

بررسی رفتار غیرخطی دیوار بتن مسلح با آلیاژ حافظه‌دار شکلی در ترازهای مختلف تحت اثر زلزله

حمید یرفی (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مهدی شهر

مهندسی عمران شهریه، زمستان (۱۳۹۹)
دور ۲ - ۳۶، شماره ۱/۴، ص. ۹۳-۸۱

در پژوهش حاضر، ابتدا یک مدل عددی از آزمون دیوار بتن مسلح لاغر بلندمرتبه با میلگردهای فولادی که بر روی میز لرزان و اعمال شتاب‌نگاشت زلزله صورت گرفته است، صحت‌سنجی شده است. سپس سه رویکرد دیگر بررسی شده است، که در رویکرد اول، آلیاژ حافظه‌دار شکلی فقط به عنوان میلگردهای قائم طبقه‌ی اول و در رویکرد دوم، فقط در طبقه‌های اول و ششم جایگزین شدند و در رویکرد سوم، کل میلگردهای قائم دیوار با میلگردهایی از جنس آلیاژ حافظه‌دار شکلی جایگزین شدند. در هر سه رویکرد، مقدار لنگر تراز پایه حدود ۱۵٪ کاهش در مقایسه با لنگر پایه‌ی مدل اصلی نشان داده است. در دیالگرام پوش لنگر مدل اصلی، مقدار نیاز لنگر در اواسط ارتفاع سازه، به‌طور نسبی افزایش یافته است. همچنین اثر مدهای بالاتر موجب افزایش نیاز لنگر در حدود اواسط ارتفاع سازه شده است و احتمال دارد به ایجاد مفصل خمیری دیگری در نواحی میانی ارتفاع سازه منجر شود.

واژگان کلیدی: رفتار غیرخطی، دیوار بتن مسلح، آلیاژ حافظه‌دار شکلی، اثر زلزله.

۱. مقدمه

سازه‌ها به ظرفیت تغییرشکل غیرخطی، مقاومت و سختی کافی نیاز دارند تا بتوانند حرکت‌های شدید زمین در زلزله‌ها را تحمل کنند. میلگردهای فولادی خمشی در ناحیه‌ی مفصل خمیری در دیوارهای بتن مسلح شکل‌پذیر تحت اثر زلزله‌ی شدید، تسلیم می‌شوند و این پدیده با تغییرشکل و اتلاف انرژی همراه است.^[۱،۲] طرح سیستم باربر جانبی به گونه‌یی که در طول مدت اعمال یک زلزله‌ی قوی در محدوده‌ی ارتجاعی باقی بماند، بسیار پرهزینه است. بنابراین آیین‌نامه‌های طراحی سازه اجازه می‌دهند در فرایند طراحی از نیروی جانبی کاهش یافته (نیروی کمتری) استفاده شود و لذا توسعه‌ی حالت خمیری در برخی نواحی یک سازه در اثر زلزله‌ی شدید، اجتناب‌ناپذیر است. در دیوارهای برشی به‌طور سنتی، وقوع یک مفصل خمیری در پای دیوار بتن مسلح، مورد انتظار و مطلوب تلقی می‌شود.^[۳] بهترین راه برای برآورد پاسخ لرزه‌ی یک سیستم سازه‌ی، انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی یک مدل تحلیلی با فرضیات و المان‌های مناسب است. عدم اطمینان از چگونگی مشخصات زمین‌لرزه‌ها و همچنین پارامترهای مدل تحلیلی از چالش‌های انجام تحلیل سازه‌هاست.^[۴-۶] المان‌های فایبری در مقایسه با مدل‌های المان محدود، تا حد زیادی استفاده می‌شوند؛ زیرا المان‌های فایبری می‌توانند رفتار خمشی دیوارهای بتن مسلح را به‌خوبی مدل کنند و همچنین تلاش و زمان کمتری را طلب می‌کنند.^[۷-۱۰] به کارگیری المان‌های فایبری با جزئیات مصالح مناسب و جزئیات هندسی

نقش اصلی دیوار بتن مسلح در سازه‌های ساختمانی، تحمل بار جانبی بوده و برای شناخت رفتار آن‌ها مطالعات گسترده‌ی صورت گرفته است.^[۱۱-۱۸] هدف اصلی بسیاری از آیین‌نامه‌ها، حفظ جان ساکنان است و در این فلسفه، وقوع آسیب در دیوارهای بتن مسلح تحت اثر زلزله‌ی شدید، کاملاً مجاز و مورد انتظار بوده و این موضوع در بسیاری از زلزله‌های پیشین گزارش شده است.^[۱۹-۲۰]

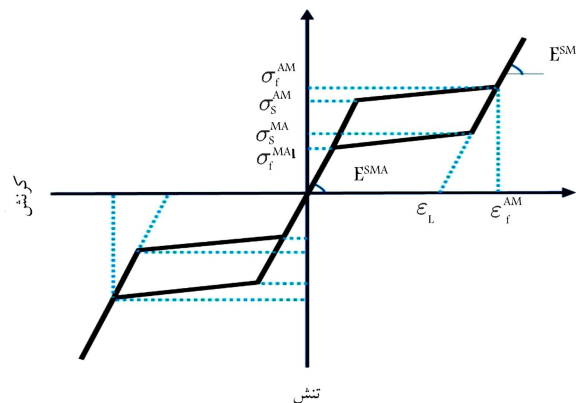
آلیاژ حافظه‌دار شکلی (SMA)^[۲] می‌تواند تغییرشکل غیرخطی خود را با برداشتن نیرو بازپس گیرد. پژوهشگران بسیاری به این قابلیت منحصر به‌فرد توجه داشته‌اند.^[۲۱-۲۶] چرخه‌های هیستریزس ماده‌ی مذکور به شکل پرچم است و با باربرداری، مقدار کرنش ماده به صفر می‌رسد. البته مقدار مدول کشسانی مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی به مراتب کمتر از فولاد است و موجب می‌شود سازه جابه‌جایی

تاریخ: دریافت ۱۳۹۸/۶/۲۴، اصلاحیه ۱۳۹۸/۱۰/۱۷، پذیرش ۱۳۹۸/۱۲/۳.

DOI:10.24200/J30.2020.54222.2620

جدول ۱. مشخصات سه مورد آلیاژ نیکل - تیتانیوم (نایتینول) به عنوان آلیاژ حافظه‌دار (واحدها MPa).

مشخصات	مک کرمیک [۳۱]	پالرمو [۲۵]	اصغریان [۳۰]
E_{SMA}	۲۷۵۷۹	۶۸۲۰۰	۲۵۵۷۹
σ_s^{AM}	۴۱۴	۴۸۰	۴۱۴
σ_f^{AM}	۵۵۰	۵۴۰	۵۵۰
σ_s^{MA}	۳۹۰	۲۶۰	۳۹۰
σ_f^{MA}	۲۰۰	۱۲۰	۲۰۰
ε_L	۳/۵٪	۶/۲٪	۳/۵٪



شکل ۱. شمای کلی بارگذاری و باربرداری مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکل‌پذیر.

گسیختگی مصالح فولاد و آلیاژ حافظه‌دار شکلی تا حد زیادی به یکدیگر نزدیک هستند.

در پژوهش حاضر، ابتدا یک مدل عددی از یک آزمون دیوار بتن مسلح بلندمرتبه با میلگردهای فولادی بر روی میز لرزان صورت گرفته است، تهیه شده و پاسخ‌های مدل‌های عددی و آزمایشگاهی صورت گرفته و سپس سه رویکرد دیگر مطالعه و بررسی شده‌اند، که در یکی از آن‌ها آلیاژ حافظه‌دار شکلی فقط به عنوان میلگردهای قائم در طبقه‌ی اول جایگزین شده‌اند، در رویکرد دوم فقط در طبقه‌های اول و ششم جایگزینی ذکر شده صورت گرفته و در رویکرد سوم، کل میلگردهای قائم دیوار با میلگردهای از جنس آلیاژ حافظه‌دار شکلی جایگزین شده‌اند. به علاوه، مطالعه‌ی پارامتریک پاسخ‌ها با تغییر برخی از مشخصه‌های مدل، نظیر نیروی محوری و شدت زلزله، نیز انجام شده است.

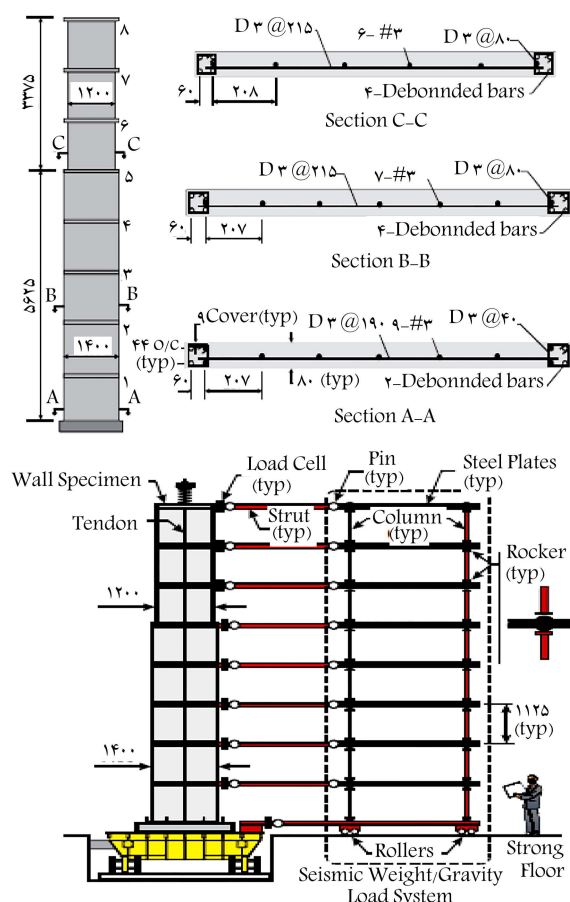
۲. مشخصات یک دیوار برشی آزمون شده روی میز لرزان

