

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد گرایش سازه

مطالعه عددی و ارزیابی رفتار میان قاب‌های مصالح بنایی با در نظر گرفتن اندرکنش داخل و خارج از صفحه آنها

نگارنده: دلارام استاد

استاد راهنما

دکتر جلیل شفائی

دی ۱۳۹۸

شماره ۹۸۱۲۲۹/۴
تاریخ ۲۹/۱۱/۹۸

باسمه تعالی



فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد خانم دلارام استاد با شماره دانشجویی ۹۶۰۲۳۱۴ رشته مهندسی عمران گرایش سازه تحت عنوان "مطالعه عددی و ارزیابی رفتار میان قاب های مصالح بنایی با در نظر گرفتن اندرکنش داخل و خارج از صفحه آنها" که در تاریخ ۹۸/۱۰/۳۰ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

الف) درجه عالی نمره ۲۰-۱۹ (ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸/۹۹ - ۱۸
 ج) درجه خوب: نمره ۱۷/۹۹ - ۱۶ (د) درجه متوسط: نمره ۱۵/۹۹ - ۱۴
 ه) کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول و نیاز به دفاع مجدد دارد
 نوع تحقیق: نظری عملی

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- اسنادراهنمای اول	دکتر جلیل شفانی	استادیار	
۲- اسنادراهنمای دوم	-----		
۳- اسناد مشاور	-----		
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی گلی	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر فرشید جندقی علاتی	دانشیار	
۶- اسناد ممتحن دوم	دکتر فرنوش با سلیقه	استادیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: دکتر رضا نادری

تاریخ و امضاء:
 شماره: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار در ترم بعد مجاز تحصیل می تواند از پایان نامه خود دفاع نماید (دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

تقدیم بہ فرستہ زندگیم، مادرم

و خواہر عزیزتر از جانم

و تقدیم بہ روح پاک برادر عزیز و مہربانم ہامون کہ نبودنش راد تمامی سخلات زندگیم احساس می کنم.

شکر و قدردانی

در این پایان نامه از تجربیات استاد بزرگ و کراتقدم جناب آقای دکتر جلیل شغنی بهره گرفته ام، باشد که این

یادآوری نمایانگر پاس بی پایان من نسبت به کمک های بی دریغ و بزرگوارانه ی ایشان به شمار آید.

از اعضای محترم هیات داوران جناب آقای دکتر علانی، جناب آقای دکتر کلات جاری و جناب آقای دکتر

باسلیقه که قبول زحمت فرمودند و در جلسه دفاع حضور یافته و اینجانب را از نظرات ارزشمند خود پیرین نقد داشتند، کمال

شکر را دارم.

در پایان نیز از تلاش های مادرم که در طول زندگی با انتقال ایده های خود در عمل و کلام، افق زندگی مرا ارتقا بخشیده و همواره

بستر ساز و مشوق اینجانب در حرکت به سمت ارزش های والای انسانی بوده اند با تمام وجود سپاسگزار می باشم.

تعمیر نامه

اینجانب دلارام استاد دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه مطالعه عددی و ارزیابی رفتار میان قاب‌های بنایی با در نظر گرفتن اندرکنش داخل و خارج از صفحه آنها تحت راهنمایی دکتر جلیل شفائی متعهد می‌شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود . استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

