

مدل سازی رفتار لرزه‌یی و برآورد خسارت
دیوارهای گهواره‌یی بتنی تحت بار زلزله

Original Article

نسترن عباسی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

حبیب اکبرزاده بنگر* (دانشیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه مازندران، بابلسر

ابوذر جعفری (دکتر)

دانشکده مهندسی مکانیک، دانشگاه شانگهای جیاونونگ، شانگهای، چین

مریم نظری (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه ایالتی کالیفرنیا، لس آنجلس، کالیفرنیا، آمریکا.

استفاده از دیوارهای گهواره‌یی به عنوان یک جایگزین در جهت رفع برخی نواقص لرزه‌یی دیوارهای برشی همانند خسارت چشم‌گیر در پایه و تغییر مکان ماندگار، با استقبال گسترده‌یی روبرو شده است. علی‌رغم کارهای آزمایشگاهی مختلف در خصوص عملکرد لرزه‌یی دیوارهای گهواره‌یی، تا کنون مدلی تحلیلی، که رفتار غیرخطی آن را تحت زلزله پیش‌بینی و میزان خسارت در سطح دیوار را مشخص کند، ارائه نشده است. هدف از پژوهش حاضر، ارائه‌ی روشی کاربردی جهت مدل‌سازی و تخمین خسارت دیوارهای گهواره‌یی با کابل‌های پس‌کشیده تحت بارگذاری لرزه‌یی است. بدین منظور جهت مدل‌سازی دیوار گهواره‌یی از نرم‌افزار PERFORM ۳D استفاده شده است. جهت اطمینان از صحت مدل‌سازی، نتایج آزمایشگاهی با نتایج تحلیلی مقایسه شده‌اند، که مدل پیشنهادی به خوبی می‌تواند رفتار غیرخطی دیوار گهواره‌یی را تحت زلزله پیش‌بینی کند. همچنین با استفاده از شاخص خرابی، میزان خسارت وارده به دیوار با بهره‌گیری از نتایج مدل‌سازی برآورد شده است، که مقایسه‌ی بین خرابی برآورد شده و دیوار آزمایشگاهی انطباق بالایی را نشان داده است.

واژگان کلیدی: دیوار گهواره‌یی مرکزگرای بتنی، کابل پس‌کشیدگی غیرچسبیده، مدل‌سازی رفتار غیرخطی، آزمایش میز لرزه‌یی، برآورد خسارت.

۱. مقدمه

بررسی خسارت ناشی از زمین‌لرزه در ساختمان‌های متداول دارای دیوارهای برشی بتن مسلح نشان می‌دهد که دیوارهای برشی بتن مسلح نه فقط تأثیر بسزایی در کاهش خسارت حاصل از زلزله‌های معمولی دارند، بلکه در زلزله‌های شدید نیز می‌توانند از وقوع فروپاشی سازه جلوگیری کنند.^[۱] استفاده از دیوارهای برشی بتن مسلح علاوه بر افزایش ظرفیت باربری سازه، انعطاف‌پذیری مطلوبی را نشان داده است.^[۱] انعطاف‌پذیری دیوارهای برشی بتن مسلح عمده‌تاً توسط تغییرشکل‌های گسترده‌ی غیرکشسان (خمیری) در آن‌ها به وجود می‌آید. تغییرشکل‌های خمیری پای دیوار با تسلیم شدن آرماتورها همراه است و در نتیجه، شکل‌پذیری سازه‌یی، استهلاک انرژی و کاهش نیروی ایزرسی ناشی از زلزله قابل حصول خواهد بود. اگرچه وقوع تغییرشکل‌های مذکور از یک سو باعث افزایش شکل‌پذیری در سازه‌های اخیر می‌شود، اما از سوی دیگر باعث به وجود آمدن خسارت‌های شدید در ناحیه‌ی پای دیوار

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۲/۲۶، اصلاحیه ۱۳۹۹/۹/۸، پذیرش ۱۳۹۹/۹/۲۳.

DOI:10.24200/J30.2020.55368.2728

بکار گرفته شده برای پاسخ استاتیکی دیوار گهواره‌یی، پیش‌بینی دقیقی از رفتار لرزه‌یی دیوارهای گهواره‌یی ارائه نکرده است. لذا در پژوهش حاضر، مدل عددی اجزاء محدود سه‌بعدی جهت پیش‌بینی رفتار دیوار گهواره‌یی مرکزگرای بتنی با کابل پس‌کشیدگی غیرچسبیده تحت بار زلزله ارائه شده است؛ همچنین از نتایج به دست آمده از بارگذاری مدل عددی پیشنهادی جهت تخمین میزان خرابی در سطح دیوارهای گهواره‌یی استفاده شده است.

۲. مدل‌سازی غیرخطی رفتار لرزه‌یی دیوار گهواره‌یی مرکزگرای پس‌کشیده

در بخش کنونی، جهت ارزیابی مدل عددی پیشنهادی دیوار گهواره‌یی تحت بار زلزله، از جزئیات بکار رفته در دیوار گهواره‌یی آزمایش شده توسط تویدن و همکاران (۲۰۱۷) و (۲۰۱۹)^[۱۹، ۲۰] استفاده شده است. ایشان دیوار گهواره‌یی تنها (SRW)^۹ را تحت آزمایش بارگذاری شبه‌استاتیکی و بارگذاری میز لرزه‌یی قراردادند. در طراحی دیوارهای SRW از آیین‌نامه‌ی بارگذاری لرزه‌یی نیوزلند^[۳۱] استفاده شده است. همان‌گونه که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، دیوار مورد مطالعه به همراه یک المان بتنی حجیم، که می‌توان آن را صلب لحاظ کرد، روی میز لرزه‌یی آزمایش شده است.

جزئیات آرمان‌ورگ‌گذاری طولی و عرضی و همچنین کابل‌های فولادی مورد نیاز دیوار در شکل ۱ - ج ارائه شده است، همچنین ابعاد دیوار مورد آزمایش برابر: ارتفاع ۲۸۶۰ mm، طول ۸۰۰ mm و ضخامت ۱۲۵ mm لحاظ شده است. مطابق شکل ۱ - ب، به علت بارگذاری دیوار به صورت بلوک بتنی روی دیوار، ارتفاع نقطه‌ی اعمال بار جانبی از فونداسیون ۲۶۵۷ mm در نظر گرفته شده است.

در مطالعه‌ی حاضر برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی دیوار گهواره‌یی مرکزگرای بتنی با کابل پس‌کشیدگی غیرچسبیده، از نرم‌افزار ۳D PERFORM^[۳۲] استفاده شده است. با توجه به نسبت ابعادی دیوار مورد آزمایش می‌توان آن را جزء دیوارهای لاغر و رفتار غیرخطی آن را کنترل‌شونده با خمش در نظر گرفت. برای شبیه‌سازی رفتار دیوار، با بکارگیری یک چیدمان منطقی از المان‌های فایبر بتنی و فولادی، سطح مقطع المان ساخته و رفتار خمشی - محوری دیوار مدل‌سازی شده است. در نهایت، با تعریف لایه با رفتار فقط برشی و اتصال آن به رفتار لایه‌ی خمشی - محوری، المان دیوار برشی مدل‌سازی شده است، که در ادامه به صورت مشروح ارائه شده است.

۱.۲. المان‌های دیوار

با توجه به توضیحات ارائه شده در بخش قبل، برای مدل‌سازی رفتار دیوارهای گهواره‌یی از المان دیوار برشی^{۱۰} نرم‌افزار ۳D PERFORM^[۳۲] استفاده شده است. المان‌های دیوار برشی، المان‌های اجزاء محدود چندلایه‌یی هستند که مقطع عرضی آن‌ها متشکل از فایبر حاوی قسمت بتنی و فولادی است. برای مدل‌سازی رفتار بتن بکار رفته در دیوار، فقط از یک لایه برای مدل‌سازی رفتار خمشی - محوری و یک لایه برای مدل‌سازی رفتار برشی دیوار و همچنین برای میله‌گردهای دیوار از یک لایه برای مدل‌سازی رفتار خمشی - محوری استفاده شده است. با توجه به عدم پیوستگی میان تاندون‌های پس‌کشیده‌کننده و بتن دیوار، رفتار آن‌ها به صورت مجزا از المان‌های دیوار مدل‌سازی شده است. در شکل ۲، نحوه و تعداد مش‌بندی ایجاد شده در دیوار با توجه به قابلیت‌های نرم‌افزار (امکان استفاده از المان‌های ۴ گره‌ی)، وجود رفتار متفاوت در المان‌های نقاط مختلف، اتصال تاندون‌ها به دو سر

بسیار کمتر از میزان مشابه آن برای یک سازه‌ی بتنی متداول باشد.^[۵۳] کاربرد سیستم‌های گهواره‌یی فقط به سازه‌های جدید خلاصه نمی‌شود، بلکه می‌توان از آن‌ها برای مقاوم‌سازی دیوارهای بتن مسلح در ساختمان‌های موجود، که در زلزله‌های پیشین خسارت دیده‌اند و یا مقاومت لرزه‌یی مناسب ندارند، نیز استفاده کرد.^[۶]