آزمون آزمایشگاهی یک دیوار بتن مسلح با میلگردهای فولادی که توسط قربانی رناتی و همکاران (۲۰۱۲) انجام شده است، برای صحت‌سنجی مدل عددی استفاده شده است. [۳۲] برنامه‌ی آزمایشگاهی شامل بررسی رفتار دیوار روی میز لرزان است که تحت اثر ارتعاش زلزله، شبیه‌سازی شده است. مدل آزمایشگاهی شامل یک دیوار برشی بتن مسلح ۸ طبقه و ارتفاع کل مدل ۹ متر بوده است. ارتفاع طبقات برابر ۱/۱۲۵ متر بوده و لذا دیوار در مقیاس کوچک‌تری از سازه‌ی واقعی ساخته شده است که ضریب مقیاس هندسی مدل حدود ۰/۲۹۴ است. طول دیوار در ۶ طبقه‌ی پایین برابر ۱/۴ متر و در ۲ طبقه‌ی آخر، ۱/۲ متر بوده است. تغییر طول دیوار در طبقه‌ی ششم به دلیل همخوان شدن با نیاز لنگر در آن تراز ارتفاع است که الزام آن در طراحی دیوار مشاهده شده است. ضخامت دیوار در همه‌ی طبقات برابر ۸۰ میلی‌متر بوده است. همچنین یک نگاشت تاریخی‌زمانی شبیه‌سازی شده استفاده شد، به‌گونه‌ی که طیف آن نزدیک به طیف طرح مربوط به آیین‌نامه‌های کشور کانادا باشد. [۳۲] طیف پاسخ شتاب با میرایی ۵٪ مربوط به نگاشت استفاده شده در آزمایش به همراه تاریخی‌زمانی شتاب آن در شکل ۲ مشاهده می‌شود. مقاومت فشاری بتن حدود ۳۰ مگاپاسکال از آزمون‌های آزمایشگاهی نمونه‌ی بتن به‌دست آمده است.

یک نیروی فشاری قائم معادل ۹۰/۷ کیلونیوتن در رأس دیوار اعمال شد. با لحاظ کردن مقدار نیروی محوری ناشی از وزن خود دیوار، مقدار نیروی فشاری در پای دیوار مساوی $27A_g f'_c$ بود (که در آن، A_g سطح مقطع عرضی دیوار و f'_c مقاومت فشاری اسمی بتن دیوار است). پس از اعمال بار لرزه‌یی به مدل

بیشتری را تجربه کند. این موضوع ضعف آلیاژهای حافظه‌دار شکلی به شمار می‌آید و به علاوه قیمت آلیاژ نسبتاً زیاد است و به همین دلیل پژوهشگران سعی کرده‌اند که مقدار مصرف آلیاژ حافظه‌دار شکلی را به میزان کمینه برسانند. [۲۶، ۲۵] آلیاژ حافظه‌دار شکلی در دیوارهای بتن مسلح توسط برخی پژوهشگران استفاده شده است. افندی و همکاران (۲۰۰۶)، از میله‌های قطری خارجی با آلیاژ حافظه‌دار شکلی برای بهبود رفتار لرزه‌یی دیوار بتن مسلح استفاده کردند و جابه‌جایی ماندگار به شدت کاهش یافت و همچنین مقدار نیاز بیشینه‌ی برش پایه حدود ۱۶٪ تا ۲۶٪ افزایش یافت. [۲۷] عبدالریدها (۲۰۱۷)، در یک کار آزمایشگاهی به بررسی رفتار دیوار بتن مسلح پرداخت که در المان‌های مرزی آن در نواحی مفصل خمیری از میلگردهای قائم با جنس آلیاژ حافظه‌دار شکلی استفاده شده بود. افزایش شکل‌پذیری و کاهش چشم‌گیر جابه‌جایی ماندگار در مقایسه با دیوار مسلح شده با میلگرد فولادی گزارش شد. [۲۸] مطالعات عددی روی دیوارهای کوتاه‌مرتبه و میان‌مرتبه‌ی بتن مسلح نشان داد که موقعیت قرارگیری میلگردهایی با آلیاژ حافظه‌دار شکلی، اثر قابل توجهی در رفتار لرزه‌یی آن‌ها دارد. [۲۹]

در مطالعات پیشین، به بررسی رفتار لرزه‌یی دیوارهای نسبتاً بلند با آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت رکورد زلزله چندان توجه نشده است. آلیاژ حافظه‌دار شکلی، نوعی از آلیاژهای فلزی محسوب می‌شود که ترکیبی از مواد مختلف دارد. نیکل و تیتانیوم از جمله پرمصرف‌ترین مواد در آلیاژ حافظه‌دار شکلی برای کارهای ساختمانی به‌شمار می‌آیند، زیرا مقاومت نسبتاً زیادی را ایجاد می‌کنند. آلیاژهای حافظه‌دار شکلی دو فاز مختلف رفتاری دارند، که عبارت است از: آستنیت^۳ و مارتنزیت^۴. تبدیل از یک فاز به فاز دیگر با تغییر حرارت یا نیروی وارد بر آن صورت می‌گیرد. همان‌گونه که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، آلیاژ حافظه‌دار شکلی در مرحله‌ی بارگذاری مشابه مصالح فولادی، یک شکست در منحنی در موقعیت تسلیم دارد، که در واقع تبدیل از فاز آستنیت به فاز مارتنزیت در شروع (σ_s^{AM}) و در پایان (σ_f^{AM}) است. پس از باربرداری، یک تبدیل معکوس از فاز مارتنزیت به فاز آستنیت اتفاق می‌افتد که شروع و پایان آن به ترتیب با σ_s^{MA} و σ_f^{MA} نمایش داده می‌شود و E_{SMA} مدول کشسانی مصالح و ε_L کرنش متناظر برگشت نهایی فرضی پس از باربرداری است. شکل کلی یک حلقه‌ی هیستریزیس به مثابه‌ی یک پرچم هویدا می‌شود، که در ضمن اتلاف انرژی، فاقد کرنش باقی‌مانده است. مشخصات سه مورد آلیاژ نیکل - تیتانیوم (نایتینول) به عنوان آلیاژ حافظه‌دار شکلی که توسط پالرمو (۲۰۱۷)، [۲۵] اصغریان (۲۰۱۱)، [۳۰] و مک‌کرمیک (۲۰۰۷)، [۳۱] استفاده شده است، در جدول ۱ ارائه شده است و مشاهده می‌شود که هر چند حدود مقاومت تسلیم آلیاژ حافظه‌دار تا حد زیادی به مقاومت تسلیم فولاد نزدیک است، مقدار کرنش

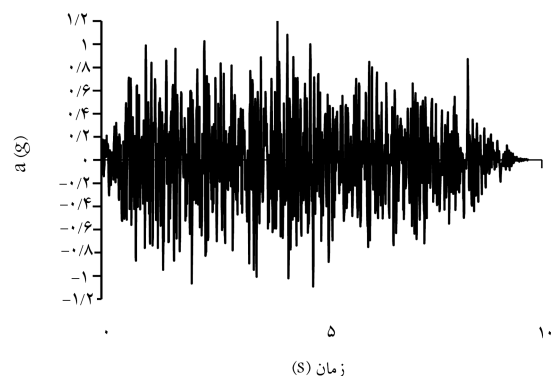
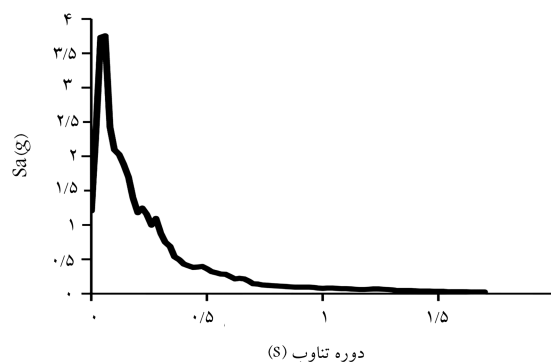


شکل ۳. شمای کلی دیوار و مقاطع آن در بررسی آزمایشگاهی. [۳۳]

(۱۹۷۳)، [۳۴] و برای میلگردهایی با جنس آلیاژ حافظه دار شکلی از مدل اوریکو- ساکو (۱۹۹۷) استفاده شد، [۳۵] که سختی ثابت در فازهای آستینیت و مارتزیت دارد و همچنین به نرخ بارگذاری وابستگی ندارد. برای مصالح بتن از مدل تک محوری اصلاح شده مندر استفاده شد که منشأ آن تحقیقات ماداس (۱۹۹۳) است، [۳۶] و قانون بار چرخه‌ی مدل مربوط به یافته‌های مارتینز-الناشی (۱۹۹۷) بوده است. آثار محصورشدگی روی بتن در نواحی مرزی که توسط خاموت‌ها ایجاد می‌شود، با استفاده از روابط مندر (۱۹۹۸) لحاظ شده است. [۳۷]

مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی میلگرد فولادی به ترتیب برابر ۴۵۵ و ۷۰۶ مگاپاسکال است که مبنای آن از کار آزمایشگاهی است. [۳۲] منحنی تنش - کرنش میلگرد فولادی و بتن استفاده شده در مدل عددی در شکل ۴ مشاهده می‌شود. طراحی دیوار برشی ۸ طبقه با رویکرد طرح ظرفیتی صورت گرفته است و لذا نیروی برشی، کنترل‌کننده‌ی مقاومت جانبی یا اتلاف انرژی نیست. همچنین اندازه‌گیری کرنش در میلگردهای افقی دیوار در زمان انجام آزمون آزمایشگاهی روی دیوار نشان داد که میلگردهای برشی مذکور در محدوده‌ی ارتجاعی باقی مانده و تسلیم در آن‌ها رخ نداده است.

