

# تحلیل عددی - غیرخطی دیوار برشی بتن مسلح ترکیبی با سیستم مرکزگرا تحت بار یک نوا

فهیمة شاهپوری (کارشناس ارشد)

عباسعلی تسنیمی\* (استاد)

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۷ (۱۳-۱۳)  
دوره ۲ - شماره ۱/۲، شماره ۱۳-۱۳

آسیب دیدگی سازه‌های ساختمانی در برابر زلزله‌های شدید موجب تغییر شکل‌های ماندگار در آن‌ها می‌شود، به نحوی که بهره‌برداری را مختل و در مواردی هزینه‌های گزافی بیشتر از هزینه‌ی ساخت به مالکان تحمیل می‌کند. یکی از روش‌های کاهش هزینه، استفاده از سیستم‌های مرکزگراست، که در آن علاوه بر قابلیت استهلاک انرژی و کاهش خسارت، تغییرشکل‌های ماندگار کمتری به سازه تحمیل می‌کند. استفاده از دیوار برشی پیش‌ساخته‌ی ترکیبی در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد، تأمین‌کننده‌ی رفتار با حرکت گهواره‌ی است و تغییرمکان نسبی ماندگار را کاهش خواهد داد. در نوشتار حاضر، ۳ نمونه‌ی دیوار برشی شامل ۲ نمونه‌ی آزمایشگاهی دیوار برشی پیش‌ساخته‌ی ترکیبی و ۱ نمونه‌ی آزمایشگاهی دیوار برشی پیش‌ساخته شاهد با تمام جزئیات به روش اجزاء محدود مدل‌سازی و پس از انجام تحلیل غیرخطی عددی، پاسخ آن‌ها در برابر بارهای ثقلی و جانبی ناشی از زلزله بررسی شده است. نتایج به دست آمده از تحلیل عددی - غیرخطی، تطبیق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد و استفاده از سیستم مرکزگرا برای مناطق زلزله‌خیز مناسب است.

واژگان کلیدی: بتن پیش‌تنیده، تغییرمکان ماندگار، تحلیل عددی - غیرخطی، دیوار برشی ترکیبی، تغییرمکان قائم پای دیوار.

fahime.shahpouri@modares.ac.ir  
tasnimi@modares.ac.ir

## ۱. مقدمه

چرخه‌ی پرچمی شکل است که در شکل (۱ - ب) نشان داده شده است. در سیستم‌های مرکزگرا، تغییرمکان بعد از هر چرخه‌ی بارگذاری از مرکز می‌گذرد و تغییرمکان نسبی ماندگار در سازه حذف می‌شود. لازم به ذکر است که سازه‌هایی که سیستم مرکزگرا دارند، چون به طور مداوم بعد از هر چرخه‌ی بارگذاری به تغییرشکل صفر بر می‌گردند، اثر تشدیدکننده‌ی پی - دلتا در مورد آنها منتفی می‌شود.

در سیستم‌های متداول مقاوم در برابر زلزله، اغلب از تسلیم فولاد در ترکیب با سایر مصالح برای استهلاک انرژی استفاده می‌شود. سیستم‌های مذکور، پاسخ چرخه‌ی (هیستریتیک) کامل، مانند آنچه در شکل (۱ - الف) نشان داده شده است، دارند و نکته‌ی حائز اهمیت این است که آن‌ها بعد از وقوع زلزله، مستعد تغییرمکان نسبی ماندگار هستند و به هزینه‌های بازسازی قابل ملاحظه‌ی نیاز دارند. ممکن است تعمیر سازه‌هایی که پس از زلزله متحمل تغییرشکل ماندگار می‌شوند، عملی باشد؛ ولی به دلیل خسارت و تغییرمکان نسبی ماندگار در آنها ممکن است که تخریب و بازسازی نسبت به تعمیر و مرمت ارجحیت داشته باشد. در نتیجه میزان تغییرشکل‌های ماندگار پس از وقوع زلزله، عامل اساسی برای ارزیابی عملکرد سازه‌هاست.

## ۲. سیستم‌های مرکزگرای گهواره‌گون

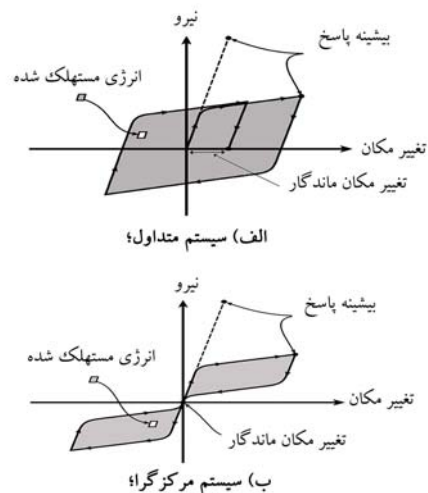
بررسی‌های مربوط به اثر زلزله‌ی چیلی (۱۹۶۰) در ساختمان‌ها، که در گزارش هاسنر ارائه شده بود، حاکی از آن است که برخی از ساختمان‌ها رفتار گهواره‌ی داشتند و دچار فروریزش نشده بودند. نخستین نتیجه آن بود که با استفاده از ویژگی مذکور و تأمین شرایطی که ساختمان بتواند به طور متناوب از شالوده بلند شود، می‌توان از آسیب دیدن آن جلوگیری کرد. اولین سازه‌ی که برای تأمین حرکت گهواره‌ی در پایه طراحی شد، ستون‌های یک پل در کشور نیوزلند بود. در پل مذکور به ستون‌ها اجازه‌ی بلند شدن از شالوده داده شده بود و برخی المان‌ها، وظیفه‌ی استهلاک انرژی را برعهده داشتند.<sup>[۱]</sup>

در دو دهه‌ی اخیر، به منظور حذف تغییرشکل‌های ماندگار، سیستم‌هایی که اصطلاحاً مرکزگرا نامیده می‌شوند، توسعه یافته و استفاده شده‌اند. در سیستم‌های مرکزگرا، سازه دچار خسارت و تغییرشکل ماندگار کمی می‌شود، در حالی که مقاومت و سختی سیستم‌های مرسوم را دارد. وجه اشتراک بین سیستم‌های مذکور، پاسخ

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۷/۷، اصلاحیه ۱۳۹۵/۳/۲۳، پذیرش ۱۳۹۵/۶/۱.

DOI:10.24200/J30.2018.1340



شکل ۱. پاسخ چرخه‌بی غیرخطی تحت بارگذاری جانبی در سیستم‌های متداول و مرکزگرا. [۱]

باید متذکر شد که امروزه آیین‌نامه‌ی مربوط به طراحی سیستم مذکور، در زمره‌ی استانداردهای نیوزلند تدوین شده است. [۳]

در دو دهه‌ی گذشته، برای حذف تغییرشکل‌های ماندگار و دست‌یابی به عملکرد لرزه‌یی بهتر نسبت به سازه‌های سنتی، استفاده از سیستم‌های با پایه‌ی گهوارگون<sup>۱</sup>، با عنوان سیستم‌های مرکزگرا توسعه یافته و به ضرورت مطالعه و بررسی شده‌اند. نخستین برنامه‌ی مطالعاتی منسجم در زمینه‌ی ذکر شده با سرمایه‌گذاری دو تیم آمریکایی و ژاپنی با عنوان PRESS شروع شد، که از طرف دانشگاه و صنعت حمایت شده است. اما مانع اصلی اجرایی شدن نتیجه‌ی مطالعات، لزوم تدوین آیین‌نامه‌یی برای مصالح و جزئیات اتصالات سیستم‌های مذکور بود. [۴]

از سال ۲۰۰۰ تا کنون، پژوهشگران بسیاری استفاده از مکانیزم مرکزگرایی را در اعضا و سیستم‌های سازه‌یی بتن مسلح پیش‌ساخته بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی کرده‌اند، که از جمله‌ی آنها می‌توان به این موارد اشاره کرد: در سال ۲۰۰۰ یک سیستم ترکیبی تیر فولادی و دیوار برشی بتن مسلح، که در آن ویژگی مرکزگرایی نیز در نظر گرفته شده بود، به صورت تحلیلی بررسی شد و بدون اینکه تیرهای فولادی داخل دیوار ادامه یابند، اتصال آن‌ها از طریق کابل‌های پیش‌تنیده و نبشی‌های بالاسری و زیرسری (به عنوان مستهلک‌کننده‌ی انرژی) برقرار و یک مدل تحلیلی برای پیش‌بینی رفتار سیستم مذکور و طراحی آن نیز ارائه شد. [۵] در سال ۲۰۰۱ نیز سبک جدیدی از سیستم‌های سازه‌یی برای کاهش آسیب‌های ناشی از زلزله معرفی شده است. سیستم مذکور متشکل از دیوار برشی بتن مسلح پیش‌ساخته و المان‌های پیش‌تنیده بود که تحت اثر نیروی جانبی و در پی تشکیل درزی در محل اتصال دیوار به پی، موجب کرنش‌های فشاری بزرگی در پنجه دیوار می‌شد. نتایج بررسی آنان نشان داد که در زلزله‌های بزرگ تغییرمکان نسبی ماندگار این سیستم ناچیز است. [۶]

همچنین در سال ۲۰۰۷، یک دیوار بتن مسلح پیش‌ساخته با قابلیت حرکت گهواره‌یی حول محل اتصال به پی به صورت آزمایشگاهی بررسی شد و در اثر اعمال نیروی جانبی و بازشدگی در محل پی، ویژگی مرکزگرایی توسط نیروهای تقنی و همچنین نیروی کشسان ناشی از کابل‌های پیش‌تنیده تأمین می‌شد. به منظور تأمین استهلاک انرژی در سیستم مذکور از میلگردهای فولادی معمولی، که در محل اتصال به پی تعبیه شده بودند، استفاده شده بود؛ به طوری که در اثر بازشدگی دیوار، میلگردهای ذکر شده تسلیم می‌شدند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که دیوار

مذکور می‌تواند زلزله‌های طرح را بدون آسیب پشت سر گذارد و استهلاک انرژی قابل ملاحظه‌یی داشته باشد. [۷] یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی در سال ۲۰۰۸ نیز برای مهار کابل‌های پیش‌تنیدگی در قاب، دیوار برشی و دیوار برشی کوپله انجام شد، که هدف آن تعیین حد نهایی تنش و کرنش برای حالت‌های مختلف قرارگیری کابل‌های پیش‌تنیده و توسعه‌ی آیین‌نامه‌ی طراحی مربوط به سیستم‌های ذکر شده بود. لذا حالت‌های مختلف مهار کابل‌ها مطالعه شد و ابعاد و مشخصات مهار متغیر بود. با توجه به نتایج آزمایش‌ها، حد نهایی تنش و کرنش کابل‌ها با گسیخته شدن یکی از سیم‌های تشکیل دهنده‌ی کابل پیش‌تنیدگی کنترل و گسیختگی سیم‌ها علاوه بر کاهش قابلیت مرکزگرایی باعث کاهش سختی سیستم نیز می‌شود. [۸]