در بیشتر پژوهش‌های انجام شده، سیستم‌های دیوار گهواره‌یی بتنی پیش‌ساخته با کابل پس‌کشیدگی غیرچسبیده در معرض آزمایش بارگذاری شبه‌استاتیکی^۳ (بارگذاری رفت و برگشتی درون صفحه‌یی یا چرخه‌یی) قرار گرفته‌اند.^[۳۳-۳۴] در حالی که فقط تعداد محدودی از آزمایش‌ها برای بررسی پاسخ دینامیکی سیستم‌های دیوار گهواره‌یی با استفاده از آزمایش میز لرزه‌یی^۴ انجام شده است.^[۱۴-۱۹] در مطالعات اخیر، نظری و همکاران (۲۰۱۷) به بررسی عملکرد لرزه‌یی دیوارهای گهواره‌یی روی میز لرزه‌یی توسط زلزله‌هایی با سطوح لرزه‌یی متفاوت پرداخته‌اند.^[۱۷] ترکیب نتایج آزمایشگاهی، دست‌ورالعمل‌های طراحی فعلی و مدل‌های عددی نشان می‌دهند که دیوارهای گهواره‌یی می‌توانند به‌عنوان عنصری مقاوم در برابر زلزله طراحی شوند تا در زلزله‌های با شدت بالاتر عملکرد مطلوبی ایجاد کنند.^[۱۸] تویدن و هری^۵ (۲۰۱۹) مطالعات دینامیکی در مورد دیوار مرکزگرای پس‌کشیده شده با کابل غیرچسبیده با استفاده از میز لرزه‌یی و یک مجموعه‌ی متشکل از ۷ شتاب‌نگاشت در سطوح لرزه‌یی متفاوت برای بارگذاری دیوارها انجام دادند و دریافتند که میزان خسارت در ناحیه‌ی فشاری در قسمت پای دیوار بسیار ناچیز بوده و همچنین میزان جابه‌جایی نسبی ماندگار بسیار کاهش یافته است.^[۱۹]

به‌منظور بررسی رفتار غیرخطی دیوارهای گهواره‌یی با کابل پس‌کشیده، مدل‌سازی عددی برای شبیه‌سازی پاسخ این سیستم‌ها به بار لرزه‌یی انجام شده است، که اغلب مدل‌های پیشنهادی پژوهش‌گران به‌صورت سازه‌ی یک درجه آزادی با جرم و فنر معادل بوده است.^[۱۸، ۱۷، ۲۰-۲۳] از جمله محدودیت‌های مدل‌سازی به روش اخیر می‌توان به عدم توانایی پیش‌بینی خرابی در سطح و ارتفاع دیوار اشاره کرد. کوراما و همکاران^۶ (۱۹۹۹) برای مدل‌سازی دیوار گهواره‌یی با کابل پس‌کشیده، مدل المان فایبر را برای تحلیل غیرخطی بارافزون و دینامیکی تاریخی زمانی پیشنهاد دادند.^[۲۴] نتایج حاصل از تحلیل عددی توسط مدل فایبر مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی نشان داده است؛ با وجود این، رفتار دیوار پس از باربرداری به‌درستی توسط روش فایبر شبیه‌سازی نمی‌شود. در برخی پژوهش‌ها از مدل‌های اجزاء محدود^۷ برای مدل‌سازی دیوارهای پیش‌ساخته با کابل پس‌کشیده با میرایی و بدون آن استفاده شده است،^[۲۵] که از پیچیده‌ترین روش‌ها از لحاظ مدل‌سازی و محاسبات است و همچنین نتایج دقیقی از رفتار محلی و کلی یک سیستم دیوار گهواره‌یی مرکزگرا ارائه می‌دهد. در حالی که ما و همکاران^۸ (۲۰۱۶) دریافتند مدل اجزاء محدودی که دقیقاً پاسخ استاتیکی یک دیوار گهواره‌یی را پیش‌بینی می‌کند، لزوماً رفتار دینامیکی درستی را ارائه نمی‌دهد و مدل‌سازی رفتار دینامیکی دیوارهای گهواره‌یی توسط یک نرم‌افزار اجزاء محدود، به‌درستی رفتار لرزه‌یی آن را شبیه‌سازی نمی‌کند.^[۲۶] جعفری و همکاران (۲۰۱۷-۲۰۱۸) نیز با استفاده از نتایج بارگذاری چرخه‌یی یک دیوار گهواره‌یی مرکزگرای یک‌پارچه‌ی بتنی در مقیاس واقعی، رفتار غیرخطی آن را با استفاده از یک مدل اجزاء محدود سه‌بعدی، در نرم‌افزار ۳D PERFORM شبیه‌سازی کرده‌اند. نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهد روشی که در پژوهش مذکور برای مدل کردن رفتار چرخه‌یی دیوار استفاده شده است، به‌خوبی رفتار سه‌بعدی آن را شبیه‌سازی کرده و همچنین میزان خسارت وارده در سطح دیوار توسط شاخص خرابی مناسب و نتایج بارگذاری مدل به‌درستی برآورد شده است.^[۲۷-۳۰]

در بیشتر مطالعات پیشین، مدل یک‌بعدی برای پیش‌بینی رفتار دیوار گهواره‌یی با کابل پس‌کشیده تحت بارگذاری لرزه‌یی پیشنهاد شده و همچنین مدل اجزاء محدود

دیوار و شرایط بارگذاری آن انتخاب شده است. در پژوهش حاضر سعی بر آن بوده است تا با انتخاب ابعاد ۱۰ سانتی متری برای مش بندی، نسبت ابعادی در همه ی المان ها برابر با ۱ باشد.

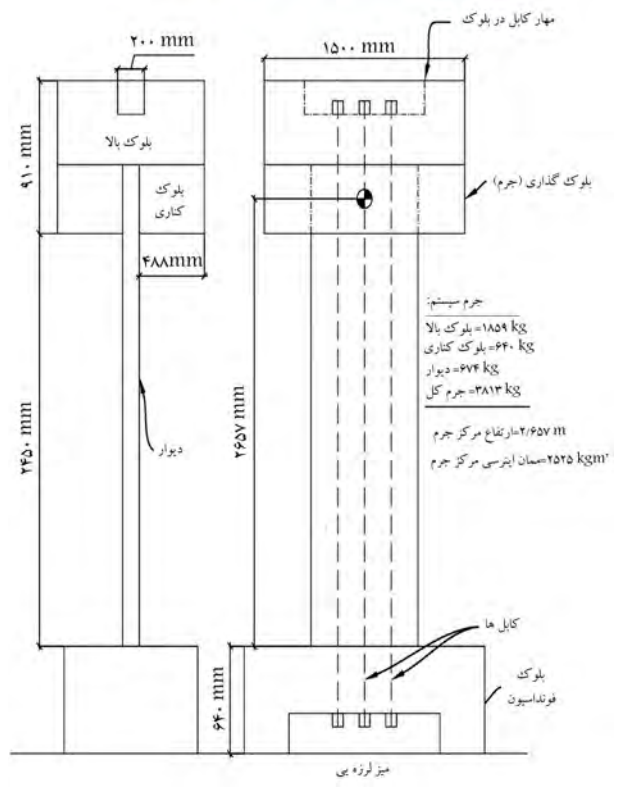
در تعریف لایه ی خمشی - محوری بتن، همان طور که در شکل ۲ مشاهده می شود، از دو نوع بتن محصور شده در گوشه ها (قسمت هاشورخورده) و بتن غیرمحصور در سایر نقاط دیوار استفاده شده است. برای تعریف خواص فایبر بتنی لایه ی خمشی - محوری المان ها از روابط پیشنهادی مندر و همکاران (۱۹۸۸)، [۲۳] استفاده شده است.

رفتار برشی دیوار بدون استفاده از المان های فایبر و با تعریف منحنی رفتاری تنش برشی - کرنش برشی مناسب و اختصاص سطح مقطع عرضی لایه ی برشی مدل سازی شده است. با توجه به جزئیات مقطع دیوار، رفتار برشی دیوار را می توان به دو نوع لایه ی برشی تقسیم بندی کرد. با توجه به شکل ۱ - ج و شکل ۳ - الف، لایه ی برشی نوع ۱ با لحاظ کردن مقاومت برشی بتن دیوار، آرماتورهای عرضی دیوار و آرماتور محصورکننده ی المان گوشه تعریف شده است و لایه ی برشی نوع ۲، شامل مقاومت برشی بتن و آرماتور عرضی دیوار است. در پژوهش حاضر رفتار لایه ی برشی المان های دیوار غیرخطی و مشخصات آن با استفاده از روابط ارائه شده توسط اسفندیاری (۲۰۰۹)، [۲۴] تعریف شده است. الگوی منحنی تنش - کرنش برشی پیشنهادی که در شکل ۳ - ب مشاهده می شود، با معرفی چند پارامتر می تواند رفتار لایه ی برشی المان را مدل سازی کند.