در مدل دیوار تهیه شده در نرم‌افزار، جرم مربوط به هر طبقه در مرکز جرم آن طبقه و به صورت متمرکز لحاظ شده است. در طبقه‌ی آخر، نیروی محوری فشاری در رأس دیوار (در وسط طول دیوار) اعمال شده است. وزن ثقلی خود دیوار توسط نرم‌افزار و اثر $\Delta - P$ در تحلیل لحاظ شده است. نتایج تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی به مقدار میرایی و روش اعمال آن بستگی دارد و مدل‌سازی

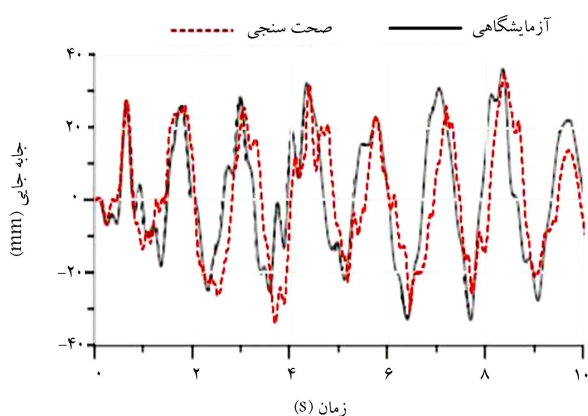


شکل ۲. طیف پاسخ شتاب و تاریخیچه‌ی زمانی شتاب پایه‌ی زلزله‌ی مصنوعی در آزمون دیوار.

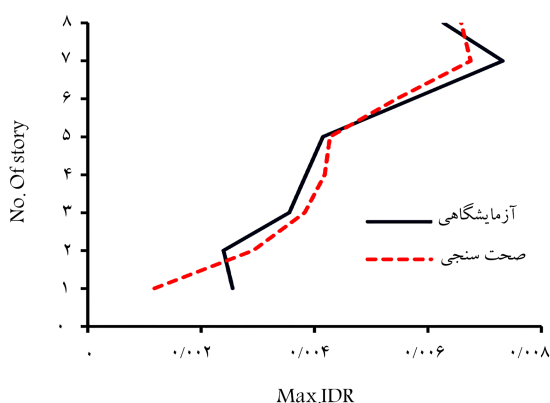
آزمایشگاهی بر روی میز لرزان، وقوع مفصل خمیری در تراز پایه و همچنین در مقدار وزن لرزه‌ی در هر طبقه برابر ۶۲ کیلو نیوتن بود. جزئیات پیکربندی آزمایش و سطح مقطع دیوارها در ترازهای مختلف در شکل ۳ مشاهده می‌شود. [۳۲] در مدت زمان انجام آزمایش (اعمال نیروی لرزه‌ی)، اندازه‌گیری جابه‌جایی، شتاب و نیروی اینرسی در همه‌ی طبقات با به کارگیری ابزار دقیق و تجهیزات مناسب صورت گرفته و مقادیر برش طبقه و لنگر واژگونی محاسبه شده است. در شکل ۳، صفحات ۵ فولادی استفاده شده به عنوان جرم لرزه‌ی طبقات که با کمک دستک‌های افقی به طبقات دیوار متصل شده‌اند، مشاهده می‌شود. با استفاده از دستگاه نیروسنج بین دیوار و المان افقی، مقدار نیروی اینرسی افقی در تراز طبقه به دست آورده شد. به علاوه، در همه‌ی طبقات، شتاب‌سنج‌هایی استفاده شده است تا مقادیر نیروی اینرسی ناشی از وزن خود دیوار نیز قابل محاسبه باشد. نیروی لرزه‌ی القائی در هر طبقه می‌تواند از حاصل ضرب شتاب اندازه‌گیری شده‌ی طبقه در مقدار جرم طبقه به دست آید.

۳. مدل‌سازی غیرخطی و صحت‌سنجی

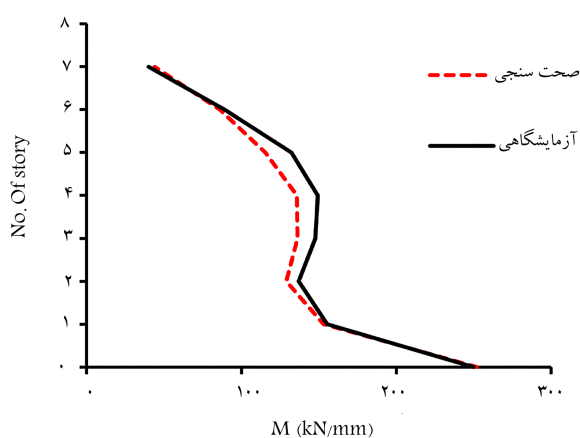
تغییر در تار خنثی در یک مقطع از دیوار تحت اثر بار چرخه‌ی می‌تواند با مدل المان فایبری تشخیص داده شود این موضوع برتری مدل فایبری بر مدل حالت خمیری متمرکز را نشان می‌دهد. به علاوه، در مدل مفصل خمیری متمرکز، حالت خمیری الزاماً باید در یک محدوده‌ی خاص از قبل تعیین شده رخ دهد، اما در مدل فایبری، حالت خمیری می‌تواند در هر کجای دیوار گسترش یابد. مدل‌سازی دیوار برشی بتن مسلح در نرم‌افزار سایزمو استراکت با کمک المان‌های فایبری صورت گرفت. [۳۲] برای رابطه‌ی تنش - کرنش تک‌محور مصالح فولاد میلگردها از رابطه‌ی منیگوتو - پینتو



شکل ۶. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی بام دیوار بتن مسلح از کار آزمایشگاهی [۳۲] و مطالعه‌ی عددی حاصل از نرم‌افزار.



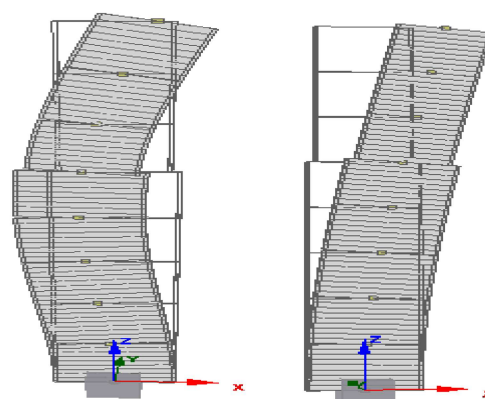
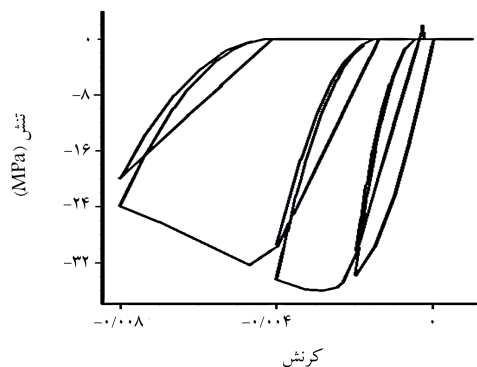
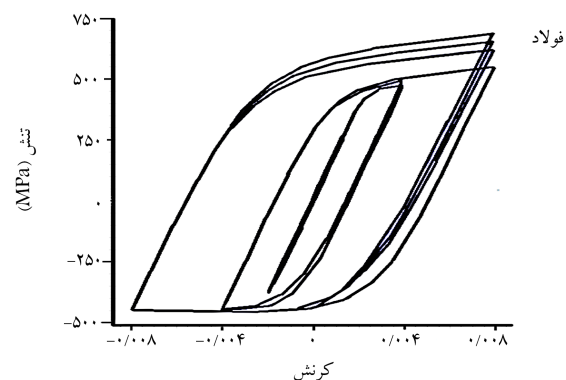
شکل ۴. منحنی مدل تنش - کرنش مصالح بتن و فولاد در مدل عددی برای صحت‌سنجی.



شکل ۷. دیاگرام پوش لنگر و دررفت در ارتفاع سازه حاصل از مدل‌های عددی و آزمایشگاهی.

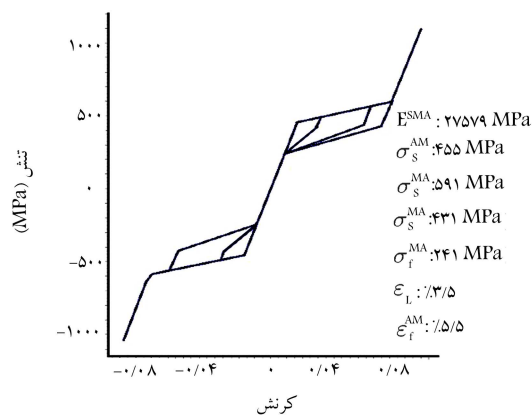
۱.۳. نتایج صحت‌سنجی

تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی بام دیوار بتن مسلح حاصل از مدل‌های عددی و آزمایشگاهی در شکل ۶ مقایسه شده است. مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از مدل عددی در نرم‌افزار ساینموستراکت (۲۰۱۸) تطابق خوبی با پاسخ آزمون آزمایشگاهی نشان می‌دهد. همچنین دیاگرام پوش لنگر و دررفت در ارتفاع سازه حاصل از مدل‌های عددی و آزمایشگاهی در شکل ۷ مشاهده می‌شود که هم‌خوانی قابل‌قبولی دارند. نکته‌ی قابل توجه در دیاگرام پوش لنگر این است که مقدار لنگر

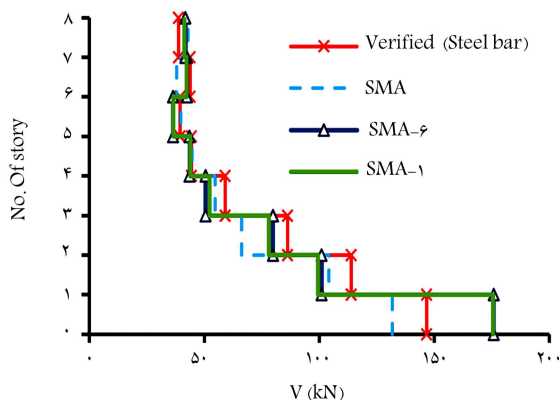
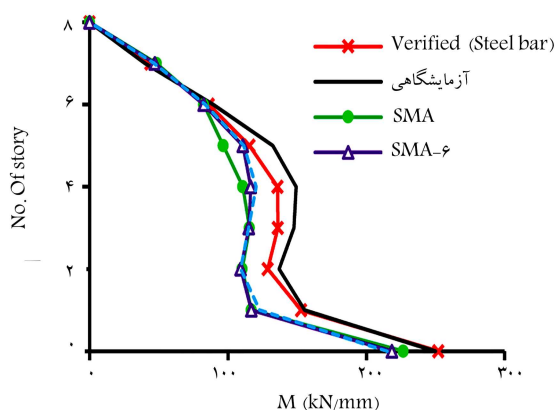


شکل ۵. نمای کلی شکل ارتعاش مدهای اول و دوم مدل دیوار.

