

توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی برای دیوارهای مرکزگرای پایه - گهواره‌یی تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌یی دور و نزدیک گسل

Original Article

وحید بروجردیان* (استادیار)

اسماعیل محمدی ده‌چشمه (دانشجوی دکتری)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

در این تحقیق، به توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی دیوارهای بتنی مرکزگرای پایه-گهواره‌یی تحت سه مجموعه شتاب‌نگاشت شامل ۲۲ شتاب‌نگاشت دور از گسل (FF)، ۱۴ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل دارای پالس (NF-Pulse) و ۱۴ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل بدون پالس (NF-No Pulse) پرداخته شد. به این منظور، سازه‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های مزبور مورد تحلیل دینامیکی فزاینده غیرخطی قرار گرفتند. مدل‌سازی‌های در نرم‌افزار OpenSEES و به صورت دوبعدی انجام شد. نتایج منحنی‌های شکنندگی نشان داد که دیوارهای کوتاه تحت رکوردهای NF-Pulse و دیوارهای بلند تحت رکوردهای FF و NF-No Pulse، با شتاب طیفی مود اول کوچک‌تر در سطوح عملکردی مختلف به احتمال میانه شکنندگی می‌رسند. افزایش لنگر خمشی در طبقات میانی دیوار سازه‌ی ۲۰ طبقه نسبت به پای دیوار در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (CP)، تحت رکوردهای FF و NF-No Pulse به ترتیب برابر با ۴۶ و ۳۹ درصد است که این افزایش لنگر به دلیل اثرات مودهای بالا ایجاد می‌شود.

واژگان کلیدی: سیستم مرکزگرا، دیوار پایه - گهواره‌یی، منحنی شکنندگی، تحلیل دینامیکی فزاینده، فیوز تعویض پذیر.

broujerdian@iust.ac.ir
esmaeil.mohammadi@civileng.iust.ac.ir

۱. مقدمه

سیستم‌ها می‌توان با هسته‌ی بتنی^[۱] یا هسته‌ی مهاربندی^[۲] بهره‌گرفت و حتی می‌توان آنها را با سیستم‌های دیگر مانند قاب خمشی ترکیب کرد^[۳] و سیستمی دوگانه ایجاد کرد. سازوکار بازگرداندندگی در این سیستم با پیش‌تنیده کردن کابل‌های رابط دیوار (بلوک پایه-گهواره‌یی) و فونداسیون تأمین می‌شود. بعد از غلبه‌ی نیروی جانبی به نیروی بازگرداندندگی، با چرخش دیوار نسبت به فونداسیون، بازشدگی در سیستم ایجاد می‌شود. از فیوزهای جاذب انرژی در سیستم‌های پایه-گهواره‌یی در محل بازشدگی‌ها استفاده می‌شود. محققان میلگرد معمولی در پای دیوار را به عنوان جاذب انرژی استفاده کردند و نشان دادند می‌توان بعد از زلزله به راحتی این فیوزها را تعویض کرد.^[۴] همچنین آنها فیوز اصطکاک‌ی مابین دو بلوک پایه-گهواره‌یی را پیشنهاد و مدلی به صورت سیستم یک درجه آزاد برای تخمین رفتار این سیستم‌ها معرفی کرده‌اند.^[۵] در ادامه، انواع فیوزهای فلزی با شکل‌های مختلف مورد تحلیل اجزای محدود قرار گرفته و رفتار فیوز بهینه را تعیین کردند.^[۶]

پژوهش‌گران در دیوارهای مرکزگرای پایه-گهواره‌یی برای جلوگیری از خردشدگی بتن در لبه‌ها، از خاموت‌های اسپیرال، برای محصورشدگی استفاده کردند.^[۷] کرنش فشاری نهایی در نظر گرفته شده بتن برای محاسبه‌ی مقاومت خمشی دیوار پایه-گهواره‌یی ۵/۰٪^۵ پیشنهاد شده است. همچنین Holden و همکاران^[۸] نشان دادند

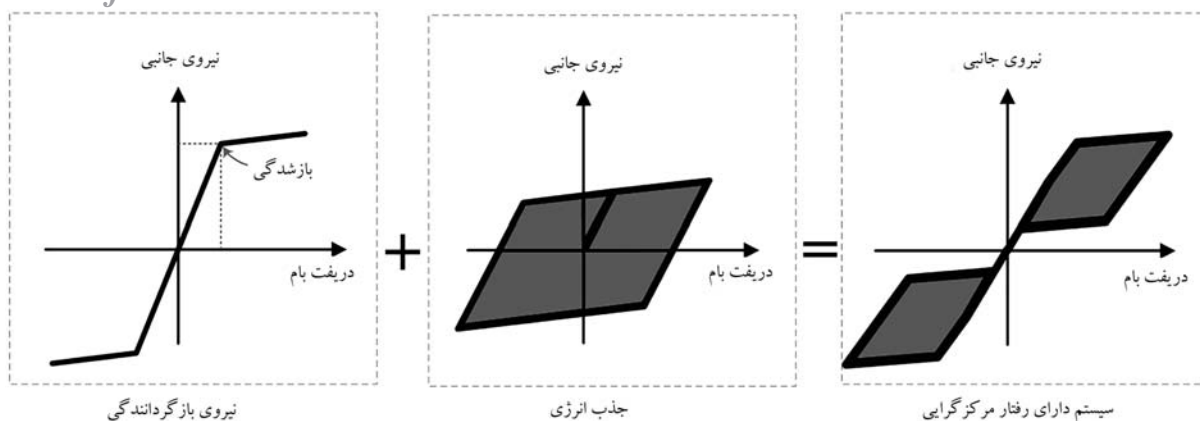
سیستم‌های مرکزگرا با تأمین دو خصوصیت رفتاری شامل سازوکار نیروی بازگرداندندگی^۱ و سازوکار جذب انرژی^۲، برای تحمل بارهای جانبی در نظر گرفته می‌شوند. هدف این دو سازوکار در سازه، ایجاد منحنی‌های پرچمی شکل نیرو - جابه‌جایی تحت بارهای جانبی رفت و برگشتی است (شکل ۱). سازوکار بازگرداندندگی، سازه‌ی تغییر شکل یافته تحت بارهای جانبی را، پس از باربرداری به موقعیت اولیه‌اش برمی‌گرداند. در سیستم‌های مرکزگرا برای تولید منحنی‌های نیروی جانبی - تغییر مکان دوخطی نیاز به سازوکار مهم بازگرداندندگی همراه با بازشدگی است. رفتار دوخطی نشان داده شده در شکل ۱ مربوط به سازوکار بازگرداندندگی است که در آن استهلاک انرژی وجود ندارد. برای تأمین سازوکار جذب انرژی در سیستم، باید المان‌های جاذب انرژی تعبیه شود. با ترکیب این دو سازوکار، رفتار پرچمی شکل ایجاد می‌شود.

«دیوار پایه-گهواره‌یی» یکی از سیستم‌های متداول مرکزگراست که در آن هر دو سازوکار بازگرداندندگی و جذب انرژی در سیستم تأمین می‌شود. به طور کلی از این

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۱۰/۰۶، اصلاحیه ۱۳۹۹/۱۱/۱۸، پذیرش ۱۳۹۹/۱۱/۲۶

DOI:10.24200/J30.2021.57279.2897



شکل ۱. منحنی رفتاری پرچمی شکل سیستم مرکزگرا.

است. در این بررسی نشان داده شد که ترکیب سیستم‌های متداول با سیستم‌های دیوار پایه-گهواره‌یی مرکزگرا و سیستم‌های دیوار پایه-گهواره‌یی با توزیع جاذب انرژی در ارتفاع، تحت رکوردهای نزدیک گسل دارای پالس مؤثر نیستند.

در مطالعه‌ی سیستم دیوار پایه-گهواره‌یی با ستون‌های انتهایی که به صورت آزمایشگاهی به موضوع به کارگیری جاذب‌های انرژی O شکل پرداخته،^[۱۸] جداسازی سقف طبقات و سیستم دیوار پایه-گهواره‌یی دوران‌کننده به درستی انجام شده است. سیستم‌های معرفی شده تا جابه‌جایی نسبی ۵ درصد نیز می‌تواند مقاومت خود را حفظ کنند. در پایان توصیه‌هایی برای جداسازی سیستم سازه‌یی دیوار گهواره‌یی و سقف ساختمان شده است.