همچنین در ادامه‌ی مطالعات ذکر شده، در سال ۲۰۱۰ سیستم دیوارهای پیش‌ساخته‌ی توخالی که در آن از کابل‌های پیش‌تنیده برای ایجاد رفتار مرکزگرا استفاده شده بود، در مقیاس ۱:۱ آزمایش و برای تأمین استهلاک انرژی از میله‌هایی که به میزان ۵۰٪ پیش‌تنیده شده بودند، استفاده شد. نتایج نشان داد که دیوارهای مورد آزمایش حتی تا تغییرمکان نسبی ۴٪ به صورت ارتجاعی باقی می‌مانند و تغییرشکل‌های غیرارتجاعی فقط در المان‌های مستهلک‌کننده‌ی انرژی رخ می‌دهند. [۹]

در سال ۲۰۱۰، نیز ۶ دیوار برشی بتن مسلح پیش‌ساخته با مقیاس ۰٫۴ آزمایش شدند. ۵ دیوار از کابل‌های نجس‌سیده‌ی پیش‌تنیده به منظور ایجاد مرکزگرایی و المان‌های ویژه‌یی (میلگردهای مستهلک‌کننده‌ی انرژی) به منظور تأمین استهلاک انرژی استفاده شدند و ۲ نمونه از دیوارهای مذکور نیز بازشو داشتند. نمونه‌ی ششم بدون قابلیت مرکزگرایی و با هدف مقایسه با نمونه‌های قبلی در نظر گرفته شده بود. [۱۰] تحلیل‌های عددی دیوارهای ذکر شده با ساده‌سازی‌هایی از قبیل مدل‌نکردن میلگردهای موجود در پانل‌های پیش‌ساخته، قراردادن همه‌ی کابل‌ها و میلگردهای مستهلک‌کننده‌ی انرژی در محور مرکزی دیوار (نه در موقعیت واقعی خود)، مدل‌نکردن میلگردهایی که نقش محصورکردن بتن کناره‌های دیوار را بر عهده دارند، و لحاظ نکردن رفتار غیرخطی بتن که تأثیر مهمی در افت منحنی ظرفیت داشت، همراه بود. در نوشتار حاضر، ۳ نمونه از دیوارهای برشی اشاره شده با تمام جزئیات و در نظر گرفتن رفتار غیرخطی تمام مصالح موجود در دیوار به صورت سه بعدی مدل‌سازی و به روش اجزاء محدود تحلیل و بررسی شده است.

### ۳. دیوار برشی ترکیبی

در سازه‌های پیش‌ساخته، دو مفهوم سازه‌یی مجزا با عنوان سیستم‌های متداول پیش‌ساخته و سیستم‌های ترکیبی (نوبن) پیش‌ساخته مطرح است. سیستم‌های سازه‌یی متداول پیش‌ساخته، به نحوی طراحی و اجرا می‌شوند که رفتار آنها تحت بارهای جانبی مشابه رفتار سیستم‌های متداول بتن مسلح، که به صورت درجا اجرا می‌شوند، باشد. اما در سیستم‌های ترکیبی (نامتداول) پیش‌ساخته، رفتار سازه تحت بارهای جانبی توسط باز و بسته شدن درزهایی که بین اعضاء پیش‌ساخته وجود دارد، کنترل می‌شود.

دیوار برشی پیش‌ساخته‌ی ترکیبی مورد بررسی در نوشتار حاضر از پانل‌های مستطیلی پیش‌ساخته تشکیل شده است و در زمره‌ی سیستم‌های نامتداول پیش‌ساخته قرار می‌گیرد. بعد از اعمال بار جانبی، اولین مود جابه‌جایی در دیوارهای مذکور، بازشدگی درز افقی موجود بین پانل پایه و شالوده است. به عبارت دیگر، به دلیل وجود درز افقی اشاره شده و امکان بلند شدن دیوار، سازه عمدتاً رفتار چرخشی صلب دارد. به محض باربرداری، نیروی پیش‌تنیدگی توسط کابل‌هایی که از قبل در

با توجه به ضریب مقیاس مورد استفاده (۴/۵)، مشخصات هندسی دیوارهای آزمایش شده که برای مدل‌سازی عددی نیز مورد نیاز بوده، به این شرح است: طول دیوار: ۲۴۳ سانتی‌متر؛ ارتفاع پانل پایه: ۱۴۵ سانتی‌متر؛ ارتفاع پانل بالایی: ۲۶۹ سانتی‌متر؛ ضخامت دیوار: ۱۵/۹ سانتی‌متر؛ محل اعمال بار جانبی: ۳۶۶ سانتی‌متر از روی شالوده؛ طول، ارتفاع و ضخامت تیر میانی شالوده به ترتیب: ۳۵۰، ۱۱۰ و ۶۰ سانتی‌متر؛ طول، ارتفاع و ضخامت بلوک انتهایی شالوده به ترتیب: ۱۵۰، ۱۴۰ و ۷۰ سانتی‌متر بوده است. طرح شماتیک دیوارها در شکل ۴ نشان داده شده است. در دیوار با بازشو، هر پانل شامل دو بازشوی مستطیل شکل به طول ۳۵/۵۶ و ارتفاع ۵۰/۸ سانتی‌متر بود. بازشوها به صورت متقارن نسبت به مرکز دیوار قرار داشتند. فاصله‌ی بازشو از لبه‌ی کناری و لبه‌ی پایینی پانل ۳۵/۵۶ سانتی‌متر بوده است. EW نمونه‌ی متداول پیش‌ساخته (نمونه شاهد) است، که با هدف مقایسه با نمونه‌های پیش‌ساخته‌ی ترکیبی آزمایش شده است. در نمونه‌ی شاهد، پیش‌تندگی اصلی حذف شده بود و فقط کابلی که برای شبیه‌سازی بار ثقلی استفاده شده بود، وجود داشت. بار ثقلی وارد بر هر ۳ دیوار، که شامل وزن خود دیوار و بار سرویس وارد بر آن بود، ۳۶۱/۲ کیلو نیوتن بوده است، که از طریق یک کابل پیش‌تندیده که در مرکز دیوار قرار می‌گیرد، به نمونه اعمال می‌شود. با توجه به اینکه در دو انتهای پانل پایه، نیروی فشاری زیادی وجود دارد، برای جلوگیری از خردشدگی، بتن نواحی ذکر شده باید محصور شود و آماتورگذاری ویژه‌ی برای آن در نظر گرفته شود. جزئیات ناحیه‌ی بتن محصور برای نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل ۵ نشان داده شده است.

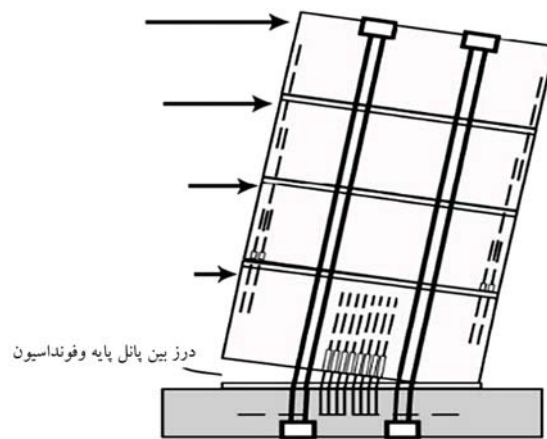
#### ۱.۴. مشخصات مصالح

استهلاک انرژی نمونه از طریق ۴ میلگرد، که بین پانل پایه و فونداسیون قرار می‌گیرند و میلگردهای مستهلک‌کننده‌ی انرژی نام دارد، تأمین می‌شود. این میلگردها طوری طراحی شده‌اند که در کشش و فشار تسلیم شوند. طول معینی از میلگردهای مذکور برای جلوگیری از تماس با بتن به وسیله‌ی ورق نازک پلاستیکی پوشیده شده بود، که این طول به عنوان طول نچسبیده در نظر گرفته شده است.

برای جلوگیری از بازشدگی درز بین پانل پایه و پانل بالایی از میلگردهای فولادی با عنوان میلگرد دوخت استفاده شده است. این میلگردها طوری طراحی می‌شوند که ارتجاعی باقی بمانند. کابل‌های پیش‌تندگی برای دو منظور استفاده شده‌اند، که در دیوار EW فقط برای اعمال بار ثقلی و در ۲ دیوار دیگر (SHW و PHW) برای بار ثقلی و تأمین مرکزگرایی و کاهش تغییرشکل‌های پسماند در نظر گرفته شده‌اند. کابل‌های پیش‌تندیده‌ی که برای تأمین مرکزگرایی منظور شده‌اند، در ۲ دسته‌ی سه‌تایی بودند، که به صورت متقارن نسبت به محور مرکزی دیوار با فاصله‌ی مساوی ۲۷/۴ میلی‌متر قرار گرفته‌اند، که از این پس فاصله‌ی مذکور، خروج از مرکزیت نامیده می‌شود.

با توجه به اینکه در حین بارگذاری دو انتهای پانل پایه، نیروی فشاری زیادی به وجود می‌آید، برای جلوگیری از خردشدگی، بتن نواحی مذکور باید محصور شود. برای هر ۳ نمونه‌ی آزمایشگاهی از میلگردهای محصورکننده استفاده شده است، که در مدل‌سازی نیز منظور شده‌اند. مشخصات میلگردهای مستهلک‌کننده‌ی انرژی، میلگردهای ناحیه‌ی بتن محصور، میلگردهای دوخت و همچنین کابل‌های پیش‌تندگی در جدول ۱ ارائه شده است، که در این جدول در قسمت میلگردهای ناحیه‌ی بتن محصور، قطر همه‌ی میلگردها ۹/۷ میلی‌متر و سه ردیف آخر جدول مربوط به میلگردهای دوخت است.

لازم به ذکر است که  $l_h$  طول ناحیه‌ی است که بتن آن محصور شده و  $S_h$  فاصله خاموت‌ها در راستای ارتفاع دیوار و  $S_{bot}$  فاصله‌ی اولین خاموت از کف پانل



شکل ۲. رفتار سیستم دیوار برشی ترکیبی بعد از اعمال بار جانبی. [۱۲]

دیوار تعبیه شده‌اند، به همراه نیروی ثقلی، نقش نیروی بازگرداننده را دارد و دیوار را به موقعیت اولیه بر می‌گرداند.

