویکردهایی برای کاهش پیامدهای نامطلوب زلزله، سیستم‌های لرزه‌ای نوینی نظیر سیستم‌هایی جداساز لرزه‌ای [۲-۵]، دیوارها مرکزگرا و قاب‌های دارای حرکت گهواره‌ای [۶-۸] معرفی شده است. در این مطالعه به ارزیابی لرزه‌ای نمونه‌ای از

* پست الکترونیک نویسنده مسئول: moghadam@iiees.ac.ir

۱. دانشجوی دکتری، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، گروه عمران، تهران، ایران

۲. دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

۳. استادیار، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، گروه عمران، تهران، ایران

افقی مجهز به میراگرهای اصطکاکی پرداختند. در این سیستم کل سازه بر روی یک ستون عظیم مرکزی قرار می‌گیرد و ستون‌های طبقه اول از نوع میراگرهای اصطکاکی تلسکوپی هستند که وظیفه اتلاف انرژی ورودی را بر عهده دارند. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی این مطالعه نشان می‌دهد که این سیستم دارای رفتار لرزه‌ای قابل اعتمادی در کاهش آسیب لرزه‌ای است.

این مطالعه به توسعه مطالعه ارزیابی کارایی لرزه‌ای قاب فولادی مهاربندی مرکزگرا با پیکربندی دوتایی و فیوزهای تسلیم شونده می‌پردازد. همانطور که شکل ۱ نشان می‌دهد، این سیستم متشکل از قاب‌های مهاربندی فولادی، کابل‌های پس‌کشیده و فیوزهای تعویض‌پذیر است. تکیه‌گاه قاب مرکزگرا در راستای افقی مهار شده و برخلاف سیستم‌های متداول در جهت عمودی آزاد است، که در نتیجه آن امکان برکنش برای قاب از روی فونداسیون میسر است. کابل فولادی پس‌کشیده به طور قائم از بالا به قاب و از پایین به فونداسیون مهار شده است. المان‌های میراگر جاری شونده با قابلیت تعویض در دهانه میانی بین دو قاب قرار می‌گیرد. اتصال تیرها قاب غیرلرزه‌ای به قاب لرزه‌ای بگونه‌ای است که علاوه بر انتقال نیروهای جانبی از حرکت گهواره‌ای سیستم جلوگیری نمی‌کند. به رغم تلاش‌های آزمایشگاهی متنوع بر روی سیستم‌های فولادی مرکزگرا، مطالعات تحلیلی محدودی در مورد ارزیابی عملکرد این سیستم انجام شده است. بدین منظور در این مطالعه به ارزیابی رفتار قاب فولادی مرکزگرا با برکنش کنترل شده با فیوزهای تسلیمی در معرض حرکات نزدیک به گسل پالس‌مانند در دو سطح طراحی و حداکثر زلزله محتمل می‌پردازد و نتایج با پاسخ سیستم در معرض رکورد‌های حوزه دور از گسل مقایسه می‌گردد.

در ادامه پس از معرفی مجموعه‌ی سیستم‌های مورد مطالعه، نحوه طراحی آن‌ها با روال طراحی حدی مرور می‌شود. سپس با توسعه نحوه شبیه‌سازی غیرخطی قاب‌ها و اجزای آن، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی با اعمال مجموعه رکورد‌های مقیاس‌شده انجام می‌شود و در انتها نتایج از جنبه‌های مختلف ارزیابی و حساسیت آن‌ها از نظر پارامترهای مدل‌سازی و لرزه‌ای ارزیابی می‌گردد.

۲- قاب‌های مرکزگرای مورد مطالعه

سازه انتخاب شده برای این مطالعه، ساختمان فولادی اداری

سیستم‌های قاب فولادی مرکزگرا می‌پردازد. این نوع از سیستم‌ها بگونه‌ای طراحی می‌شوند که با بکارگیری ویژگی‌هایی نظیر برکنش کنترل‌شده و برگشت‌پذیری امکان هدایت خسارت را به فیوزهای فداشونده دارند. در ادامه به مروری بر ادبیات فنی مرتبط با این نوع از سیستم‌ها پرداخته می‌شود.

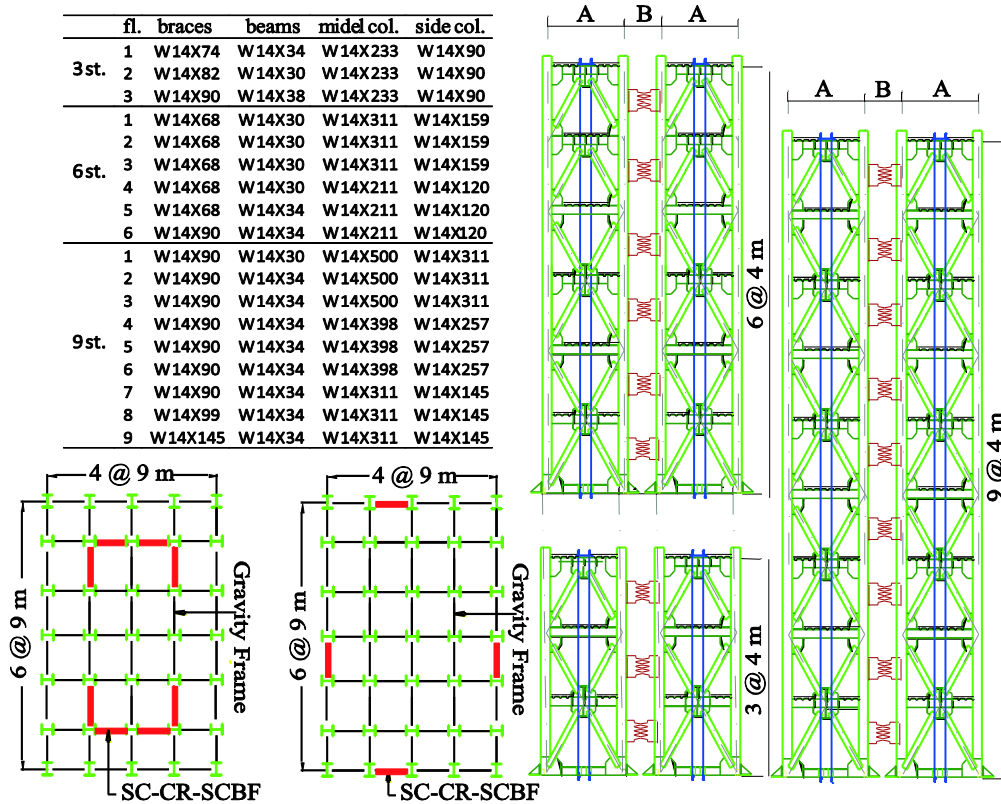
قاب مهاربندی کنترل شده با میراگر اصطکاکی: این سیستم توسط رک و همکاران [۹] معرفی شده است و با انجام آزمایش شبیه‌سازی هیبریدی چند بعدی به ارزیابی لرزه‌ای یک قاب ۴ طبقه با مقیاس ۰/۶ پرداختند. سواسه و همکاران [۱۰] مطالعه تحلیلی و روال طراحی براساس عملکرد این سیستم را توسعه دادند.

قاب فولادی مهاربندی مرکزگرا با فیوزهای برشی: اترتون [۱۱] و ژیانگ ما [۱۲] به ترتیب به آزمایش شبه‌استاتیک چرخه‌ای قاب دوتایی (با مقیاس یک دوم) و آزمایش میز لرزان قاب تکی (با مقیاس ۰/۶۸) پرداختند. هال و همکاران [۱۳] به مطالعه عددی تأثیر پارامترهای مؤثر بر رفتار این سیستم در معرض حرکات دور از گسل پرداخت. روال طراحی مبتنی بر حالات حدی برای این سیستم نیز توسط اترتون و همکاران [۱۴] معرفی شده است.

سیستم مرکزگرا دارای چند محل برکنش: ویبه و کریستپولس [۱۵] سیستم‌های دارای چندین محل برای برکنش در ارتفاع را معرفی کردند. نتایج تحلیل در این مطالعه نشان داد که این نوع از سیستم‌های مرکزگرا قابلیت کاهش تقاضا لرزه‌ای را نسبت به سیستم متعارف دارد. اگرچه این سیستم جابجایی بیشتری را تجربه می‌کند، و لیکن پوش پاسخ لرزه‌ای در محل‌های برکنش به طور قابل توجهی کاهش یافته است. ویبه و همکاران [۱۶] کاربرد این ایده را برای قاب‌های فولادی مهاربندی توسعه دادند. نتایج این مطالعه نشان داد که استفاده از چندین محل برای برکنش یک راه مناسب برای کنترل تقاضاهای لرزه‌ای و کاهش اثر موده‌های بالاتر در سازه‌های بلند مرتبه است. خان‌محمدی و حیدری [۱۷] به مطالعه تحلیلی مشابه‌ای بر دیوار پیش ساخته بتنی پرداخت. نتایج بیانگر کاهش قابل توجهی پاسخ‌های برش و لنگر در ارتفاع سازه است بدون آنکه دریافت بین طبقه‌ای از حد مجاز تجاوز نماید. در سال‌های اخیر نیز حسینی و همکاران [۱۸] به مطالعه تحلیلی سازه با قابلیت حرکت همزمان برکنش و لغزش

دو جهت سازه استفاده شده است. نسبت عرض قاب به فاصله دو قاب (یعنی A/B) برابر ۲٫۵ در نظر گرفته شده است. A عرض دهانه و B فاصله دو قاب از یکدیگر است. همچنین فرض شده که قاب‌ها در نزدیکی منطقه لس آنجلس، کالیفرنیا واقع است. از اینرو قاب‌ها برای پارامترهای طراحی خاک منطقه D براساس آیین نامه ASCE07 [۲۰] با پارامترهای لرزه‌ای زیر طراحی شده است: برای گروه طراحی لرزه‌ای حداکثر: $S_{D1} = 0.16g$ و $S_{D5} = 1g$. برای گروه طراحی لرزه‌ای حداقل: $S_{D1} = 0.19g$ و $S_{D5} = 0.49g$.