منحنی‌های شکنندگی برای سیستم‌های دیوار پایه-گهواره‌یی مرکزگرا در تحقیقات مختلف توسعه یافته است. اغلب با استفاده از تحلیل دینامیکی فراینده (IDA)،^۶ منحنی‌های شکنندگی این سیستم‌ها توسعه داده شده است. محققین براساس IDA، برای این سیستم‌ها ضریب رفتار بزرگ‌تر از ۶ پیشنهاد کردند.^[۱۹] مقدار نسبت تنظیم شده حاشیه‌ی فروریزش (ACMR)^۷ برای این سازه‌ها دو برابر مقدار مجاز به دست آمده است که نشان می‌دهد این سیستم دارای ایمنی کافی در مقابل زلزله‌ی MCE است.^[۲۰] افزایش مقدار جاذب انرژی در سیستم باعث کاهش احتمال ظرفیت فروریزش در این سیستم‌ها می‌شود. در مقابل نسبت پیش‌تیدگی کابل پس‌کشیده (PT) تأثیر ناچیزی بر احتمال ظرفیت فروریزش دارد.^[۲۱]

تحقیقات انجام شده^[۲۲] نشان داد که اثر مودهای بالا در سیستم‌های پایه-گهواره‌یی با پایه‌ی مفصل، غیر قابل صرف‌نظر است و نیز طراحی با مود اول غیر محافظه‌کارانه در تخمین نیروهای برشی و لنگر خمشی است. همچنین نشان داده شد که جابه‌جایی‌ها متأثر از مودهای بالا نیستند و نیز سیستم دیوار پایه-گهواره‌یی در قاب‌ها تمایل به ارتعاش سازه با مود پایه-گهواره‌یی، و نیز تمایل به از بین بردن اثر مودهای بالاتر در قاب‌ها را دارند که این منجر به افزایش اثرات مودهای بالا می‌شود. بررسی تحقیقات انجام شده در زمینه‌ی دیوارهای مرکزگرای پایه-گهواره‌یی در یک دهه‌ی اخیر، نشان می‌دهد که در خصوص بررسی تأثیر شتاب‌نگاشت‌های مختلف بر عملکرد لرزه‌یی این دیوارها مطالعه سیستماتیک انجام نشده است. به علاوه، بسیاری از تحقیقات پیشین، محل اتصال پایه-گهواره‌یی را به صورت یک فنر خمشی معادل مدل‌سازی کرده‌اند. در این تحقیق پس از صحت‌سنجی مدل‌سازی با استفاده از تحقیقات گذشته، به بررسی احتمالاتی رفتار دیوارهای پایه-گهواره‌یی تحت سه مجموعه شتاب‌نگاشت شامل ۲۲ شتاب‌نگاشت دور (FF)، ۱۴ شتاب‌نگاشت نزدیک دارای پالس (NF Pulse) و ۱۴ شتاب‌نگاشت نزدیک بدون

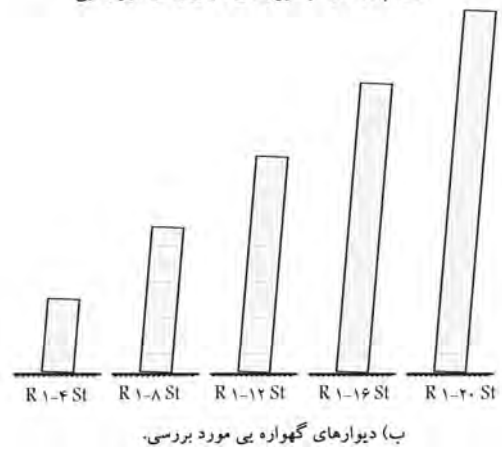
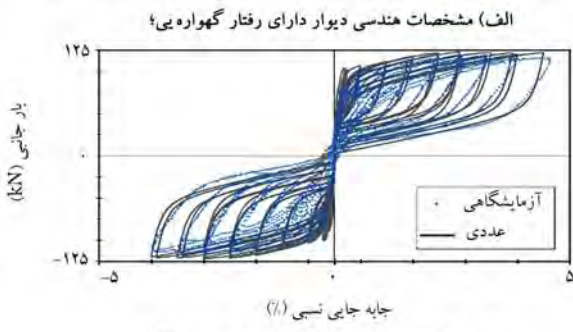
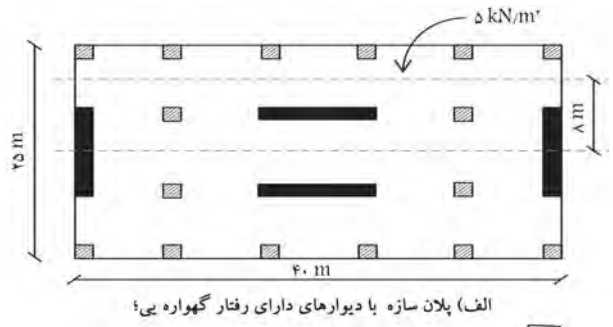
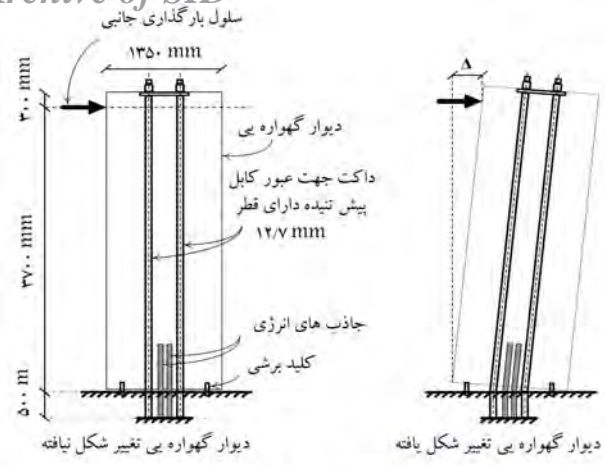
این دیوارها می‌توانند مقاومت جانبی خود را، تا دریفت ۳ درصد بام، بدون ایجاد مفصل خمیری حفظ کنند.

در بررسی‌های بعدی، تلاش‌هایی برای تحلیل رفتار این سیستم با استفاده از روش فرم بسته^۳ انجام شده است و معیارهایی برای طراحی این سیستم‌ها ارائه شده است.^[۹] در برخی از مطالعات عددی گذشته برای شبیه‌سازی رفتار این دیوارها از فنرهای پیچشی استفاده شده است.^[۱۰] با این حال نشان داده شده است که در تحلیل‌ها، برای بررسی صحیح رفتار دیوارهای مرکزگرا باید رفتار واقعی اجزا در این سیستم‌ها لحاظ شود.^[۱۱]

در بررسی رفتار چرخه‌یی دیوارهای مرکزگرای پایه-گهواره‌یی، با لحاظ پارامترهای مختلف دیوار نشان داده شد^[۱۲] که برای افزایش کارایی سیستم، بهتر است مساحت جاذب‌های انرژی افزایش یابد. همچنین می‌توان دریفت سازه را با افزایش نسبت ابعادی دیوار و افزایش نسبت پیش‌تیدگی اولیه، کاهش داد. با افزایش پیش‌تیدگی کابل‌ها یا افزایش سختی کشسانی کابل‌ها، می‌توان دوران بلوک پایه-گهواره‌یی و سرعت زاویه‌یی دیوار را کاهش داد. همچنین با افزایش میراگر در سیستم، ظرفیت استهلاک انرژی در سیستم افزایش می‌یابد.^[۱۳]

محققین همچنین دیوارهای مرکزگرای پایه-گهواره‌یی را با دیوارهای متداول در دو سطح زلزله‌ی طرح^۴ و زلزله‌ی بیشینه محتمل^۵ مقایسه کرده‌اند.^[۱۴] دیوارهای پایه-گهواره‌یی مرکزگرا در مقایسه با دیوارهای متداول، آسیب‌های سازه‌یی کم‌تری را متحمل می‌شوند ولی جابه‌جایی‌های بیشینه در این سیستم‌ها بیشتر است. علاوه بر این، آسیب‌پذیری اجزای غیر سازه‌یی در دیوار پایه-گهواره‌یی، به علت ایجاد شتاب‌های زیاد بیشتر است. همچنین، نشان داده شده که اثر مؤلفه‌ی قائم زلزله در سیستم دیوار پایه-گهواره‌یی و دیوار برشی متداول روی پاسخ‌های سازه ناچیز است. در مطالعات دیگری نشان داده شد^[۱۵] که در سیستم دیوارهای پایه-گهواره‌یی مرکزگرا به علت سختی بالای هسته‌ی پایه-گهواره‌یی، جابه‌جایی ایجاد شده در طبقات یکنواخت است. در بیشتر تحقیقات، خرابی‌ها به علت بازشدگی قسمت پایه‌ی دیوار است و آسیب‌دیدگی جزئی در پنجه و پاشنه‌ی دیوار محدود می‌شود. همچنین دوران دیوار، انتهای تیرها و دیافراگم متصل به آن را در طبقات ممکن است دچار خرابی کند. در این سیستم‌ها با افزایش جابه‌جایی‌های جانبی، سختی غیرکشسانی سیستم کاهش می‌یابد. استفاده از دیوارها در سیستم‌های متداول سازه‌یی، می‌تواند از وقوع طبقه نرم جلوگیری کند.^[۱۶]

در تحلیل ابعادی سیستم‌های دیوار مرکزگرا تحت رکوردهای نزدیک گسل دارای پالس،^[۱۷] برای حل مسائل سیستم دیوار پایه-گهواره‌یی، حل فرم بسته پیشنهاد شده



الف) مشخصات هندسی دیوار دارای رفتار گهواره‌ای؛

ب) دیوارهای گهواره‌ای مورد بررسی.