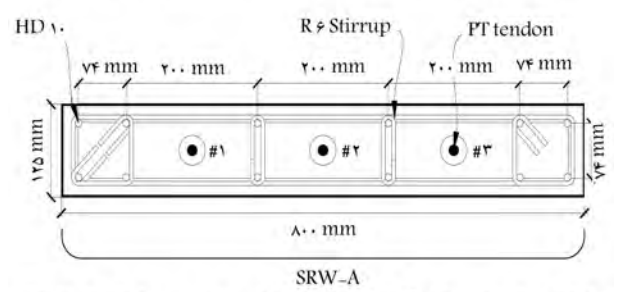
نمودار تنش - کرنش برشی پیشنهادی در قسمت ابتدایی با شیب معادل $G_c = 0.4 E_c$ به تنش ترک خوردگی (f_{cr}) و کرنش متناظر 0.002 می رسد. [۲۴] در قسمت بعد، تنش برشی مقطع برابر ظرفیت برشی اسمی مقطع (V_n) است، که با استفاده از توصیه های موجود در دستورالعمل ۶ - ۴۱ ASCE، [۲۵] محاسبه می شود. کرنش برشی متناظر با تنش برشی مذکور با توجه به توصیه ی اسفندیاری (۲۰۰۹)، [۲۴] 0.004 لحاظ شده و بیشینه ی کرنش برشی در تمام لایه های برشی برابر 0.015 در نظر گرفته شده است. همان طور که پیشتر گفته شد، انتظار می رود که تسلیم دیوار و رفتار غیرخطی حاکم بر آن به صورت خمشی باشد. این تذکر لازم است که تنش برشی و کرنش برشی در تمامی تحلیل های انجام شده با مقادیر تسلیم پارامترهای



الف) دیوار آزمایشگاهی و فونداسیون روی میز لرزه یی

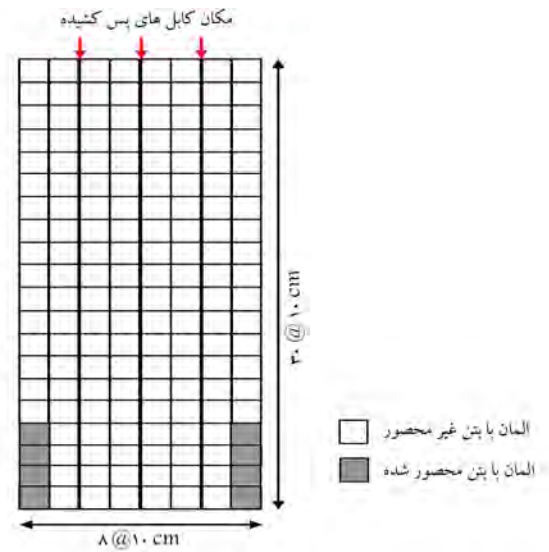


ب) دیوار مفروض برای انجام مطالعات و موقعیت تاندون های پس کشیدگی غیر چسبیده

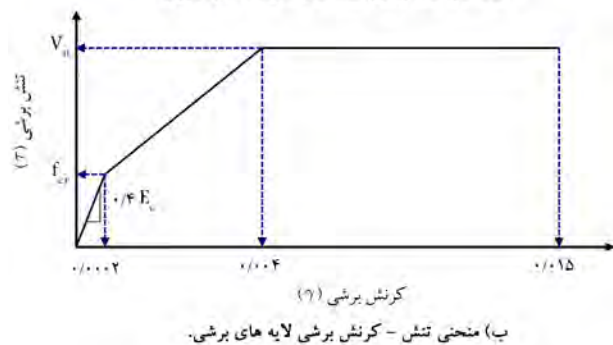
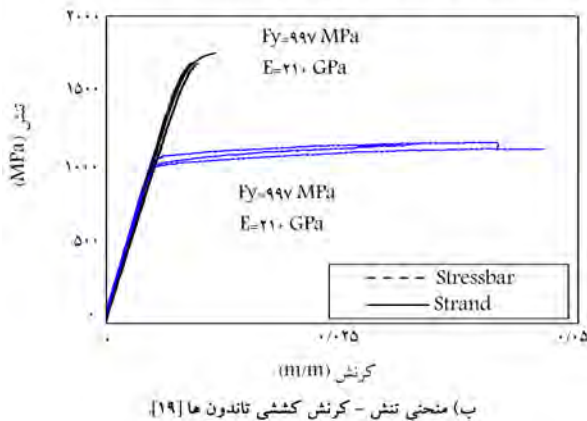
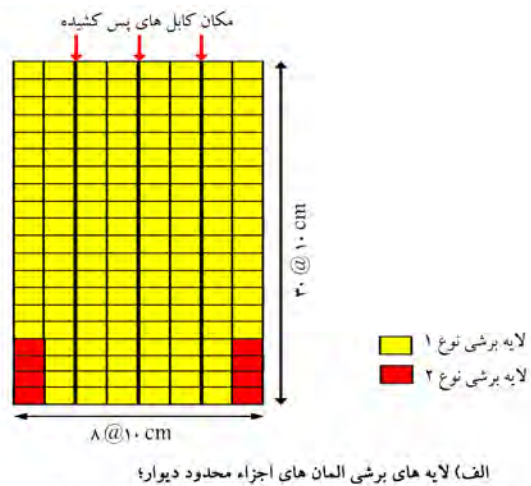
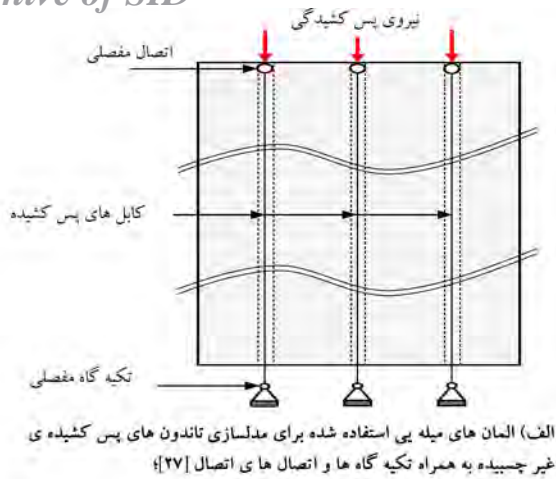


ج) مقطع عرضی، نحوه قرار گرفتن آرماتورهای طولی و عرضی و محل تاندون ها [۱۹].

شکل ۱. آماده سازی آزمایش دیوار گهواره یی استفاده شده برای صحت سنجی مدل سازی.



شکل ۲. المان های اجزاء محدود چندلایه ی مدل دیوار.



شکل ۳. جزئیات مدلسازی رفتار برشی دیوار گهواره‌یی استفاده شده برای صحت سنجی مدلسازی [۱۳].

شکل ۴. جزئیات مدلسازی تاندون های پس کشیده کننده دیوار گهواره‌یی استفاده شده برای صحت سنجی مدلسازی.

مذکور کنترل شده است، تا از صحت فرضیه‌ی لحاظ شده برای مدلسازی دیوارها اطمینان حاصل شود.

۳.۲. مدل سازی تکیه‌گاه دیوار

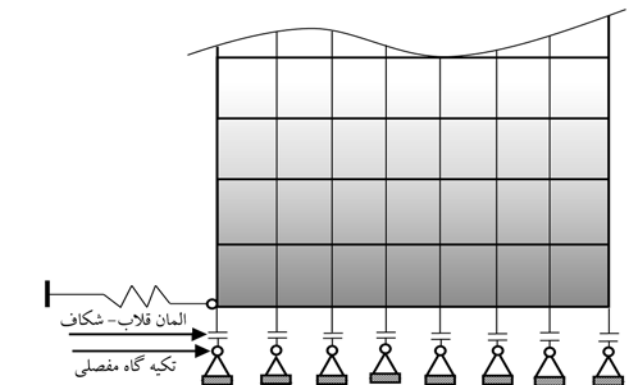
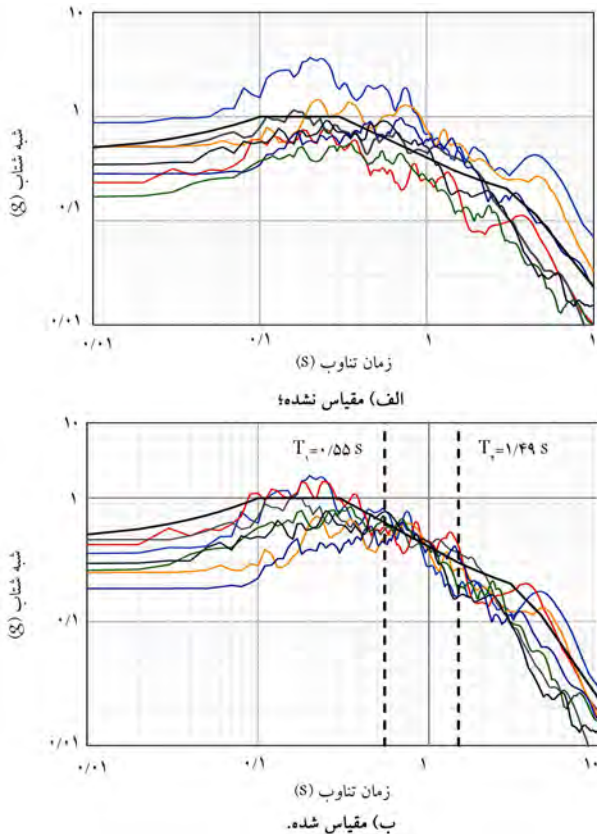
برای مدل سازی تکیه‌گاه‌های دیوار باید از المان‌هایی استفاده کرد که خاصیت گهواره‌یی را در مدل دیوار ایجاد کنند. با توجه به نتایج آزمایش، دیوار مورد مطالعه پس از اعمال بار جانبی در یک سمت به راحتی از تکیه‌گاه خود جدا می‌شود و در سمت دیگر به تکیه‌گاه فشار وارد می‌کند. برای ایجاد خاصیت گهواره‌یی در مدل دیوار از المان‌های میله‌یی کشسان غیرخطی قلاب - شکاف^{۱۴} استفاده شده است، که در شکل ۵ مشاهده می‌شود. المان‌های مذکور، سختی و تغییر مکان عکس‌العمل (شکاف) مثبت و منفی دارند. برای ایجاد رفتار گهواره‌یی در دیوارهای گهواره‌یی، سختی مثبت المان‌های ذکر شده بسیار ناچیز ($10^0 N/m$) و سختی منفی آن‌ها بسیار بزرگ ($1 \times 10^{14} N/m$) تعریف شده است. از سوی دیگر، پارامتر شکاف مثبت المان‌ها عددی مذکور به نسبت بزرگ ($0.3m$) و پارامتر شکاف منفی آن‌ها صفر لحاظ شده است. با توجه به مشخصات اشاره شده، در صورت وجود نیروی کششی، المان‌های میله‌یی مورد آزمایش به راحتی از تکیه‌گاه جدا می‌شوند و به سمت بالا حرکت می‌کنند. در صورت وجود نیروی فشاری، بلافاصله پس از اعمال نیرو، تکیه‌گاه دیوار با سختی بسیار بالایی وارد عمل می‌شود و مانند یک تکیه‌گاه صلب عمل می‌کند. یک انتهای المان‌های مذکور به گره‌های المان‌های دیوار و انتهای دیگر آن‌ها به تکیه‌گاه‌های مفصلی متصل شده است. همان‌طوری که پیشتر بیان شد، دیوار در یک المان بتنی حجیم، که می‌توان آن را صلب لحاظ کرد، قرار