حکیده

در کشور ما بیشتر ساخت و سازهای بتنی رایج دارای سیستم قاب بتنی با میان قاب مصالح بنایی (آجری) در نواحی میانی و پیرامونی ساختمان‌ها هستند. در نظر گرفتن اندرکنش قاب و میان قاب در تحلیل و طراحی یکی از چالش‌های مهم در زمینه‌ی تحقیقات مهندسی سازه می‌باشد. مشاهده آسیب‌های زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که، آسیب دیدگی و خسارت میان قاب‌ها در داخل صفحه و کاهش سطح تماس میان قاب و قاب پیرامونی منجر به افزایش آسیب‌پذیری در خارج از صفحه میان قاب می‌شود. پیش‌بینی اندرکنش و تأثیر رفتار خارج از صفحه میان قاب، بر روی رفتار داخل صفحه میان قاب‌ها، یکی از موضوعات جدید، در زمینه‌ی ارزیابی رفتار لرزه‌ای میان قاب‌های بنایی می‌باشد، که می‌تواند اثرات مثبت و منفی بر عملکرد سازه داشته باشد. مطالعات انجام گرفته در این تحقیق به دو بخش تقسیم می‌شوند: در بخش اول عملکرد لرزه‌ای داخل صفحه قاب‌های بتن مسلح میان پر مصالح بنایی با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بارمحوری و ضخامت‌های مختلف میان قاب مصالح بنایی بررسی می‌شود، نتایج نشان می‌دهد که مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری در قاب و میان قاب با مشخصات لرزه‌ای در مقایسه با قاب و میان پر مشابه با مشخصات غیر لرزه‌ای، افزایش داشته است. افزایش ضخامت میان قاب مصالح بنایی باعث افزایش مقاومت نهایی و سختی مؤثر در قاب‌ها با مشخصات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای می‌شود. با توجه به ملاحظات و وجود بازشو در میان قاب‌های مصالح بنایی، به بررسی رفتار داخل صفحه قاب بتن مسلح دارای میان قاب‌های بازشودار با ابعاد متفاوت (پنجره و درب) پرداخته می‌شود، نتایج نشان می‌دهد بازشو باعث کاهش مقاومت و سختی مؤثر سازه می‌شود، و در صورتی که بازشو ابعاد بزرگی داشته باشد یا از مرکز میان قاب مصالح بنایی فاصله بگیرد، افت مقاومت نهایی و کاهش سختی مؤثر بیشتر خواهد بود. در بخش دوم به بررسی اندرکنش عملکرد داخل و خارج از صفحه میان قاب با تحلیل سه نوع بارگذاری از جمله: ۱- بارگذاری خارج از صفحه میان قاب تحت شتاب‌های مختلف. ۲- بارگذاری خارج از صفحه پس از بارگذاری داخل صفحه در جابه‌جایی‌های نسبی ۰/۵٪، ۱٪، ۲٪ و ۳٪ در مقایسه با ظرفیت بارگذاری خارج از صفحه که مشاهده می‌شود هر مقدار جابه‌جایی نسبی و آسیب در داخل صفحه بیشتر باشد، از ظرفیت مقاومت و سختی در خارج از صفحه کاسته می‌شود. ۳- بارگذاری داخل صفحه تا جابه‌جایی نسبی ۶٪ پس از بارگذاری خارج از صفحه و بررسی آسیب‌های داخل صفحه که در شتاب یک برابر گران‌ش زمین افت مقاومت و سختی قابل توجهی مشاهده گردید، به منظور کاربردی کردن نتایج حاصل از این تحقیق برای جامعه مهندسی در تحلیل و طراحی ساختمان‌های میان‌قابی ضرایب کاهش سختی و مقاومت با لحاظ کردن اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه میان قاب، برای قاب میان‌پر و میان قاب بازشودار ارائه گردید. با استفاده از ضرایب پیشنهادی مهندس طراح می‌تواند مدل‌سازی اثرات اندرکنشی داخل صفحه و خارج از صفحه در میان قاب‌های پر و بازشودار را به روش دستک فشاری به کار گیرد. بر اساس تحلیل‌های انجام شده

متوسط کاهش سختی میان قاب با در نظر گرفتن اندرکنش داخل و خارج از صفحه ۳۰٪ محاسبه گردید. لازم به ذکر است که در این پژوهش، با توجه به شرایط متفاوت تماس میان قاب با قاب بتنی پیرامونی شرایط مختلف تماس میان قاب و قاب پیرامونی نیز مورد بررسی قرار گرفت. در کلیه تحلیل‌های انجام شده ابتدا مدل‌های تحلیلی با استفاده از نتایج آزمایشگاهی در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس اعتبار سنجی گردید، سپس تأثیر پارامترهای مختلف در نظر گرفته شده در این تحقیق مورد بررسی واقع شد.

کلمات کلیدی: میان قاب مصالح بنایی، اندرکنش داخل و خارج از صفحه، بارگذاری داخل صفحه، بارگذاری خارج از صفحه، تحلیل اجزای محدود.