شکل ۵. مشخصات نمونه آزمایشگاهی صحت سنجی. [۲۶]

شکل ۴. مشخصات مدل‌های مورد بررسی. [۲۵]

نتایج مدل‌سازی نشان داد که خردشدگی در بتن رخ نداده و بنابراین می‌توان برای افزایش سرعت تحلیل‌های نرم‌افزاری از مقطع کشسان برای دیوار استفاده کرد.

و نیز مشابه شکل ۴ ب با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ است. [۲۵] بار لرزه‌یی در مدل‌های دیوار برابر با ۲۵۰ تن نیرو در هر طبقه در نظر گرفته شده است. مشخصات مکانیکی بتن شامل $f'_c = 40\text{ MPa}$ و $E_c = 30\text{ GPa}$ است، مشخصات جاذب‌های انرژی $f_y = 300\text{ MPa}$ و $E_s = 210\text{ GPa}$ است و همچنین کابل‌های پیش‌تنیده دارای $f_y = 1560\text{ MPa}$ و $E_s = 195\text{ GPa}$ هستند. ضخامت و عرض دیوار مطابق نوشتار پینوچی و همکارانش [۲۵] انتخاب شده است. ارتفاع طبقات برابر با ۳۵۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

۵.۲. شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌یی مورد بررسی

در این تحقیق از سه دسته شتاب‌نگاشت NF-No Pulse و NF-Pulse و FF و NF برگرفته از دستورالعمل FEMAP۶۹۵ [۲۷] استفاده شده است. این شتاب‌نگاشت‌ها شامل ۲۲ رکورد FF، ۱۴ رکورد NF-Pulse و ۱۴ رکورد NF-No Pulse هستند (جدول ۱ تا ۳). با توجه به این که شتاب‌نگاشت‌های افقی دارای دو مؤلفه‌اند و تحلیل‌های مورد نظر این تحقیق دوبعدی است، در هر تحلیل از یک شتاب‌نگاشت استفاده شده است. برای استفاده از شتاب‌نگاشت‌های FF در تحلیل‌ها، از شتاب‌نگاشت با مؤلفه‌ی PGA بیشتر استفاده شده است و برای شتاب‌نگاشت‌های NF مؤلفه‌ی عمود بر گسل انتخاب شده است. [۲۸]

۴.۲. صحت‌سنجی روند مدل‌سازی عددی

به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی در این تحقیق از نتایج آزمایشگاهی موجود در خصوص سیستم‌های مرکزگرا استفاده شد. [۲۶] مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی مورد نظر در شکل ۵ الف نشان داده شده است. ضخامت دیوار ۱۲۵ میلی‌متر، مقاومت فشاری بتن $f'_c = 45\text{ MPa}$ ، مشخصات آرماتورها طولی و عرضی $E_s = 200\text{ GPa}$ و $f_y = 460\text{ MPa}$ و همچنین کابل‌های پیش‌تنیده دارای $f_s = 180\text{ GPa}$ و $f_y = 1435\text{ MPa}$ است. پروتکل بارگذاری برای انجام تحلیل چرخه‌یی در این تحقیق، مطابق منابع موجود [۲۶] استفاده شده است.

۶.۲. تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

در مهندسی زلزله براساس عملکرد، برآورد دقیق ظرفیت و تقاضای لرزه‌یی سازه‌ها تحت بارهای لرزه‌یی، به خصوص تخمین فروریزش سازه‌ها، از اهمیت ویژه‌یی برخوردار است. یکی از روش‌هایی که برای این کار پیشنهاد شده است، روش تحلیل تاریخی‌ی زمانی IDA است. این روش پاسخ غیرخطی تحلیل‌های تاریخی‌ی زمانی سازه را برای مجموعه‌یی از حرکات زمین بازتاب می‌دهد که برای پوشش گسترده‌یی از پاسخ سازه انتخاب شده‌اند. این زلزله‌ها سازه را از مرحله‌ی کشسان تا فروریزش و در نهایت ناپایداری دینامیکی کلی پیش می‌برند.

همان‌طور که در شکل ۵ الف نشان داده شده است، با وقوع بلنشدگی، جذب انرژی توسط میلگردهای محل بازشدگی اتفاق می‌افتد. در شکل ۵ ب، نمودار عددی چرخه‌یی برش پایه - جابه‌جایی بام با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. مقایسه‌ی نمودارهای حاصل از مدل نرم‌افزاری و مدل آزمایشگاهی حاکی از دقت نسبتاً خوب مدل‌سازی عددی است. یادآور می‌شود که در مدل‌سازی عددی سیستم پایه- گهواره‌یی مربوط به قسمت صحت‌سنجی، از مقطع فایبر استفاده شده است.

جدول ۱. لیست ۱۴ شتاب‌نگاشت NF-Pulse.

ID	زلزله	سال	ایستگاه	M_w	R_{Jb} (km)	PGA_{max} (g)	PGV_{max} (cm/c)	نوع خاک
۱	Imperial Valley-۰۶	۱۹۷۹	El Centro Array #۶	۶/۵	۰/۰	۰/۴۹	۸۳	D
۲	Imperial Valley-۰۶	۱۹۷۹	El Centro Array #۷	۶/۵	۰/۶	۰/۵۲	۷۲	D
۳	Irpinia, Italy-۰۱	۱۹۸۰	Sturmo	۶/۹	۶/۸	۰/۳۳	۵۳	B
۴	Superstition Hills-۰	۱۹۸۷	Parachute Test Site	۶/۵	۱/۰	۰/۴۸	۶۵	D
۵	Loma Prieta	۱۹۸۹	Saratoga-Aloha	۶/۹	۷/۶	۰/۵۲	۴۰	C
۶	Erzican, Turkey	۱۹۹۲	Erzincan	۶/۷	۰/۰	۰/۵۰	۶۲	D
۷	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Petrolia	۷/۰	۰/۰	۰/۷۱	۲۶	C
۸	Landers	۱۹۹۲	Lucerne	۷/۳	۲/۲	۰/۸۰	۲۸	C
۹	Northridge-۰۱	۱۹۹۴	Rinaldi Receiving Sta	۶/۷	۰/۰	۰/۸۸	۱۴۵	D
۱۰	Northridge-۰۱	۱۹۹۴	Sylmar-Olive View	۶/۷	۱/۷	۰/۸۴	۱۰۸	C
۱۱	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Izmit	۷/۵	۳/۶	۰/۲۵	۳۲	B
۱۲	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU۰۶۵	۷/۶	۰/۶	۰/۸۲	۱۵۳	D
۱۳	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU۱۰۲	۷/۶	۱/۵	۰/۳۱	۸۲	C
۱۴	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	Duzce	۷/۱	۰/۰	۰/۵۳	۸۲	D

جدول ۲. لیست ۱۴ شتاب‌نگاشت NF-No Pulse.

ID	زلزله	سال	ایستگاه	M_w	R_{Jb} (km)	PGA_{max} (g)	PGV_{max} (cm/c)	نوع خاک
۱	Gazli, USSR	۱۹۹۴	Karakyr	۶/۸	۳/۹	۰/۸۶	۵۴	C
۲	Imperial Valley-۰۶	۱۹۷۹	Bonds Corner	۶/۵	۰/۵	۰/۸۰	۵۴	D
۳	Imperial Valley-۰۶	۱۹۷۹	Chihuahua	۶/۵	۷/۳	۰/۲۹	۲۹	D
۴	Nahanni, Canada	۱۹۸۵	Site۱	۶/۸	۲/۵	۱/۲۵	۴۳	C
۵	Nahanni, Canada	۱۹۸۵	Site۲	۶/۸	۰/۰	۰/۵۶	۲۳	C
۶	Loma Prieta	۱۹۸۹	BRAN	۶/۹	۳/۹	۰/۶۵	۵۳	C
۷	Loma Prieta	۱۹۸۹	Corralitos	۶/۹	۰/۲	۰/۶۵	۵۸	C
۸	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Cape Mendocino	۷/۰	۰/۰	۱/۷۵	۱۱۳	C
۹	Northridge-۰۱	۱۹۹۴	LA-Sepulveda	۶/۷	۰/۰	۰/۹۵	۶۲	C
۱۰	Northridge-۰۱	۱۹۹۴	Northridge-Saticoy	۶/۷	۰/۰	۰/۴۷	۵۸	D
۱۱	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Yarimca	۷/۵	۱/۴	۰/۳۴	۷۰	D
۱۲	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU۰۶۷	۷/۶	۰/۶	۰/۵۷	۱۱۵	C
۱۳	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU۰۸۴	۷/۶	۰/۰	۱/۰۱	۱۲۳	C
۱۴	Denali, Alaska	۲۰۰۲	TAPS Pump Sta.#۱۰	۷/۹	۰/۰	۰/۳۶	۴۸	C

۷.۲. ترسیم منحنی‌های شکنندگی

روش‌های متنوعی برای بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ی ساختمان‌ها وجود دارد که از نظر زمان و دقت متفاوت‌اند. در این روش‌ها، منحنی‌های شکنندگی که احتمال خسارت سازه‌ی را به عنوان تابعی از مشخصه‌های حرکت زمین و پارامترهای طراحی در نظر می‌گیرند، متداول‌ترینند.