واژه‌ی ترکیبی به این دلیل به کار می‌رود که در سیستم‌های مذکور، از ترکیب میلگردهای فولادی و کابل‌های پیش‌تندیده‌ی نچسبیده<sup>۴</sup> با مقاومت بالا استفاده می‌شود (شکل ۲). میلگردهای فولادی مورد استفاده در دیوارهای مذکور طوری طراحی می‌شوند که در کشش و فشار تسلیم شوند، تا وظیفه‌ی استهلاک انرژی را به خوبی انجام دهند. با استفاده از روش ذکر شده، کابل‌های پیش‌تندیده قابلیت مرکزگرایی را برای سیستم فراهم می‌کنند، که در نتیجه باعث کاهش تغییرمکان ماندگار بعد از وقوع زلزله‌های بزرگ می‌شود.

در پژوهش حاضر، رفتار غیرخطی دیوارهای بتن مسلح پیش‌ساخته با سیستم مرکزگرا و اجزاء مستهلک‌کننده‌ی انرژی تعبیه شده در آن‌ها، تحت اثر بارهای ثقلی و جانبی فراینده به صورت استاتیکی غیرخطی به روش اجزاء محدود غیرخطی مطالعه شده است. به کارگیری صحیح اجزاء در مدل‌سازی و صحت‌سنجی و مطالعه‌ی پارامتریک این امکان را فراهم آورده است تا برای دیوارهای مشابه که در اندازه‌ی واقعی طراحی می‌شوند و به تحلیل غیرخطی آنها نیاز است، بتوان در یک آزمایشگاه مجازی و در محیط ABAQUS پاسخ آن‌ها را در قلمرو رفتار غیرخطی به دست آورد.

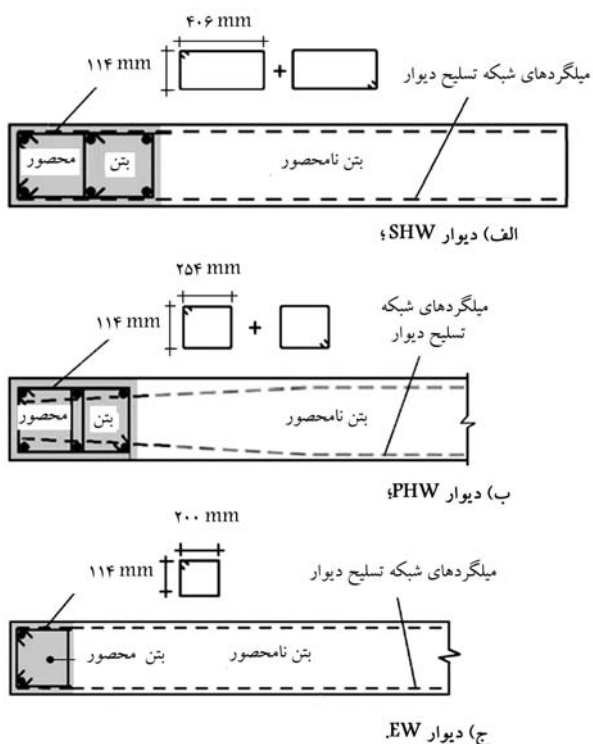
#### ۴. نمونه‌های آزمایشگاهی مورد بررسی در راست آزمایشی

##### مدل عددی

نمونه‌های آزمایشگاهی مورد بررسی در نوشتار حاضر شامل دیوار بدون بازشو با نام اختصاری SHW<sup>۲</sup>، دیوار با بازشو با نام اختصاری PHW<sup>۴</sup> و دیوار شاهد با نام اختصاری EW<sup>۵</sup>، که در واقع نمونه‌های آزمایشگاهی اسمیت و کاراما<sup>[۱۳]</sup> هستند. مطابق شکل ۴، نمونه‌های آزمایشگاهی شامل دو پانل پیش‌ساخته هستند، که پانل پایه (زیرین) نماینده‌ی طبقه‌ی اول و پانل بالایی نماینده‌ی طبقات ۲ تا ۴ است. در نتیجه، نمونه‌ی آزمایشگاهی شامل دو درز است. درز بین شالوده و پانل پایه، به نام درز - ۱ و درز بین پانل پایه و پانل بالایی درز - ۲ نام‌گذاری شده است. پانل‌های پیش‌ساخته در درون خود یک شبکه‌ی فولادی دارند، که شامل میلگردهای افقی و قائم به قطر ۹/۵ میلی‌متر است.<sup>[۱۲]</sup> شالوده‌ی دیوارهای آزمایش شده به عنوان یک مجموعه‌ی صلب، شامل یک قسمت میانی و دو بلوک انتهایی است (شکل ۳).



شکل ۳. تیر میانی و بلوک انتهایی فونداسیون. [۱۳]

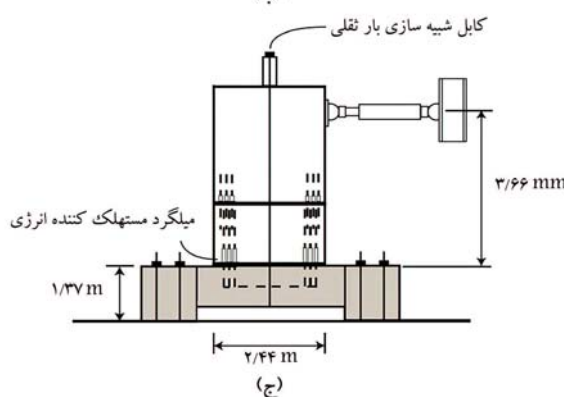
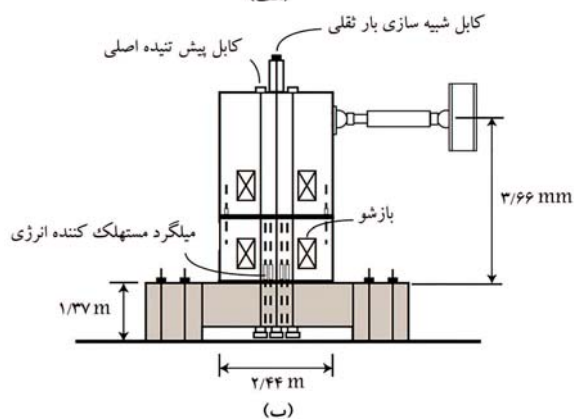
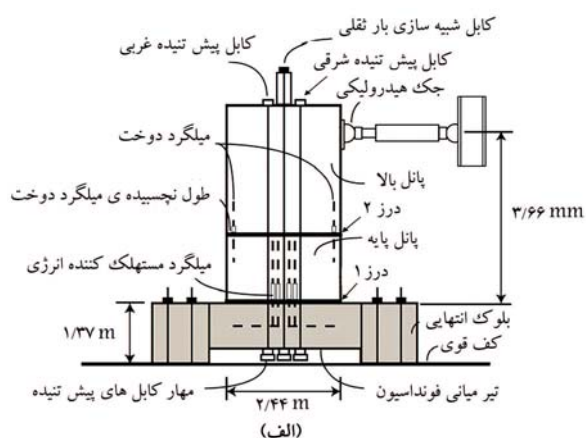


شکل ۵. جزئیات محصورشدگی بتن در پانل پایه برای هر ۳ دیوار. [۱۳]

پایه است. در جدول ۲، مقاومت فشاری و مدول کشسانی بتن برای پانل پایه و پانل بالایی ارائه شده است.

### ۵. مدل سازی عددی

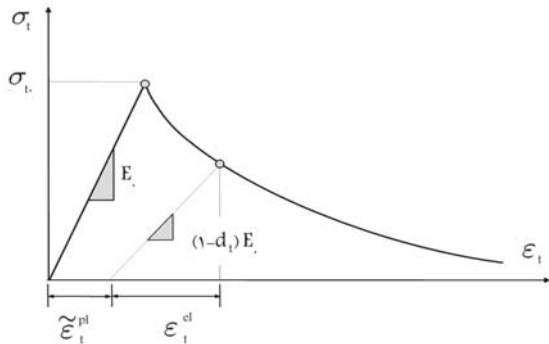
مدل سازی دیوارها با استفاده از روش اجزاء محدود غیرخطی در نرم افزار ABAQUS انجام شده است. مدل سازی کابل ها و کلیه ی میلگردها، با استفاده از المان خرپایی ۲ گرهی با مرتبه ی درون یابی خطی و برای مدل سازی بتن از المان های ۸ گرهی با مرتبه ی درون یابی خطی و برای مدل سازی ناحیه ی غیرخطی رفتار بتن از مدل خسارت - خمیری استفاده شده است. در مدل مذکور، رفتار تک محوری بتن در فشار و کشش به ترتیب مطابق شکل های ۶ و ۷ است. از معیار حالت خمیری فون میسز برای رفتار غیرخطی میلگردها استفاده شده و



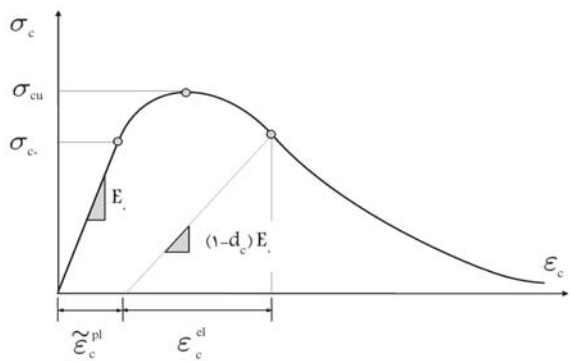
شکل ۴. طرح شماتیک نمونه های آزمایشگاهی اسمیت و کاراما. [۱۳]

جدول ۲. مشخصات مکانیکی بتن پانل ها.

دیوار	پانل پایه		پانل بالایی	
	$E_c$	$f_c$	$E_c$	$f_c$
SHW	۲۹۰۴۰٫۷	۵۵٫۳	۲۹۰۴۰٫۷	۵۵٫۳
PHW	۲۳۴۲۱٫۵	۴۷٫۹	۲۳۴۲۱٫۵	۴۷٫۹
EW	۲۰۰۰۰٫۰	۴۳٫۶	۲۰۰۰۰٫۰	۴۳٫۶



شکل ۶. مدل خسارت - خمیری بتن در کشش تک محوری. [۱۴]



شکل ۷. مدل خسارت - خمیری بتن در فشار تک محوری. [۱۴]

تأثیر افت‌های کوتاه مدت و بلند مدت نیز لحاظ شده است. تنش پیش‌تنیدگی اعمال شده در مدل عددی کابل‌های پیش‌تنیده با احتساب افت‌های پیش‌تنیدگی مطابق با آنچه که در آزمایش انجام شده بود، برابر با  $f_{pu} 0.54$  در نظر گرفته شده است. منحنی‌های چرخه‌بی (هیستریزیس) نمونه‌های مذکور در شکل ۸ ارائه و پوش آن‌ها با منحنی ظرفیت به دست آمده از تحلیل عددی غیرخطی مقایسه شده است.