مناسب برای لحاظ کردن پدیده‌ی میرایی ضروری است. [۴۸] انتخاب پارامترها و فرضیات نامناسب برای لحاظ کردن میرایی، ممکن است به نتایجی منجر شود که با رفتار واقعی یک سیستم اختلاف زیادی داشته باشد. این موضوع در مطالعات پیشین تأکید شده است. [۴۰، ۳۹] در پژوهش حاضر، مقادیر میرایی رایجی معادل ۲٪ و ۵٪ برای مدهای ارتعاش اول و دوم سازه لحاظ شده است. متذکر می‌شود در آزمون آزمایشگاهی، یک دیوار ایزوله به‌تنهایی آزمایش شده و شرایط آزمون در یک ساختمان با سایر اجزاء و عناصر واقع نشده است، لذا مقدار میرایی نسبت به ساختمان واقعی اندکی کمتر است. همچنین انتخاب مقادیر ذکر شده با انجام چند بار عملیات سعی و خطا و مقایسه‌ی نتایج مدل‌های عددی و آزمایشگاهی به‌دست آمده است. نمای کلی شکل ارتعاش مدهای اول و دوم مدل دیوار در شکل ۵ مشخص است.



شکل ۸. منحنی تنش - کرنش چرخه‌ای برای مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکل‌پذیر.



شکل ۹. دیاگرام پوش لنگر و برش در ارتفاع سازه حاصل از رویکردهای مختلف.

قائم آلیاژ حافظه‌دار شکلی در رویکرد مدل SMA موجب حدود ۱۰٪ کاهش در نیاز برش شده است که علت آن نرم‌تر شدن و کاهش لنگر مقاوم تراز پایه و بالاتر و تغییر در برآیند نیروی جانبی طبقات ناشی از اثر مدهای بالاتر است. در دو رویکرد دیگر (SMA-۱ و SMA-۶ حدود ۱۵٪) افزایش مشاهده می‌شود.

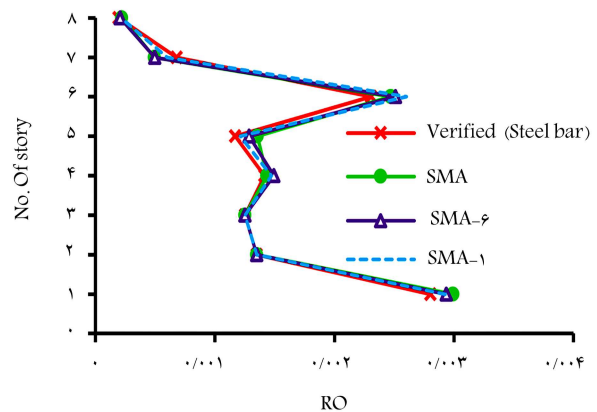
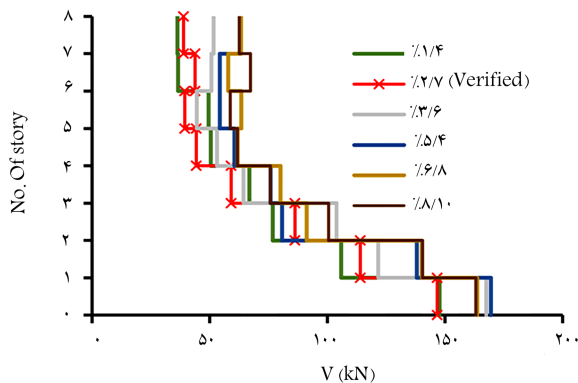
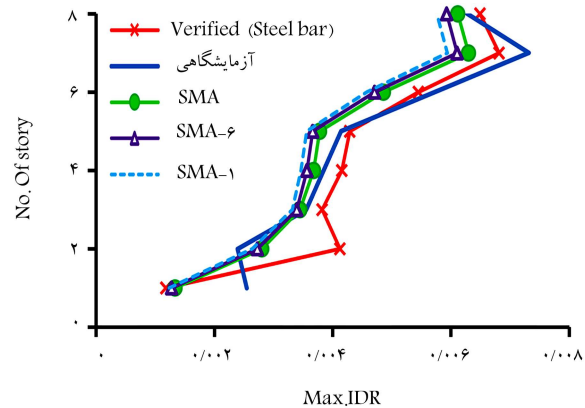
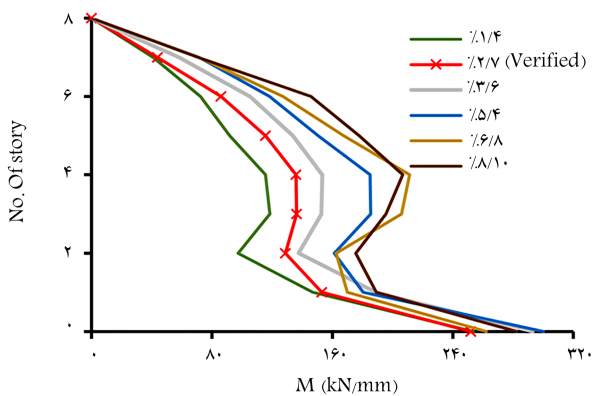
در شکل ۱۰، نیز پوش دریافت بیشینه در ارتفاع سازه برای مدل عددی اصلی و سه مدل دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی با رویکردهای مختلف و مقایسه با مدل آزمایشگاهی مشاهده می‌شوند که مطابق آن مقادیر پوش دریافت در نمودارهای مربوط به سازه‌ی دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی بسیار به هم نزدیک است و در همه‌ی آن‌ها، بیشینه‌ی دریافت در حدود طبقه‌ی هفتم رخ می‌دهد و مقدار آن حدوداً ۱۵٪ کمتر از مقدار نظیر حاصل از مدل اصلی دارای میلگرد

در اواسط ارتفاع سازه به‌طور نسبی افزایش را نشان می‌دهد. یعنی نمودار لنگر در ارتفاع به صورت یک‌نواخت روند کاهشی ندارد یا منحنی پاسخ لنگر به صورت یک خط مستقیم نیست. این موضوع به دلیل اثر مدهای بالاتر در رفتار دیوار پدید می‌آید. بدین صورت که با تشکیل مفصل خمیری در پای سازه، تقریباً مقدار نیاز لنگر در ناحیه‌ی مذکور ثابت می‌ماند و اثر مدهای بالاتر موجب افزایش نیاز لنگر در حدود اواسط ارتفاع سازه می‌شود و ممکن است به ایجاد مفصل خمیری دیگری در نواحی میانی ارتفاع سازه منجر شود، که این پدیده در کار آزمایشگاهی و همچنین مدل عددی نیز رخ داده است. این موضوع در زلزله‌های واقعی نیز گزارش شده است، به گونه‌ی که در نواحی میانی برخی از سازه‌های با دیوار باربر جانبی بتن مسلح نیاز لنگر به حدود لنگر خمیری رسیده است که به دلیل عدم تحمل دوران‌های خمیری، دچار شکست و فروریزش شده‌اند. این موضوع از آنجا ناشی می‌شود که تحلیل‌های خطی نظیر تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل دینامیکی طیفی قادر به تخمین پدیده‌ی اشاره شده نیست و اغلب طراحان برای نواحی میانی از تابل‌های تأمین‌کننده‌ی شکل‌پذیری نظیر خاموت‌های فشرده برای تأمین محصورشدگی در بتن استفاده نمی‌کنند. دوران تسلیم در تراز پایه و طبقه‌ی ششم دیوار که از تحلیل سطح مقطع حاصل شده است، به ترتیب حدود ۰/۰۰۲۲ و ۰/۰۰۱۸ رادیان بوده است. مقادیر بیشینه‌ی دوران حاصل از مطالعه‌ی آزمایشگاهی نیز برای دو تراز مذکور معادل ۰/۰۰۲۷ و ۰/۰۰۲۳ است که با نتایج در مدل عددی تقریباً یکسان است و نشان‌دهنده‌ی وقوع مفصل خمیری در تراز پایه و همچنین تراز طبقه‌ی ششم است.

۴. به کارگیری میلگردهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی

نمونه‌ی مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت بار چرخه‌ای استفاده شده در پژوهش حاضر در شکل ۸ مشاهده می‌شود. مدل مذکور توسط اوریکو و ساکو پیشنهاد شده است.^[۲۱] که در آن رابطه‌ی بین تنش - کرنش به صورت خط مستقیم تخمین زده شده و رفتار در کشش و فشار یکسان (متقارن) بوده است و مقدار مدول کشسانی برای آستنیت کامل و مارتنزیت کامل (E^{SMA}) یکسان است. در مدل مذکور میزان زوال مقاومت تحت بار چرخه‌ای ناچیز بوده و پارامترهای استفاده شده در آن پیشتر معرفی شده‌اند.