برای تولید منحنی‌های شکنندگی، یک توزیع نرمال آماری برای پارامتر تقاضای

مهندسی (EDP) ^۹ در هر شدت حرکت زلزله (IM) ^{۱۰} در نظر گرفته می‌شود. میانگین و انحراف معیار هر یک از EDPها برای اثر مجموع نگاشت‌های زلزله محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از تابع توزیع تجمعی، احتمال تجاوز هر یک از EDPها از حالت حدی داده شده محاسبه می‌شود: ^[۲۹]

$$P(C|IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (۱)$$

که در آن $P(C|IM = x)$ ، احتمال خرابی ^{۱۱} یا عبور از یک سطح عملکردی خاص

نوع خاک	PGV _{max} (cm/c)	PGA _{max} (g)	R _{Jb} (km)	M _w	ایستگاه	سال	زلزله	ID
D	۶۳	۰/۵۲	۹/۴	۶/۷	Beverly Hills-Mulhol	۱۹۹۴	Northridge	۱
D	۴۵	۰/۴۸	۱۱/۴	۶/۷	Canyon Country-WLC	۱۹۹۴	Northridge	۲
D	۶۲	۰/۸۲	۱۲	۷/۱	Bolu	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	۳
C	۴۲	۰/۳۴	۱۰/۴	۷/۱	Hector	۱۹۹۹	Hector Mine	۴
D	۳۳	۰/۳۵	۲۲	۶/۵	Delta	۱۹۷۹	Imperial Valley	۵
D	۴۲	۰/۳۸	۱۲/۵	۶/۵	El Centro Array#۱۱	۱۹۷۹	Imperial Valley	۶
C	۳۷	۰/۵۱	۷/۱	۶/۹	Nishi-Akashi	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۷
D	۳۸	۰/۲۴	۱۹/۱	۶/۹	Shin-Osaka	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۸
D	۵۹	۰/۳۶	۱۳/۶	۷/۵	Duzce	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	۹
C	۴۰	۰/۲۲	۱۰/۶	۷/۵	Arcelik	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	۱۰
D	۵۲	۰/۲۴	۲۳/۶	۷/۳	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	Landers	۱۱
D	۴۲	۰/۴۲	۱۹/۷	۷/۳	Coolwater	۱۹۹۲	Landers	۱۲
D	۳۵	۰/۵۳	۸/۷	۶/۹	Capitola	۱۹۸۹	Loma prieta	۱۳
D	۴۵	۰/۵۶	۱۲/۲	۶/۹	Gilroy Array#۳	۱۹۸۹	Loma Perieta	۱۴
C	۵۴	۰/۵۱	۱۲/۶	۷/۴	Abbar	۱۹۹۰	Manjil, Iran	۱۵
D	۴۶	۰/۳۶	۱۸/۲	۶/۵	El Centro Imp.Co	۱۹۸۷	Superstition Hills	۱۶
D	۳۶	۰/۴۵	۱۱/۲	۶/۵	Poe Road (temp)	۱۹۸۷	Superstition Hills	۱۷
D	۴۴	۰/۵۵	۷/۹	۷/۰	Rio Dell Overpass	۱۹۹۲	Cape Mendocino	۱۸
D	۱۱۵	۰/۴۴	۱۰	۷/۶	CHY۱۰۱	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۹
C	۳۹	۰/۵۱	۲۶	۷/۶	TCU۰۴۵	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۲۰
D	۱۹	۰/۲۱	۲۲/۸	۶/۶	LA-Hollywood Stor	۱۹۷۱	San Fernando	۲۱
C	۳۱	۰/۳۵	۱۵	۶/۵	Tolmezzo	۱۹۷۶	Friuli, Italy	۲۲

(CP) ^{۱۴} استفاده شده است. مطابق FEMA۲۷۳ ^[۲۰] مقادیر دریافت برای رسیدن به سطوح IO, LS و CP به ترتیب برابر با ۰/۵، ۱ و ۲ درصد در نظر گرفته شده است.

در یک IM مشخص را بیان می‌کند؛ θ میانه‌ی تابع شکنندگی (سطح IM با احتمال ۵۰ درصد) و β انحراف معیار $\ln(IM)$ است. طبق این فرمول، مقادیر IM که موجب عبور از یک حد عملکردی یا خرابی در یک IM خاص می‌شوند، توزیع لوگ نرمال دارند. پارامترهای مورد نیاز θ و β با استفاده از فرمول‌های ۲ و ۳ به دست می‌آید. ^[۲۹]

۳. نتایج و بحث

۱.۳. بررسی آسیب‌پذیری احتمالاتی سازه‌ها

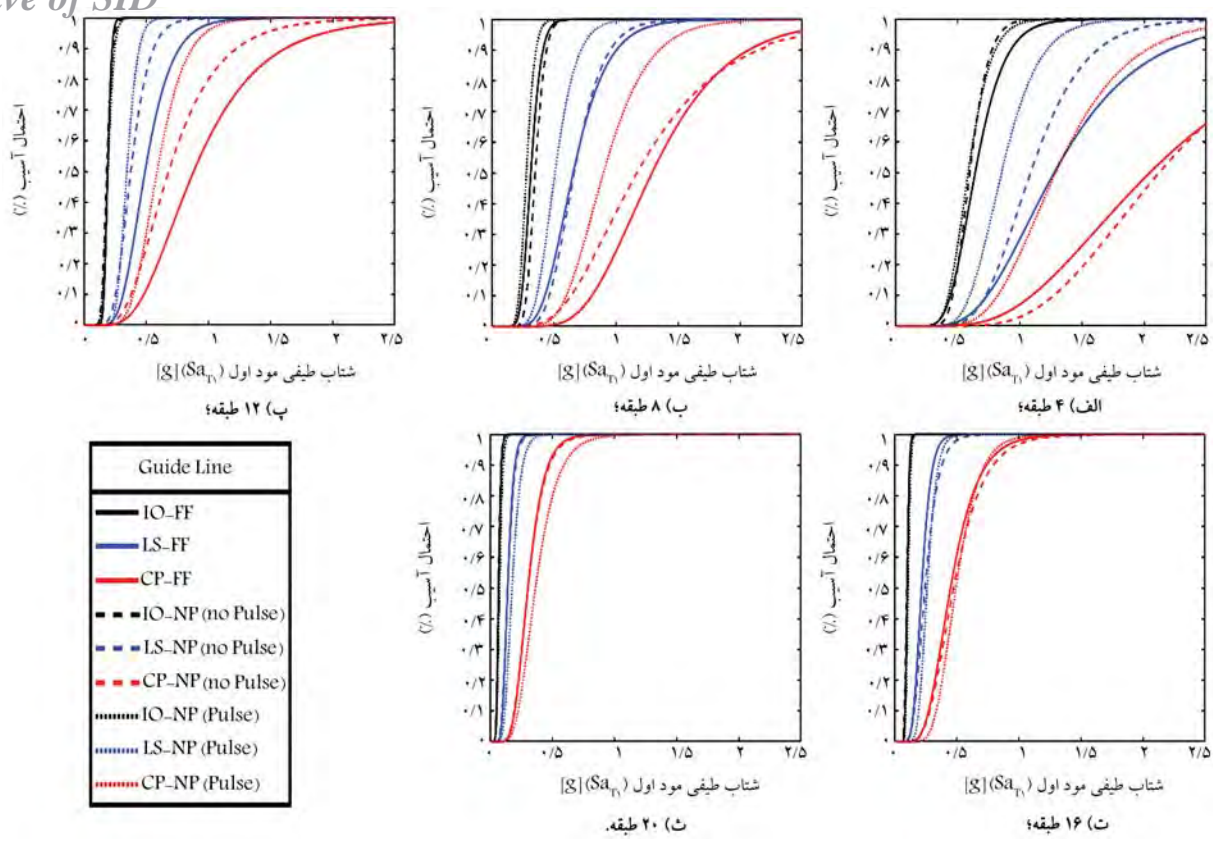
در شکل ۶ منحنی‌های شکنندگی پنج سازه‌ی مورد نظر در سه سطح عملکرد IO, LS و CP نشان داده شده است. چنان که مشاهده می‌شود، منحنی‌های شکنندگی در دیوارهای کوتاه‌تر شیب کم‌تری دارند و نیز محدوده‌ی SAT_1 بیشتری را پوشش می‌دهند. پراکندگی منحنی‌های شکنندگی در سازه‌های کوتاه تحت زلزله‌های مختلف بیشتر است. در SAT_1 مشخص، تقریباً مقادیر احتمال شکنندگی سازه‌ها در دو نوع رکورد FF -No و Pulse NF برابر است. همچنین در SAT_1 مشخص، در سازه‌های کوتاه‌تر مقادیر احتمال شکنندگی زلزله‌های NF-Pulse نسبت به زلزله‌های FF و No Pulse -NF بیشتر است. با افزایش ارتفاع

$$\ln \hat{\theta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (2)$$

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(IM_i/\hat{\theta}))^2} \quad (3)$$

برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی ابتدا منحنی‌های IDA سازه‌ها به صورت دریافت بیشینه طبقات (d_{max}) بر حسب شتاب طیفی مود اول با میرایی ۵ درصد (SAT_1) ترسیم می‌شود. سپس در هر دریافت با استفاده از توزیع لوگ نرمال، منحنی شکنندگی ترسیم می‌شود.

برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی، از پارامتر شاخص آسیب دریافت در سه سطح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه (IO) ^{۱۲}، ایمنی جانی (LS) ^{۱۳} و آستانه‌ی فروریزش

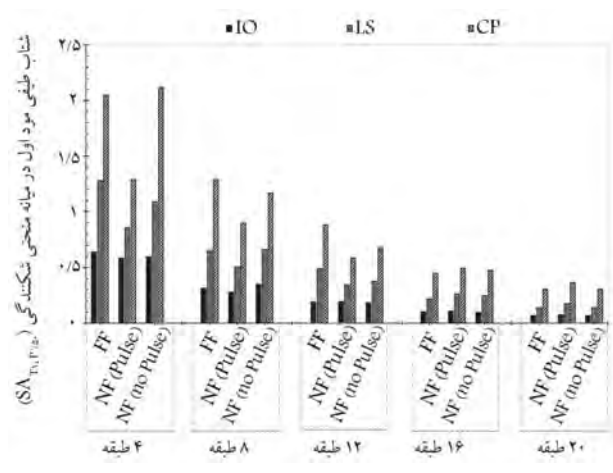


شکل ۶. مقایسه منحنی‌های شکنندگی در سطوح عملکردی مختلف لرزه‌ی در دیوارهای طبقات مختلف.

Pulse با مقادیر کم‌تر $Sa_{T1,50\%}$ ، به سطوح عملکردی مورد نظر می‌رسند. همچنین با افزایش ارتفاع، مقادیر $Sa_{T1,50\%}$ برای دیوارهای تحت رکوردهای NF-Pulse نسبت به سایر رکوردها بیشتر می‌شود. می‌توان گفت دیوارهای کوتاه‌تر، از نظر احتمال آسیب‌پذیری به NF-Pulse حساس‌ترند و سازه‌های بلندتر به زلزله‌های FF و No-Pulse حساس‌ترند.

۲.۳. بیشینه‌لنگر خمشی دیوار

در این قسمت برای بررسی اثر رکوردهای مختلف لرزه‌ی به بررسی مقادیر میانه‌ی بیشینه‌ی خمش دیوار در طول رکورد و در میانه‌ی احتمال شکنندگی پرداخته‌ایم. برای مقایسه‌ی بهتر، خمش ایجاد شده در دیوار با تقسیم بر حاصل ضرب وزن طبقات در ارتفاع طبقات نرمال شده است ($Moment_{Max.,P50\%}$). در شکل ۸ - الف تا ۸ - ث مقادیر $Moment_{Max.,P50\%}$ دیوار سازه‌های ۴ الی ۲۰ طبقه در سطوح عملکردی مختلف، به تفکیک نشان داده شده است. در سازه‌های بلندتر اثر مودهای بالا باعث افزایش $Moment_{Max.,P50\%}$ در طبقات میانی، نسبت به پای دیوار شده است. هرچه سازه دارای ارتفاع بیشتری باشد اثرات مودهای بالا باعث ایجاد تلاش‌های خمشی بیشتر در هسته‌ی پایه-گهواره‌ی می‌شود. اثر مودهای بالاتر به صورت افزایش تلاش‌های خمشی در سطوح عملکردی CP نسبت به سایر سطوح عملکردی، در طبقات میانی نسبت به پای دیوار بیشتر می‌شود. این تلاش‌ها ممکن است در طراحی نادیده گرفته شود، و از روش‌های تحلیلی استاتیکی معادل قابل پیش‌بینی نیست که نهایتاً باعث ایجاد آسیب ناخواسته در هسته‌ی سازه می‌شود. همان‌طور که از نمودارهای سازه‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف مشخص است، اثرات مودهای

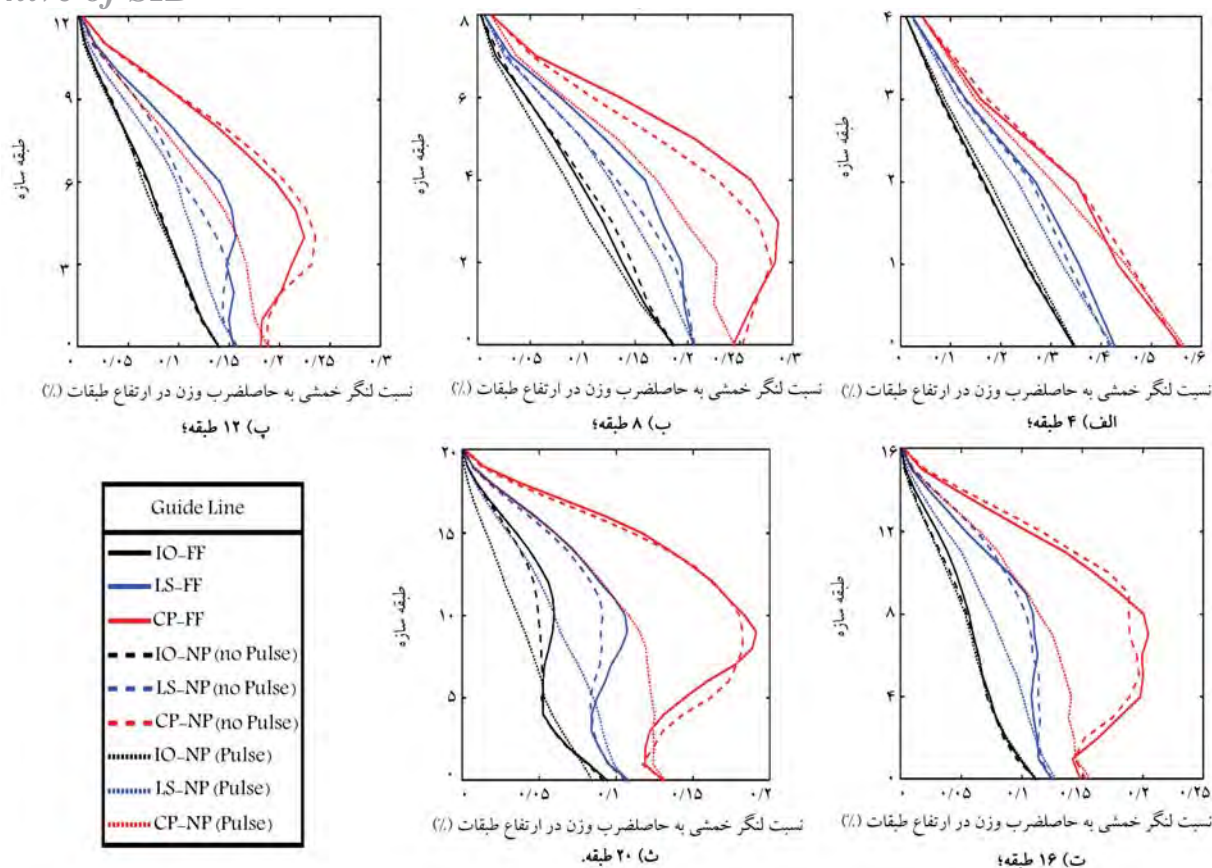


شکل ۷. مقایسه‌ی مقادیر شتاب طیفی میانه‌ی شکنندگی ($Sa_{T1,50\%}$) تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف لرزه‌ی.

مقادیر احتمال شکنندگی زلزله‌های NF-Pulse نسبت به سایر رکوردها کاهش می‌یابد.

برای مقایسه‌ی بیشتر منحنی‌های شکنندگی مقادیر شتاب طیفی در میانه‌ی شکنندگی ($Sa_{T1,50\%}$) سازه‌ها برای سه سطح عملکردی IO، LS و CP در شکل ۷ نشان داده شده است. مقادیر $Sa_{T1,50\%}$ برای دیوارها تحت رکوردهای FF و NF-No Pulse

در سه سطح عملکردی تقریباً برابر است. دیوارهای کوتاه‌تر تحت رکوردهای NF-



شکل ۸. مقایسه‌ی میانه‌ی $Moment_{Max, 50\%}$ تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف لرزه‌ی دیوارهای طبقات مختلف.