پیش‌گفتار

خسارت‌های مشاهده شده در زلزله‌های گذشته از جمله آسیب‌ها و خرابی سازه‌های میان‌قابی مصالح بنایی در زلزله کرمانشاه تأثیر اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه بارهای لرزه‌ای امری مهم و حیاتی می‌باشد. با بررسی پیشینه تحقیقات محققین از جمله پژوهش‌های آزمایشگاهی، عددی و تحلیلی؛ محققین تا به امروز هنوز به نتیجه واحدی نرسیده‌اند و بعضی از محققین اثر اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه را قابل ملاحظه می‌دانند و بعضی دیگر این اثر را قابل صرف نظر شدن و این تفاوت نظر محققین موضوع نگران کننده است، که سعی شده است در این پژوهش به طور کامل این موضوع از بیشتر جنبه‌ها از جمله اتصال میان‌قاب مصالح بنایی به قاب بتن مسلح و میان‌قاب‌های بازشودار بررسی گردید.

لیست مقالات مستخرج از پایان نامه

- ۱- استاد, دلارام, شفائی, جلیل. (۱۳۹۸). 'مقایسه روش‌های مدل‌سازی میان‌قاب‌های مصالح بنایی با رویکرد تأثیر اندرکنش رفتار درون صفحه بر رفتار برون صفحه میان‌قاب‌ها', نشریه مهندسی سازه و ساخت. Doi: 10.22065/jsce.2019.171512.1782
- ۲- استاد, دلارام, شفائی, جلیل. (۱۳۹۸). 'بررسی تحلیلی اثر پارامترهای مختلف بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی', نشریه مهندسی عمران/امیرکبیر. Doi: 10.22060/ceej.2020.16705.6311
- ۳- استاد, دلارام, شفائی, جلیل. (۱۳۹۸). 'بررسی تحلیلی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای مصالح بنایی غیرمسلح تقویت شده با استفاده از تسمه‌های فولادی', نشریه مهندسی عمران/امیرکبیر. Doi: 10.22060/ceej.2019.16570.628
- ۴- استاد, دلارام, شفائی, جلیل. (۱۳۹۸). 'بررسی تحلیلی قاب‌های بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی تحت سطوح بارهای محوری مختلف', هشتمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران ۲۰-۲۲ آبان ماه.
- ۵- استاد, دلارام, شفائی, جلیل. (۱۳۹۸). 'بررسی تحلیلی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح تقویت شده با استفاده از تسمه‌های فولادی قطری', هشتمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله،

فهرست مطالب

ک	فهرست جداول
م	فهرست اشکال
۱	فصل ۱: کلیات تحقیق
۲	۱-۱ مقدمه.....
۳	۲-۱ ارتباط موضوع تحقیق با کارهای قبلی.....
۳	۳-۱ ضرورت انجام تحقیق.....
۵	۴-۱ اهداف پایان نامه.....
۶	۵-۱ اشاره به مطالب فصل‌های بعدی.....
۹	فصل ۲: مرور ادبیات فنی و پیشینه تحقیق
۱۰	۱-۲ مقدمه.....
۱۱	۲-۲ تأثیر عملکرد داخل صفحه میان قاب مصالح بنایی.....
۱۲	۱-۲-۲ اثرات مثبت میان قاب‌های مصالح بنایی.....
۱۳	۲-۲-۲ اثرات منفی میان قاب‌های مصالح بنایی.....
۱۵	۳-۲ تأثیر عملکرد خارج از صفحه میان قاب‌های مصالح بنایی.....
۱۷	۱-۳-۲ مدل‌های پیش‌بینی ظرفیت خارج از صفحه میان قاب‌های مصالح بنایی.....
۱۷	۱-۳-۲-۱ مدل‌های مبتنی بر عملکرد خمشی میان قاب در خارج از صفحه.....
۱۹	۲-۳-۲-۱ مدل‌های مبتنی بر عملکرد قوسی میان قاب در خارج از صفحه.....
۳۱	۲-۳-۲ تأثیر شرایط مرزی بر روی عملکرد قوسی.....
۳۱	۴-۲ بررسی اندرکنش داخل و خارج از صفحه میان قاب مصالح بنایی.....
۳۵	۵-۲ مرور بر تحقیقات گذشته در زمینه میان قاب‌ها و دیوارهای بنایی.....