در شکل ۹، پوش لنگر حاصل از مدل اصلی با میلگرد فولادی (به نام مدل اصلی یا Verified) و سایر مدل‌ها تحت زلزله‌ی اصلی (آنچه در آزمون آزمایشگاهی استفاده شده است (EQ)) پرداخته شده است. مدل SMA-۱ فقط در طبقه‌ی اول، میلگردهای قائم آلیاژ حافظه‌دار شکلی و مدل SMA-۶ در طبقات اول و ششم میلگرد قائم آلیاژ حافظه‌دار شکلی داشته‌اند، و در مدل SMA، کل میلگردهای قائم از جنس آلیاژ حافظه‌دار بوده است. مشاهده می‌شود که در هر سه رویکرد با آلیاژ حافظه‌دار شکلی (SMA-۱، SMA-۶ و SMA)، مقدار لنگر تراز پایه حدود ۱۵٪ کاهش در مقایسه با لنگر پایه‌ی مدل اصلی نشان داده است. این موضوع به دلیل مدول کشسانی کمتر میلگردهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی است. این میزان کاهش در نواحی میانی نیز رخ داده است. مشاهده می‌شود که تفاوت چندانی بین نمودار پوش لنگر حاصل از مدل‌های SMA-۱ و SMA-۶ وجود ندارد، ولی مدل با آلیاژ حافظه‌دار شکلی در کل ارتفاع (SMA) نسبت به دو مدل اخیر، حدود ۱۰٪ کاهش داشته است. نمودار لنگر حاصل از کار آزمایشگاهی نیز ترسیم شده است. همچنین نمودار دیاگرام پوش برش حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی مدل‌های عددی با رویکردهای مختلف در شکل ۹ مشاهده می‌شود که مطابق آن وجود میلگردهای



شکل ۱۰. دیاگرام پوش دررفت و دوران در ارتفاع سازه حاصل از رویکردهای مختلف.

فقط فولادی است. همچنین برای رویکردهای مورد بررسی مقدار پوش نیاز دوران دیوار در ارتفاع سازه برای مدل‌های مورد نظر در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود که در آن منحنی‌های مربوط به ۴ مدل عددی تا حد زیادی با یکدیگر نزدیک هستند.

شکل ۱۱. اثر افزایش نسبت نیروی محوری روی پوش نیاز دررفت، لنگر و برش در مدل اصلی.

با افزایش نیروی محوری زیاد می‌شود. این موضوع به‌طور طبیعی افزایش نیاز نیروی برشی جانبی (برش طبقه) را تا حد ایجاد مفصل خمیری خمشی موجب می‌شود که در نمودار دیاگرام نیاز برش مشهود است؛ یعنی افزایش نیروی محوری موجب افزایش ظرفیت لنگر خمشی و به طبع آن، افزایش یا جذب نیروی جانبی بیشتر و نیاز بیشتر برش را در پی دارد. به‌علاوه، افزایش نیروی محوری به‌طور کلی موجب کاهش مقدار دررفت می‌شود که در شکل ۱۱ مشهود است. این موضوع از آنجا ناشی می‌شود که با افزایش نیروی محوری، مقدار دوران پتل دیوار کاهش می‌یابد.

۲.۵. اثر شدت زلزله

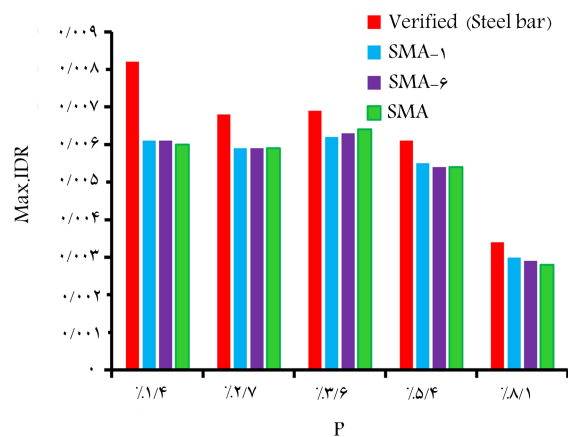
زلزله‌ای اعمال شده در کار آزمایشگاهی چندان قوی نیست و این موضوع از مقایسه‌ی مقادیر دوران تسلیم دیوار با مقادیر نیاز دوران ثبت شده در طبقه‌های اول و طبقه

۵. مطالعه‌ی پارامتریک مدل اصلی

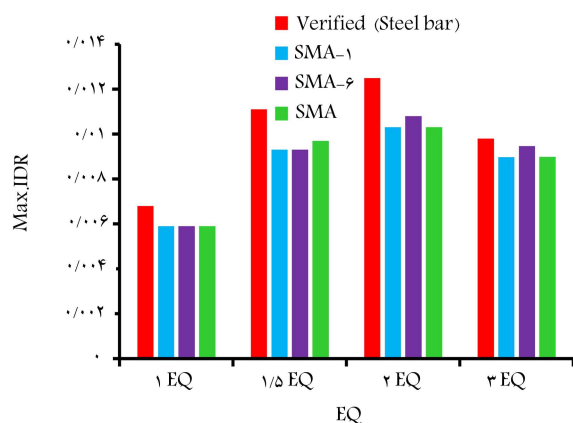
۱.۵. اثر نیروی محوری

مقدار نیروی محوری در آزمون آزمایشگاهی در تراز پایه حدود $0.27 Agf_c$ (نسبت 0.27) بوده است که در مقایسه با سازه‌های واقعی که در صنعت ساختمان استفاده می‌شوند، عدد نسبتاً کمی به‌شمار می‌آید. اثر افزایش نسبت نیروی محوری روی پوش نیاز دررفت، لنگر و برش در مدل اصلی در شکل ۱۱ نشان داده شده است.

مقادیر نسبت نیروی محوری (حاصل تقسیم نیروی محوری قائم بر Agf_c) برای $1/4$ ، $3/6$ ، $5/4$ ، $6/8$ و $8/1$ تغییر داده شده است (حدوداً ۳ برابر افزایش در نیروی محوری نسبت به آزمون آزمایشگاهی) و اثر این موضوع در پاسخ‌ها ارائه شده است. به‌طور کلی مشاهده می‌شود که افزایش نیروی محوری موجب افزایش مقادیر نیاز لنگر خمشی سازه می‌شود، به‌گونه‌ای که چنانچه مقدار نسبت نیروی محوری به $8/1$ برسد (مقدار آن ۳ برابر شود)، مقدار لنگر در نواحی میانی دیوار حدود 50% افزایش می‌یابد. افزایش نیاز لنگر منطقی به نظر می‌رسد، زیرا برای اعضاء با نیروی محوری نه چندان زیاد، ظرفیت خمشی یک مقطع بتن مسلح



شکل ۱۳. تأثیر نیروی محوری در نیاز بیشینه‌ی دررفت مربوط به ۴ رویکرد مدل عددی.



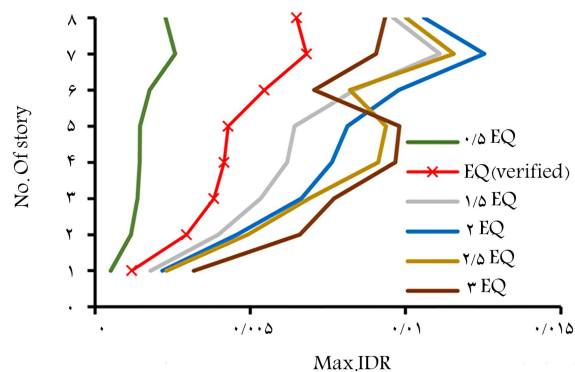
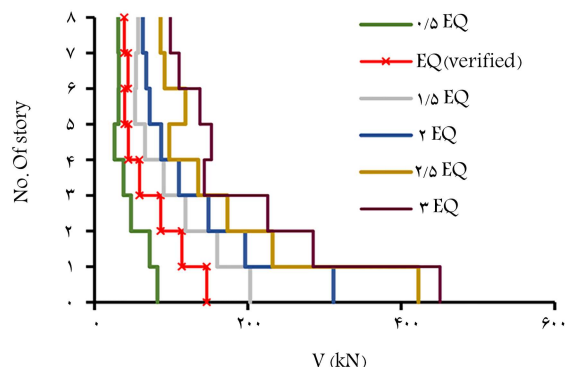
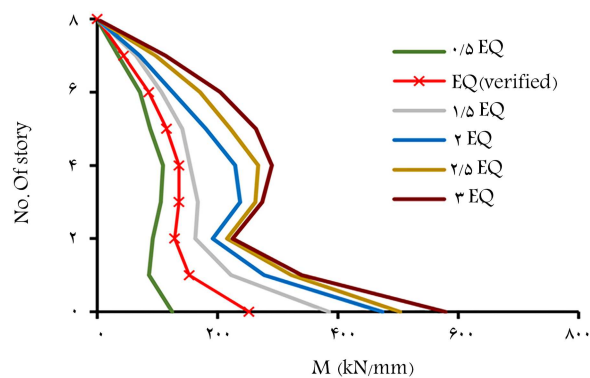
شکل ۱۴. تأثیر شدت زلزله در نیاز بیشینه‌ی دررفت مربوط به ۴ رویکرد مدل عددی.

نشان می‌دهد. مقادیر بیشینه‌ی دررفت برای هر سازه با آلیاژ حافظه‌دار شکلی برای یک نیروی محوری یکسان، تقریباً به یکدیگر نزدیک است.

در شکل ۱۴، مقادیر اثر شدت زلزله در بیشینه‌ی نیاز دررفت مدل‌های مورد بررسی مشاهده می‌شود که مطابق آن، روند کلی هر کدام از ۴ رویکرد تقریباً یکسان بوده است. به‌طور کلی و برای همه‌ی رویکردها، با ۲ برابر شدن شدت زلزله، مقدار نیاز دررفت تقریباً ۲ برابر و با افزایش شدت زلزله به ۳ برابر، مقدار بیشینه‌ی نیاز دررفت تقریباً ۱/۵ برابر می‌شود. این موضوع به مشخصه‌های زلزله و مشخصات سازه وابستگی کامل دارد که در تحلیل‌های دینامیکی افزایشده نیز گزارش شده است. همچنین مقادیر بیشینه‌ی نیاز دررفت هر سه مدل (SMA-۱، SMA-۶، SMA) در همه‌ی شدت‌های زلزله تقریباً یکسان و حدوداً ۱۵٪ کمتر از نیاز متناظر مدل اصلی بوده است.