چهار در شش دهانه معرفی شده در پروژه سرمایه گذاری مشترک SAC [۱۹] است. بار مرده و زنده و جرم لرزه‌ای سقف طبقات این سازه به ترتیب برابر ۹۴۵۹ و ۱۹۷۴ کیلونیوتن و $\frac{kN \cdot S^2}{m}$ ۱۰۳۳ است. در این مقاله، چهار گروه (PG) شامل ۱۲ قاب مرکزگرا مورد بررسی قرار گرفته است. همانطور که در جدول ۱ آمده است، گروه‌های انتخابی از نظر تعداد قاب لرزه‌ای، محل قرارگیری و گروه طراحی لرزه‌ای (SDC) با یکدیگر متفاوت هستند. شکل ۱ پلان و ارتفاع قاب‌ها مهابندی مرکزگرا را نشان می‌دهد. در ساختمان‌های ۳ و ۶ یا ۹ طبقه به ترتیب از ۲ و ۴ قاب لرزه‌ای در هر



شکل ۱- پلان و ارتفاع قاب‌های مرکزگرای مورد مطالعه.

محاسبه می‌گردد.

$$F_{PTi} \geq \frac{Mu}{A} \frac{SC}{1+SC} - 0.9P_D \quad (1)$$

$$V_{fp} \geq \frac{1}{1+SC} \frac{Mu}{A+B} \quad (2)$$

که در آن SC (نسبت خودبازگشتی) نشان‌دهنده نسبت لنگر مورد نیاز برکنش (M_{up}) به لنگر تسلیم فیوز (M_{isy}) و P_D بار ثقلی کل اعمال شده به قاب است. در طراحی کابل پس کشیده، سطح مقطع کابل مورد نیاز توسط معادله زیر محاسبه می‌شود:

۳- طراحی لرزه‌ای سیستم و جزئیات

۳-۱- روال طراحی

روال طراحی لرزه‌ای سیستم مرکزگرا توسط اترتون و همکاران [۱۴] به شرح زیر ارائه شده است. در این روش ابتدا مشخصات قاب لرزه‌ای، مقدار لنگر واژگونی اعمالی به قاب‌ها (M_{II}) و سطح خطر طراحی تعیین می‌گردد. سپس سهم نیروی پیش‌تندگی اولیه کابل (F_{PTi}) و ظرفیت برشی مورد نیاز فیوز (V_{FP}) در سطح طراحی هدف با روابط زیر

پاسخ R برابر ۸ برای طراحی سیستم مرکزگرا استفاده شده است. میراگر و کابل قاب‌های مرکزگرای مورد مطالعه با روش معرفی شده در بند پیش طراحی شده است. بدین منظور ابتدا با استفاده از روش نیروی جانبی معادل، برش و لنگر واژگونی پایه با در نظرگیری R برابر ۸ محاسبه شده است. تعدادی از پارامترها و نتایج طراحی قاب‌های مرکزگرا در جدول ۱ آمده است. نیروی پس کشیدگی اولیه و مقاومت برشی فیوز قاب‌ها با روابط ۱ و ۲ برای هر یک از قاب‌ها محاسبه شده است. نتایج طراحی نشان می‌دهد که مقادیر نیروی پس کشیدگی کابل‌ها F_{PTi} در محدوده ۲۴۹-۷۲۵۶ کیلونیوتن و ظرفیت برشی میراگرها V_{FP} در بازه ۳۱۸-۹۶ کیلونیوتن قرار دارد. سطح مقطع A_{PT} و تعداد کابل‌های مورد نیاز برای هر نمونه در نسبت بام هدف ۲ درصد توسط معادله ۳ محاسبه شده است. هر یک از کابل‌ها شامل ۷ رشته با شماره ۲۷۰ به قطر ۱۵,۲۴ میلی متر است که مشخصات آن از استاندارد $ASTM A416$ [۲۱] برگرفته شده است. بر این اساس، طراحی کابل‌ها با استفاده از مدول الاستیسیته برابر $193/06 \frac{kN}{mm^2}$ و تنش نهایی (f_{UPT}) برابر $1/86 \frac{kN}{mm^2}$ و تنش تسلیم f_y برابر $0/9 f_{UPT}$ انجام شده است. کرنش حدی کابل برابر $0/8$ درصد انتخاب شد. همانطور که جدول ۱ نشان می‌دهد، سطح کرنش اولیه کابل (L_{ei}) برابر با نسبت کرنش اولیه (L_{ei}) به کرنش حدی برای قاب‌های مرکزگرا کمتر از ۱ قابل قبول می‌باشند. برای طراحی کابل‌ها، ضخامت و نسبت لاغری (طول به ضخامت) ورق فیوزها به ترتیب برابر ۳۱,۷ میلی‌متر و ۲۲,۴ در نظر گرفته شده است. تعداد فیوز و لینک‌های مورد نیاز براساس هندسه فیوز و مشخصات مصالح در نسبت دریافت هدف ۲ درصد با در نظرگیری حد کرنش برشی فیوز ۳۰ درصد با رابطه‌های ۶ و ۷ طراحی شد. برای کنترل نتایج طراحی اجزای قاب، نسبت‌های SC^* ، UL و ED برای هر یک از قاب‌های مرکزگرا با معادلات ۶ و ۷ محاسبه شده و با معیارهای پذیرش مقایسه گردید. همانطور که نتایج در جدول ۱ نشان می‌دهد، نسبت‌های مذکور محدودیت‌های تعیین شده را تأمین کرده است. از آنجا که نیروها در اعضای اصلی (تیر و ستون و مهاربند) قاب‌های مرکزگرا بدلیل برکنش در اثر مودهای بالا تشدید می‌شوند، استفاده از زوش تحلیل استاتیکی معادل که بر

$$A_{PT} = \frac{F_{pti}}{E_{PT}} \frac{2L_{PT}}{2L_{PT} \varepsilon_{target} - A \times RDR_{target}} \quad (3)$$

که در آن E_{PT} و L_{PT} به ترتیب نشان‌دهنده مدول الاستیسیته و طول کابل است. ε_{target} نیز برابر با مجموع کرنش اولیه ناشی از نیروی پس کشیدگی اولیه و کرنش پس کشیدگی اعمالی در نسبت حد دریافت هدف بام (RDR_{target}) است.

شایان ذکر است که سطح مقطع کابل برای اجتناب از وقوع حالت حدی گسیختگی بگونه‌ای تنظیم می‌شود که در نسبت دریافت هدف، کرنش پس کشیدگی هدف از حد کرنش گسیختگی (ε_{limit}) کابل کمتر شود.

برای تأمین مقاومت برشی مورد نیاز برای فیوزها، تعداد فیوزها (N_{fs}) و تعداد لینک هر یک از آن‌ها (Nl_{fs}) با رابطه ۴ بدست می‌آید. که در آن، d_{fs} ، b_{fs} و t_{fs} مشخصات هندسی فیوز است. برای جلوگیری از حالت حدی شکست فیوز، کرنش برشی فیوز طراحی شده (γ_{target}) در نسبت دریافت هدف بایستی کمتر از معیار حدی کرنش گسیختگی فیوز (γ_{limit}) باشد.

$$N_{fs} Nl_{fs} = \frac{9V_{fp}}{4f_y} \frac{L_{fs}}{b_{fs}^2 t_{fs}} \quad (4)$$

در تضمین خود بازگشتی کامل و ایجاد ظرفیت اتلاف انرژی مناسب در قاب‌ها، نیاز به برقراری روابط نسبت‌های تنظیم شده برگشت پذیری (SC^*)، بلندشدگی کلی (UL) (بلندشدن همزمان ستون‌های یک قاب)، میزان اتلاف انرژی (ED) با روابط زیر می‌باشد:

$$SC^* = \frac{M_{up}}{M_{fsy}} = \frac{\sum A \left(\frac{F_{pti}}{2} + P_D \right) + K_{fs} \times \delta_i}{\sum V_{fp} (A+B)} \geq 1 \quad (5)$$

$$UL = \frac{\sum F_{pti} + \sum P_{De}}{\sum V_{fp}} \geq 1 \quad (6)$$

$$ED \equiv \frac{M_{fsy}}{M_y} = \frac{\sum V_{fp} (A+B)}{M_y} \geq 0.25 \quad (7)$$

در معادله ۵، K_{FS} سختی اولیه فیوز است و δ_i دریافت هدف است. در معادله ۷، M_y نشان‌دهنده لنگر تسلیم سیستم است. اگر روابط فوق برقرار نباشد، لازم است مقادیر F_{PTi} و M_y مجدداً تنظیم و کابل و فیوزها طراحی شود.

۳-۲- طراحی لرزه‌ای قاب‌های مرکزگرا

براساس پیشنهاد تعدادی از مراجع [۱۴]، ضریب کاهش

مدل شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار اپنسیز برابر با ۳,۴۱ درصد است که بیانگر خطای مدلسازی قابل قبول به میزان ۱,۶ درصد می‌باشد. شکل (۳-ب) پاسخ چرخه‌ای فیوز را نشان می‌دهد. مطابقت نسبی مدل شبیه‌سازی شده با نتایج آزمایش نشان از عملکرد قابل قبول نمونه مدل شده در نرم‌افزار اپنسیز دارد.