۲.۲. مدل سازی کابل پس کشیدگی غیر چسبیده

تاندون‌های استفاده شده برای اعمال نیروی پس کشیدگی در تمام ارتفاع دیوار درون غلاف قرار گرفته‌اند، در نتیجه اندرکنشی میان بتن دیوار و تاندون‌ها وجود ندارد. تاندون‌های مذکور با استفاده از المان‌های میله‌یی، که جنس آن‌ها از مصالح غیرخطی فولادی - صرفاً کششی^{۱۱} انتخاب شده است، مدل سازی شده‌اند. با توجه به شکل ۴ - الف، قسمت پایینی تاندون‌های استفاده شده با استفاده از تکیه‌گاه مفصلی در پای دیوار ثابت و قسمت بالایی آن‌ها به صورت مفصلی به گره‌های المان‌های بتنی دیوار متصل شدند. تکیه‌گاه مفصلی تاندون‌های استفاده شده در فاصله‌یی اندک از پای دیوار قرار گرفته است، تا از ایجاد اندرکنش میان تکیه‌گاه تاندون‌ها و تکیه‌گاه المان‌های دیوار جلوگیری شود. تاندون‌های به کار رفته در دیوار، نوعی رشته‌ی فولادی پیش تنیده^{۱۲} به قطر $15/2$ میلی‌متر بودند. نمودار تنش - کرنش تاندون‌ها مطابق استاندارد آزمایش کششی اجزاء فلزی^{۱۹} است و در شکل ۴ - ب مشاهده می‌شود. علاوه بر موارد اخیر، برای تعریف منحنی تنش - کرنش تاندون‌ها، از مدل ارائه شده‌ی دولاپور و تادروس^{۱۳} (۱۹۹۲)^[۳۶] استفاده شده است. پس از مدل سازی دیوار برای اعمال نیروی حاصل از فرایند پس کشیدگی تاندون‌ها، کرنش معادل با تنش کششی ۶۹۶ مگاپاسکال به تاندون‌های دیوار محاسبه و به صورت کرنش کششی اولیه در تاندون‌ها اعمال شده است.

جدول ۱. خلاصه‌یی از شتاب‌نگاشت‌ها و ضرایب مقیاس متناظر با آن‌ها.

شتاب‌نگاشت	زمین لرزه	سال	ایستگاه	M_w^1	k_1	k_2
۱	طیس (ایران)	۱۹۸۷	Tabas	۷٫۴	۰٫۴۱۰	۱٫۰
۲	سانفرانندو (آمریکا)	۱۹۷۱	LA Hollywood	۶٫۶	۱٫۸۰۸	۱٫۰
۳	لوما پریتا (آمریکا)	۱۹۸۹	Saratoga Aloha Ave	۶٫۹	۰٫۸۹۴	۱٫۰
۴	دازچه (ترکیه)	۱۹۹۹	Duzce	۷٫۱	۰٫۴۸۶	۱٫۰
۵	هوکایدو (ژاپن)	۲۰۰۳	HKD° ۸۵	۸٫۳	۰٫۶۵۷	۱٫۰
۶	لا اونیون (مکزیک)	۱۹۸۵	La Union	۸٫۱	۱٫۵۳۲	۱٫۰
۷	امپریال والی (آمریکا)	۱۹۴۰	EL Centro	۷٫۰	۰٫۸۵۴	۱٫۰



شکل ۵. المان‌های میله‌یی کشسان غیرخطی قلاب - شکاف به همراه تکیه‌گاه‌های استفاده شده برای مدل‌سازی دیوار.

گرفته و به این صورت از لغزش پای دیوار در آزمایش جلوگیری شده است. در همین رابطه، در مدل تحلیلی از یک تکیه‌گاه فتر انتقالی در یک سمت دیوار با سختی زیاد برای جلوگیری از حرکت جانبی در اثر اعمال بار جانبی استفاده شده است.

۳. بارگذاری لرزه‌یی

روش انتخاب و مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌های زلزله، که برای آنالیز غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی استفاده شده است، طبق توصیه‌ی آیین‌نامه‌ی بارگذاری نیوزلند بوده است.^[۳۱] در آیین‌نامه‌های سرتاسر جهان معمول است که دست‌کم ۷ رکورد سازگار با طیف طرح انتخاب و میانگین پاسخ آن‌ها برای بررسی رفتار سازه استفاده می‌شود. به همین ترتیب، مجموعه‌یی از ۷ شتاب‌نگاشت برای ارزیابی عملکرد دیوار مورد مطالعه روی میز لرزه‌یی استفاده شده است.

مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده با استفاده دو عامل ضریب مقیاس رکورد (k_1) و ضریب مقیاس مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها (k_2) مقیاس شدند. جزئیات شتاب‌نگاشت‌ها و ضرایب مقیاس متناظر با آن‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.^[۱۹] هدف روش آیین‌نامه‌ی نیوزلند این است که اختلاف بین طیف پاسخ شبه‌شتاب و طیف طرح در محدوده‌ی زمانی $0.4T_1$ تا $1.3T_1$ به میزان کمینه برسد؛ که T_1 بیشینه‌ی زمان تناوب افقی در جهت موردنظر است.

طیف پاسخ زلزله‌های مقیاس شده و مقیاس نشده در سطح طراحی در شکل ۶ مشاهده می‌شود. زلزله‌هایی که مطابق با طیف طرح مقیاس شدند، از سطح لرزه‌یی

شکل ۶. طیف پاسخ شبه‌شتاب زلزله‌ها (طیف طرح با خط مشکی).^[۱۹]

۱ تا ۴ به ترتیب زلزله‌ی سطح سرویس I،^{۱۵} زلزله‌ی سطح سرویس II،^{۱۶} زلزله‌ی سطح طراحی^{۱۷} و زلزله با سطح بیشینه‌ی شدت^{۱۸} به سازه اعمال شده است.^[۱۹]

۴. شاخص خرابی

شناسایی و ارزیابی خرابی سازه‌ها از تقاضای زلزله و نتایج آزمایشگاهی، هزینه‌بر و دشوار است. یکی از راه‌های شناسایی خرابی در سازه‌ها، استفاده از شاخص‌ها و ابزارهای تحلیلی است که توسط پژوهش‌گران ارائه شده است. بیشتر مطالعات صورت گرفته در این زمینه تلاش در معرفی مقیاسی کمی داشته‌اند، که به اندیس خرابی (DI)^{۱۹} معروف است و با استفاده از پارامترهایی نظیر تنش، کرنش و میزان انرژی تلف شده حاصل از تحلیل‌ها، میزان و شدت خرابی را در یک بارگذاری به صورت

جدول ۲. مقادیر کمی شاخص خرابی به همراه تعریف کیفی متناظر با آن.

مقادیر کمی شاخص خرابی			درجه‌ی خرابی
پارک ^۱ و همکاران ^[۳۷]	هیندی و سکسمیت ^[۳۸] کیم و همکاران ^[۳۹]	کیم و همکاران ^[۳۹]	مقادیر کیفی
$1/0 <$	$1/0 <$	$1/0 <$	فروریزش
$1/0 - 0/4$	$1/0 - 0/4$	$1/0 - 0/4$	شدید
$0/4 - 0/2$	$0/4 - 0/2$	$0/4 - 0/2$	متوسط
$0/2 - 0/1$	$0/2 - 0/1$	$0/2 - 0/1$	کم
$0/1 >$	$0/1 >$	$0/1 >$	ناچیز

^۱Park

^۲Hindi and Sexsmith

عددی از یک دامنه‌ی کمی تعریف شده، ارائه می‌دهند.^[۳۷-۳۹] در جدول ۲، سه شاخص خرابی کاربردی در سازه‌ها ارائه شده است.