در مدل‌سازی، کابل‌های پیش‌تنیده فقط در دو نقطه‌ی انتهایی مهار شدند. با استفاده از قید گره<sup>۶</sup> نقاط انتهایی کابل به درجات آزادی ورق فولادی و از طرف دیگر، ورق‌های فولادی مذکور نیز در بالا به پانل پیش‌ساخته‌ی بالایی و در پایین به تیر میانی شالوده مقید شدند. برای مدل‌سازی اندرکنش بتن و همه‌ی میلگردها در نمونه از قید ناحیه‌ی مدفون استفاده شده است. با استفاده از قید مذکور، درجات آزادی انتقالی میلگردها حذف و مقید به مقدار حاصل از درون‌یابی درجات آزادی المان میزبان (بتن) شدند.

برای رفتار تماسی موجود بین شالوده و پانل پایه و به طور مشابه پانل پایه و پانل بالا باید رفتار مماسی و عمود بر سطح به صورت جداگانه تعریف شوند. برای رفتار

جدول ۱. مشخصات هندسی میلگردهای مصرفی و ناحیه‌ی محصور شده در دیوارهای مورد مطالعه.

مشخصات	دیوارها		
	EW	PHW	SWH
میلگردهای مستهلک‌کننده‌ی انرژی			
قطر (mm)	۱۹٫۱	۱۹٫۱	۱۹٫۱
تنش تسلیم (MPa)	۴۱۹	۴۶۵	۴۶۲
کرنش تسلیم (%)	۰٫۳۵	۰٫۲۸	۰٫۲۳
مدول ارتجاعی (MPa)	۱۸۵۵۱۰	۱۸۶۶۱۴	۱۸۶۶۸۳
تنش نهایی (MPa)	۷۴۱	۶۶۷	۶۴۷
کرنش نهایی (%)	۱۰	۱۲	۱۲٫۴
تنش نظیر شکست (MPa)	۶۳۰	۵۶۷	۵۵۰
کرنش نظیر شکست (%)	۱۵٫۷	۱۸	۱۸٫۸
خروج از مرکزیت (mm)	±۷۸۷٫۴	±۸۸٫۹	±۸۸٫۹
	±۹۱۴٫۴	±۱۹۰٫۵	±۱۹۰٫۵
	±۱۰۴۱٫۴		
طول نچسبیده (mm)	۵۵۸٫۸	۳۸۱	۳۸۱

میلگردهای ناحیه‌ی بتن محصور و میلگردهای دوخت پانل‌ها

تنش تسلیم (MPa)	۴۹۴	۴۵۶	۴۹۴
کرنش تسلیم (%)	۰٫۳۵	۰٫۲۳	۰٫۳۵
مدول ارتجاعی (MPa)	۱۸۲۷۷۳	۱۹۴۵۱۵	۱۸۲۷۷۳
تنش نهایی (MPa)	۷۱۲	۶۳۹	۷۱۲
کرنش نهایی (%)	۷٫۸۵	۱۲٫۹	۷٫۸۵
تنش نظیر شکست (MPa)	۶۰۵	۵۴۳	۶۰۵
کرنش نظیر شکست (%)	۱۰٫۸	۱۷٫۹	۱۰٫۸
قطر (mm)	۲۲٫۲	۲۲٫۲	۱۹٫۱
طول نچسبیده (mm)	۷۶٫۲	۷۶٫۲	۷۶٫۲
	±۸۳۸٫۲		
خروج از مرکزیت (mm)	±۹۶۵٫۲	±۱۱۱۷٫۶	±۱۱۱۷٫۶
	±۱۰۹۲٫۲		

کابل‌های پیش‌تنیده

قطر (mm)	۱٫۲۷	۱٫۲۷	
تنش تسلیم (MPa)	-	۱۶۲۰٫۳	۱۶۲۰٫۳
کرنش تسلیم (%)	-	۰٫۰۰۸۳	۰٫۰۰۸۳
مدول ارتجاعی (MPa)	-	۱۹۳۲۴۶٫۳	۱۹۳۲۴۶٫۳
خروج از مرکزیت (mm)		±۲۷۹٫۴	±۲۷۹٫۴

ناحیه‌ی محصور شده

$l_h$ (mm)	۲۰۳٫۲	۴۶۹٫۹	۴۰۶٫۴
$S_h$ (mm)	۸۲٫۵۵	۶۳٫۵	۷۶٫۲
$S_{bot}$ (mm)	۱۹٫۰۵	۱۹٫۰۵	۱۹٫۰۵

جدول ۳. متغیرهای تعیین شده در راست آزمایی.

نوع متغیر	دامنه‌ی مقادیر متغیرهای بررسی شده
زاویه‌ی اتساع (درجه)	۲۵ ۳۰ منتخب ۴۵
سطح تسلیم ( $k_c$ )	۰٫۵ ۰٫۶۶۷ منتخب ۱٫۰
$f_{c,bi}/f_c$	۱٫۰ ۱٫۱۶ منتخب ۱٫۲۷
خروج از مرکزیت	۰ ۰٫۱ منتخب ۰٫۳

عددی استفاده شده است. مهم‌ترین متغیرها که راست آزمایی شدند، عبارت‌اند از: زاویه‌ی اتساع، سطح تسلیم ( $k_c$ )، نسبت مقاومت فشاری دو محوری به مقاومت فشاری تک‌محوری بتن ( $f_{c,bi}/f_c$ ) و خروج از مرکزیت.

در جدول ۳، مقادیر نهایی مربوط به هر یک از متغیرهای مذکور، که بهترین پاسخ غیرخطی را برای دیوار به دست داده است، ارائه شده است. متغیر خروج از مرکزیت، مشخص‌کننده‌ی شکل تابع پتانسیل در فشار هیدرواستاتیکی منفی و نزدیک به صفر است، که بر حسب نوع مصالح می‌تواند مقداری بین ۰ تا ۰٫۳ داشته باشد.

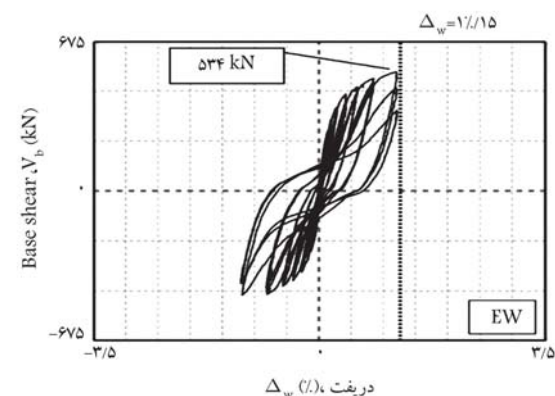
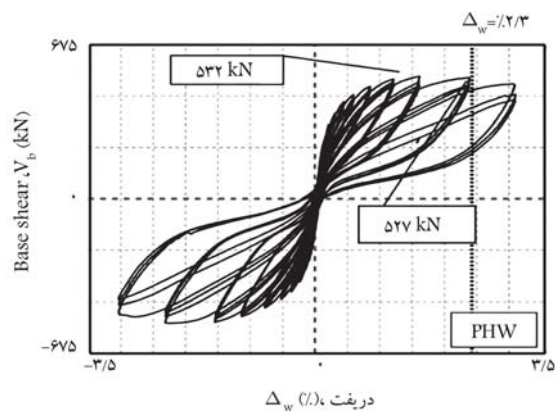
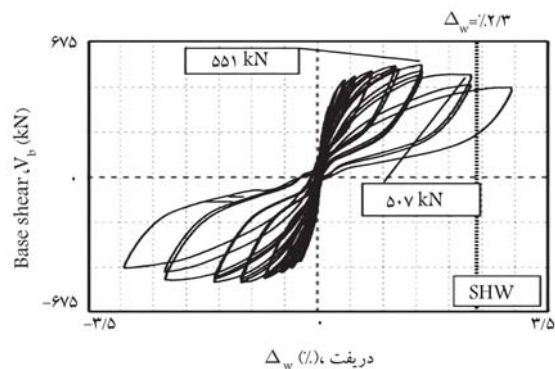
راست آزمایی متغیر خروج از مرکزیت حاکی از عدم حساسیت مدل عددی به آن است و در نتیجه مطابق توصیه‌ی دستورالعمل نرم‌افزار، مقدار ۰٫۱ برای آن منظور شد. متغیر سطح تسلیم، مشخص‌کننده‌ی نسبت مقاومت برشی بتن تحت تنش دومحوری، به مقاومت برشی بتن تحت تنش سه‌محوری است و مشخص‌کننده‌ی شکل سطح تسلیم در صفحه‌ی انحراف‌آور است، که می‌توان مقداری بین ۰٫۵ تا ۱ برای آن اختیار کرد. عدد ۱، بیان‌گر شکل دایره‌ی سطح تسلیم در صفحه‌ی انحراف‌آور است. در مدل‌سازی مذکور از مقدار ۰٫۶۶۷ استفاده شده است.<sup>[۱۴]</sup>

با بررسی میزان تأثیر نسبت مقاومت فشاری دومحوری بتن به مقاومت فشاری تک‌محوری ( $f_{c,bi}/f_c$ ) به عنوان متغیری دیگر، که مقدارش بین ۱ تا ۱٫۲۷ است، مشخص شد که نقش تعیین‌کننده‌ی در پاسخ غیرخطی ندارد، ولی مقدار ۱٫۱۶ که در پژوهشی در سال ۱۹۶۹ پیشنهاد شده است،<sup>[۱۵]</sup> استفاده شد.

## ۲.۵. اثر پیش‌تنیدگی

در تحلیل عددی مانند آزمایش، بار تقابلی برای هر ۳ دیوار که شامل وزن خود دیوار و بار سرویس وارد بر آن است، به وسیله‌ی پیش‌تنیدگی که تنش معادل ۲۰۴۳ مگاپاسکال است (برابر با ۳۶۱٫۲ کیلو نیوتن)، از طریق یک کابل پیش‌تنیده، که در مرکز دیوار قرار می‌گیرد، به نمونه اعمال شد. برای تأمین شرایط مرکزگرایی دو دیوار SHW و PHW لازم بود نیروی پیش‌تنیدگی اضافی، که معادل تنش ۱۰۰۶ مگاپاسکال باشد، اعمال شود؛ لذا انتقال تنش‌های مذکور به بتن از طریق ورق‌های فولادی در بالا و زیر شالوده انجام شد.