در شکل ۱۵، نمودار میله‌ای برای مقایسه‌ی اثر شدت زلزله در برش پایه‌ی مدل‌های سازه مشاهده می‌شود. هر چند به‌طور کلی با افزایش شدت زلزله، مقدار نیاز برش پایه زیاد می‌شود، اما روند خاصی در یک شدت خاص برای مدل‌های مختلف قابل شناسایی نیست، که این موضوع می‌تواند به دلیل ماهیت تصادفی بودن زلزله و تفاوت مشخصه‌های مدل باشد.

نمودارهای شکل ۱۶، نشان‌دهنده‌ی اثر مقدار نیروی محوری در پاسخ‌های لرزه‌یی مدل SMA است. با افزایش نیروی محوری، مقدار پوش نیاز برش و لنگر افزایش



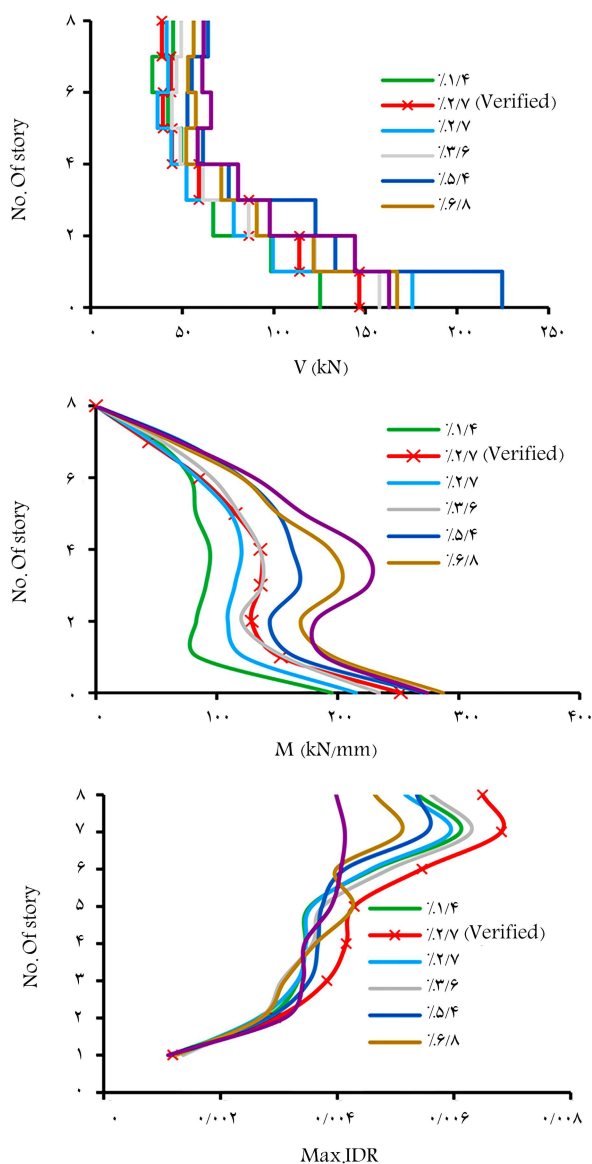
شکل ۱۲. اثر افزایش شدت زلزله در پوش نیاز دررفت، لنگر و برش در مدل اصلی.

ششم قابل درک است. برای بررسی این موضوع، از ضرایب مقیاس ۵/۵، ۱/۵، ۲/۵ و ۳ برای شتاب‌نگاشت استفاده و پاسخ مدل اصلی بررسی شده است که نمودارهای مرتبط در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود.

با ۳ برابر شدن شدت زلزله، مقدار نیاز لنگر تراز پایه و نیاز لنگر ناحیه‌ی میانی حدوداً ۲ برابر شده و این نسبت برای کل ارتفاع تقریباً صادق است، در حالی که نیاز برش پایه حدوداً ۳ برابر زیاد شده است که نشان می‌دهد وقوع مفصل در تراز پایه، تأثیر چندانی در نیاز برش پایه نداشته و این موضوع به اثر مدهای بالاتر وابسته است. همچنین بیشینه‌ی نیاز دررفت با ۲ برابر شدن شدت زلزله، حدوداً ۱/۷ برابر شده است.

۳.۵. اثر میلگردهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی

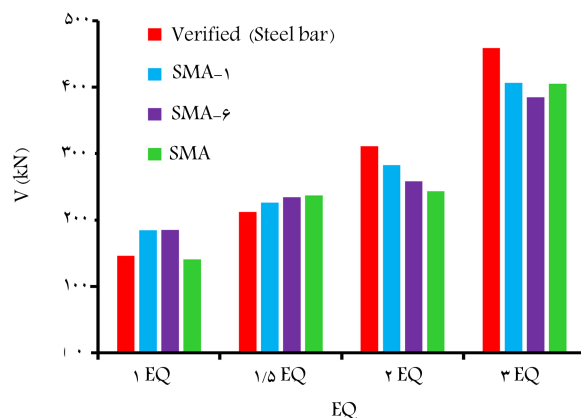
در شکل ۱۳، نمودار تأثیر نیروی محوری در نیاز بیشینه‌ی دررفت مربوط به ۴ رویکرد مدل عددی مشاهده می‌شود. به‌طور کلی، نیاز بیشینه‌ی دررفت با افزایش نیروی محوری در هر ۴ مدل (مدل اصلی و مدل‌های با آلیاژ حافظه‌دار شکلی)، کاهش



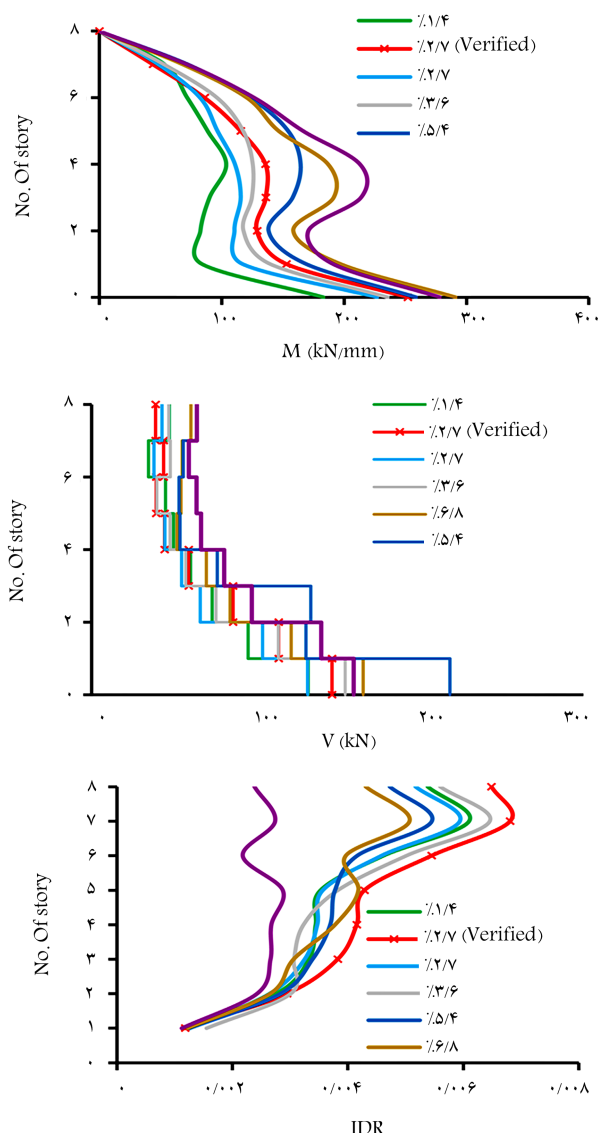
شکل ۱۷. اثر مقدار نیروی محوری در پاسخ‌های لرزه‌یی برش، لنگر و دریفت مدل SMA-۱.

و مقدار نیاز دریفت کاهش یافته است. به عنوان مثال با ۳ برابر شدن مقدار نیروی محوری (نسبت ۸/۱)، مقدار لنگر میانه‌ی ارتفاع حدود ۶۰٪ افزایش یافته است. در شکل ۱۷، اثر نیروی محوری در نیاز پاسخ‌های مدل SMA-۱ مشاهده می‌شود که مطابق آن در مدل نیز با افزایش نیروی محوری، مقدار نیاز برش و لنگر و همچنین نیاز دریفت به‌طور کلی افزایش نشان داده‌اند. به عنوان مثال، مقدار نیاز لنگر خمشی در میانه‌ی ارتفاع، با ۳ برابر شدن مقدار نیروی محوری، تقریباً ۱۲۰٪ افزایش نشان داده است که حدوداً ۲ برابر مقدار متناظر در مدل SMA-۱ است. علت این موضوع سخت‌تر بودن میانه‌ی ارتفاع در مدل SMA-۱ است، زیرا در سازه‌ی مذکور در طبقات بالاتر، فقط از میلگردهای فولادی استفاده شده است.