اغلب شاخص‌های خسارت، که برآورد قابل قبولی از میزان خسارت وارده فراهم می‌کنند، طبیعتی تجمعی دارند و منعکس‌کننده‌ی وابستگی میزان خسارت به عوامل دامنه و تعداد چرخه‌های بارگذاری هستند. از سوی دیگر، با نگاهی به ساختار دیوارهای گهواره‌یی مرکزگرا، که استفاده از کابل‌های پس‌کشیدگی غیرجسبیده در آن‌ها ماهیت مرکزگرایی را به وجود می‌آورند، باعث می‌شود تا در اغلب بارگذاری‌های تغییرمکان جانبی نسبی ماندگار بسیار ناچیز باشد. از سوی دیگر، در بیشتر موارد رفتار کابل‌ها در محدوده‌ی کشسان باقی مانده و نواحی بتن پاشنه و محل اتصال فونداسیون و دیوار هستند که از خود رفتاری خمیری نشان می‌دهند. همچنین اتلاف انرژی غیرخطی در سیستم‌های ذکر شده در مقایسه با دیوارهای پرشی متداول بسیار ناچیز خواهد بود؛ بنابراین استفاده از شاخص خسارت مبتنی بر انرژی اتلافی نمی‌تواند برای دیوارهای گهواره‌یی مرکزگرا منجر به محاسبه‌ی نتایج نزدیک به واقعیت شود. از آنجا که رفتار سازه و یا بخش‌هایی از آن در تحلیل‌های موردنظر برای محاسبه‌ی خسارت وارده در محدوده‌ی غیرخطی خواهد بود، برآورد خسارت وارده به این سازه‌ها باید با استفاده از شاخصی انجام شود که نه فقط عاملی همچون اتلاف انرژی در سطح المان را لحاظ می‌کند، بلکه بتواند عواملی نظیر تغییرات کرنش موجود در المان را نیز در نظر بگیرد. به همین علت، در پژوهش حاضر برای برآورد خسارت وارده به دیوارهای گهواره‌یی مرکزگرای موردنظر تحت بارگذاری زلزله از شاخص خسارت کیم و همکاران (۲۰۰۵)^[۳۹] استفاده شده است. ایشان برای محاسبه‌ی شاخص خسارت فشاری بتن، رابطه‌ی ۱ را ارائه داده‌اند:

$$DI = 1 - ftg_c \left[\frac{2\varepsilon_{cu,f} - \varepsilon_{cs}}{2\varepsilon_{cu,f}} \right]^2 \quad (1)$$

که در آن، $\varepsilon_{cu,f}$ شاخص خسارت فشاری بتن، کرنش فشاری اصلی در المان بتن (معیار خرابی) است که مطابق رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_{cu,f} = 0.004 + \frac{1/4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (2)$$

که در آن، f'_{cc} مقاومت فشاری بتن محصور شده، ρ_s نسبت حجمی فولاد عرضی محصورکننده، f_{yh} تنش تسلیم فولاد عرضی محصورکننده و ε_{sm} کرنش متناظر با بیشترین تنش کششی فولاد هستند. از جمله پارامترهای رابطه‌ی شاخص خسارت فشاری: ε_{cs} کرنش فشاری اصلی بتن در گام موردنظر از آنالیز و ftg_c پارامتر خستگی بتن است، که از رابطه‌ی ۳ به دست می‌آیند، که در آن، β_c پارامتر تجمعی خسارت ناشی از خستگی بتن است که با استفاده از رابطه‌ی ۴ محاسبه می‌شود. همچنین در آن، Nf_c تعداد چرخه‌های کامل بارگذاری تا مرحله‌ی خرابی بتن است،

که از طریق رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شود:

$$ftg_c = 1 - 0.3\beta_c \quad (3)$$

$$\beta_c = \sum_{i=1}^n \frac{1}{(Nf_c)_i} \quad (4)$$

$$\log \frac{Nf_c}{k_c} = \begin{cases} \frac{1}{0.588} \left[1 - \frac{(\varepsilon_{co} - \varepsilon_{min})^2 - (\varepsilon_{co} - \varepsilon_{max})^2}{(\varepsilon_{co} - \varepsilon_{min})^2} \right] & \varepsilon_{max} < 0.7\varepsilon_{co} \\ \frac{1}{0.588} \left[\left(\frac{0.9\varepsilon_{cu,f}}{\varepsilon_{cu,f} - 0.7\varepsilon_{co}} \right) \left(\frac{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}}{\varepsilon_{cu,f} - \varepsilon_{min}} \right) \right] & \varepsilon_{max} \geq 0.7\varepsilon_{co} \end{cases} \quad (5)$$

در رابطه‌ی ۴، ε_{max} ، ε_{min} ، ε_{co} ، k_c به ترتیب کرنش نظیر با بیشینه‌ی مقاومت فشاری بتن محصور نشده، کمینه و بیشینه‌ی کرنش در یک چرخه‌ی بارگذاری هستند. همچنین مقدار k_c ، که ضریب تغییرات بتن است، از رابطه‌های ۶ و ۷ محاسبه می‌شود.

$$k_c = 2s_k \quad (6)$$

$$s_k = \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} \quad (7)$$

که در رابطه‌ی ۷، f'_{cc} ، f'_{co} به ترتیب مقاومت فشاری محصور نشده و محصور شده‌ی بتن هستند.

۵. نتایج مدل‌سازی دیوار گهواره‌یی مرکزگرای پس‌کشیده

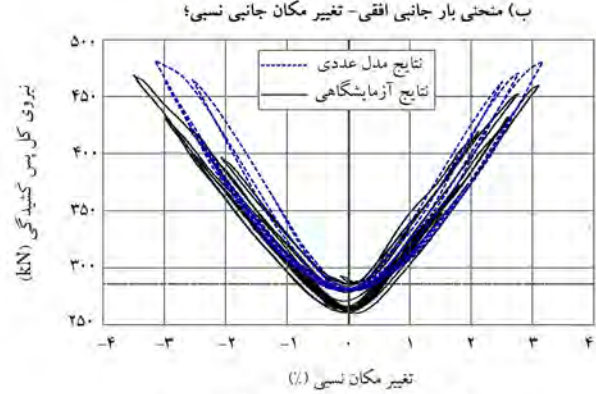
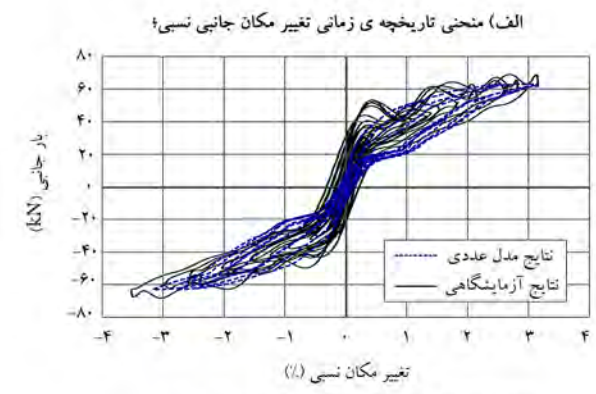
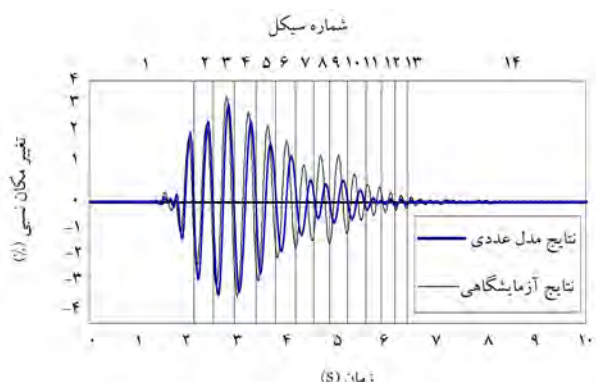
در بخش حاضر، با توجه به توضیحاتی که در بخش‌های قبل در رابطه با مشخصات و نحوه‌ی مدل‌سازی دیوار آزمایش شده توسط تویدن و همکاران^[۱۹،۱۲] ارائه شده است، جهت اطمینان از صحت مدل تحلیلی غیرخطی پیشنهادی، منحنی بار جانبی - تغییرمکان نسبی دیوار حاصل از کار آزمایشگاهی انجام شده و مدل تحلیلی غیرخطی دیوار با یکدیگر مقایسه شده‌اند. از آنجایی که در کار پژوهشی تویدن و همکاران^[۱۹،۱۲] از دو نوع بارگذاری، شامل بارگذاری چرخه‌یی و بارگذاری توسط میز لرزه‌یی استفاده شده است؛ نتایج حاصل از هر کدام به صورت مجزا مشروحاً در ادامه ارائه شده است. در بخش بعدی نتایج، میزان خسارت وارده به دیوار گهواره‌یی مورد مطالعه توسط شاخص خسارت مناسب برآورد شده و با نتایج حاصل از کار آزمایشگاهی مقایسه صورت گرفته است.