۵- تحلیل دینامیکی غیر خطی

۵-۱- شتاب نگاشتهای دور و نزدیک به گسل پالس مانند

در این مطالعه از دو مجموعه رکورد دور از گسل و نزدیک به گسل پالس مانند معرفی شده در FEMA P695 [۱۹] به ترتیب شامل ۲۲ و ۱۴ زوج شتاب‌نگاشت (جدول ۲) برای ارزیابی دینامیکی قاب‌های مرکزگرا استفاده شده است. مجموعه رکوردهای به ترتیب دارای M_w , PGA و PGV بزرگتر از ۰,۲g, ۰,۵ و ۱۵ سانتی متر بر ثانیه است. در این مطالعه، جهت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی رکوردها به سطوح خطر هدف DBE (احتمال وقوع ۱۰ درصد در پنجاه سال) و MCE (احتمال وقوع ۲ درصد در پنجاه سال) مقیاس شده است. بدین منظور با روال معرفی شده در FEMA P695، با منطبق و مقیاس نمودن میانگین طیف پاسخ رکوردهای نرمالایز مقیاس شده به طیف‌های هدف در دوره تناوب اصلی سازه، رکوردها به سطوح خطر MCE و DBE مقیاس شدند. بدین منظور برای مقیاس نمودن رکوردها به سطوح خطر مدنظر، ۲ طیف هدف مختلف برای قاب‌های مرکزگرا واقع در ساختگاه‌های D_{min} و D_{max} در نظر گرفته شده است. شکل (۴) نمونه‌ای از طیف‌های هدف مورد استفاده به همراه طیف پاسخ میانگین مقیاس شده مجموعه رکوردها را نشان می‌دهد.

۵-۲- نتایج تحلیل دینامیکی

در این مطالعه برای ارزیابی احتمال ایجاد آسیب در المان‌های سازه‌ای و اجزای غیرسازه‌ای نتایج تحلیل برای مجموعه‌ای از پارامترهای تقاضای مهندسی کمی شده است. شکل (۵) مقایسه‌ای از تاریخچه پاسخ نسبت دریافت بام، درصد انرژی ورودی تجمعی و نیروی محوری کابل پس کشیده را برای قاب مرکزگرای A_1 در معرض رکوردهای حوزه دور (ایستگاه Beverly Hills) و نزدیک به گسل (ایستگاه Sylmar- Olive View) زلزله نورث‌ریج در سطح DBE را نشان می‌دهد. در این مثال انرژی ورودی به سازه

مبنای مود اول است مناسب نمی‌باشد. از اینرو در این مطالعه از روش تحلیل استاتیکی خطی اصلاح شده ارائه شده توسط اترتون [۱۴] برای طراحی اعضا قاب استفاده شده است. در این روش، ابتدا نیروها با استفاده از تحلیل استاتیک معادل با ضریب رفتار ۸ تحلیل شده است. سپس از نیروهای تشدید شده حاصل از ترکیب بارگذاری‌های بحرانی برای طراحی اعضا استفاده شده است. نتایج طراحی اعضای قاب در شکل (۱) آمده است.

۴- شبیه‌سازی غیر خطی قاب‌های مرکزگرا

شکل (۲) نحوه مدل‌سازی قاب‌های مرکزگرا در نرم‌افزار اپنسیز [۲۱] را نشان می‌دهد. قاب‌ها با المان‌های فایبر 'Displacement Beam-Column' مدل شده است. در دو طرف قاب مرکزگرا از ستون‌های تکیه برای شبیه‌سازی اثر غیرخطی هندسی $P-\Delta$ استفاده شده است که با المان‌های 'elasticBeamColumn' و 'zero-stiffness' و 'spring' مدل می‌شود. برای مدل‌سازی شرایط مرزی از مصالح 'Elastic-No Tension' و المان 'Zero-length' برای مدلسازی گپ استفاده شده است. از المان فایبر برای مدل‌سازی مهاربندها به شکل سهمی برای در نظرگیری خطای هندسی آن برابر با ۰/۰۰۱ طول موثر مهاربند و گاست‌ها با المان‌های 'Force-based Beam-Column' و 'elasticBeamColumn' استفاده دشه. کابل پس کشیده با ترکیبی از مصالح 'ElasticPP' و

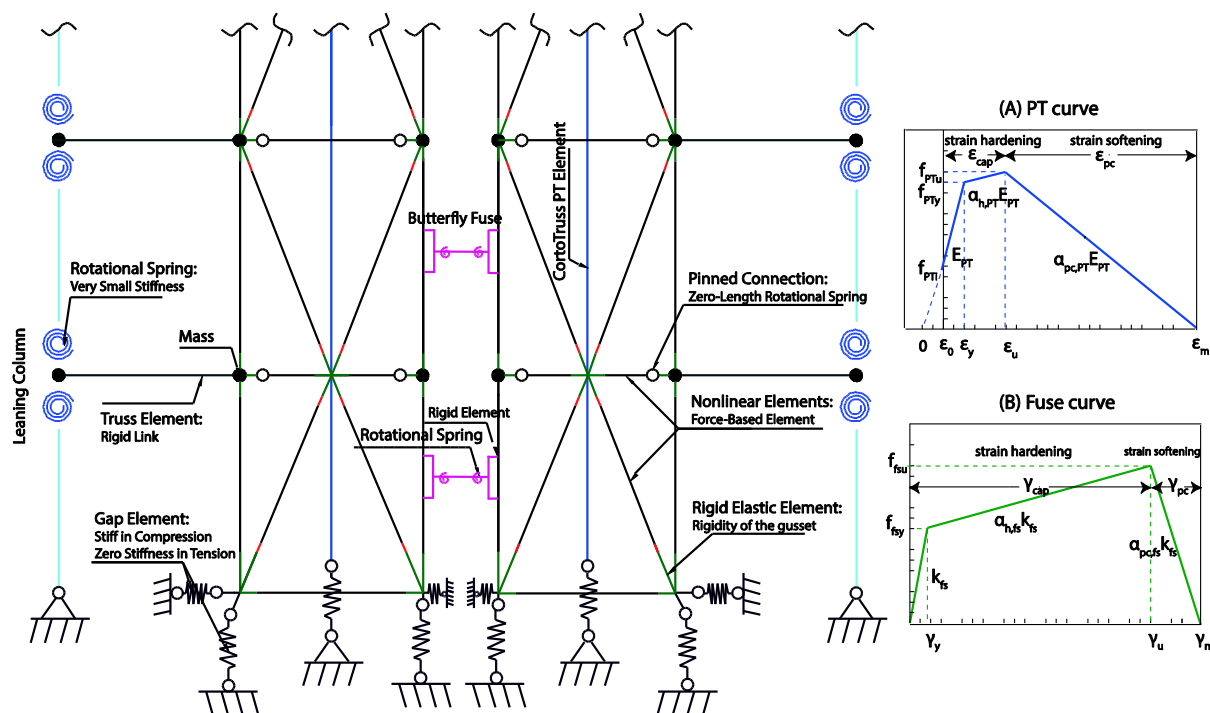
'Hysteretic' و المان‌های خرپایی corofTruss با منحنی رفتاری سه خطی مدل می‌شود. فیوزهای به طور صریح با المان‌های 'elasticBeamColumn'، 'dispBeamColumn' و 'rotational spring' با ترکیب سری مصالح 'Steel02' و 'Hysteretic' مدل شده است. برای صحت‌سنجی مدل شبیه‌سازی شده، پاسخ برش پایه-نسبت دریافت بام و فیوز با پاسخ چرخه‌ای مطالعه آزمایشگاهی انجام شده توسط اترتون و همکاران [۱۴] مقایسه شده است. شکل (۳) مقایسه‌ای از نتایج شبیه‌سازی مدل و نتایج آزمایش برای پاسخ‌های برش پایه-دریافت بام، منحنی رفتاری فیوز و نیروی محوری کابل-دریافت بام را نشان می‌دهد. همانطور که شکل (۳-الف) مشاهده می‌شود، بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی ثبت شده برای نقطه بام در آزمایش سیکلیک ۳,۳۷ درصد و برای

دریافت ماندگار نزدیک به صفر مشهود است. از طرفی، حداکثر نسبت دریافت بام و نیروی محوری کابل پس کشیده قاب مورد مطالعه در حدود زمان تناوب پالس سرعت زلزله (T_p) اتفاق می‌افتد. برای مثال مورد بررسی، نسبت دریافت قاب در رکورد حوزه دور بیشتر و تنش پیش‌تنیدگی کابل‌ها در آن پس از رسیدن به مقدار تنش تسلیم کاهش یافته است.

در اثر رکورد حوزه دور از گسل و نزدیک به گسل به ترتیب در ثانیه ۳۰ و ۱۰ به حداکثر مقدار خود می‌رسد. همانطور که مشاهده می‌شود مقدار قابل توجهی از انرژی ورودی در سه چرخه بزرگ متوالی در حدود دوره تناوب پالس سرعت نمونه زلزله حوزه نزدیک مورد بررسی به سازه اعمال می‌شود. در مقابل در حرکت دور از گسل، انرژی لرزه‌ای تقریباً به طور یکسان در طول زلزله به سازه اعمال می‌شود. در این مثال ویژگی قاب‌های مرکزگرا در ایجاد برگشت‌پذیری و

جدول ۱- پارامترها و مشخصات سازه ای قاب‌های مرکزگرا.