مطابق انتظار در مورد هر ۳ دیوار، توزیع تنش نسبت به محور مرکزی دیوارها تقارن داشت و در نواحی نزدیک به محل انتقال نیروی پیش‌تنیدگی از کابل‌ها به بتن، تنش فشاری بیشتری در المان‌های بتنی ایجاد شده است، که با دور شدن از نواحی مذکور، توزیع تنش‌ها یکنواخت شد. برای دیوار SHW توزیع تنش نسبت به محور گذرنده از مرکز دیوار تقارن داشت و در نواحی نزدیک به محل انتقال نیروی پیش‌تنیدگی از کابل‌ها به بتن، تنش فشاری بیشتری (در حدود ۹ Mpa) در المان‌های بتنی ایجاد شده است، که با فاصله گرفتن از نواحی مذکور، توزیع تنش‌ها یکنواخت شده است. در نمونه‌ی با بازشو (PHW)، وجود بازشوها در توزیع تنش ناشی از پیش‌تنیدگی تأثیرگذار است و در نواحی نزدیک به آن‌ها تمرکز تنش مشاهده می‌شود. در شکل ۹،

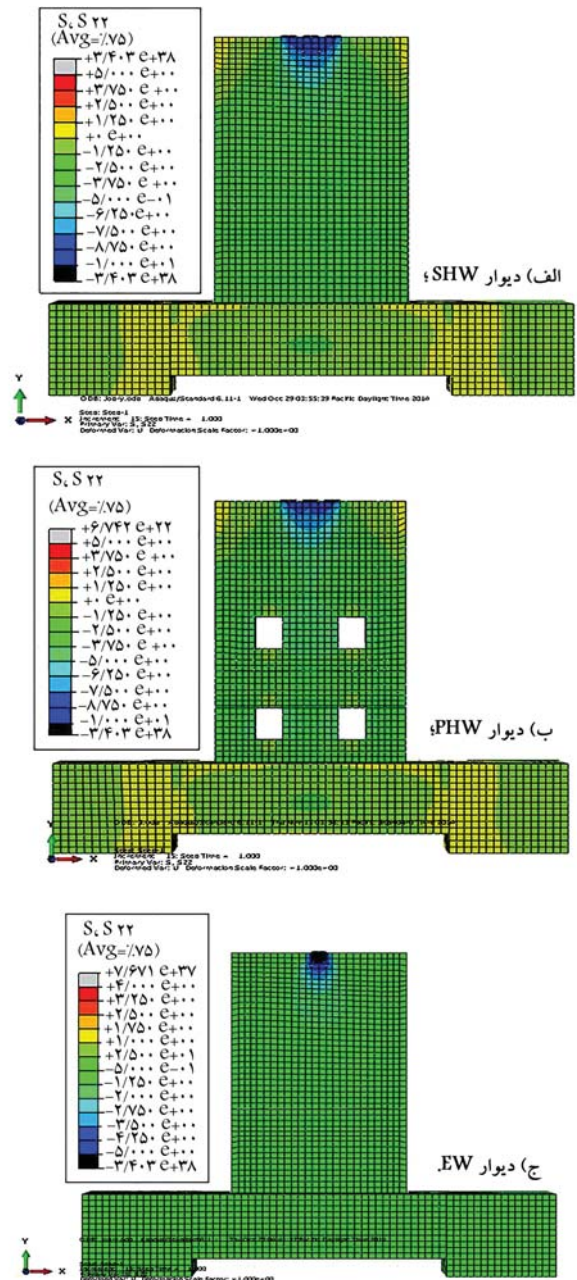
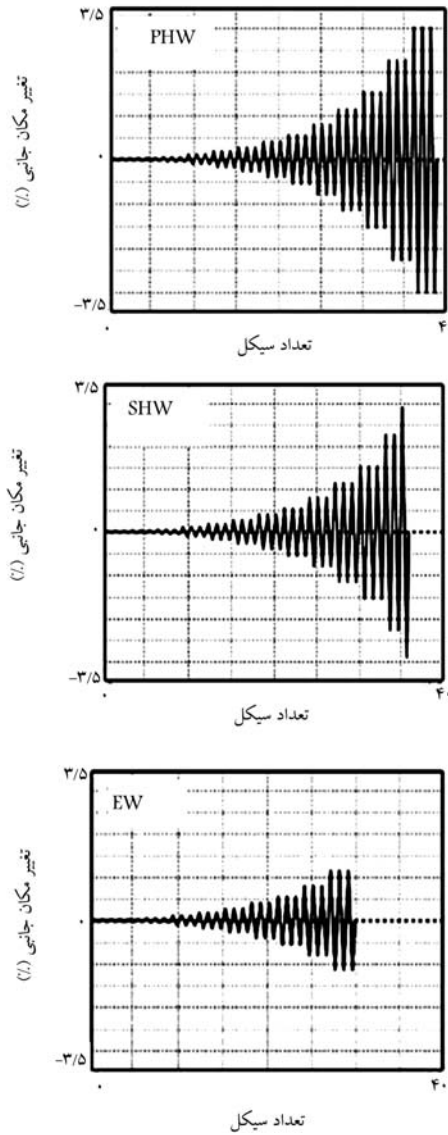


شکل ۸. منحنی چرخه‌ی (هیستریزیس) دیوارهای مورد مطالعه.<sup>[۱۴]</sup>

عمود بر سطح از قید تماس سخت<sup>۷</sup> استفاده شده است. با استفاده از این قید دو سطح نمی‌توانند در یکدیگر نفوذ کنند و در صورت اعمال نیروی کششی دو سطح می‌توانند از یکدیگر جدا شوند. برای اصطکاک بین پانل پایه و شالوده از ضریب اصطکاک ۰٫۵ و برای دو پانل بالایی و زیرین از ضریب اصطکاک ۰٫۶ و گزینه‌ی Penalty استفاده شده است.<sup>[۱۴]</sup>

## ۱.۵. راست آزمایی متغیرها

به منظور حصول اطمینان از نحوه‌ی مدل‌سازی لازم بود تا میزان تأثیر هر یک از عوامل استفاده شده در فرایند تحلیل عددی با روش راست آزمایی تعیین شود، تا بتوان متغیرهای مهمی مانند: متغیرهای خسارت - خمیری مربوط به بتن و عوامل دیگر به درستی تعیین و به کار برده شوند. لذا راست آزمایی متغیرها برای دیوار SHW انجام شد، که به دلیل مشابهت برای سایر دیوارها از مقادیر صحیح آنها در تحلیل



شکل ۱۰. تاریخچه‌ی اعمال تغییرمکان جانبی در نمونه‌های آزمایشگاهی اسمیت و کاراما. [۱۳]

شالوده اعمال شد. لازم به ذکر است که الگوی بارگذاری استفاده شده در آزمایش مطابق شکل ۱۰ و برگرفته از آیین‌نامه‌های ACI (۲۰۰۸ و ۲۰۰۹)، [۱۷] بوده است.

در آغاز بارگذاری لازم است نیروی جانبی بر نیروی ثقلی و نیروی پیش‌تندگی کابل‌ها غلبه داشته باشد تا دیوار بتواند در فرایند افزایش بار جانبی، رفتار گهواره‌یی خود را بروز دهد. در فرایند ذکر شده ابتدا کابل سمت راست کشیده می‌شود، سپس به تدریج با کم شدن طول محور خستگی، به نوبت میلگردهای مستهلک‌کننده‌ی انرژی و کابل پیش‌تندگی سمت چپ دیوار نیز کشیده می‌شوند.

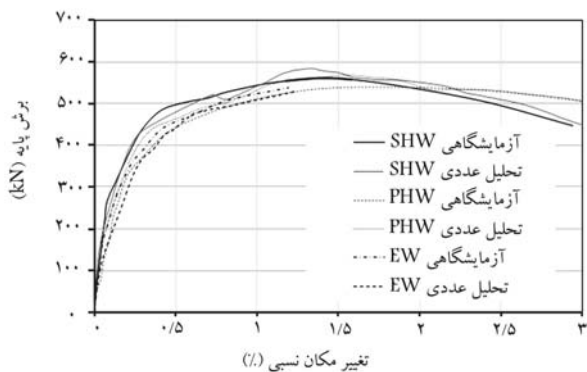
مطابق انتظار با اعمال بارگذاری یک‌نوا، کابل‌های پیش‌تندیده دچار افزایش طول و در نتیجه افزایش تنش شدند. کابلی که در سمت راست محور مرکزی دیوار قرار داشت، به محل اعمال بار جانبی نزدیک‌تر بود و در نتیجه میزان افزایش تنش آن نسبت به کابل قرارگرفته در سمت چپ محور مرکزی دیوار بیشتر است. بیشینه‌ی افزایشی که متناظر با بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی (۲/۶٪) در نیروی پیش‌تندگی کابل‌ها رخ داده

شکل ۹. توزیع تنش ناشی از بار ثقلی و پیش‌تندگی در راستای ارتفاع دیوارها.

توزیع تنش فشاری ناشی از بار ثقلی و پیش‌تندگی در راستای ارتفاع دیوار نمایش داده شده است. بیشترین مقدار تنش فشاری (۹ مگاپاسکال) نزدیک به محل اعمال بار ثقلی بوده است، که با فاصله گرفتن از آن توزیع تنش یکنواخت شده است، که در بیشتر قسمت‌های دیوار به صورت میانگین برابر با ۱ مگاپاسکال شده است. برای دیوار EW، که یک دیوار متداول پیش‌ساخته است، پیش‌تندگی فقط برای بار ثقلی استفاده شده است.