می‌توان گفت مقادیر جابه‌جایی پسماند در طبقات سازه‌ها، مقدار اندکی است و قابل چشم‌پوشی است. همچنین می‌توان مشاهده کرد که با افزایش ارتفاع سازه، جابه‌جایی پسماند افزایش می‌یابد. جابه‌جایی پسماند تقریباً در دیوارهای کوتاه‌تر تحت رکوردهای NF و در سازه‌های بلندتر تحت رکوردهای FF مقادیر بیشتری دارد.

در شکل ۱۱ مقادیر بیشینه میانه جابه‌جایی نسبی پسماند طبقات در میانه شکنندگی سطوح عملکرد مختلف دیوارها تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف را نشان می‌دهد. با افزایش ارتفاع، مقدار میانه‌ی جابه‌جایی نسبی پسماند افزایش می‌یابد. در طبقات بلندتر رکوردهای FF (به عنوان مثال سازه‌ی ۲۰ طبقه در سطح عملکرد CP دارای دررفت ۱۱/۰ درصد) و در طبقات کوتاه‌تر رکوردهای NF-CP (به عنوان مثال سازه ۴ طبقه در سطح عملکرد CP دارای دررفت ۳/۰ درصد) توانایی ایجاد جابه‌جایی نسبی پسماند بیشتری در سازه دارند. در بعضی از دیوارها نشان داده شده است که در شدت کم‌تر زلزله ممکن است جابه‌جایی نسبی پسماند بیشتری در سیستم ایجاد شود.

۵.۳. بیشینه جابه‌جایی نسبی بام

در شکل ۱۲ بیشینه میانه جابه‌جایی نسبی بام در میانه‌ی احتمال شکنندگی سطوح عملکردی مختلف و تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف نشان داده شده است. مقدار جابه‌جایی نسبی بام در دیوارهای سازه‌ی تحت رکوردهای NF-Pulse بیشتر از سایر رکوردهای لرزه‌ی است. بیشترین جابه‌جایی نسبی طبقات در میانه‌ی شکنندگی در

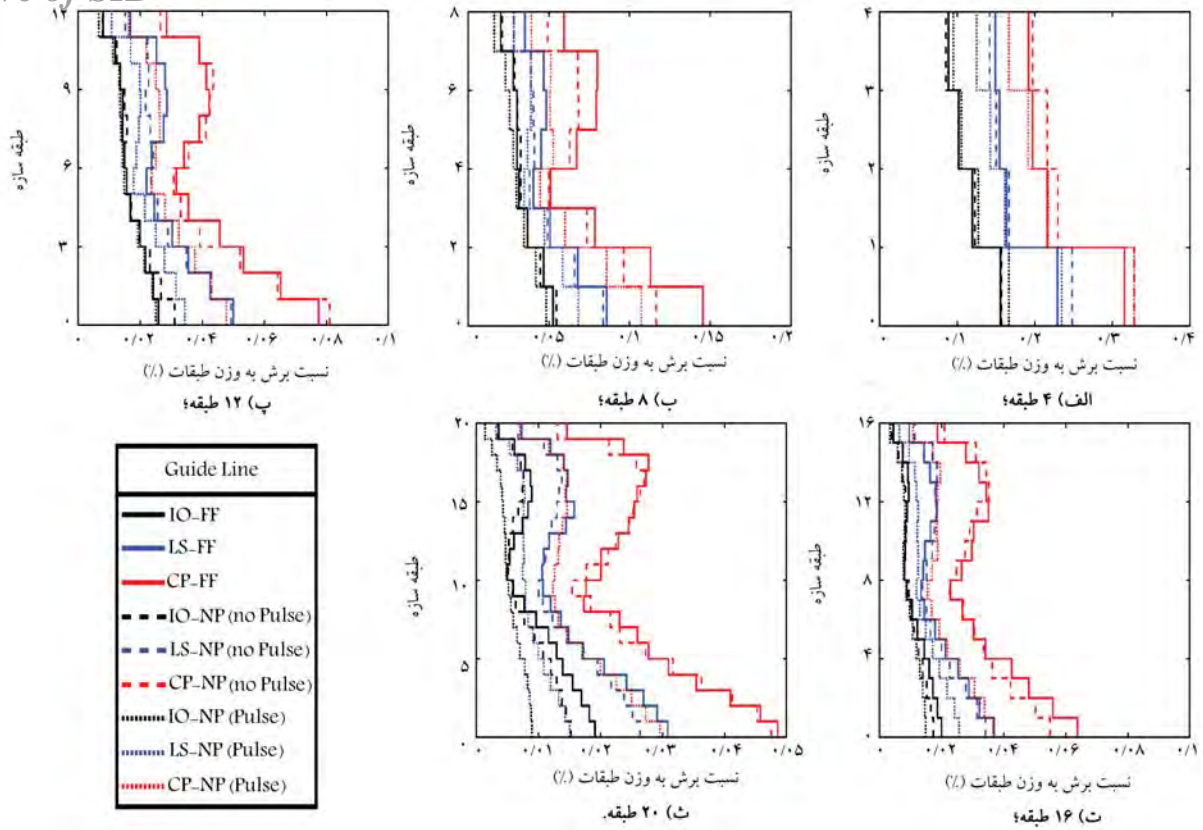
بالا‌تر در شتاب‌نگاشت‌های FF و NF- No Pulse بیشتر بوده و تلاش‌های خمشی بیشتری در ارتفاع ناشی از این دو نوع شتاب‌نگاشت قابل مشاهده است.

۳.۳. بیشینه برش دیوار

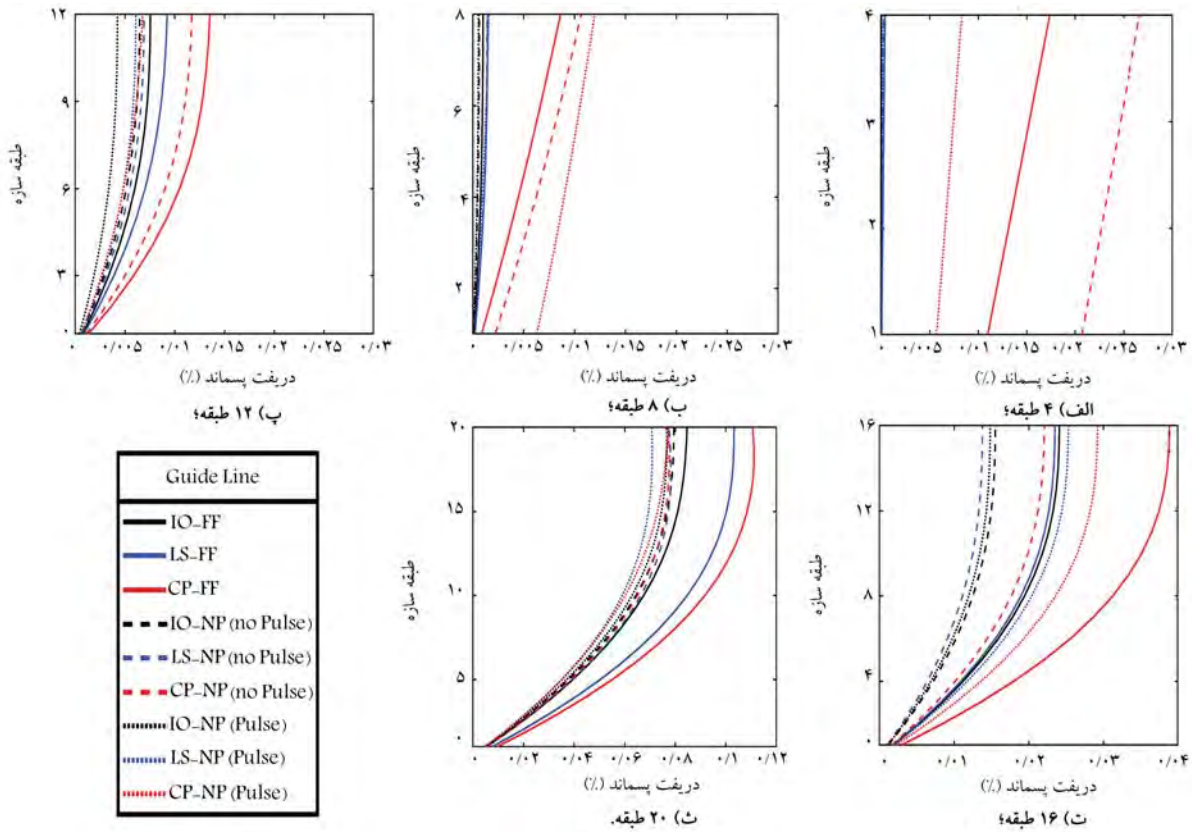
در این قسمت برای بررسی اثر هر مجموعه رکورد لرزه‌ی، مقادیر میانه‌ی بیشینه برش دیوار (میانه‌ی احتمال شکنندگی) نرمال شده به وزن طبقات ($Shear_{Max, P_{50\%}}$) مورد مطالعه قرار گرفته است. شکل ۹ - الف تا ۹ - ث مقادیر $Shear_{Max, P_{50\%}}$ دیوار سازه‌های ۴ الی ۲۰ طبقه در سطوح عملکردی مختلف را به تفکیک نشان می‌دهد. مقادیر $Shear_{Max, P_{50\%}}$ دیوار کوتاه ۴ طبقه از الگوی خاصی پیروی نمی‌کند. در سازه‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه می‌توان گفت $Shear_{Max, P_{50\%}}$ طبقات پایینی همواره تحت شتاب‌نگاشت‌های FF و NF- No Pulse بدون پالس بیشتر است. به طور کلی می‌توان گفت تأثیر شتاب‌نگاشت‌های FF و NF- No Pulse از نظر ایجاد تلاش‌های برشی و خمشی در دیوارهای مرکزگرای پایه- گهواره‌ی مشابه است. همچنین با افزایش شدت زلزله و افزایش سطوح آسیب‌پذیری عملکردی، تفاوت رکوردهای لرزه‌ی در ایجاد تلاش‌ها بیشتر آشکار می‌شود.