PG _r			PG _r			PG _r			PG _l			
۹st.	۶st.	۳st.	۹st.	۶st.	۳st.	۹st.	۶st.	۳st.	۹st.	۶st.	۳st.	
A _{۱۲}	A _{۱۱}	A _۱	A _۹	A _۸	A _۷	A _۶	A _۵	A _۴	A _۳	A _۲	A _۱	
۱.۴۹۰	۴.۴۴۲	۵.۷۶۶	۱.۴۹۰	۴.۴۴۲	۵.۷۶۶	۱۴۹۲	۱۳۵۶	۱۸۰۸	۱۴۹۲	۱۳۵۶	۱۸۰۸	V _u (kN)
۱۲۳۷۵	۷۶۵۸	۷۱۶۱	۱۲۳۷۵	۷۶۵۸	۷۱۶۱	۳۷۶۶۴	۲۳۴۶۷	۱۶۸۹۰	۳۷۶۶۴	۲۳۴۶۷	۱۶۸۹۰	M _u (kN.m)
۰.۲۳.۰	۰.۳۱.۰	۰.۵۳.۰	۰.۲۳.۰	۰.۳۱.۰	۰.۵۳.۰	۰.۷.۰	۰.۹۵.۰	۱۲۵.۰	۰.۷.۰	۰.۹۵.۰	۱۲۵.۰	C=V _u /w
۴۲۵	۳۰۰	۲۴۹	۳۳۰.۵	۲۶۵۲	۱۵۴۳	۱۳۴۵	۷۴۳	۷۶۸	۷۲۵۶	۳۶۸۹	۲۰۶۲	F _{PTI} (kN)
۳۰.۱	۲.۶	۲.۷	۴۱	۲۰	۱۷	۱۰	۶	۸.۳	۲۶	۲۸	۲۲	A _{PT} (cm ²)
۲	۲	۲	۳۰	۱۵	۱۲	۷	۴	۶	۳۰	۲۰	۱۶	N _{PT}
۰.۷۱	۰.۵۸	۰.۴۷	۰.۷۱	۰.۶۷	۰.۴۷	۰.۷۲	۰.۶۷	۰.۴۳	۰.۷۲	۰.۶۷	۰.۴۷	L _{ei}
۱۰.۵	۹۶	۱۳۹	۳۱۸	۲۵۶	۲۸۰	۱۰.۵	۹۶	۱۳۹	۳۱۸	۲۵۶	۲۸۰	V _{fp} (kN)
۹-۲	۶-۲	۶-۲	۱۸-۵	۱۲-۴	۶-۴	۹-۲	۶-۲	۶-۲	۱۸-۵	۱۲-۴	۱۲-۴	N _{fs} -N _{lfs}
۱.۳۷	۱.۶۲	۱.۶۵	۱.۵۲	۱.۸۷	۲.۰۱	۱.۹۳	۲.۳۱	۲.۱۰	۱.۱۳	۱.۲۹	۱.۵۰	SC*
۱.۱۵	۱.۱۸	۱.۲۲	۱.۷۸	۱.۵۴	۱.۵۴	۱.۵۴	۱.۵۷	۱.۵۴	۱.۵۴	۱.۵۴	۱.۵۴	UL
۰.۲۶	۰.۲۵	۰.۲۷	۰.۳۱	۰.۲۸	۰.۲۹	۰.۲۶	۰.۲۷	۰.۳۰	۰.۳۷	۰.۳۵	۰.۳۶	ED



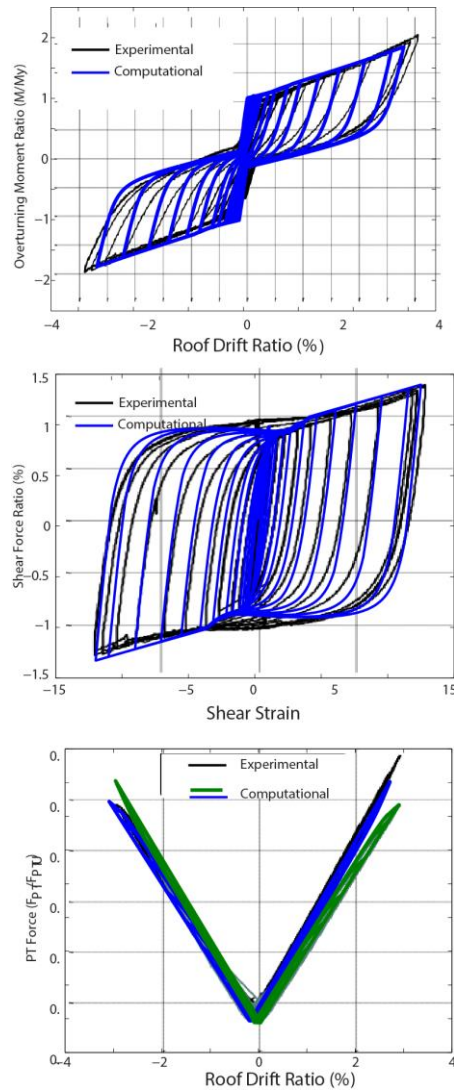
شکل ۲- نحوه مدلسازی قاب‌ها در اپنسیز.

برشی به کرنش برشی فیوز و برش پایه به نسبت دریافت بام برای قاب A_1 در معرض رکوردهای دور از گسل و نزدیک به گسل نورتریج در شکل (۶) نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، در این دو نمونه قاب دارای حرکات نسبتاً یکسانی است، با این حال، قاب در معرض رکورد حوزه نزدیک به گسل در چرخه و مدت زمان کمتری به حداکثر پاسخ می‌رسد. در این مثال کابل قاب سمت راست در معرض رکورد دور از گسل در دریافت حدود ۲٫۵ درصد تسلیم شده است. همچنین رفتار چرخه ای پایدار فیوزها قابلیت سیستم مرکزگرا را در استهلاک انرژی ورودی را نشان می‌دهد. پاسخ برش پایه-دریافت بام نیز می‌تواند سیستم در برگشت پذیری نسبتاً کامل پس از حرکات دور و نزدیک به گسل است.

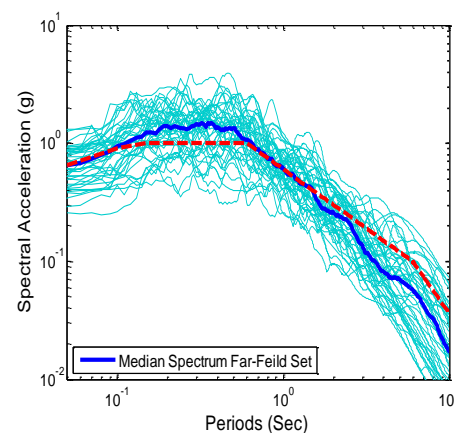
۶- تاثیر پارامترهای لرزه‌ای و مدل سازی

در این بخش تاثیر پارامترهای مانند نوع زلزله، سطح خطر لرزه‌ای، نوع ساختگاه، تعداد طبقات و محل قرارگیری قاب مرکزگرا بر تعدادی از پاسخ‌های لرزه‌ای بررسی می‌گردد. مقادیر میانه حداکثر پاسخ‌های $(MEDP_{max})$ قاب مرکزگرا حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی در معرض رکوردهای دور و نزدیک گسل در جدول ۳ آمده است. علاوه بر این برای بررسی تاثیر نوع زلزله و سطح خطر لرزه‌ای، به ترتیب پارامترها k و s تعریف شدند که k معرف متوسط میانه حداکثر پاسخ در معرض رکوردهای نزدیک به دور از گسل و s بیانگر متوسط میانه حداکثر پاسخ در سطح لرزه‌ای MCE به DBE است.

برای ارزیابی دقیق اثر نوع زلزله، شکل (۷) توزیع پاسخ تغییرمکان نسبی و تغییرشکل جانبی قاب نه طبقه A_2 را در سطح DBE نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود میانه حداکثر دریافت بین طبقه‌ای در معرض رکوردهای نزدیک و دور از گسل با توزیعی نسبتاً یکنواخت در ارتفاع برابر با مقادیر ۱٫۹۳ و ۱٫۶۸ درصد (در طبقه ۷م) و برای پارامتر تغییرشکل جانبی به ترتیب برابر با ۰٫۸۵ و ۰٫۶۵ درصد است. اگرچه این مقادیر از محدوده مجاز دریافت طرح، یعنی نسبت دریافت ۲ درصد، کمتر است، نتایج مقایسه نشان می‌دهد، رکوردهای نزدیک به گسل به طور متوسط دارای مقادیر جابجایی و تغییرشکل بیشتری نسبت به رکوردهای دور از گسل می‌باشند. این عامل احتمال ایجاد دریافت آسیب رسان و متعاقب آن خسارت ماندگار را در



شکل ۳ الف- صحت سنجی مدل شبیه سازی شده. الف) پاسخ برش پایه-دریافت بام (ب) منحنی رفتاری فیوز (ج) نیروی محوری کابل-دریافت بام



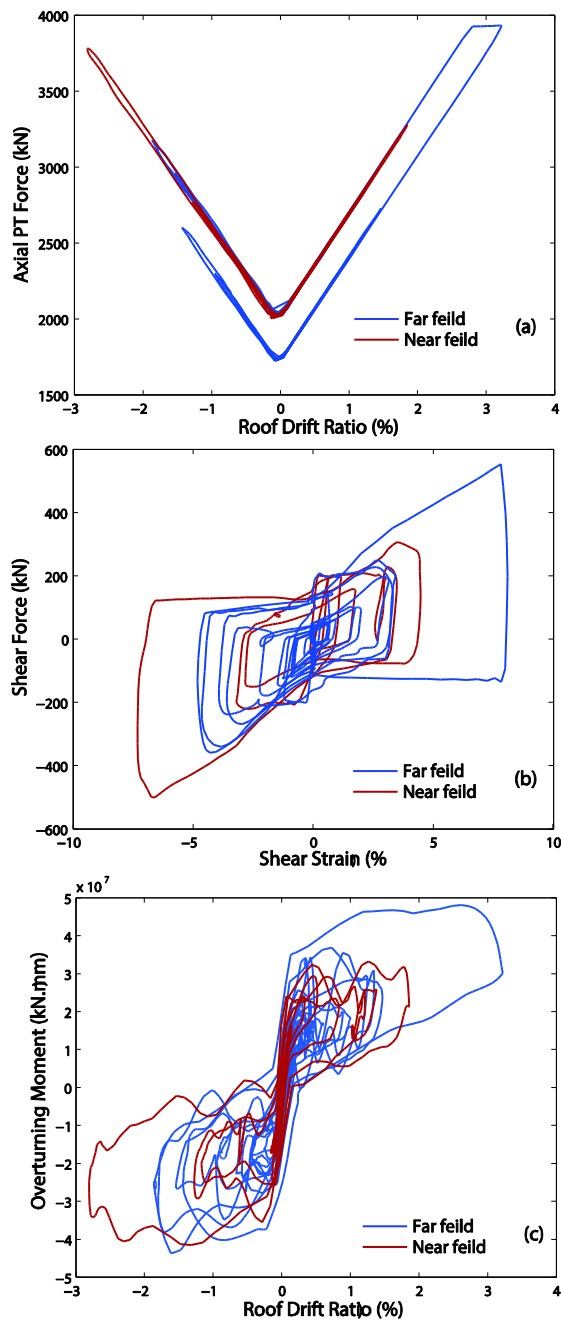
شکل ۴ - طیف هدف DBE رکوردهای دور از گسل برای ساختمان ۳ طبقه واقع در منطقه گروه طراحی لرزه ای D_{max} تغییرات نیروی محوری کابل به نسبت دریافت بام، نیروی

اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای حساس به دریافت در سطوح لرزه‌ای شدیدتر می‌افزاید. در نتیجه هزینه‌های بیشتری برای تعمیر قاب مرکزگرا در حرکات نزدیک به گسل نسبت به دور از گسل مورد نیاز است. نتایج تاثیر نوع زلزله بر دیگر پاسخ‌های لرزه‌ای نیز در جدول ۳ ارائه شده است.