### ۳.۵. اثر بار جانبی و منحنی ظرفیت

در مدل عددی، تغییرمکان جانبی یک‌نوا متناظر با بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی به دست آمده از الگوی بارگذاری تناوبی به دیوارها در تراز ۳۶۶۰ میلی‌متر از روی



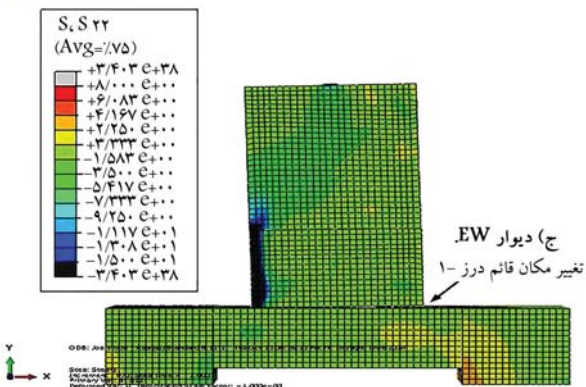
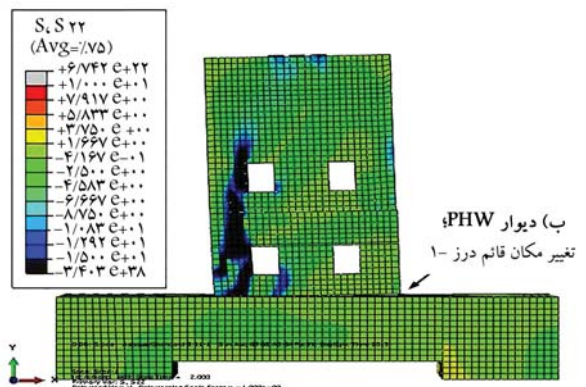
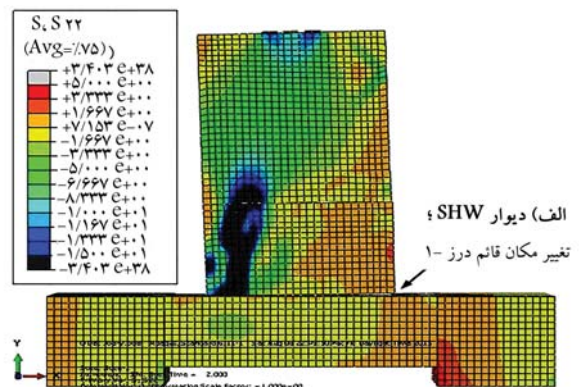
شکل ۱۲. مقایسه‌ی منحنی ظرفیت آزمایشگاهی و عددی دیوارها.

این افت مقاومت به دلیل آسیب دیدن بتن در پنجه دیوار است، که نیروی فشاری زیادی ناشی از حرکت گهواره‌ی بتن را تحمل می‌کند. در مدل عددی با تعریف رفتار غیرخطی برای بتن در کشش و فشار با استفاده از مدل خسارت - خمیری موجود در نرم‌افزار این افت به خوبی مدل‌سازی شده است. در مورد دیوار PHW، نتایج حاصل از تحلیل عددی و مقایسه‌ی آن با آزمایش نشان داد که آسیب وارد بر دیوار بیشتر در پانل پایه متمرکز است. این آسیب شامل ترک خوردگی بتن است، که بیشتر در قسمت‌های افقی بالا و پایین بازشوها و همچنین نوار قائم بین دو بازشو متمرکز است. پیشینه‌ی تغییرمکان نسبی در دیوار PHW، که همزمان با خرد شدن بتن در پنجه آن است، برابر با ۰.۳٪ بوده و درز ۱ ایجاد شده در راستای طول دیوار (بین پانل پایه و شالوده) به خوبی در شکل (۱۱ - ب) مشهود است. افت مقاومت نسبت به پیشینه‌ی مقاومت در تغییرمکان نسبی نهایی برابر با ۱۸.۹٪ است.

مقایسه‌ی نتایج تحلیل عددی با آزمایش، انطباق خوبی را برای دیوار EW نشان می‌دهد، که افت مقاومت نسبت به پیشینه‌ی مقاومت ۳۲.۵٪ بوده است، که متناظر با تغییرمکان نسبی ۱.۱۵٪ است. گسیختگی دیوار EW به دلیل عدم پیش‌تیدگی بیشتر زودتر اتفاق افتاد. با افزایش بارگذاری جانبی لغزش افقی در تراز درز - ۱ (شکل ۱۱ - ج) نمایان و ترک‌ها در پانل بالایی در تغییرمکان نسبی ۰.۱۳٪ شروع شد. تخریب بتن دیوار در گوشه‌های دیوار زودتر و با سرعت بیشتری نسبت به دیوار دیگر رخ داد، که باعث افت شدید مقاومت و سختی آن شد. در شکل ۱۲، منحنی ظرفیت دیوار به دست آمده از تحلیل عددی و آزمایش مقایسه شده است، که تطبیق بسیار خوبی را نشان می‌دهد. برای دقیق‌تر نشان دادن وضعیت بتن در فرایند بارگذاری می‌توان مقادیر تنش‌های به دست آمده از تحلیل عددی - غیرخطی سه بعدی را برای همه‌ی المان‌ها بررسی و کنترل کرد.

برای نمونه با استخراج تنش‌های برخی المان‌های حساس مثل المان‌های ناحیه‌ی فشاری که در محدوده‌ی محصورشدگی قرار دارند، می‌توان این کنترل را انجام داد. مقدار تنش  $\sigma_{11}$  در راستای طول،  $\sigma_{22}$  در راستای ارتفاع و  $\sigma_{12}$  در راستای ضخامت دیوارها برای یکی از المان‌ها متناسب با ۳ مرحله‌ی جاری‌شدگی، اوج مقاومت و مرحله‌ی نهایی در جدول ۴ ارائه شده است. مطابق جدول ۴، برای دیوار SHW مقاومت بتن در ناحیه‌ی محصورشدگی تا مقاومت ۷۶ مگاپاسکال رسیده و همین مقاومت برای دیوار PHW و EW به ترتیب برابر با ۳۷ و ۴۴/۱ مگاپاسکال شده است.

در مدل عددی، رفتار عناصر تشکیل‌دهنده‌ی سیستم مذکور نیز به صورت جزئی بررسی شد. در بخش‌های بعدی، رفتار میلگردهای مستهلک‌کننده‌ی انرژی، کابل‌های پیش‌تیده و تغییرمکان قائم درزا بررسی شده است.

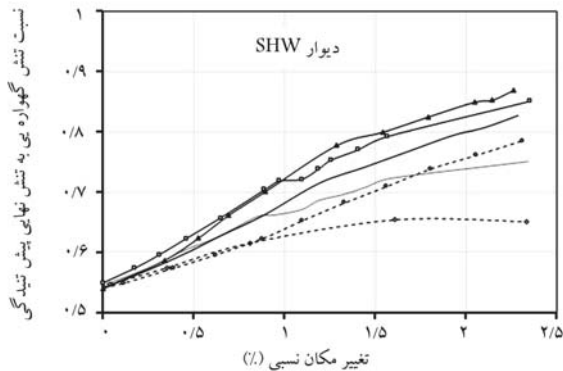


ار.

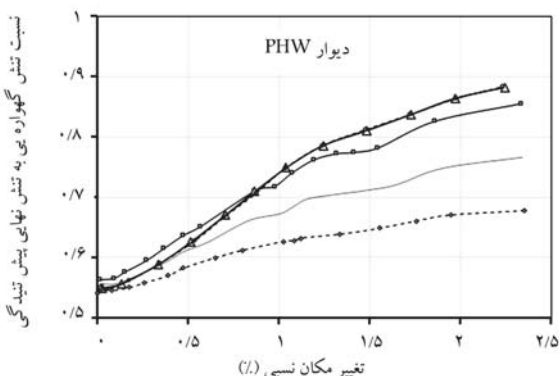
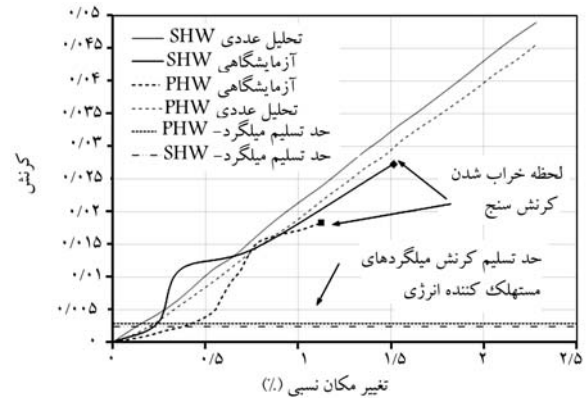


جدول ۴. مقدار تنش بتن در المان مرزی ناحیه‌ی فشاری.

مقدار تنش بتن در المان مرزی برای مراحل مختلف (مگا پاسکال)								
دیوار	جاری شدگی			اوج مقاومت			نهایی	
	$\sigma_{12}$	$\sigma_{22}$	$\sigma_{11}$	$\sigma_{12}$	$\sigma_{22}$	$\sigma_{11}$	$\sigma_{12}$	$\sigma_{22}$
SHW	۶٫۱	۴۴٫۴	۵٫۴	۹٫۵	۷۶٫۰	۹٫۲	۱۳٫۲	۴٫۰
PHW	۱٫۴	۳۲٫۶	۴٫۰	۵٫۹	۳۷٫۰	۹٫۰	۱۳٫۱	۴٫۷
EW	۲٫۷	۲۶٫۶	۲٫۹	۸٫۳	۴۴٫۱	۶٫۱	۴۴٫۱	۶٫۱



شکل ۱۳. نمودار کرنش - تغییر مکان نسبی، میلگرد مستهلک‌کننده‌ی انرژی.



شکل ۱۴. نسبت تنش پیش‌تندگی موجود در کابل‌ها به تنش نهایی پیش‌تندگی.

#### ۴.۵. رفتار میلگردهای مستهلک‌کننده‌ی انرژی

میلگردهای مستهلک‌کننده‌ی انرژی، مهم‌ترین المان برای استهلاک انرژی در دیوار هستند. نکته‌ی قابل توجه در طراحی میلگردهای مذکور آن است که در تغییر مکان نسبی حدود ۰٫۶۹٪ تسلیم شوند تا بتوانند وظیفه‌ی استهلاک انرژی را به خوبی انجام دهند و از طرف دیگر تا تغییر مکان نسبی نهایی که حدود ۲٫۳٪ است، دچار گسیختگی نشوند.

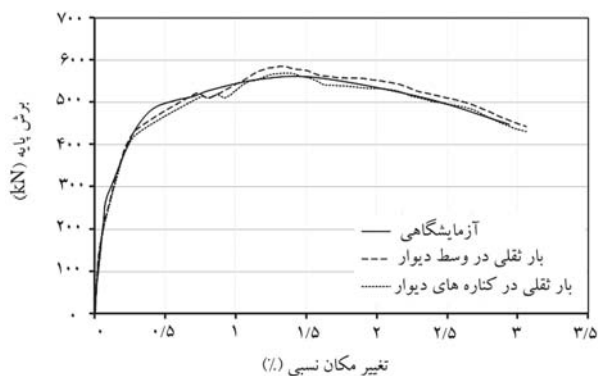
شکل ۱۳، کرنش اندازه گرفته شده توسط کرنش‌سنج در نمونه‌های آزمایشگاهی و کرنش‌های حاصل از تحلیل عددی را برای یکی از ۴ میلگرد مستهلک‌کننده‌ی انرژی (میلگرد میانی در سمت راست محور تقارن دیوار) برای دو دیوار SHW و PHW نشان می‌دهد. مطابق شکل مذکور، در تحلیل عددی مقدار کرنش نظیر تغییر مکان نسبی ۲٫۳٪ حدود ۷۲٪ از کرنش نظیر شکست و حدود ۵۸٪ از کرنش نهایی مربوط به خواص مکانیکی آن‌ها و مندرج در جدول ۱ کمتر است.