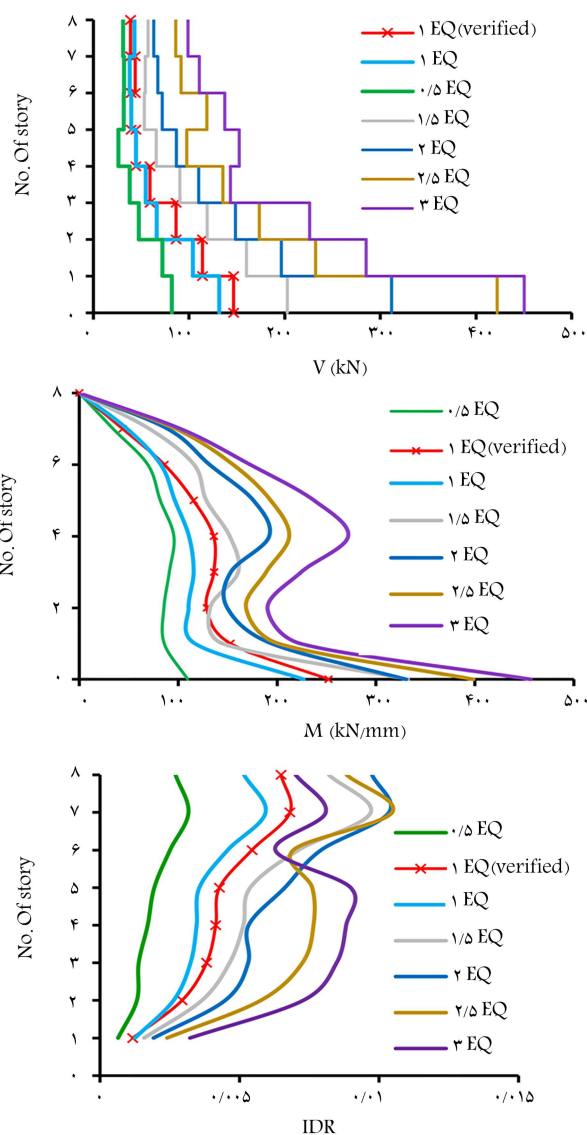
نمودارهای شکل ۱۸، مقادیر نیاز برای پاسخ‌های برش، لنگر و دریفت را برای سازه‌ی SMA-۶ نشان می‌دهد. روند کلی نمودارها مشابه با روند مدل SMA-۱ است، با این تفاوت که به عنوان نمونه با ۳ برابر شدن مقدار نیروی محوری (نسبت



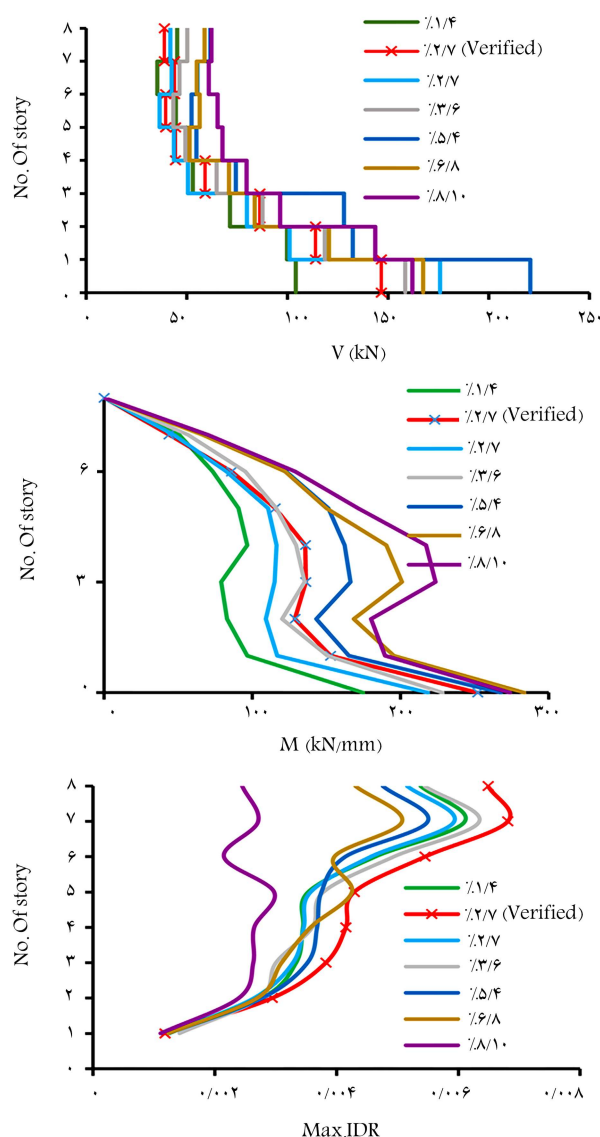
شکل ۱۵. تأثیر شدت زلزله در نیاز بیشینه‌ی برش پایه مربوط به ۴ رویکرد مدل عددی.



شکل ۱۶. اثر مقدار نیروی محوری در پاسخ‌های لرزه‌یی برش، لنگر و دریفت مدل SMA-۶.



شکل ۱۹. اثر افزایش شدت زلزله در نیاز پاسخ‌های لرزه‌یی برش، لنگر و دررفت مدل SMA-۶.



شکل ۱۸. اثر مقدار نیروی محوری در پاسخ‌های لرزه‌یی برش، لنگر، و دررفت مدل SMA-۶.

انجام صحت‌سنجی مدل به مقایسه‌ی پاسخ‌های مدل‌های عددی (مدل اصلی) و آزمایشگاهی پرداخته شده است. سپس سه رویکرد دیگر بررسی شده‌اند که در یکی از آن‌ها آلیاژ حافظه‌دار شکلی فقط به‌عنوان میلگردهای قائم طبقه‌ی اول جایگزین شده‌است (SMA-۱)، در رویکرد دوم فقط در طبقه‌های اول و ششم جایگزینی مذکور صورت گرفته است (SMA-۶)، و در رویکرد سوم کل میلگردهای قائم دیوار با میلگردهای از جنس آلیاژ حافظه‌دار شکلی جایگزین شده‌اند (SMA). سپس تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی و مقایسه‌ی پاسخ مدل‌ها صورت گرفته است. به علاوه، مطالعه‌ی پارامتریک پاسخ‌ها با تغییر برخی از مشخصه‌های مدل، نظیر نیروی محوری و شدت زلزله نیز انجام شده و این نتایج به‌دست آمده است:

۱. در دیاگرام پوش لنگر مدل اصلی، مقدار نیاز لنگر در اواسط ارتفاع سازه به‌طور نسبی افزایش نشان می‌دهد. یعنی نمودار لنگر در ارتفاع به‌صورت یکنواخت روند کاهشی ندارد یا نزدیک به یک خط مستقیم نیست. این

نیروی محوری ۸۱٪)، مقدار نیاز لنگر در اواسط ارتفاع سازه حدوداً ۱۰۰٪ افزایش یافته است.

در شکل ۱۹، اثر افزایش شدت زلزله در نیاز پاسخ‌های مدل SMA مشاهده می‌شود که مطابق آن با ۳ برابر شدن شدت زلزله، مقادیر بیشینه‌ی نیاز برش، لنگر، و دررفت به ترتیب ۲، ۱/۵ و ۱/۵ برابر شده است. ملاحظه می‌شود که با افزایش شدت زلزله، مقدار نیاز لنگر هم در پای سازه و هم در میانه‌ی ارتفاع افزایش نشان داده و این افزایش در میانه‌ی ارتفاع شدیدتر بوده است. روند کلی پاسخ برای دو مدل دیگر با آلیاژ حافظه‌دار شکلی مشابه نمودارهای شکل ۱۹ است.

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، ابتدا مدل عددی از یک آزمون دیوار بتن مسلح بلندمرتبه‌ی لاغر با میلگردهای فولادی که بر روی میز لرزان صورت گرفته است، تهیه و با

که با تشکیل مفصل خمیری در پای سازه، تقریباً مقدار نیاز لنگر در ناحیه‌ی اخیر ثابت می‌ماند و اثر مدهای بالاتر، موجب افزایش نیاز لنگر در حدود واسط ارتفاع سازه می‌شود و ممکن است به ایجاد مفصل خمیری دیگری در نواحی میانی ارتفاع سازه منجر شود که پدیده‌ی اشاره شده در کار آزمایشگاهی بررسی و در مدل عددی نیز رخ داده است. این موضوع در زلزله‌های واقعی نیز گزارش شده است، به‌گونه‌ی که در نواحی میانی برخی از سازه‌های با دیوار باربر بتن مسلح نیاز لنگر به حدود لنگر خمیری رسیده است که به دلیل عدم تحمل دوران‌های خمیری، دچار شکست و فروریزش شده‌اند.

۲. در هر سه مدل با آلیاژ حافظه‌دار شکلی (SMA-۱، SMA-۶ و SMA)، مقدار لنگر تراز پایه حدود ۱۵٪ کاهش در مقایسه با لنگر پایه‌ی مدل اصلی را نشان می‌دهد. این موضوع به دلیل مدول کشسانی کمتر میلگردهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی است. این میزان کاهش در نواحی میانی نیز رخ داده است.

۳. مقدار نیروی محوری در آزمون آزمایشگاهی در تراز پایه حدود $0.27Agf_c$ (نسبت ۲۷٪) بوده است. مقادیر نسبت نیروی محوری به اعداد ۱/۴٪، ۳/۶٪، ۵/۴٪، ۶/۸٪ و ۸/۱٪ تغییر داده شده و اثر این موضوع در پاسخ‌ها ارائه شده است. به‌طور کلی مشاهده می‌شود افزایش نیروی محوری موجب افزایش مقادیر نیاز لنگر خمشی سازه می‌شود، به‌گونه‌ی که چنانچه مقدار نسبت نیروی محوری برابر ۸/۱٪ باشد (مقدار آن ۳ برابر شود)، مقدار لنگر در نواحی میانی دیوار حدود ۵۰٪ افزایش می‌یابد. افزایش نیاز لنگر منطقی به نظر می‌رسد، زیرا برای اعضاء با نیروی محوری نه چندان زیاد، ظرفیت خمشی یک مقطع بتن مسلح با افزایش نیروی محوری زیاد می‌شود، این موضوع به‌طور طبیعی

افزایش نیاز نیروی برشی جانبی (برش طبقه) را تا حد ایجاد مفصل خمیری خمشی موجب می‌شود. یعنی افزایش نیروی محوری موجب افزایش ظرفیت لنگر خمشی و به‌طبیع آن افزایش نیروی جانبی یا برش را در پی دارد. در واقع افزایش، مقاومت دیوار خمشی موجب جذب برش بیشتر در کل ارتفاع سازه می‌شود.