جدول ۲- مجموعه شتابنگاشت‌ها دور از گسل و نزدیک به گسل پالس‌مانند [۲۳]

بزرگا	سال	نام	ایستگاه	نوع گسل	PGA _{max} (g) *	ساختگاه تا چشمه	T _p (s)	
دور از گسل								
۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge	Beverly Hills Mulhol	thrust Blind	۰٫۵۲	۱۳٫۳۰	۱	
۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge	W Lost Cany Canyon		۰٫۴۸	۲۶٫۵۰	۲	
۷٫۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	Bolu	Strike-slip	۰٫۸۲	۴۱٫۳۰	۳	
۷٫۱	۱۹۹۹	Hector Mine	Hector		۰٫۳۴	۲۶٫۵۰	۴	
۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	Delta		۰٫۳۵	۳۳٫۷۰	۵	
۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	El Centro Array#11		۰٫۳۸	۲۹٫۴۰	۶	
۶٫۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Nishi-Akashi		۰٫۵۱	۸٫۷۰	۷	
۶٫۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Shin-Osaka		۰٫۲۴	۴۶٫۰۰	۸	
۷٫۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Duzce		۰٫۳۶	۹۸٫۲۰	۹	
۷٫۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Arcelik		۰٫۲۲	۵۳٫۷۰	۱۰	
۷٫۳	۱۹۹۲	Landers	Yermo Fire Station		۰٫۲۴	۸۶٫۰۰	۱۱	
۷٫۳	۱۹۹۲	Landers	Coolwater		۰٫۴۲	۸۲٫۱۰	۱۲	
۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Capitola		۰٫۵۳	۹٫۸۰	۱۳	
۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Gilroy Array #3		۰٫۵۶	۳۱٫۴۰	۱۴	
۷٫۴	۱۹۹۰	Manjil, Iran	Abbar		۰٫۵۱	۴۰٫۴۰	۱۵	
۶٫۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	El Centro Imp. Cent		۰٫۳۶	۳۵٫۸۰	۱۶	
۶٫۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	Poe Road (temp)		۰٫۴۵	۱۱٫۲۰	۱۷	
۷٫۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass FF		۰٫۵۵	۲۲٫۷۰	۱۸	
۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY101		Thrust	۰٫۴۴	۳۲٫۰۰	۱۹
۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU045			۰٫۵۱	۷۷٫۵۰	۲۰
۶٫۶	۱۹۷۱	San Fernando	LA - Hollywood Stor	۰٫۲۱		۳۹٫۵۰	۲۱	
۶٫۵	۱۹۷۶	Friuli, Italy	Tolmezzo	۰٫۳۵	۲۰٫۲۰	۲۲		
پالس‌گونه نزدیک گسل								
۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-۰۶	#۶El Centro Array	Strike-slip	۰٫۴۴	۱٫۴	۱	
۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-۰۶	#۷El Centro Array		۰٫۴۶	۴٫۲	۲	
۶٫۹	۱۹۸۰	Irpinia, Italy-۰۱	Sturno	Normal	۰٫۳۱	۱۰٫۸	۳	
۶٫۵	۱۹۸۷	Superstition Hills-۰۲	Parachute Test Site	Strike-slip	۰٫۴۲	۲٫۳	۴	
۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Saratoga - Aloha		۰٫۳۸	۴٫۵	۵	
۶٫۷	۱۹۹۲	Erzican, Turkey	Erzincan	Thrust	۰٫۴۹	۲٫۷	۶	
۷٫۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Petrolia		۰٫۶۳	۳	۷	
۷٫۳	۱۹۹۲	Landers	Lucerne		۰٫۷۹	۵٫۱	۸	
۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge-۰۱	Rinaldi Receiving Sta	Thrust	۰٫۸۷	۱٫۲	۹	
۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge-۰۱	Sylmar - Olive View		۰٫۷۳	۳٫۱	۱۰	
۷٫۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Izmit	Strike-slip	۰٫۲۲	-	۱۱	
۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۰۶۵TCU	Thrust	۰٫۸۲	-	۱۲	
۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۰۲TCU		۰٫۲۹	-	۱۳	
۷٫۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	Duzce		Strike-slip	۰٫۵۲	۵٫۶	۱۴

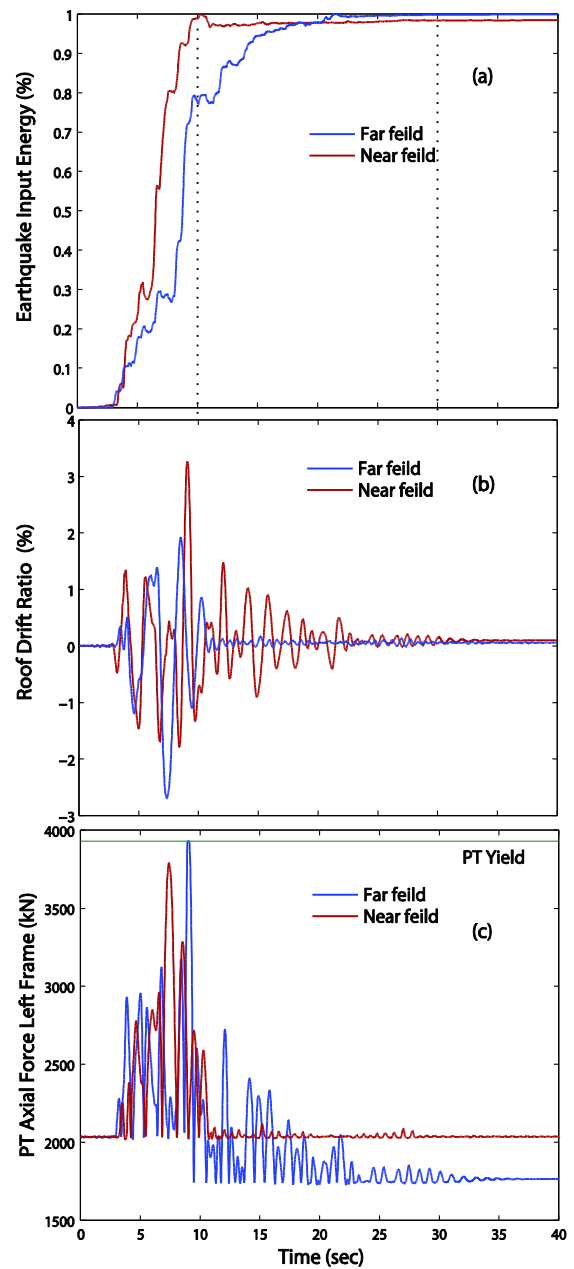
اجزای غیرسازه‌ای، تجهیزات صلب و غیرصلب متصل حساس به شتاب در آن کمتر است.



شکل ۶- الف) نیروی محوری کابل-نسبت دررفت بام، ب) نیروی برشی-کرنش برشی فیوز و ج) برش پایه-نسبت دررفت بام برای قاب A_1

به منظور بررسی تاثیر پارامترهای مدل‌سازی بر پاسخ‌ها، تاثیر تعداد طبقات و جایگذاری قاب لرزه‌ای بر میانه حداکثر پاسخ‌های به تفکیک برای هر یک از مجموعه قاب‌ها در حوزه دور و نزدیک در شکل ۸ ارائه شده است. نتایج حاکی از آن است که با افزایش تعداد طبقات، مقادیر متوسط

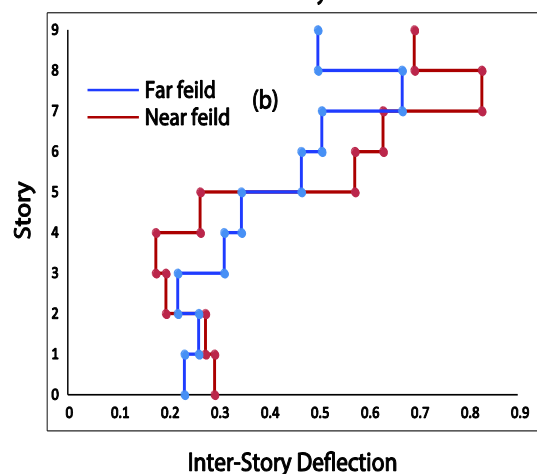
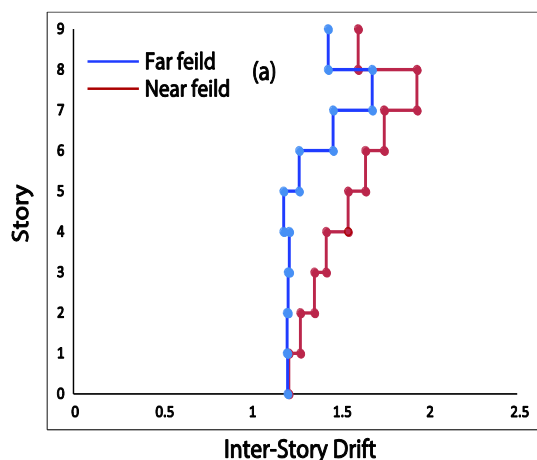
* مقدار بزرگتر از دو مولفه عمودی گزارش شده است.