۴.۳. بیشینه جابه‌جایی نسبی پسماند میان طبقه‌ی

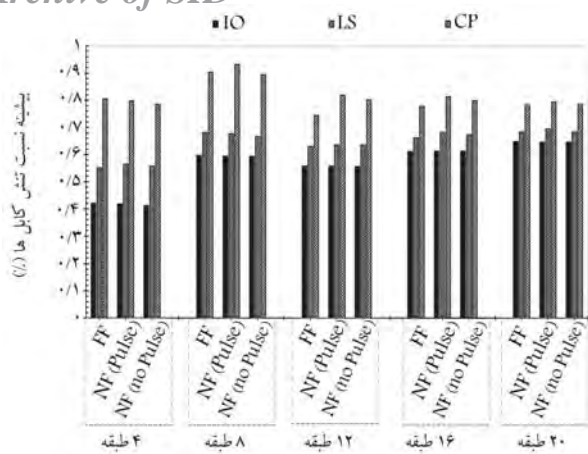
در شکل ۱۰ - الف تا ۱۰ - ث میانه‌ی جابه‌جایی نسبی پسماند طبقات در میانه‌ی احتمال شکنندگی در دیوار سازه‌های ۴ الی ۲۰ طبقه و سطوح عملکردی مختلف تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف لرزه‌ی نشان داده شده است. بر این اساس



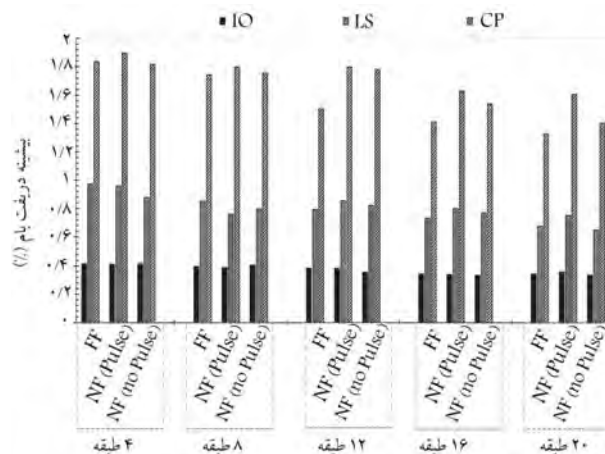
شکل ۹. مقایسه میانگین $Shear_{Max, 5\%}$ تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف لرزه‌یی دیوارهای طبقات مختلف.



شکل ۱۰. مقایسه میانگین Residual-story Drift دیوار تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف لرزه‌یی.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی بیشترین میانگین نسبت تنش کابل‌ها.



شکل ۱۱. مقایسه بیشینه میانه دریافت پسماند طبقات.

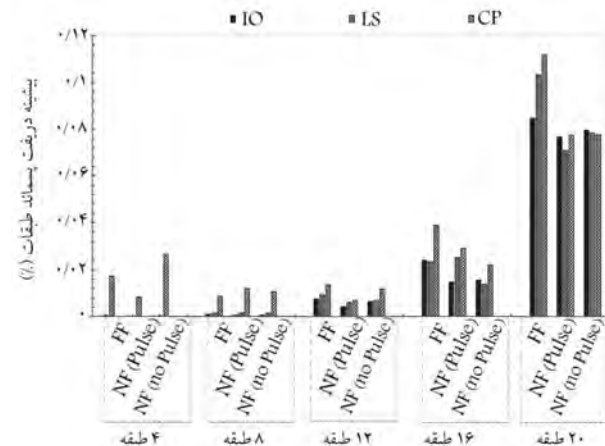
این سازه‌ها استخراج شد. در پایان به تلاش‌ها و پاسخ‌های ایجاد شده در دیوارها، در سطوح مختلف عملکردی پرداخته شده است. خلاصه نتایج و نکات حاصل از این تحقیق به صورت زیر قابل اشاره است:

- شدت حرکت زلزله در میانه منحنی‌های شکنندگی ($Sa_{T1, P50\%}$) برای هر یک از دیوارها تحت رکوردهای FF و NF-No Pulse در هر سه سطح عملکرد تقریباً برابر است. به طور مثال مقدار $Sa_{T1, P50\%}$ در دیوار ۴ طبقه تحت رکوردهای FF و NF-No Pulse برای رسیدن به سطح عملکرد CP به ترتیب برابر با ۲ و ۲/۱ گرم است. دیوارهای کوتاه‌تر تحت رکوردهای NF-Pulse با مقادیر کم‌تر $Sa_{T1, P50\%}$ به سطوح عملکرد مختلف می‌رسند (به عنوان مثال مقادیر $Sa_{T1, P50\%}$ در سازه‌ی ۴ طبقه برای رسیدن به سطح عملکرد CP، برابر با ۱/۳ گرم است). نیز با افزایش ارتفاع مقادیر $Sa_{T1, P50\%}$ برای دیوارهای تحت رکوردهای NF-Pulse نسبت به سایر رکوردها بیشتر می‌شود. در پایان می‌توان گفت دیوارهای کوتاه‌تر تحت رکوردهای NF-Pulse و سازه‌های بلندتر تحت رکوردهای FF و NF-No Pulse با مقادیر کم‌تر شتاب طیفی به سطوح عملکردی مورد نظر می‌رسند.

- در سازه‌های بلندتر اثر مودهای بالا باعث افزایش خمش در طبقات میانی نسبت به پایه شده است. هرچه سازه دارای ارتفاع بیشتری باشد اثرات مودهای بالا باعث ایجاد تلاش‌های خمشی بیشتر در هسته‌ی پایه-گهواره‌یی می‌شود. در سازه‌ی کوتاه‌مرتبه (همانند سازه‌ی ۴ طبقه) و سازه‌های تحت رکوردهای NF-Pulse، خمش‌های طبقات میانی نسبت به پایه افزایشی چندانی نداشته است. در سازه‌های بلندتر خمش ایجاد شده در سطح عملکرد CP و تحت FF با شدت $Sa_{T1, P50\%}$ برای سازه ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۳۸ و ۴۸ درصد در طبقات فوقانی نسبت به پایه افزایش یافته است. هرچه شدت زلزله بیشتر باشد اثرات مودهای بالاتر بیشتر قابل ملاحظه خواهند بود.

- برش بیشینه در سطوح عملکرد مختلف در پای دیوار اتفاق می‌افتد. مقدار آن غالباً در دیوار تحت رکوردهای FF و NF-No Pulse برابر است ولی تحت رکوردهای NF-Pulse نسبت به سایر رکوردها مقدار کم‌تری دارد. به طوری که بیشترین نسبت برش دیوار تحت رکوردهای FF و NF-No Pulse به NF-Pulse در سطح عملکرد CP به حدود ۱/۶۵ می‌رسد.

- مقادیر جابه‌جایی نسبی پسماند در طبقات سازه‌ها، مقدار اندکی داشته و قابل صرف نظر است. همچنین می‌توان مشاهده کرد که با افزایش ارتفاع سازه، جابه‌جایی



شکل ۱۲. مقایسه‌ی بیشترین میانگین جابه‌جایی نسبی بام در میانه‌ی احتمال شکنندگی در سطوح مختلف عملکردی.

سطح عملکرد CP برابر با ۲ درصد است. مقادیر جابه‌جایی نسبی بام در دیوارهای کوتاه‌تر با توجه به عملکرد صلب‌گونه به این مقدار نزدیک‌تر است. با افزایش تعداد طبقات مقادیر جابه‌جایی نسبی بام در سطح عملکرد CP کم‌تر می‌شود.