۴. مقادیر اثر شدت زلزله در بیشینه‌ی نیاز دررفت مدل‌های مورد بررسی نشان می‌دهد که روند کلی در هر کدام از ۴ رویکرد تقریباً یکسان است. به‌طور کلی و برای همه‌ی رویکردها، با ۲ برابر شدن شدت زلزله، مقدار بیشینه‌ی نیاز دررفت تقریباً ۲ برابر و با افزایش ۳ برابری شدت زلزله، مقدار بیشینه‌ی نیاز دررفت حدوداً ۱/۵ برابر شده است. همچنین مقادیر نیاز بیشینه‌ی دررفت هر سه مدل (SMA-۱، SMA-۶ و SMA) در همه‌ی شدت‌های زلزله تقریباً یکسان و حدوداً ۱۵٪ کمتر از نیاز متناظر مدل اصلی بوده است.

۵. در رویکرد مدل SMA، با افزایش نیرو محوری، مقادیر پوش نیاز برش، و لنگر افزایش و مقدار نیاز دررفت کاهش یافته است. به‌عنوان مثال، با ۳ برابر شدن مقدار نیروی محوری (نسبت ۱/۸٪)، مقدار لنگر میانه‌ی ارتفاع حدود ۶۰٪ افزایش یافته است.

۶. اثر نیروی محوری در نیاز پاسخ‌های مدل SMA-۱ نشان می‌دهد که در سازه‌ی SMA-۱ نیز مشابه مدل SMA با افزایش نیروی محوری، مقدار نیاز برش و لنگر به‌طور کلی افزایش نشان داده است. به‌عنوان مثال، مقدار نیاز لنگر خمشی در میانه‌ی ارتفاع، با ۳ برابر شدن مقدار نیروی محوری، تقریباً ۱۲۰٪ افزایش نشان داده است که این مقدار ۲ برابر مقدار متناظر در مدل SMA است. علت این موضوع سخت‌تر بودن میانه و ارتفاع در مدل SMA-۱ است، زیرا در سازه‌ی اخیر در طبقات بالاتر فقط از میلگردهای فولادی استفاده شده است.

پانوشته‌ها

1. Orakcal
2. shape memory alloy
3. Austenite
4. Martensite
5. plate
6. lumped-plasticity

منابع (References)

1. Kaplan, H., Gonen, H. and Nohutcu, H. "A new strong floor-reaction wall system without gallery for experimental studies in structural mechanics", *Iranian Journal*

of Science and Technology, Transaction B: Engineering, **33**(B4), pp. 343-346 (2009).

2. Zahraie, S.M. and Sheibani, M.R. "Application of triangular floating plates to improve seismic behavior of shear wall concrete structures", *J. of Civil Engineering Sharif*, **34-2**(1-1), pp. 3-11 (in Persian) (1397).
3. Paulay, T. and Priestley, M.J.N. "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", Wiley, Hoboken, N.J. (1992).
4. Seren Akavci, S. "Nonlinear analysis of semi-rigid frames with rigid end sections", *Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B: Engineering*, **31**(B5), pp. 567-571 (2007).
5. Hajirasouliha, I. and Doostan, A. "A simplified model for seismic response prediction of concentrically braced

- frames", *Advances in Engineering Software*, **41**(3), pp. 497-505 (2010).
6. Arslan, H.M., Aksogan, O. and Choo, B.S. "Free vibrations of flexibly connected elastically supported stiffened coupled shear walls with stepwise changes in width", *Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B: Engineering*, **28**(B5), pp. 605-614 (2004).
7. Orakcal, K. and Wallace, J.W. "Flexural modeling of reinforced concrete walls - model calibration", *ACI Structural Journal*, **103**(2), pp. 196-206 (2006).
8. Schotanus, M.I. and Maffei, J.R. "Computer modeling and effective stiffness of concrete wall buildings", *Taylor Made Concrete Structures*, eds.: Walraven, J. and Stoelhorst, D. (Taylor, D. & Francis Group, London) (2008).
9. Grange, S., Kotronis, P. and Mazars, J. "Numerical modeling of the seismic behaviour of 7-story building: NEES benchmark", *Materials and Structure*, **42**(10), pp. 1433-1442 (2009).
10. Kim, Y., Kabeyasawa, T., Matsumori, T. and et al. "Numerical study of a full-scale six-storey reinforced concrete wall-frame structure tested at E-Defense", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **41**(8), pp. 1217-1239 (2011).
11. Yang, T.Y., Moehle, J.P., Bozorgnia, Y. and et al. "Performance assessment of tall concrete core-wall building designed using two alternative approaches", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **41**(11), pp. 1515-1531 (2012).
12. Munir, A. and Warnitchai, P. "Optimal reduction of inelastic seismic demands in high-rise reinforced concrete core wall buildings using energy-dissipating devices", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **22**(7), pp. 543-568 (2011).
13. Munir, A. and Warnitchai, P. "The cause of unproportionately large higher mode contributions in the inelastic seismic responses of high-rise core-wall buildings", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **41**(15), pp. 2195-2214 (2012).
14. Zekioglu, A., Willford, M., Jin, L. and et al. "Case study using the los angeles tall buildings structural design council guidelines: 40-storey concrete core wall building", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **16**(5), pp. 583-597 (2007).
15. Gonzales, H. and Lopez-Almansa, F. "Seismic performance of buildings with thin RC bearing walls", *Engineering Structures*, **34**, pp. 244-258 (2012).
16. Su, R. and Wong, S.M. "Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio", *Eng. Struct.*, **29**(8), pp. 1957-1965 (2006).
17. Riva, P., Meda, A. and Giruriani, E. "Cyclic behaviour of a full scale RC structural wall", *Eng. Struct.*, **25**(6), pp. 835-845 (2003).
18. Speicher, M.S., DesRoches, R. and Leon, R.T. "Investigation of an articulated quadrilateral bracing system utilizing shape memory alloys", *J. Constr. Steel Res.*, **130**, pp. 65-78 (2017).
19. Tsai, K.C., Chiang, P.H. and Bruneau, M. "Overview of building damages in 921 Chi-Chi earthquake", *Earthq. Eng. Seismol.*, **2**(1), pp. 93-108 (2000).
20. Dezfouli, M.A., Dolatshahi, K.M., Mofid, M. and et al. "Coreless self-centering braces as retrofitting devices in steel structures", *J. Constr. Steel Res.*, **133**, pp. 485-498 (2017).
21. Saïdi, S., O'Brien, M. and Sadrossadat-Zade, M. "Cyclic response of concrete bridge column using superelastic Nitinol and Bendable concrete", *ACI Struct. J.*, **106**(1), pp. 69-77 (2008).
22. Tazarv, M. and Saïdi, S.M. "Analytical studies of the seismic performance of a full-scale SMA-reinforced bridge column", *Int. J. Bridge Eng.*, **1**(1), pp. 37-50 (2013).
23. Qiu, C.-X. and Zhu, S. "Performance-based seismic design of self-centering steel frames with SMA-based braces", *Eng. Struct.*, **130**, pp. 67-82 (2017).
24. Cortes-Puentes, W.L. and Palermo, D. "SMA tension brace for retrofitting concrete shear walls", *Engineering Structures*, **140**, pp. 177-188 (2017).
25. Cortes-Puentes, W.L. and Palermo, D. "Seismic retrofit of concrete shear walls with SMA tension braces", *Journal of Structural Engineering*, **144**(2) (2018).
26. Elfeki, M.A. and Youssef, M.A. "Shape memory alloy reinforced concrete frames vulnerable to strong vertical excitations", *J. Build. Eng.*, **13**, pp. 272-290 (2017).
27. Effendy, E., Liao, W., Song, W. and et al. "Seismic behaviour of low rise shear walls with SMA bars", in *Proceedings of the Engineering, Construction, and Operations in Challenging Environment*, Houston, TX, pp. 1-8 (2006).
28. Abdulridha, A. and Palermo, D. "Behaviour and modelling of hybrid SMA-steel reinforced concrete slender shear wall", *Eng. Struct.*, **147**, pp. 77-89 (2017).
29. Abraik, E. and Youssef, M.A. "Cyclic performance of shape memory alloy reinforced concrete walls", in *Proceedings of the 5th International Workshop on Performance, Protection, and Strengthening of Structures Under Extreme Loading, Response of Structures Under Extreme Loading*, Lansing, MI, USA (2015).
30. Asgarian, B. and Moradi, S. "Seismic response of steel braced frames with shape memory alloy braces", *J. Constr. Steel Res.*, **67**(1), pp. 65-74 (2011).
31. McCormick, J., DesRoches, R., Fugazza, D. and et al. "Seismic assessment of concentrically braced steel frames with shape memory alloy braces", *ASCE J. Struct. Eng.*, **133**(6), pp. 862-870 (2007).
32. McCormick J., DesRoches R., Fugazza D. and et al. "Shake table testing of slender RC shear walls subjected to eastern north america seismic ground motions", *Journal of Structural Engineering*, **138**(12), pp. 1515-1529 (2012).
33. Seismosoft, "SeismoStruct: A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures", Version 6 (2018) (<http://www.seismosoft.com>).
34. Menegotto, M. and Pinto, P.E. "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending", *Symposium*

- on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 15-22 (1973).
35. Auricchio, F. and Sacco, E. "A superelastic shape-memory-alloy beam", *Journal of Intelligent Materials and Structures*, **8**(6), pp. 489-501 (1997).
36. Madas, P. "Advanced modelling of composite frames subjected to earthquake loading", PhD Thesis, Imperial College, University of London, London, UK (1993).
37. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **114**(8), pp. 1804-1826 (1988).
38. Priestley, M.J.N. and Grant, D.N. "Viscous damping in seismic design and analysis", *Journal of Earthquake Engineering*, **9**(SP2), pp. 229-255 (2005).
39. Leger, P. and Dussault, S. "Seismic-energy dissipation in MDOF structures MDOF structures", *Journal of Structural Engineering*, **118**(5), pp. 1251-1269 (1992).
40. Smyrou, E., Priestley, M.J.N. and Carr, A.J. "Modelling of elastic damping in nonlinear time-history analyses of cantilever RC walls", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **9**, pp. 1559-1578 (2011).
41. Auricchio, F. and Sacco, E. "A superelastic shape-memory alloy beam", *J. Intell. Mater. Struct*, **8**(6), pp. 489-501 (1997).