شکل ۵- الف) تاریخچه پاسخ برای پارامترهای درصد انرژی جمع‌ی ورودی، نسبت دررفت بام و نیروی محوری کابل در قاب مرکزگرای A_1

همانطور که مشاهده می‌شود مقادیر شاخص k برای پارامترهایی نظیر دررفت بین طبقه ای و کرنش پس کشیدگی کابل تحت زلزله‌های پالس مانند بزرگتر از ۱ و در مقابل برای پارامترهایی مانند تغییرشکل افقی قاب و شتاب افقی و قائم طبقات کمتر از ۱ است. این نتایج حاکی از آن است که اگر چه احتمال ایجاد آسیب به المان‌های سازه ای در اثر پالس زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به رکوردهای دور از گسل است و لیکن احتمال آسیب به

دریافت آسیب‌رسان و جابجایی ماندگار را در قاب‌های مرکزگرا را کاهش داد و عملکرد کلی سیستم را در زلزله‌های نزدیک گسل بهبود بخشید.



شکل ۷- تاثیر نوع زلزله بر توزیع میانه حداکثر پاسخ‌های الف) تغییر مکان نسبی جانبی و ب) تغییر شکل جانبی قاب A₃

پاسخ‌های تغییرشکل و شتاب طبقات با افزایش طبقات افزایش می‌یابد، و لیکن کاهش نسبی در پارامتر جابجایی طبقات مشاهده می‌شود. با این حال سرعت تغییر پاسخ پارمترها در حوزه دور از گسل نسبت به نزدیک گسل در اثر افزایش تعداد طبقات بیشتر می‌باشد. همچنین تاثیر نوع جایگذاری قاب لرزه‌ای قاب های واقع در گروه‌های ۳ به ۱ و گروه ۴ به ۲ به ترتیب برای گروه طراحی لرزه‌ای یکسان حداکثر و حداقل در شکل (۸) نشان داده شده است و مقادیر آن در جدول ۳ با یکدیگر مقایسه شده است.

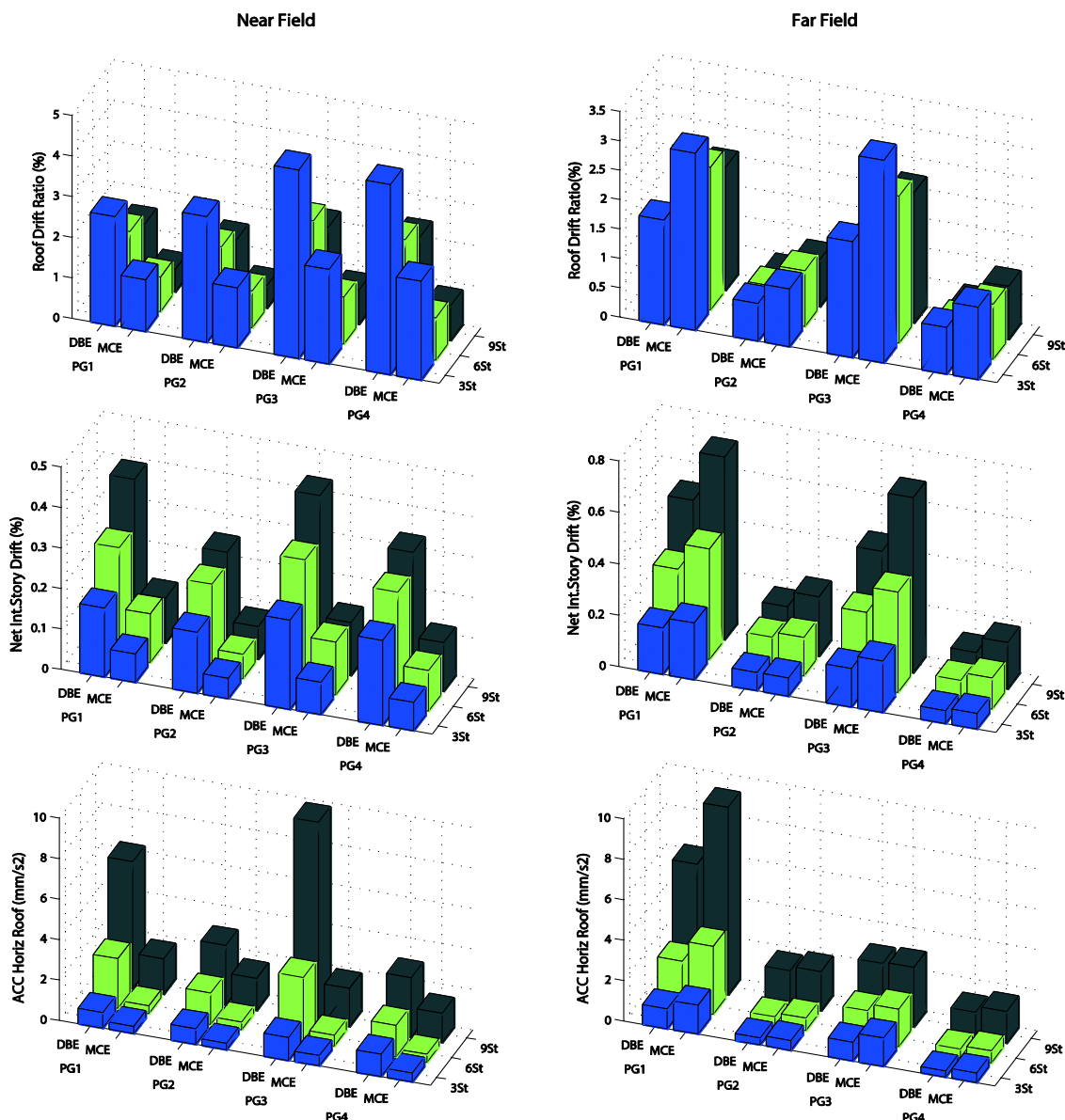
نتایج نشان می‌دهد که پاسخ تقاضاها برای پارامترهای مانند دریافت بین طبقه ای، نسبت بلندشدگی و کرنش برشی فیوزها در قاب‌های داخلی نسبت به قاب‌های محیطی دارای مقادیر بیشتری است و در مقابل تغییر شکل افقی قاب‌ها و شتاب افقی طبقات در قاب‌های محیطی نسبت به قاب های داخلی بیشتری می‌باشد. این موضوع تاثیر قابل ملاحظه سطح باربر ثقلی بر افزایش پاسخ‌های لرزه‌ای را نشان می‌دهد. علاوه بر این موارد در بررسی سطح لرزه‌ای، شاخص S، و اثر گروه طراحی لرزه‌ای (SDC) بر پاسخ‌ها همانطور که انتظار می‌رود مقادیر پاسخ‌ها با افزایش سطح خطر لرزه‌ای افزایش یافته است. با این حال افزایش مقادیر در اثر سطح خطر در حرکات دور از گسل نسبت به حوزه نزدیک گسل بیشتر است.

در نتیجه احتمال آسیب المان‌های سازه‌ای در قاب‌های مرکزگرا در معرض حرکات شدید نزدیک به گسل فراتر از زلزله‌های دور از گسل است. بدین منظور با در نظرگیری تمهیداتی نظیر افزایش میزان پس کشیدگی اولیه می‌توان

جدول ۳ - میانه حداکثر پاسخ‌های مهندسی

دریافت بین طبقه ای %	EQ level	Feild	گروه عملکردی ۱			گروه عملکردی ۲			گروه عملکردی ۳			گروه عملکردی ۴			تعداد
			۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	
			st ₃	st ₆	st ₉	st ₃	st ₆	st ₉	st ₃	st ₆	st ₉	st ₃	st ₆	st ₉	
			MEDP _{max}												
	DBE	F	۱,۶۸	۱,۳۳	۱,۳۶	۰,۶۴	۰,۵	۰,۵۱	۱,۹۷	۱,۶۲	۱,۵۶	۰,۷۹	۰,۵۸	۰,۵۳	۱,۰۹
		N	۲,۶۶	۱,۸۳	۱,۴۶	۱,۲۵	۰,۷	۰,۵۵	۳,۰۷	۱,۸۵	۱,۷۲	۱,۴۵	۰,۷۲	۰,۵۴	۱,۴۸
		K	۱,۵۸	۱,۳۸	۱,۰۷	۱,۹۵	۱,۴۰	۱,۰۸	۱,۵۶	۱,۱۴	۱,۱۰	۱,۸۴	۱,۲۴	۱,۰۲	۱,۳۶
	MCE	F	۲,۹۷	۲,۴۶	۲,۱۷	۱,۱۹	۰,۸۵	۰,۸۴	۳,۳۲	۲,۵۶	۲,۲۷	۱,۳۲	۰,۹۷	۰,۹۱	۱,۸۲
		N	۴,۶	۲,۸۶	۲,۲۵	۲,۳۱	۱,۰۱	۰,۷۳	۴,۹۳	۲,۹۴	۲,۸۹	۲,۴۲	۱,۲۱	۱,۰۳	۲,۴۳
		K	۱,۵۵	۱,۱۶	۱,۰۴	۱,۹۴	۱,۱۹	۰,۸۷	۱,۴۸	۱,۱۵	۱,۲۷	۱,۸۳	۱,۲۵	۱,۱۳	۱,۳۲
	S	F	۱,۷۷	۱,۸۵	۱,۶۰	۱,۸۶	۱,۷۰	۱,۶۵	۱,۶۹	۱,۵۸	۱,۴۶	۱,۶۷	۱,۶۷	۱,۷۲	۱,۶۸
		N	۱,۷۳	۱,۵۶	۱,۵۴	۱,۸۵	۱,۴۴	۱,۳۳	۱,۶۱	۱,۵۹	۱,۶۸	۱,۶۷	۱,۶۸	۱,۹۱	۱,۶۳
		F	۰,۱۸	۰,۳۳	۰,۵۲	۰,۰۷	۰,۱۳	۰,۱۷	۰,۱۵	۰,۲۹	۰,۴۵	۰,۰۵	۰,۰۹	۰,۱۲	۰,۲۱