#### ۵.۵. تنش در کابل‌های پیش‌تندیده

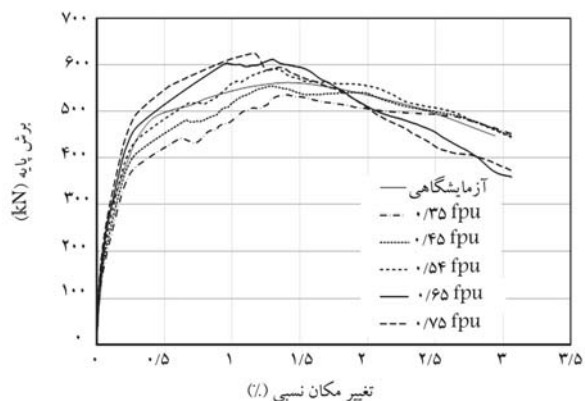
نتایج آزمایش نشان داده است که کابل‌های پیش‌تندیده در طرفین محور قائم دیوار، تنها عامل تأمین‌کننده‌ی نیروی بازگرداننده‌ی دیوارها در هر مرحله از باربرداری نیروی جانبی است و آن‌ها را به موقعیت قبل از جابه‌جایی برمی‌گردانند. این عامل موجب رفتار گهواره‌یی یا مرکزگرایی دیوار می‌شود. شکل ۱۴، تنش گهواره‌یی مستخرج از پوش منحنی چرخه‌یی به دست آمده از آزمایش و مقادیر نظیر آن که از تحلیل عددی به دست آمده است، را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که در محور قائم شکل ۱۴، تنش موجود در کابل‌ها نسبت به تنش نهایی پیش‌تندگی ( $f_{pu} = 1862 \text{MPa}$ ) سنجیده شده است. همان‌طور که در شکل مذکور مشاهده می‌شود، هم‌خوانی بسیار خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و تحلیل عددی وجود دارد که تأییدی بر درستی روش تحلیل عددی است.

#### ۶.۵. بلندشدگی دیوار (تغییر مکان قائم درزها)

همان‌طور که انتظار می‌رفت، در سیستم دیوار برشی پیش‌ساخته‌ی ترکیبی، که در زمره‌ی سیستم‌های نامتداول پیش‌ساخته قرار می‌گیرد، بازشدگی بین پانل پایه و شالوده قابل توجه است. با پیشرفت بارگذاری جانبی، بازشدگی بین پانل پایه و پانل بالایی نیز افزایش یافته است، ولی با قرار دادن میلگردهای دوخت در کناره‌های دیوار و در محل اتصال این دو پانل مقدار بازشدگی درز ۲ محدود شده است. در شکل ۱۵، مقدار بلندشدگی درزهای ۱ و ۲ در تمام مراحل تحلیل و متناظر با تغییر مکان نسبی دیوار ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، اولاً نتایج آزمایش با نتایج روش



شکل ۱۶. اثر تغییر محل اعمال بار ثقلی در منحنی ظرفیت نمونه SHW.



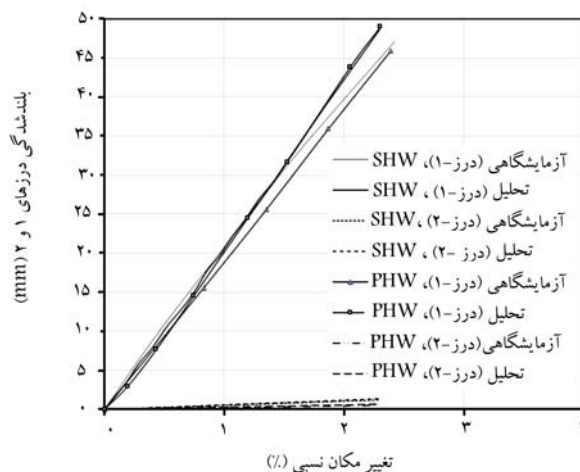
شکل ۱۷. اثر تغییر تنش پیش تنیدگی اولیه در منحنی ظرفیت نمونه SHW.

اگر قرار باشد مقدار نیروی پیش تنیدگی کم یا زیاد شود، باید در تأمین رفتار ذکر شده خللی ایجاد نشود. به عبارت دیگر، دامنه‌ی تغییرات نیروی پیش تنیدگی باید در محدوده‌ی قرار گیرد که رفتار تحت بار جانبی مانند آنچه باشد که در آزمایش به دست آمده بود. به همین دلیل تنش پیش تنیدگی اولیه برای دو حالت کمتر ( $0.35 f_{pu}$  و  $0.45 f_{pu}$ ) و دو حالت بیشتر ( $0.65 f_{pu}$  و  $0.75 f_{pu}$ ) نسبت به  $0.54 f_{pu}$  در نظر گرفته شد. منحنی ظرفیت به دست آمده برای هر ۵ حالت در مقایسه با منحنی ظرفیت به دست آمده از آزمایش در شکل ۱۷ نشان داده شده است. برای مقادیر پیش تنیدگی  $0.35 f_{pu}$  و  $0.45 f_{pu}$  که نیروی پیش تنیدگی کاهش یافته است، منحنی ظرفیت در قلمرو ارتجاعی، ارتجاعی - خمیری و نرم شدگی مقاومت کمتری نسبت به  $0.54 f_{pu}$  نشان می‌دهند.

برای حالتی که نیروی پیش تنیدگی افزایش یافته است، سختی در قلمرو ارتجاعی اندکی افزایش یافته و منحنی ظرفیت در ناحیه‌ی ارتجاعی - خمیری، سختی کرنشی بیشتری داشته است. ولی در ناحیه‌ی نرم شدگی، نرخ کاهش مقاومت بیشتر از سایر حالت‌ها بوده است.

### ۳.۶. اثر تغییر خروج از مرکزیت کابل‌های پیش تنیدگی

در شکل ۱۸، خروج از مرکزیت کابل‌های پیش تنیده نسبت به محور تقارن دیوار در راستای ارتفاع دیوار با پارامتر  $e$  نمایش داده شده است. در نمونه‌ی آزمایشگاهی، مقدار خروج از مرکزیت برابر با  $279/4$  میلی‌متر بوده است. تأثیر تغییر پارامتر  $e$  در منحنی ظرفیت دیوار برشی ترکیبی به صورت عددی بررسی شد. شکل ۱۹، منحنی ظرفیت دیوارهای با خروج از مرکزیت متفاوت را نشان می‌دهد. همچنین در



شکل ۱۵. نمودار تغییر مکان قائم درز - تغییر مکان نسبی.

عددی تطابق خوبی داشته و ثانیاً مقدار بلندشدگی درز - ۲ بسیار ناچیز است، که این موضوع نشان‌دهنده‌ی تمرکز استهلاک انرژی در پای دیوار است.

## ۶. بررسی پارامترهای اثرگذار در رفتار غیرخطی

اینک با در دست داشتن آزمایشگاه مجازی به روش عددی می‌توان نقش پارامترهای اثرگذار در رفتار غیرخطی دیوار برشی بتن مسلح پیش‌ساخته‌ی ترکیبی را تحت بار ثقلی و نیروی پیش تنیدگی (مربوط به مرکزگرایی دیوار) و بار جانبی به صورت پارامتریک بررسی کرد. در بخش‌های بعدی، نتایج چنین بررسی برای دیوار SHW در مورد عواملی نظیر: تغییر محل اعمال بار ثقلی، مقدار تنش پیش تنیدگی اولیه و خروج از مرکزیت کابل‌ها نسبت به محور تقارن دیوار بر منحنی ظرفیت آن ارائه شده است.

### ۱.۶. اثر تغییر محل اعمال بار ثقلی

در بررسی آزمایشگاهی دیوارها و از آن جمله دیوار SHW، اعمال بار ثقلی با یک کابل پیش تنیده شبیه‌سازی شده است، که بر محور تقارن دیوار منطبق بود. لذا بار ثقلی وارد بر دیوار به کناره‌های آن انتقال داده شده و برای شبیه‌سازی آن در تحلیل عددی از دو کابل پیش تنیده که به فاصله‌ی  $200$  میلی‌متر از لبه‌ی دیوار قرار گرفته‌اند، استفاده شده است. نتیجه‌ی به دست آمده در منحنی ظرفیت ارائه شده است، که در شکل ۱۶ ملاحظه می‌شود. مطابق شکل مذکور، با تغییر محل اعمال بار ثقلی، منحنی ظرفیت دیوار برشی ترکیبی تغییر چندانی نمی‌کند. لیکن منحنی ظرفیت دیواری که بارهای ثقلی به کناره‌ی آن انتقال یافته است، زیر منحنی دیواری که بار ثقلی آن در وسط دیوار اعمال شده است، قرار گرفته است. این مسئله نشان می‌دهد که برای تأمین حرکت گهوار گونه‌ی دیواری که بار ثقلی آن در کناره‌ها اعمال شده است، بار جانبی نسبتاً کمتری نیاز است، اگرچه این تفاوت بسیار اندک است.

### ۲.۶. اثر تغییر تنش پیش تنیدگی اولیه

کابل‌های پیش تنیده‌ی موجود در دیوار برشی ترکیبی، نقش اساسی در تأمین نیروی مرکزگرا دارند. در بررسی آزمایشگاهی دیوار SHW، تنش پیش تنیدگی اولیه برابر با  $0.54 f_{pu}$  برای تأمین شرایط رفتار غیرخطی گهوارگون دیوار اعمال شده بود. بنابراین

جدول ۵. اثر تغییرات خروج از مرکزیت کابل‌های پیش‌تندگی.