۱.۵. صحت‌سنجی مدل دیوار گهواره‌یی مرکزگرا تحت بارگذاری

چرخه‌یی

در بخش کنونی، که با هدف شناسایی رفتار دیوارهای گهواره‌یی مرکزگرا در برابر بارگذاری

تغییرمکان جانبی نسبی مدل دیوار تحت بارگذاری زلزله، پس از اعمال بار ثقلی دیوار و نیروی پس کشیدگی تاندون‌ها، بار جانبی زلزله توسط میز لرزه‌یی، بدین صورت که ۷ شتاب‌نگاشت از سطح I پی‌درپی به ترتیب شماره‌ی شتاب‌نگاشت تا سطح IV برای بارگذاری جانبی به دیوار اعمال شده است. پس از آن نیروی جانبی حاصل از بار زلزله‌ی مورد نظر و تغییرمکان جانبی نسبی مدل در زلزله‌ی مشخص اندازه‌گیری شده است. به‌عنوان مثال، منحنی تاریخچه‌ی تغییرمکان نسبی و بار جانبی - تغییرمکان نسبی برای زلزله‌ی شتاب‌نگاشت ۳ سطح IV (زلزله با بیشینه‌ی شدت) در شکل ۹ (الف و ب) ارائه شده است. دلیل انتخاب زلزله‌ی اخیر از بین ۷ زلزله، بیشینه‌ی پاسخ لرزه‌یی از نظر برش پایه و تغییرمکان جانبی نسبی و همچنین بیشترین خرابی وارده به دیوار تحت بارگذاری مذکور است. همان‌طور که در شکل ۹ - الف مشاهده می‌شود، پاسخ تغییرمکان نسبی اوج و تغییرات آن در دیوار مورد مطالعه‌ی آزمایشگاهی است.

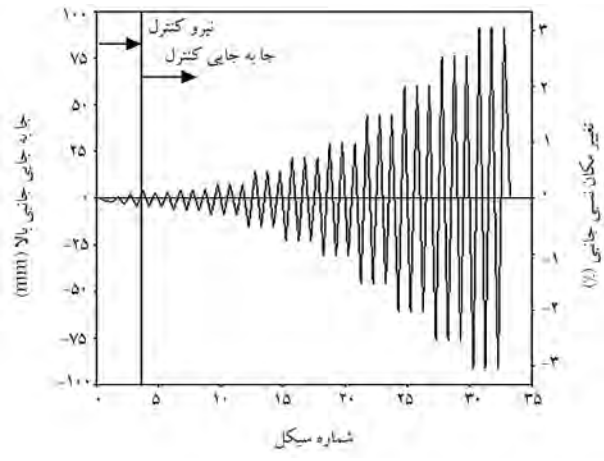


شکل ۹. نتایج مدل غیرخطی پیشنهادی در مقایسه با دیوار آزمایش شده، [۱۹] تحت بارگذاری زلزله (شتاب‌نگاشت ۳ سطح IV).

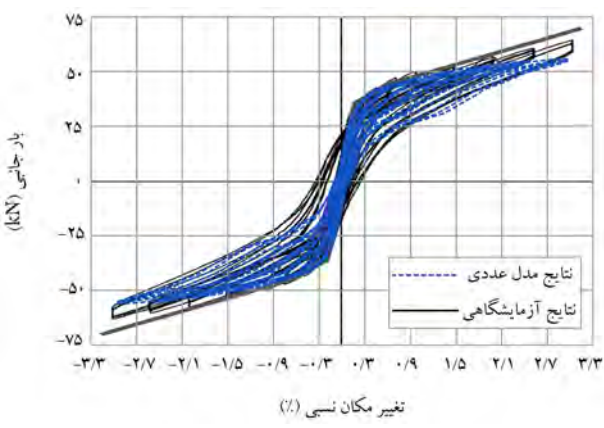
چرخه‌یی شبه استاتیک انجام شده است، ۱۱ سیکل بارگذاری به دیوار اعمال شده است (شکل ۷). [۱۲] برای رسم منحنی بار جانبی - تغییرمکان جانبی نسبی مدل تحت بارگذاری چرخه‌یی، پس از اعمال بار ثقلی دیوار و نیروی پس کشیدگی تاندون‌ها، بار جانبی افقی در نقاط موردنظر (نقطه‌ی اعمال بار جانبی به دیوار) تا اندازه‌یی افزایش یافته است، که تغییرمکان جانبی نسبی مشابهی همانند آنچه در سیکل‌های شکل ۷ وجود دارد، به دست آید. پس از آن با اندازه‌گیری برش پایه‌ی دیوار حاصل از بارگذاری جانبی افقی و تغییرمکان جانبی نسبی مدل در هر گام، منحنی بار جانبی - تغییرمکان نسبی مدل برای سیکل‌های کامل بارگذاری در شکل ۸ مشاهده می‌شود، که مطابق آن، مدل عددی پیشنهادی با دقت قابل قبولی پارامترهایی نظیر سختی اولیه، سختی پس از تسلیم، بیشینه‌ی نیروی مقاوم جانبی و بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی را برآورد کرده است. در هر دو جهت مثبت و منفی منحنی شکل ۸، پیش‌بینی نیروی مقاوم جانبی و تغییرمکان نسبی، یکسان و تقریباً برابر با مقدار پارامتر مذکور در دیوار مورد مطالعه‌ی آزمایشگاهی است.

۲.۵. صحت‌سنجی مدل دیوار گهواره‌یی مرکزگرا تحت بارگذاری زلزله

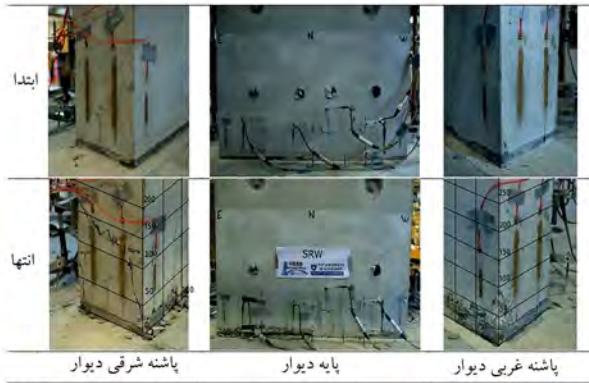
با هدف شناسایی رفتار لرزه‌یی دیوارهای گهواره‌یی مرکزگرا در بخش حاضر، مجموعه‌یی از ۷ زلزله مطابق طیف طرح در ۴ سطح لرزه‌یی مختلف به دیوار اعمال شده است، که مشخصات آن‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. برای رسم منحنی بار جانبی -



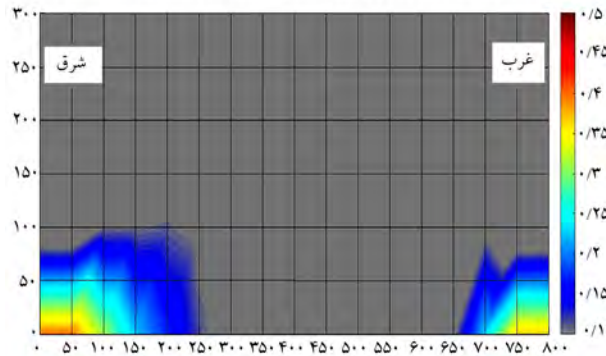
شکل ۷. منحنی تاریخچه‌ی بارگذاری دیوار گهواره‌یی آزمایش شده، [۱۲]



شکل ۸. منحنی بار جانبی - تغییرمکان نسبی مدل پیشنهادی، [۴۰] در مقایسه با دیوار آزمایش شده، [۱۲] تحت بارگذاری چرخه‌یی.



الف) خسارت وارده به پاشنه ی دیوار مورد آزمایش در انتهای بارگذاری جانبی زلزله [۱۹]



ب) کانتور اندیس خسارت بتن در سطح دیوار در زلزله ی شتاب نگاشت ۳ سطح IV

شکل ۱۰. مقایسه خسارت برآورد شده با استفاده از شاخص خسارت مورد استفاده و مدل عددی توسعه داده شده با خسارت مشاهده شده در آزمایش .

مشخص شده در شکل ۹ - الف، مقادیر کرنش‌های محوری و برشی المان مورد نظر از نتایج مدل تحلیلی دیوار، استخراج و سپس شاخص خرابی المان برای تمامی سیکل‌ها به صورت جداگانه طبق رابطه ی ۱ محاسبه شده است. در نهایت، بیشترین مقدار شاخص خسارت برآورد شده برای سیکل‌های پاسخ سازه، به عنوان اندیس خسارت فشاری المان مورد نظر تحت بارگذاری زلزله در نظر گرفته شده است. این روند برای همه ی المان‌های دیوار تکرار و مقادیر کمی خسارت برای کل سطح دیوار برآورد شده است.

در شکل ۱۰ - الف دیوار گهواره‌یی تنها، قبل و بعد از اتمام آزمایش مشاهده می‌شود. با توجه نتایج آزمایشگاهی، خسارت جزئی فقط به المان مرزی دیوار محدود شده و بزرگ‌ترین ترک در پاشنه‌ی شرقی دیوار تحت زلزله‌ی شتاب‌نگاشت ۳ سطح IV اتفاق افتاده و ترک اخیر، فقط در پوشش میلگردهای دیوار نفوذ داشته و بیش از آن گسترش پیدا نکرده است. [۱۹] کانتور اندیس خسارت برآورد شده برای دیوار در سطح آن در بزرگ‌ترین زلزله‌ی اعمال شده (شتاب‌نگاشت ۳ سطح IV)، در شکل ۱۰ - ب ارائه شده است.