۶.۳. بیشینه تنش کابل‌ها

در شکل ۱۳ بیشترین مقدار میانگین تنش ایجاد شده در کابل‌ها در میانه‌ی شکنندگی سطوح عملکرد مختلف دیوارها تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف نشان داده شده است. چنان‌که مشاهده می‌شود، در هیچ‌یک از کابل‌ها تسلیم ایجاد نشده است. سازه‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse با اختلاف کمی نسبت به سایر رکوردها در ایجاد تنش در کابل‌ها، بحرانی‌ترند.

۴. نتیجه‌گیری

این تحقیق به بررسی دیوارهای مرکزگرای پایه-گهواره‌یی تحت تأثیر زلزله‌های دور از گسل (FF) و نزدیک گسل دارای پالس (NF Pulse) و بدون پالس (No-Pulse) به صورت احتمالاتی پرداخته است. در ابتدا فرایند مدل‌سازی عددی سیستم‌های پایه-گهواره‌یی صحت‌سنجی شد. سپس منحنی‌های شکنندگی برای

- در هیچ یک از کابل‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌یی تسلیم اتفاق نیفتاده است. شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse نسبت به سایر رکوردها، اندکی بیشتر تنش در کابل‌ها ایجاد می‌کنند. نسبت تنش در کابل دیوار سازه ۸ طبقه در سطح عملکرد CP به ترتیب تحت رکوردهای NF-No Pulse، NF-Pulse و FF برابر با ۰/۹۳، ۰/۸۹ و ۰/۹۰ است.

تقدیر و تشکر

نویسندگان مراتب سپاس خود را از صندوق حمایت از پژوهش‌گران و فناوران کشور (INSF) ۱۵ به خاطر حمایت مالی از این پژوهش، اعلام می‌کنند.

پسماند افزایش می‌یابد. بیشترین جابه‌جایی نسبی پسماند در طبقات سازه‌ها در سطح عملکرد CP به ترتیب برای سازه ۴ و ۲۰ طبقه برابر با ۰/۰۰۳ و ۰/۰۱۱ است. همچنین در بیشتر مواقع، مقادیر جابه‌جایی پسماند طبقات تحت رکوردهای FF و NF-No Pulse نسبت به رکوردهای NF-Pulse در سطح مختلف عملکرد بیشتر است.

- بیشینه دررفت بام در سطوح عملکردی مختلف تحت رکوردهای NF-Pulse بیشتر از سایر رکوردهای لرزه‌یی است و با افزایش تعداد طبقات، مقادیر دررفت بام در سطح مختلف عملکرد کاهش می‌یابد.

پانوشته‌ها

1. restoring force mechanism
2. energy dissipation options
3. closed-form
4. Design-Basis Earthquake (DBE)
5. Maximum Considered Earthquake (MCE)
6. incremental dynamic analysis
7. adjusted collapse margin ratio (ACMR)
8. elastic-no tension
9. engineering demand parameters
10. intensity measure
11. collapse
12. immediate occupancy
13. life safety
14. collapse prevention
15. iran national science foundation (INSF)

منابع (References)

1. Perez, F.D.J. "Lateral load behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with ductile vertical joint connectors Lateral load behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with ductile vertical joint connectors," (1998).
2. Eatherton, M.R. and et al. "Design concepts for controlled rocking of self-centering steel-braced frames," *J. Struct. Eng.*, **140**(11), pp. 4014082 (2014).
3. Aghagholizadeh, M. and Makris, N. "Seismic response of a yielding structure coupled with a rocking wall," *J. Struct. Eng.*, **144**(2), pp. 04017196, doi: 10.1093/gbe/evr001 (2018).
4. Kurama, Y., Ph, D., Pessiki, S. and et al. "Seismic behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls," *PCI J.*, May-June, pp. 18, (1999).
5. Kurama, Y.C. "Simplified seismic design approach for friction-damped unbonded post-tensioned precast concrete walls," *ACI Struct. J.*, **98**(5), pp. 705-716 (2001).
6. Henry, R.S., Aaleti, S., Sritharan, S. and et al. "Concept and finite-element modeling of new steel shear connectors for self-centering wall systems," *J. Eng. Mech.*, **136**(2), pp. 220-229, Feb. doi: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000071(2010).
7. Henry, R.S., Brooke, N.J., Sritharan, S. and et al. "Defining concrete compressive strain in unbonded post-tensioned walls," *ACI Struct. J.*, **109**(1), pp. 101-112 (2012).
8. Holden, T., Restrepo, J. and Mander, J.B. "Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls," *J. Struct. Eng.*, **129**(3), pp. 286-296, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:3(286) (2003).
9. Perez, F.J., Pessiki, S. and Sause, R. "Seismic design of unbonded concrete walls with vertical joint connectors," *PCI J.*, **49**(1), pp. 58-79, doi: 10.15554/pci.01012004.58.79 (2004).
10. Henry, R.S., Sritharan, S. and Ingham, J.M. "Finite element analysis of the PreWEC self-centering concrete wall system," *Eng. Struct.*, **115**, pp. 28-41, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.02.029 (2016).
11. Henry, R.S., Sritharan, S. and Ingham, J.M. "Residual drift analyses of realistic self-centering concrete wall systems," *Earthq. Struct.*, **10**(2), pp. 409-428, doi: 10.12989/eas.2016.10.2.409 (2016).
12. Gu, A., Zhou, Y., Xiao, Y. and et al. "Experimental study and parameter analysis on the seismic performance of self-centering hybrid reinforced concrete shear walls," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **116**, pp. 409-420 (2019).
13. Hu, X., Lu, Q. and Yang, Y. "Rocking response analysis of self-centering walls under ground excitations," *Math. Probl. Eng.* (2018).
14. Buddika, H.A.D.S. and Wijeyewickrema, A.C. "Seismic performance evaluation of posttensioned hybrid precast wall-frame buildings and comparison with shear wall-frame buildings," *J. Struct. Eng.*, **142**(6), doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001466 (2016).
15. Lu, X., Yang, B. and Zhao, B. "Shake-table testing of a self-centering precast reinforced concrete frame with shear walls," *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, **17**(2), pp. 221-233, doi: 10.1007/s11803-018-0436-y (2018).
16. Sun, T., Kurama, Y.C., Zhang, P. and et al. "Linear-elastic lateral load analysis and seismic design of pin-supported wall-frame structures with yielding dampers,"

- Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **47**(4), pp. 988-1013, doi: 10.1002/eqe.3002 (2018).
17. Guo, G., Qin, L., Yang, D. and et al. "Dimensional response analysis of rocking wall-frame building structures with control devices subjected to near-fault pulse-like ground motions," *Eng. Struct.*, **220**, pp. 110842 (2020).
 18. Liu, Q., French, C.W. and Sritharan, S. "Performance of a precast wall with end columns rocking-wall system with precast surrounding structure," *Struct. J.*, **117**(3), pp. 103 (2020).
 19. Pakiding, L. "Experimental and numerical studies of seismic resistant unbonded post-tensioned cast-in-place concrete walls". *Lehigh University* (2016).
 20. Wu, H., Zhou, Y. and Liu, W. "Collapse fragility analysis of self-centering precast concrete walls with different post-tensioning and energy dissipation designs," *Bull. Earthq. Eng.*, **17** (6), pp. 3593-3613 (2019).
 21. Lu, X., Wu, H. and Zhou, Y. "Seismic collapse assessment self centering hybrid precast walls and conventional reinforced of concrete walls," *Struct. Concr.*, **18**(6), pp. 938-949 (2017).
 22. Shoujun, W., Peng, P. and Dongbin, Z. "Higher mode effects in frame pin supported wall structure by using a distributed parameter model," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **45**(14), pp. 2371-2387 (2016).
 23. Khanmohammadi, M. and Heydari, S. "Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems," *Eng. Struct.*, **100**, pp. 577-589, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.06.043 (2015).
 24. Wiebe, L. and Christopoulos, C. "Mitigation of higher mode effects in base-rocking systems by using multiple rocking sections," *J. Earthq. Eng.*, **13**(1 SUPPL. 1), pp. 83-108, doi: 10.1080/13632460902813315 (2009).
 25. Pennucci, D., Calvi, G. and Sullivan, T.J. "Displacement design of precast walls with additional dampers," *J. Earthq. Eng.*, **13**(S1), pp. 40-65 (2009).
 26. Restrepo, J.I. and Rahman, A. "Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators," *J. Struct. Eng.*, **133**(11), pp. 1560-1570, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1560) (2007).
 27. FEMA, FEMA P695: "Quantification of building seismic performance factors". *US Department of Homeland Security, FEMA* (2009).
 28. Archila, M. "Directionality effects of pulse-like near field ground motions on seismic response of tall buildings." *University of British Columbia* (2014).
 29. Baker, J.W. "Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis," *Earthq. Spectra*, **31** (1), pp. 579-599 (2015).
 30. Council, B.S.S. "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings," *FEMA-273, Fed. Emerg. Manag. Agency, Washington, DC* (1997).