- ۱-۵-۲ تحقیقات پیشین در زمینه بررسی رفتار دیوارهای آجری مصالح بنایی.....۳۶
- ۱-۱-۵-۲ بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی رفتار داخل صفحه دیوارهای مصالح بنایی
۳۶.....
- ۲-۱-۵-۲ بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی رفتار خارج از صفحه دیوارهای مصالح بنایی
۳۶.....
- ۲-۵-۲ تحقیقات پیشین در زمینه بررسی قاب دارای میان قاب مصالح بنایی.....۴۵
- ۱-۲-۵-۲ بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی رفتار داخل صفحه میان قابها.....۴۵
- ۲-۲-۵-۲ بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی رفتار خارج از صفحه میان قابها.....۴۸
- ۳-۲-۵-۲ بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی میان قابها تحت اثر اندرکنش داخل و خارج
از صفحه میان قابها.....۵۱
- ۶-۲ حالت‌های مختلف شکست میان قاب مصالح بنایی۵۸
- ۱-۶-۲ حالت شکست داخل صفحه قاب میان پر مصالح بنایی.....۵۹
- ۱-۱-۶-۲ شکست گوشه.....۵۹
- ۲-۱-۶-۲ شکست لغزشی و برشی.....۶۰
- ۳-۱-۶-۲ شکست قطری فشاری.....۶۰
- ۴-۱-۶-۲ شکست ترک قطری.....۶۱
- ۵-۱-۶-۲ شکست قاب میان پر۶۱
- ۲-۶-۲ شکست خارج از صفحه قاب میان پر۶۲
- ۱-۲-۶-۲ ایجاد ترک‌های مورب در گوشه‌ها و ترک‌های قائم در وسط میان قاب.....۶۳
- ۲-۲-۶-۲ ایجاد ترک قطری۶۳
- ۳-۲-۶-۲ پرتاب گوشه میان قاب به سمت بیرون.....۶۴
- ۷-۲ حالت‌های مختلف شکست دیوارهای مصالح بنایی.....۶۴
- ۱-۷-۲ حالت‌های شکست داخل صفحه دیوارهای مصالح بنایی.....۶۵

۶۵مود خرابی قطری (برشی).....
۶۶مود خرابی برشی-لغزشی.....
۶۷مود خرابی گهواره‌ای یا خمشی.....
۶۸مود خرابی خردشدگی پاشنه.....
۷۱	فصل ۳: مبانی و مدل‌سازی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس
۷۲۱-۳ مقدمه.....
۷۲۲-۳ معرفی مدل‌های آزمایشگاهی اولیه.....
۷۵۱-۲-۳ روند بارگذاری در آزمایشگاه.....
۷۶۳-۳ مدل‌سازی دیوارهای مصالح بنایی.....
۷۶۱-۳-۳ انواع روش‌های مدل‌سازی مصالح بنایی.....
۷۶۱-۱-۳-۳ رویکرد همگن ماکرو (درشت بینانه).....
۷۷۲-۱-۳-۳ رویکرد غیر همگن میکرو.....
۷۷۳-۱-۳-۳ رویکرد مزو.....
۷۸۲-۳-۳ روش‌های تحلیل مدل عددی مصالح بنایی.....
۷۹۱-۲-۳-۳ تحلیل صریح.....
۸۰۴-۳ مدل‌سازی در محیط نرم افزار اجزای محدود آباکوس.....
۸۱۱-۴-۳ مدل‌سازی هندسی.....
۸۲۲-۴-۳ معرفی مصالح.....
۸۲۱-۲-۴-۳ بتن آسیب دیده پلاستیک.....
۸۴۳-۴-۳ سرهم بندی اجزای مدل‌سازی.....
۸۶۴-۴-۳ تنظیمات محیط استپ.....
۸۷۱-۴-۴-۳ تحلیل شبه استاتیک با استفاده از روش دینامیکی صریح.....