با توجه به تعریف اندیس خسارت استفاده شده می‌توان چنین بیان کرد که قسمت‌هایی از دیوار که در سلامتی کامل هستند، اندیس خسارتی کمتر از ۰/۱ دارند، که در شکل ۱۰ - ب با رنگ خاکستری از سایر نقاط تفکیک شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، میزان خسارت در بیشتر نقاط دیوار مورد مطالعه ناچیز است و به جز ناحیه‌ی اندکی از پاشنه‌ی دیوار، که مقدار اندیس خسارت حدود ۰/۴ (رنگ نارنجی) است، بقیه‌ی نقاط در محدوده‌ی کمتر از ۰/۴ هستند، که شامل ترک‌های جزئی و مویی تا کنده شدن اندک بتن، فقط در پوشش آن است. همان‌طوری

به عنوان تابعی از زمان با استفاده از این مدل تحلیلی به‌طور مناسبی در سیکل‌های اولیه و بیشینه با نتایج آزمایشگاهی منطبق است. با مقایسه‌ی منحنی بار جانبی - تغییرمکان نسبی دیوار آزمایش شده و مدل عددی غیرخطی آن می‌توان دریافت که رفتار مدل دیوار با دقت بسیار بالایی، بر رفتار دیوار آزمایش شده مطابقت دارد و می‌توان از صحت مدل‌سازی دیوار اطمینان حاصل کرد. همچنین نتایج نشان می‌دهند که مدل عددی پیشنهادی با دقت قابل قبولی، پارامترهایی نظیر تغییرمکان جانبی نسبی و بیشینه‌ی نیروی جانبی را در بارگذاری زلزله‌ی مشخص ذکر شده برآورد کرده است. منحنی نیروی کل پس‌کشیدگی کابل - تغییرمکان جانبی نسبی در شکل ۹ - ج نشان داده شده است، که منظور از نیروی پس‌کشیدگی کل، مجموع نیروی پس‌کشیدگی حاصل از سه کابل موجود در دیوار است. در منحنی اخیر، پاسخ کابل پس‌کشیده در جهت بارگذاری مثبت با نتایج حاصل از کار آزمایشگاهی مطابقت نزدیکی دارد و در جهت بارگذاری منفی، میزان نیروی پس‌کشیدگی مدل پیشنهادی، مقداری بیشتر از مدل آزمایشگاهی نشان داده شده است. در نتایج آزمایشگاهی، کاهش نیروی پس‌کشیدگی از ۲۸۷ به ۲۵۰ کیلو نیوتن مشاهده می‌شود، که این موضوع به دلیل افزایش تغییرمکان نسبی سازه به بیش از ۳٪ و لغزش پای دیوار عنوان شده است، [۱۹] که در مدل تحلیلی، لغزش پای دیوار مشاهده نشده است.

با توجه به آنچه گفته شد، با بررسی میزان کرنش برشی مدل غیرخطی دیوار حاصل از بارگذاری می‌توان دریافت که تسلیم برشی در طول بارگذاری رخ نداده است؛ بنابراین می‌توان فرض اولیه‌ی لحاظ شده در خصوص حاکم بودن رفتار خمشی دیوارهای گهواره‌یی مذکور را صحیح دانست. به عبارت دیگر، استفاده از المان‌های دیوار برشی برای مدل‌سازی دیوارهای گهواره‌یی مرکزگرا با کابل پس‌کشیدگی به نتایج مطلوبی منجر شده است. همچنین تفاوت اندک میان نتایج تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی را می‌توان ناشی از مواردی نظیر خطاهای حاصل از مدل‌سازی مصالح چندگانه با روش اجزاء محدود و یا عدم قطعیت موجود در مشخصات مکانیکی مصالح استفاده شده دانست.

۳.۵. برآورد خسارت در مدل عددی دیوار تحت زلزله

برای بررسی میزان خرابی وارده به دیوار، همان‌طور که پیشتر نیز گفته شد، از شاخص خسارت فشاری پیشنهادی توسط کیم و همکاران (۲۰۰۵)، [۳۹] استفاده شده است. شاخص خسارت فشاری اخیر، خرابی نقطه‌ی خردشدگی بتن (خرابی فشاری) را متناظر با عدد ۰/۷۵ لحاظ می‌کند، همچنین شاخص ذکر شده، عدد ۰/۴ را برای وضعیت خسارت غیرقابل تعمیر (کنده شدن میزان قابل توجهی از پوشش بتن) که در آن کرنش فشاری اصلی در المان بتن به مقدار کرنش فشاری در بیشینه‌ی تنش فشاری بتن می‌رسد، مربوط می‌داند.

مطابق رابطه‌ی ارائه شده توسط کیم و همکاران (۲۰۰۵)، [۳۹] شاخص خسارت فشاری بتن به سیکل‌های مختلف بارگذاری و همچنین کرنش محوری و برشی المان‌ها وابسته است. در بارگذاری زلزله برخلاف بارگذاری چرخه‌یی، سیکل‌های رفت و برگشت مشخصی وجود ندارد و به همین دلیل برای به دست آوردن شاخص خرابی تحت بارگذاری زلزله از سیکل‌های پاسخ تغییرمکان نسبی دیوار پس از بارگذاری استفاده شده است. در شکل ۹ - الف، منحنی تاریخچه‌ی زمانی تغییرمکان نسبی جانبی دیوار مشاهده می‌شود، که مطابق آن علاوه بر نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی، سیکل‌های مختلف پاسخ دیوار به زلزله در نتایج مدل عددی مشخص شده است. در برآورد شاخص خرابی دیوار بدین صورت عمل شد که در بازه‌ی زمانی هر سیکل

روشی که برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی دیوار گهواره‌یی مرکزگرا تحت بار چرخه‌یی استفاده شده است، به مجموعه‌یی از نتایج منجر شده است که به طور قابل قبولی با رفتار واقعی دیوار تحت آزمایش تطابق دارد. همچنین استفاده از مدل عددی اخیر تحت بارگذاری زلزله، رفتار دیوار را با دقت بسیار بالایی شبیه‌سازی کرده است؛ بنابراین می‌توان از صحت مدل‌سازی اجزاء محدودی دیوار اطمینان حاصل کرد. در هر دو حالت بارگذاری چرخه‌یی و بارگذاری زلزله، پیش‌بینی تغییر مکان جانبی نسبی و میزان بار جانبی در حد قابل قبولی به نتایج آزمایشگاهی نزدیک بوده است. همچنین با بررسی کرنش برشی مدل غیرخطی دیوار می‌توان فرض اولیه در خصوص حاکم بودن رفتار خمشی دیوار گهواره‌یی را صحیح دانست.

با استفاده از شاخص خرابی مناسب و نتایج حاصل از بارگذاری مدل عددی تحت زلزله، مقادیر کمی شاخص خسارت محاسبه شده است. مقادیر کرنش‌های محوری و برشی از نتایج مدل تحلیلی دیوار، استخراج و سپس شاخص خرابی المان برای تمامی سیکل‌ها محاسبه شده است. در نهایت بیشترین مقدار، به عنوان اندیس خسارت فشاری المان مورد نظر تحت بارگذاری زلزله در نظر گرفته شده است. مقایسه‌ی خرابی مدل عددی و دیوار آزمایشگاهی تحت بار زلزله، انطباق بالایی را در میزان خسارت وارده به دیوار نشان داده است؛ همچنین در هر دو مورد، خسارت جزئی قابل رؤیت فقط در محدوده‌ی المان مرزی دیوار رخ داده و در بزرگ‌ترین زلزله‌ی آزمایش انجام شده، میزان خسارت در پاشنه‌ی شرقی شدیدتر بوده است. در نتیجه روش ارائه شده برای محاسبه‌ی شاخص خرابی، به درستی می‌تواند خسارت ناشی از دیوارهای گهواره‌یی مرکزگرا تحت زلزله را پیش‌بینی کند و همچنین می‌تواند برای به دست آوردن برآورد دقیق خسارت و پیش‌بینی رفتار دیوارهای گهواره‌یی مرکزگرا تحت بارگذاری زلزله استفاده شود.

که مشاهده می‌شود، میزان خرابی در پاشنه‌ی شرقی دیوار هم در مدل و هم در دیوار آزمایشگاهی اندکی شدیدتر است. با مقایسه‌ی شکل‌های ۱۰ (الف و ب) می‌توان دریافت که شاخص خرابی پیشنهادی قادر است با دقت قابل قبولی میزان آسیب وارده به سطح دیوار را برآورده کند.