نسبیت تغییر شکل بین طبقه ای %	DB	N	۰,۱۷	۰,۲۷	۰,۳۹	۰,۰۷	۰,۱۲	۰,۱۱	۰,۱۵	۰,۲۲	۰,۲۵	۰,۰۵	۰,۰۶	۰,۰۸	۰,۱۶
		K	۰,۹۴	۰,۸۲	۰,۷۵	۱,۰۰	۰,۹۲	۰,۶۵	۱,۰۰	۰,۷۶	۰,۵۶	۱,۰۰	۰,۶۷	۰,۶۷	۰,۸۱
نسبیت در یفت بام %	MCE	F	۰,۲۲	۰,۴۳	۰,۷۱	۰,۰۷	۰,۱۵	۰,۲۳	۰,۲	۰,۳۹	۰,۶۸	۰,۰۶	۰,۱۲	۰,۱۸	۰,۲۹
		N	۰,۲۲	۰,۳۲	۰,۴۳	۰,۰۸	۰,۱۳	۰,۱۳	۰,۲۱	۰,۲۸	۰,۳۳	۰,۰۷	۰,۱	۰,۱۲	۰,۲۰
نسبیت بلندشدگی %	S	F	۱,۲۲	۱,۳۰	۱,۳۷	۱,۰۰	۱,۱۵	۱,۳۵	۱,۳۳	۱,۳۴	۱,۵۱	۱,۲۰	۱,۳۳	۱,۵۰	۱,۳۰
		N	۱,۲۹	۱,۱۹	۱,۱۰	۱,۱۴	۱,۰۸	۱,۱۸	۱,۴۰	۱,۲۷	۱,۳۲	۱,۴۰	۱,۶۷	۱,۵۰	۱,۳۰
نسبیت افقی بام g	DBE	F	۱,۶۹	۱,۳۰	۱,۳۲	۰,۶۴	۰,۵۹	۰,۴۸	۱,۹۹	۱,۶۰	۱,۵۳	۰,۸۰	۰,۵۷	۰,۵۱	۱,۰۹
		N	۲,۶۹	۱,۸۴	۱,۵۳	۱,۲۷	۰,۸۵	۰,۵۵	۳,۰۹	۱,۸۶	۱,۵۴	۱,۴۷	۰,۹۱	۰,۵۵	۱,۵۱
نسبیت شتاب افقی بام g	MCE	F	۳,۰۴	۲,۴۵	۲,۱۲	۱,۸۳	۰,۹۶	۰,۷۸	۳,۴۹	۲,۵۳	۲,۲۴	۲,۰۹	۰,۹۹	۰,۸۳	۱,۹۵
		N	۴,۶۴	۲,۹۰	۲,۲۶	۲,۳۲	۱,۱۶	۰,۸۴	۴,۶۸	۲,۸۴	۲,۴۱	۲,۴۳	۱,۰۴	۰,۸۶	۲,۳۷
نسبیت بلندشدگی %	S	F	۱,۸۰	۱,۸۸	۱,۶۱	۲,۸۶	۱,۶۳	۱,۶۳	۱,۷۵	۱,۵۸	۱,۴۶	۲,۶۱	۱,۷۴	۱,۶۳	۱,۸۵
		N	۱,۷۲	۱,۵۸	۱,۴۸	۱,۸۳	۱,۳۶	۱,۵۳	۱,۵۱	۱,۵۳	۱,۵۶	۱,۶۵	۱,۱۴	۱,۵۶	۱,۵۴
نسبیت شتاب افقی بام g	DBE	F	۱,۵۷	۱,۱۴	۱,۰۶	۰,۶۶	۰,۴۱	۰,۴۱	۱,۸۷	۱,۴۶	۱,۳۴	۰,۷۸	۰,۵۶	۰,۴۹	۰,۹۸
		N	۲,۴۹	۱,۶۴	۱,۲۱	۱,۲۱	۰,۶۶	۰,۴۶	۲,۹۰	۱,۷۰	۱,۳۴	۱,۳۲	۰,۶۵	۰,۵۰	۱,۳۴
نسبیت بلندشدگی %	MCE	F	۲,۸۲	۲,۲۱	۱,۷۶	۰,۹۵	۰,۷۷	۰,۷۱	۳,۲۶	۲,۳۱	۲,۰۰	۱,۲۲	۱,۰۱	۰,۹۳	۱,۶۶
		N	۴,۲۹	۲,۶۱	۱,۹۰	۱,۶۹	۰,۹۶	۰,۷۷	۴,۱۲	۲,۳۵	۲,۱۰	۱,۹۲	۱,۰۸	۱,۰۱	۲,۰۷
نسبیت شتاب افقی بام g	S	F	۱,۸۰	۱,۹۴	۱,۶۶	۱,۴۴	۱,۸۸	۱,۷۳	۱,۷۴	۱,۵۸	۱,۴۹	۱,۵۶	۱,۸۰	۱,۹۰	۱,۷۱
		N	۱,۷۲	۱,۵۹	۱,۵۷	۱,۴۰	۱,۴۵	۱,۶۷	۱,۴۲	۱,۳۸	۱,۵۷	۱,۴۵	۱,۶۶	۲,۰۲	۱,۵۸
نسبیت بلندشدگی %	DBE	F	۰,۹۸	۲,۳۵	۶,۱۷	۰,۳۴	۰,۴۱	۱,۷۱	۰,۹۳	۱,۵۱	۲,۸۷	۰,۳۱	۰,۴۱	۱,۲۶	۱,۶۰
		N	۰,۷۷	۲,۴۵	۶,۲۷	۰,۳۵	۰,۳۹	۱,۷۳	۰,۷۶	۱,۵۵	۲,۹۳	۰,۳۱	۰,۳۹	۱,۵۶	۱,۶۲
نسبیت شتاب افقی بام g	MCE	F	۱,۴۲	۳,۳۵	۹,۲۴	۰,۴۷	۰,۶۱	۱,۹۳	۱,۴۰	۱,۸۵	۲,۹۴	۰,۴۷	۰,۵۹	۱,۵۶	۲,۱۵
		N	۱,۱۳	۳,۱۲	۹,۸۱	۰,۵۰	۰,۵۳۹	۱,۸۷	۱,۱۰	۱,۵۵	۲,۹۳	۰,۴۴	۰,۳۹	۱,۴۵	۲,۰۷
نسبیت بلندشدگی %	S	F	۱,۴۵	۱,۴۳	۱,۵۰	۱,۳۸	۱,۴۹	۱,۱۳	۱,۵۱	۱,۲۳	۱,۰۲	۱,۵۱	۱,۴۴	۱,۲۴	۱,۳۶
		N	۱,۴۷	۱,۲۷	۱,۵۶	۱,۴۳	۱,۳۸	۱,۰۸	۱,۴۵	۱,۰۰	۱,۰۰	۱,۴۲	۱,۰۰	۰,۹۳	۱,۲۵
نسبیت بلندشدگی %	DBE	F	۰,۲	۰,۰۵	۰,۰۵	۰,۰۸	۰,۰۲	۰,۰۱	۰,۲۸	۰,۱	۰,۰۵	۰,۱۲	۰,۰۴	۰,۰۲	۰,۰۹
		N	۰,۳۷	۰,۰۸	۰,۰۴	۰,۱۸	۰,۰۴	۰,۰۱	۰,۴۶	۰,۱۱	۰,۰۴	۰,۲۲	۰,۰۴	۰,۰۲	۰,۱۳
نسبیت شتاب افقی بام g	MCE	F	۰,۴۱	۰,۱۵	۰,۰۶	۰,۱۴	۰,۰۵	۰,۰۲	۰,۵۳	۰,۱۶	۰,۰۸	۰,۱۹	۰,۰۷	۰,۰۳	۰,۱۶
		N	۰,۶۹	۰,۱۷	۰,۰۶	۰,۳۶	۰,۰۷	۰,۰۲	۰,۶۹	۰,۱۶	۰,۰۸	۰,۴۳	۰,۱	۰,۰۴	۰,۲۴
نسبیت بلندشدگی %	S	F	۲,۰۵	۳,۰۰	۱,۲۰	۱,۷۵	۲,۵۰	۲,۰۰	۱,۸۹	۱,۶۰	۱,۶۰	۱,۵۸	۱,۷۵	۱,۵۰	۱,۸۷
		N	۱,۸۶	۲,۱۳	۱,۵۰	۲,۰۰	۱,۷۵	۲,۰۰	۱,۵۰	۱,۴۵	۲,۰۰	۱,۹۵	۲,۵۰	۲,۰۰	۱,۸۹
نسبیت بلندشدگی %	DBE	F	۳,۸	۲,۸۹	۳,۱	۱,۵۹	۱,۳۲	۱,۲۴	۵,۱۳	۴,۳۹	۴,۰۱	۲,۱۹	۱,۴۹	۱,۳۱	۲,۷۱
		N	۶,۶۴	۴,۴۴	۳,۵۷	۳,۲۷	۲,۰۵	۱,۴۲	۷,۶۷	۴,۶۲	۴,۹۷	۳,۸۴	۲,۲۷	۱,۶۲	۳,۸۷
نسبیت شتاب افقی بام g	MCE	F	۷,۴۱	۶,۶۴	۵,۴۶	۲,۵۶	۲,۶۱	۲,۲۱	۹,۲۷	۶,۸۴	۵,۵۱	۳,۲	۳,۶۶	۳,۱۱	۴,۸۷
		N	۱۱,۵۴	۷,۳۵	۵,۶۳	۵,۹۳	۲,۹۸	۲,۳۱	۱۱,۰۳	۷,۱	۵,۶۵	۷,۶۵	۳,۶۹	۲,۹۱	۶,۱۵
نسبیت بلندشدگی %	S	F	۱,۵۶	۱,۱۱	۱,۰۳	۲,۳۲	۱,۱۴	۱,۰۵	۱,۱۹	۱,۰۴	۱,۰۳	۲,۳۹	۱,۰۱	۰,۹۴	۱,۳۲
		N	۱,۹۵	۲,۳۰	۱,۷۶	۱,۶۱	۱,۹۸	۱,۷۸	۱,۸۱	۱,۵۶	۱,۳۷	۱,۴۶	۲,۴۶	۲,۳۷	۱,۸۷
نسبیت شتاب افقی بام g	DBE	F	۱,۷۴	۱,۶۶	۱,۵۸	۱,۸۱	۱,۴۵	۱,۶۳	۱,۴۴	۱,۵۴	۱,۱۴	۱,۹۹	۱,۶۳	۱,۸۰	۱,۶۲
		N	۱,۷۴	۱,۶۶	۱,۵۸	۱,۸۱	۱,۴۵	۱,۶۳	۱,۴۴	۱,۵۴	۱,۱۴	۱,۹۹	۱,۶۳	۱,۸۰	۱,۶۲