خروج از مرکزیت (میلی متر)	بیشینه‌ی برش پایه (کیلو نیوتن)	تغییر مکان نسبی نظیر (%)	برش پایه نسبت به تغییر مکان نسبی به آزمایش
۰	۵۸۵٫۷۵	۱٫۳۵	۱٫۰۵
۲۷۹٫۴	۵۹۰٫۷	۱٫۳۱	۱٫۰۶
۶۰۰	۵۸۰٫۳	۱٫۱۶	۱٫۰۴
۱۰۰۰	۵۸۸٫۲	۱٫۰۰	۱٫۰۶
آزمایشگاهی	۵۵۷٫۸	۱٫۵۸	۱٫۰۰

## ۷. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، رفتار غیرخطی ۳ نمونه‌ی آزمایشگاهی از دیوارهای برشی که شامل ۲ دیوار بتن مسلح پیش‌ساخته‌ی ترکیبی مرکزگرا و ۱ دیوار بتن مسلح پیش‌ساخته‌ی شاهد است، بررسی شده است، که در آن همه‌ی دیوارها تحت اثر بار ثقلی و نیروی جانبی ناشی از زلزله قرار گرفته‌اند و به روش اجزاء محدود غیرخطی تحلیل شده‌اند. نتایج به دست آمده که در این بخش به مهم‌ترین آنها اشاره شده است، نشان می‌دهد که نحوه‌ی مدل‌سازی عددی به عنوان یک آزمایش مجازی می‌تواند با در اختیار قرار دادن مهم‌ترین پارامترهای اثرگذار در پاسخ غیرخطی موارد مشابه استفاده شود و به آن استناد کرد.

۱. مدل‌سازی عددی انجام شده توانست به خوبی رفتار کلی و رفتار المان‌های تشکیل‌دهنده‌ی دیوار برشی بتن مسلح ترکیبی بدون بازشو، با بازشو و نمونه‌ی شاهد را تبیین کند و نتایج حاصل از تحلیل عددی و آزمایش برای هر ۳ نمونه، تطبیق قابل قبولی داشته است.

۲. پیش‌تندگی نمونه، که نقش اساسی در مرکزگرایی دیوارها بر عهده دارد، با استفاده از ایجاد یک تنش اولیه در کابل‌ها فراهم شد. در نواحی نزدیک به مهار کابل‌ها تمرکز تنش وجود داشت و با فاصله گرفتن از نواحی مهار، توزیع مذکور تقریباً یکنواخت می‌شد.

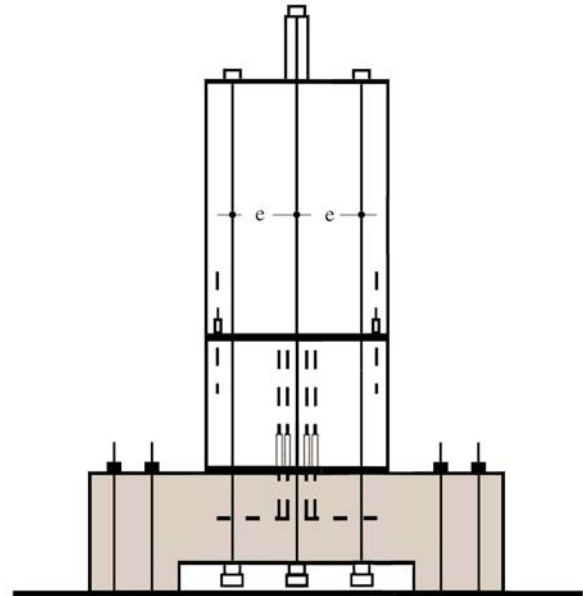
۳. سایر نتایج به دست آمده از تحلیل عددی مانند کرنش میلگردهای مستهلک‌کننده‌ی انرژی، تنش کابل‌های پیش‌تندگی و تغییر مکان قائم درزا، برای ۲ نمونه دیوار برشی پیش‌ساخته‌ی ترکیبی (دیوار بدون بازشو و دیوار با بازشو)، هم‌خوانی بسیار خوبی با نتایج به دست آمده از آزمایش داشت.

۴. در دیوار با بازشو هر چند تقویت اطراف بازشوها توانست رفتار قابل قبولی برای دیوار تأمین کند، لکن وجود بازشوها موجب ترک‌خوردگی دیوار در اطراف بازشوها به‌ویژه در پانل پایه شد.

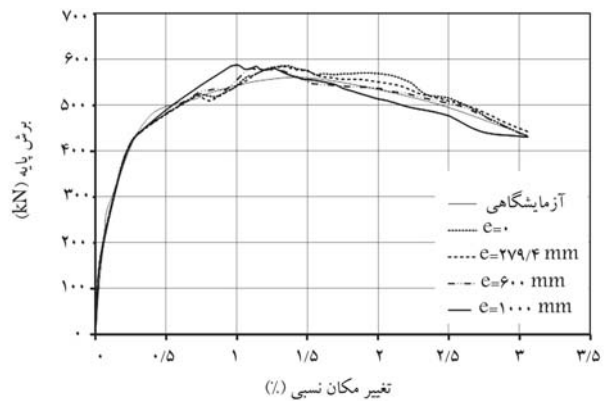
۵. در دیوار شاهد هر چند میزان استهلاک انرژی افزایش یافته است، اما به دلیل فقدان کابل‌های پیش‌تندیه، قابلیت مرکزگرایی مطلوب وجود نداشته است، که در نتیجه بلندشدگی دیوار در طول بیشتری رخ داد و لغزش افقی و کاهش مقاومت و سختی قابل ملاحظه‌یی را به دنبال داشت.

۶. در دیوار برشی ترکیبی بدون بازشو (SHW) با تغییر محل اعمال بار ثقلی، منحنی ظرفیت تغییر چندانی نداشت و برای برکنش دیوارهایی که بار ثقلی آنها در کناره‌ها اعمال شده است، بار جانبی نسبتاً کمتری نیاز است.

۷. در دیوارهای بدون بازشو (SHW) برای مقادیر  $f_{pu} / ۳۵$  و  $f_{pu} / ۴۵$  که نیروی پیش‌تندگی کاهش یافته است، منحنی ظرفیت در همه‌ی قلمروهای ارتجاعی،



شکل ۱۸. خروج از مرکزیت کابل‌های پیش‌تندیه.



شکل ۱۹. اثر تغییر خروج از مرکزیت کابل‌های پیش‌تندگی در منحنی ظرفیت دیوار SHW.

جدول ۵، برای خروج از مرکزی متفاوت، مقدار برش پایه و تغییر مکان نسبی نظیر به همراه نسبت آنها به مقدار به دست آمده از آزمایش ارائه شده است. منحنی‌های ظرفیت و مقادیر جدول ۵ نشان می‌دهند که تغییر خروج از مرکزیت تأثیر قابل ملاحظه‌یی در رفتار دیوار ندارد، لکن روند افزایش خروج از مرکزیت نشان می‌دهد که مقاومت در تغییر مکان نسبی کمتر به بیشینه‌ی مقدار خود می‌رسد.

در ناحیه‌ی خمیری (نرم‌شدگی) نرخ کاهش مقاومت بیشتر از سایر حالت‌هاست. ۸. تغییر پارامتر خروج از مرکزیت کابل‌های پیش‌تنیدگی، تأثیر چندانی در منحنی ظرفیت نمونه‌ی SHW ندارد، اما روند افزایش خروج از مرکزیت نشان داد که مقاومت در نقطه‌ی اوج، متناظر با تغییر مکان نسبی کمتر افزایش یافته است.

کشسان - خمیری و نرم‌شدگی مقاومت کمتری نسبت به نیروی پیش‌تنیدگی  $f_{pu}/55$  نشان می‌دهند. برای حالتی که نیروی پیش‌تنیدگی افزایش یافته است ( $f_{pu}/75$  و  $f_{pu}/65$ )، سختی در قلمرو ارتجاعی اندکی افزایش یافته و در ناحیه‌ی کشسان - خمیری سخت‌تر شده است. ولی

### پانوشته‌ها

1. base-rocking
2. unbonded
3. Solid Hybrid Wall
4. Perforated Hybrid Wall
5. Emulative Wall
6. tie
7. hard contact

### منابع (References)

1. Filiatrault, A., Restrepo, J. and Christopoulos, C. "Development of self-centering earthquake resisting systems", *In 13th World Conference on Earthquake Engineering*. (2004, August).
2. Lydell, W. "Mitigation of higher Mode effects in self-centering walls by using multiplate rocking section", M.S. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Pavia, Northern Italy (2008).
3. New Zealand Standards (NZS), "Appendix B: Special provisions for the seismic design of ductile jointed precast concrete structural systems", NZS 3101, Concrete Standard, Wellington, New Zealand (2006).
4. Priestley, M.J.N. "Overview of PRESSS (precast seismic structural systems) research program", *PCI Journal*, **36**(4), pp.50-57 (1991).
5. Kurama Y.C. and Qiang, S. H. E. N. "Lateral load behavior of unbonded post-tensioned hybrid coupled walls", University of Notre Dame, Civil Engineering and Geological Sciences (2000).
6. Restrepo J.I., Mander J. and Holden T.J. "New generation of structural systems for earthquake resistance", New Zealand Society for Earthquake Engineering, Wairakei, New Zealand (2001).
7. Restrepo, J. I. and Rahman, A. "Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators", *Journal of Structural Engineering*, **133**(11), pp. 1560-1570 (2007).
8. Walsh, K. Q. and Kurama, Y. C. "Behavior and design of anchorages for unbonded post-tensioning strands in seismic regions", *In Structures Congress 2008, Crossing Borders*, pp. 1-10, ASCE (2008).
9. Hamid N.H. and Mander J. "Lateral seismic performance of multipanel precast hollowcore walls", *Journal of Structural Engineering*, **136**(7), pp 795-804 (2010).
10. Smith, B. J., Kurama, Y. C. and McGinnis, M. J. "Behavior of precast concrete shear walls for seismic regions: comparison of hybrid and emulative specimens", *Journal of Structural Engineering*, **139**(11), pp. 1917-1927 (2012).
11. Smith, B. J., Kurama, Y. C. and McGinnis, M. J. "Comparison of solid and perforated hybrid precast concrete shear walls for seismic regions", *In Proceedings of the ASCE Structures Congress 2012*, pp. 1529-1540 (2012).
12. Smith, B., Kurama, Y. and McGinnis, M. "Design and measured behavior of a perforated hybrid precast concrete shear wall for seismic regions", *In Proceeding of the PCI Annual Convention* (2011).
13. Smith, B.J. "Design, analysis, and experimental evaluation of hybrid precast concrete shear walls for seismic region", PhD Thesis, Notre Dame University (2012).
14. *ABAQUS Theory Manual*, version 6.11-1, Habbit Karls-son & Sorensen Inc (1998).
15. Kupfer, H., Hilsdorf, H. K. and Rusch, H. "Behavior of concrete under biaxial stresses", *In ACI Journal proceedings*, *ACI*, **66**(8), pp. 655-666 (1969, August).
16. *ACI ITG-5.1-07: Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing and Commentary*, Reported by ACI Innovation Task Group 5, American Concrete Institute (2008).
17. *ACI ITG-5.2-09: Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 (ACI ITG-5.2-09) and Commentary*, Reported by ACI Innovation Task Group 5, American Concrete Institute (2009).