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر از المان‌های اجزاء محدود پوسته‌یی چندلایه با مقطع فایبر برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی دیوارهای گهواره‌یی مرکزگرا استفاده شده است. این رفتار با به‌کارگیری دو لایه‌ی خمشی - محوری برای بتن و فولاد و یک لایه‌ی برشی مدل‌سازی شده است. کابل‌های پس‌کشیدگی غیرچسبیده توسط المان‌های میله‌یی شکل، که خصوصیات مشابه با مصالح واقعی کابل دارند، مدل شده‌اند. در نهایت رفتار گهواره‌یی تکیه‌گاه‌های دیوار به وسیله‌ی المان‌های میله‌یی قلاب - شکاف شبیه‌سازی شده‌اند. همچنین خسارت وارده به دیوارهای گهواره‌یی مرکزگرا تحت بارگذاری زلزله، با استفاده از شاخص خرابی مناسب برآورد شده است. شاخص خرابی مورد استفاده در پژوهش حاضر، که بر اساس نتایج تحلیل اجزاء محدود به دست آمده است، برآورد کمی از میزان خسارت المان‌های بتنی فراهم می‌کند. به علت خصوصیات منحصر به فرد دیوارهای گهواره‌یی مرکزگرا، فقط به معرفی شاخص خسارت فشاری پرداخته شده و این نتایج با در نظر گرفتن مدل عددی پیشنهادی و مقایسه‌ی آن با نتایج حاصل از آزمایش بارگذاری به دست آمده است:

19. damage index

پانویس‌ها

1. residual drift
2. self-centering rocking walls
3. quasi-static
4. shake table testing
5. twigden and henry
6. Kurama et al.
7. finite element models
8. Ma
9. single rocking wall
10. shear wall element
11. tension-only inelastic steel materials
12. prestressing strand
13. devalapura and tadros
14. nonlinear elastic gap-hook bar element
15. serviceability I level
16. serviceability II level
17. design level
18. maximum intensity level

منابع (References)

1. "EERI, The Mw 7.1 Erci s-Van, Turkey Earthquake of October 23, 2011", Earthquake Engineering Research Institute (2012).
2. Pilakoutas, K. and Elnashai, A.S. "Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, part II: discussions and theoretical comparisons", *ACI Structural Journal*, **92**(4) (1995).
3. Holden, T., Restrepo, J. and Mander, J.B. "Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls", *Journal of Structural Engineering*, **129**(3), pp. 286-296 (2003).
4. Ajrab, J.J., Pekcan, G. and Mander, J.B. "Rocking wall-Frame structures with supplemental tendon systems",

5. Shen, Q. and Kurama, Y.C. "Nonlinear behavior of post-tensioned hybrid coupled wall subassemblages", *Journal of Structural Engineering*, **128**(10), pp. 1290-1300 (2002).
6. Marini, A., Riva, P. and Fattori, L. "Repair and retrofitting of structural RC walls by means of post-tensioned tendons", *In Proceedings of the 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures* (2007).
7. Restrepo, J.I. and Rahman, A. "Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators", *Journal of Structural Engineering-Asce*, **133**(11), pp. 1560-1570 (2007).
8. Smith, B.J., Kurama, Y.C. and McGinnis, M.J. "Design and measured behavior of a hybrid precast concrete wall specimen for seismic regions", *Journal of Structural Engineering*, **137**(10), pp. 1052-1062 (2011).
9. Henry, R.S., Brooke, N.J., Sritharan, S. and et al. "Defining concrete compressive strain in unbonded post-tensioned walls", *ACI Structural Journal*, **109**(1) (2012).
10. Perez, F.J., Pessiki, S. and Sause, R. "Experimental lateral load response of unbonded post-tensioned precast concrete walls", *ACI Structural Journal*, **110**(06), pp. 1045 -1055 (2013).
11. Sritharan, S., Aaleti, S., Henry, R.S. and et al. "Precast concrete wall with end columns (PreWEC) for earthquake resistant design", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **44**(12), pp. 2075-2092 (2015).
12. Twigden, K.M., Sritharan, S. and Henry, R.S. "Cyclic testing of unbonded post-tensioned concrete wall systems with and without supplemental damping", *Engineering Structures*, **140**, pp. 406-420 (2017).
13. Hassani, B. and Jafari, A. "An Investigation on the seismic performance of reinforced concrete panel structures", *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, **13**(2), pp. 181-193 (2012).
14. Wight, G.D. "Seismic performance of a post-tensioned concrete masonry wall system, in department of civil and environmental engineering", University of Auckland: Auckland, New Zealand (2006).
15. Marriott, D.J. "The development of high-performance post-tensioned rocking systems for the seismic design of structures", University of Canterbury: Christchurch, New Zealand (2009).
16. Caballero-Morrison, K.E., Bonet, J.L., Navarro-Gregori, J. and et al. "Behaviour of steel-fibre-reinforced normal-strength concrete slender columns under cyclic loading", *Engineering Structures*, **39**, pp. 162-175 (2012).
17. Nazari, M., Sritharan, S. and Aaleti, S. "Single precast concrete rocking walls as earthquake force-resisting elements", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **46**(5), pp. 753-769 (2017).
18. Nazari, M. "Seismic performance of unbonded post-tensioned precast wall systems subjected to shake table testing", Iowa State University: Ames, Iowa, USA (2016).
19. Twigden, K.M. and Henry, R.S. "Shake table testing of unbonded post-tensioned concrete walls with and without additional energy dissipation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **119**, pp. 375-389 (2019).
20. Pampanin, S., Priestley, M.J.N. and Sritharan, S. "Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections", *Journal of Earthquake Engineering*, **05**(03), pp. 329-367 (2001).
21. Palermo, A., Pampanin, S. and Calvi, G.M. "Concept and development of hybrid solutions for seismic resistant bridge systems", *Journal of Earthquake Engineering*, **09**(06), pp. 899-921 (2005).
22. Palermo, A., Pampanin, S. and Marriott, D. "Design, modeling, and experimental response of seismic resistant bridge piers with posttensioned dissipating connections", *Journal of Structural Engineering*, **133**(11), pp. 1648-1661 (2007).
23. Lin, C.-P., Wiebe, R. and Berman, J.W. "Analytical and numerical study of curved-base rocking walls", *Engineering Structures*, **197**, p. 109397 (2019).
24. Kurama, Y., Pessiki, S., Sause, R. and et al. "Lateral load behavior and seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls", *ACI Structural Journal*, **96**(4), pp. 622-632 (1999).
25. Kurama, Y.C. and Shen, Q. "Seismic design and response evaluation of unbonded post-tensioned hybrid coupled wall structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **37**(14), pp. 1677-1702 (2008).
26. Ma, Q., Acikgoz, S., Palermo, A. and et al. "Experimental identification of the dynamic characteristics of a flexible rocking structure", *Journal of Earthquake Engineering*, **20**(8), pp. 1199-1221 (2016).
27. Jafari, A., Ghasemi, M.R., Akbarzadeh Bengar, H. and et al. "Modeling of dynamic behavior and estimation of damage incurred by self-centering rocking walls", *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, **4**(2), pp. 93-108 (2016).
28. Jafari, A., Ghasemi, M.R., Akbarzadeh Bengar, H. and et al. "Seismic performance and damage incurred by monolithic concrete self-centering rocking walls under the effect of axial stress ratio", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **16**, pp. 831-855 (2017).
29. Jafari, A., Ghasemi, M.R., Akbarzadeh Bengar, H. and et al. "A novel method for quantifying damage to cast-in-place self-centering concrete stepping walls", *Structural Concrete*, **19** (6), pp. 1713-1726 (2018).
30. Jafari, A. and Dugnani, R. "Estimation of load-induced damage and repair cost in post-tensioned concrete rocking walls", *Journal of Shanghai Jiaotong University (Science)*, **23**(1), pp. 122-131 (2018).
31. NZS. "Structural design actions, part 5: earthquake actions-new zealand (NZS 1170.5)", Council of Standards New Zealand: Wellington, New Zealand (2004).
32. CSI. "Perform components and elements for perform-3D and performcollapse, berkeley", California, USA: Computers and Structures Inc. (2018).
33. Mander, J.B., Priestley, M.J. and Park, R. "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, **114**(8), pp. 1804-1826 (1988).

34. Esfandiari, A. "Shear strength of structural concrete members using a uniform shear element approach", University of British Columbia, Vancouver, Canada (2009).
35. ASCE. "Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-06)", American Society of Civil Engineering, Reston, Virginia, USA (2007).
36. Devalapura, R.K. and Tadros, M.K. "Stress-strain modeling of 270 ksi low-relaxation prestressing strands", *PCI Journal*, **37**(2), pp. 100-105 (1992).
37. Park, Y.J., Ang, A.H.S. and Wen, Y.K. "Damage-limiting aseismic design of buildings", *Earthquake Spectra*, **3**(1), pp. 1-26 (1987).
38. Hindi, R.A. and Sexsmith, R.G. "A proposed damage model for RC bridge columns under cyclic loading", *Earthquake Spectra*, **17**(2), pp. 261-290 (2001).
39. Kim, J. and Choi, H. "Response modification factors of chevron-braced frames", *Engineering Structures*, **27**(2), pp. 285-300 (2005).
40. Jafari, A., Akbarzadeh Bengar, H., Hassanli, R. and et al. "The response of self-centering concrete walls under quasi-static loading", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **19**, pp.2893 -2917 (2021).
41. Jafari, A., Preti, M., Beheshti, M. and et al. "Self-centering walls strengthening by high-performance concrete: a feasibility study", *Materials and Structures*, **54**, pp.117 (2021).