شکل ۸- تاثیر پارامترهای مدل‌سازی و مشخصات لرزه‌ای بر متوسط میانه حداکثر پاسخ (الف) نسبت دررفت طبقات، (ب) تغییرشکل طبقات و (ج) شتاب افقی طبقات برای قاب‌های مرکزگرا

۷- خلاصه و نتیجه‌گیری

در حرکت پالس‌گونه زمین در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل انرژی قابل توجهی، بدلیل مقادیر مشابه سرعت گسیختگی گسل و سرعت موج برشی، در زمان وقوع زلزله آزاد می‌شود. در این مقاله کارایی ۱۲ قاب لرزه‌ای مرکزگرا متفاوت از نظر اثر نوع قاب لرزه‌ای (سطح بار ثقلی اعمالی)، محل ساختگاه سازه (سطح خطر لرزه‌ای)، تعداد طبقات و سطح خطر لرزه-ای در معرض زلزله‌های حوزه نزدیک به گسل ارزیابی و با عملکرد قاب‌ها در حوزه دور مقایسه شده است. خلاصه نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی قاب‌های مورد مطالعه در

دو سطح لرزه‌ای DBE و MCE به شرح زیر است:

- ۱- نتایج نشان می‌دهد که قاب‌های مرکزگرای طراحی شده با روال حدی قابلیت تمرکز آسیب در فیوزها را دارد. این مکانسیم اتلاف انرژی از ایجاد صدمه به المان‌های سازه‌ای و تغییرمکان و دررفت ماندگار زیاد کاسته است. در نتیجه قاب‌های مرکزگرا توانایی کنترل عامل اصلی خسارت سازه‌ای در زلزله و پیامدهای منفی اقتصادی برای تعمیر سازه را داشته است.
- ۲- نتایج نشان می‌دهد حداکثر مقادیر جابجایی در

تغییرشکل، کرنش پس کشیدگی کابل و کرنش برشی فیوز در اثر افزایش طبقات افزایش می‌یابد. با این حال سرعت تغییر پاسخ پارمترها در معرض رکوردهای دور از گسل نسبت به رکوردهای نزدیک به گسل پالس مانند در اثر افزایش تعداد طبقات بیشتر است. در بررسی اثر نوع قاب لرزه‌ای نیز نسبت دریافت، کرنش پس کشیدگی و کرنش فیوز در حوزه‌های دور و نزدیک در قاب‌های داخلی نسبت به محیطی دارای مقادیر بیشتری می‌باشد، اما تغییرشکل‌ها، شتاب طبقات در قاب مرکزگرا بدلیل تفاوت در سطح باربر ثقلی در قاب-های محیطی نسبت به داخلی بیشتری می‌باشد.

۵- در بررسی اثر افزایش سطح خطر لرزه‌ای مشاهده شد که تمامی پارامترهای مهندسی با افزایش شدت لرزه‌ای افزایش یافته است، و لیکن نرخ افزایش در رکوردهای حوزه دور نسبت به نزدیک بیشتر است. همچنین افزایش قابل ملاحظه مقادیر نتایج در سطح بار لرزه‌ای حداکثر به سطح بار لرزه‌ای حداقل مشاهده شد. به طور متوسط میزان نرخ افزایش پارامترها در حوزه دور از گسل نسبت به حوزه نزدیک در اثر افزایش سطح خطر بیشتر است.

زلزله‌های حوزه نزدیک در حدود زمان دوره تناوب پالس زلزله اتفاق می‌افتد. با این حال نسبت دریافت ماندگار قاب‌های مرکزگرا نزدیک به صفر است که موید توانایی قابلیت برگشت پذیری سیستم و جلوگیری از تغییرشکل باقیمانده در انتهای حرکات دور و نزدیک گسل پالس مانند است.

۳- متوسط میانه حداکثر پارامترهای نسبت دریافت بین طبقه‌ای، کرنش پس کشیدگی کابل، کرنش فیوزها بدلیل پالس سرعت در رکوردهای حوزه نزدیک پالس مانند دارای مقادیر بیشتری نسبت به زلزله‌های حوزه دور شده است. در نتیجه دریافت آسیب‌رسان و احتمال خسارت لرزه‌ای در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای حساس به دریافت کاهش یافته است. از طرفی متوسط میانه حداکثر پارامترهای تغییرشکل افقی قاب در طبقه‌ها، شتاب افقی طبقات قاب‌های مرکزگرا در حرکات پالس-مانند نزدیک به گسل کمتر از مقادیر در حوزه دور گردیده است؛ که در نتیجه آن احتمال ایجاد آسیب در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در زلزله‌های حوزه دور کمتر است.

۴- در بررسی اثر افزایش تعداد طبقات بر پاسخ مشاهده شد که مقادیر متوسط میانه حداکثر

مراجع

[1] P. G. Somerville, "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity", *Seismological Research Letters*, Vol. 68, 1997, pp. 199-222.

[2] V. Calugaru and, M. Panagiotou, "Seismic response of 20-story base-isolated and fixed-base reinforced concrete structural wall buildings at a near-fault site", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 43, 2014, pp. 927-948.

[۳] س. ر. حسینی واعظ و ح. نادرپور، "بررسی نحوه آرایش جداگرهای لرزه‌ای در ساختمانهای کوتاه مرتبه"، *مجله مدل سازی در مهندسی*. سال چهاردهم، شماره ۴۶، ۱۳۹۵.

[۴] غ. قدرتی امیری، م. برارنیا، م. عابدپور و پ. نمیرانیان، "اثر برخورد سازه‌های مجاور بر نیازهای لرزه‌ای سازه‌های با جداگر لرزه‌ای در اثر زلزله"، *مجله مدل سازی در مهندسی*. سال نهم، شماره ۲۴، ۱۳۹۰.

[۵] ه. شریعتمدار و م. کلانتری، "بررسی اثر جداگرهای لرزه‌ای بر جا به جایی‌های طبقات و تشکیل مفاصل پلاستیک"، *مجله مدل سازی در مهندسی*، سال اول، شماره ۱۵، ۱۳۸۶.

[6] P. M. Clayton, "Self-Centering Steel Plate Shear Walls: Subassembly and Full-Scale Testing", PhD dissertation, 2014.

- [7] G. Guerrini, "Seismic Behavior of Posttensioned Self-Centering Precast Concrete Dual-Shell Steel Columns", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 28, 2014, pp. 129-132.
- [8] R. W. Clough, and A. A. Huckelbridge, "Preliminary experimental study of seismic uplift of a steel frame.: Earthquake Engineering Research Center", College of Engineering, University of California, 1977.
- [9] D. Roke, (2008). "Design concepts for damage-free seismic-resistant self-centering steel concentrically-braced frames", *Proceedings of 14th WCEE (DVD, paper S16006)*, Beijing.-01-braced frames",
- [10] R. Sause, "Seismic Performance of a Self-Centering-Rocking Concentrically-Braced Frame", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 140, 2010, pp. 121-132.
- [11] M. R. Eatherton, and J. F. Hajjar, "Large-scale cyclic and hybrid simulation testing and development of a controlled-rocking steel building system with replaceable fuses", Newmark Structural Engineering Lab. University of Illinois at Urbana-Champaign, USA, 2010.
- [12] X. Ma, "Seismic design and behavior of self-centering braced Frame with controlled rocking and energy-dissipating fuses, blume earthq", *Engineering Center TR*, 174, University of Stanford, 2011.
- [13] K. S. Hall, M. R. Eatherton, and J. F. Hajjar, "Nonlinear behavior of controlled rocking steel-framed building systems with replaceable energy dissipating fuses", Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois at Urbana-Champaign, USA, 2010.
- [14] M. R. Eatherton, X. Ma, H. Krawinkler, D. Mar, S. Billington, J. F. Hajjar, and G. G. Deierlein, "Design Concepts for Controlled Rocking of Self-Centering Steel-Braced Frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 140, 2014, pp. 121-132.
- [15] L. Wiebe, and C. Christopoulos, "Mitigation of higher mode effects in base-rocking systems by using multiple rocking sections", *Journal of Earth Engineering*, Vol. 13, 2009, p.p. 83–108.
- [16] L. Wiebe, C. Christopoulos, R. Tremblay, and M. Leclerc, "Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame. 1 :Concept, modelling and low-amplitude shake table testing, Earth", *Engineering Structural Dynamics*, Vol. 42, 2013, p.p. 1053–1068.
- [17] M. Khanmohammadi, and S. Heydari, "Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems", *Engineering Structural*, Vol. 100, 2015, p.p. 577-589.
- [18] M. Hosseini, M. Fekri, and M. Yekrangnia, "Seismic performance of an innovative structural system having seesaw motion and columns equipped with friction dampers at base level", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 25, 2016, p.p. 842–865.
- [19] A. Gupta, and H. Krawinkler, "Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures", University of Stanford, California, USA, 1999.
- [20] ASCE, American Society of Civil Engineers, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" SEI/ASCE 7-10, Reston, VA, 2010.
- [21] ASTM, American Society for Testing and Materials International, Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete, ASTM Standard A416/A416M-06, West Conshohocken, PA, 2006.
- [22] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, "OpenSees command language manual", Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 2006.
- [23] FEMA, Federal Emergency Management Agency, "Quantification of Building Seismic Performance Factors", FEMA P695, Washington, D.C, 2009.