۸۷.....	۲-۴-۴-۳ مقیاس کردن جرم
۸۸.....	۳-۴-۴-۳ تعادل انرژی
۸۸.....	۵-۴-۳ تنظیمات اندرکنش
۸۹.....	۱-۵-۴-۳ رفتار چسبنده مبتنی بر سطح
۹۳.....	۶-۴-۳ بارگذاری و شرایط مرزی
۹۵.....	۷-۴-۳ مش بندی و آنالیز حساسیت
۹۵.....	۱-۷-۴-۳ تحلیل حساسیت در نرم افزار اجزای محدود آباکوس
۹۷.....	۲-۷-۴-۳ تحلیل حساسیت مش در نرم افزار اجزای محدود آباکوس
۹۸.....	۵-۳ تعریف المان‌های مورد استفاده در نرم افزار اجزای محدود آباکوس
۱۰۱.....	۶-۳ نحوه دو خطی کردن نمونه‌های تحلیلی
۱۰۲.....	۷-۳ کالیبره کردن و صحت سنجی مدل تحلیلی
۱۰۳.....	۱-۷-۳ صحت سنجی نمونه‌ها با قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای
۱۰۳.....	۱-۱-۷-۳ صحت سنجی قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای
۱۰۵.....	۲-۱-۷-۳ صحت سنجی نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی
۱۰۷.....	۳-۱-۷-۳ صحت سنجی قاب دارای میان‌قاب با بازشو پنجره غیر مرکزی
۱۰۹.....	۴-۱-۷-۳ صحت سنجی نمونه قاب دارای میان‌قاب با بازشو پنجره مرکزی
۱۱۱.....	۵-۱-۷-۳ صحت سنجی نمونه قاب دارای میان‌قاب با بازشو پنجره بزرگ مرکزی
۱۱۳.....	۶-۱-۷-۳ صحت سنجی نمونه دارای میان‌قاب با بازشو درب غیر مرکزی
۱۱۴.....	۲-۷-۳ صحت سنجی نمونه مدل‌سازی شده قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای
	فصل ۴: بررسی پارامترهای مختلف در رفتار داخل صفحه میان‌قاب مصالح بنایی و تأثیر بازشو
۱۱۹	
۱۲۰.....	۱-۴ مقدمه

۲-۴ نمونه‌های تحلیلی با بارگذاری داخل صفحه..... ۱۲۱

۱-۲-۴ بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب بتنی و قاب میان‌پر با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای
۱۲۲.....

۱-۱-۲-۴ معرفی قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای ۱۲۲

۲-۱-۲-۴ معرفی قاب میان‌پر مصالح بنایی با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای..... ۱۲۳

۳-۱-۲-۴ بررسی نتایج نمونه‌های تحلیلی قاب بتن مسلح و قاب میان‌پر..... ۱۲۵

۱-۳-۱-۲-۴ نمونه‌های تحلیلی قاب بتن مسلح..... ۱۲۵

۲-۳-۱-۲-۴ قاب بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی..... ۱۲۸

۳-۳-۱-۲-۲ مقایسه بین نمونه قاب‌های میان‌پر با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای
۱۳۱.....

۴-۳-۱-۲-۴ تأثیر افزایش سطوح مختلف بار محوری در نمونه‌های قاب میان‌پر غیر
لرزه‌ای و لرزه‌ای با ضخامت‌های ۵۰ و ۱۰۰ ۱۳۳

۵-۳-۱-۲-۴ مقایسه بین قاب و قاب میان‌پر از نظر مقاومت نهایی و سختی مؤثر و
شکل‌پذیری..... ۱۳۳

۲-۲-۴ قاب‌های بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای دارای میان‌قاب مصالح بنایی با ابعاد
مختلف درب و پنجره ۱۳۶

۱-۲-۲-۴ نتایج تحلیل دو خطی نمودارهای نیرو-تغییر مکان نمونه‌ها..... ۱۳۶

۱-۱-۲-۲-۴ نمونه قاب بتن مسلح مصالح بنایی ۱۳۸

۲-۱-۲-۲-۴ نمونه قاب بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی..... ۱۳۸

۳-۱-۲-۲-۴ نمونه قاب بتنی مسلح دارای میان‌قاب با بازشو پنجره غیر مرکزی
..... ۱۳۹

۴-۱-۲-۲-۴ نمونه قاب بتنی مسلح دارای میان‌قاب با بازشو پنجره مرکزی (RWO)
..... ۱۴۰

۵-۱-۲-۲-۴ نمونه قاب بتن مسلح دارای میان‌قاب با بازشو پنجره مرکزی بزرگ
..... ۱۴۱

۶-۱-۲-۲-۴ نمونه قاب بتنی مسلح دارای میان قاب با بازشو درب غیر مرکزی

۱۴۲.....

۱۴۳.....۳-۲-۴ مقایسه بین نتایج نمونه‌های تحلیلی دارای بازشو.....

۱۴۵.....۴-۲-۴ مقایسه نمونه‌های تحلیلی با بازشو پنجره.....

۱۴۷ فصل ۵: تأثیر اثرات خارج از صفحه بر میان قاب‌های مصالح بنایی

۱۴۸.....۱-۵ مقدمه.....

۱۴۹.....۲-۵ دسته بندی مطالعات آزمایشگاهی خارج از صفحه.....

۱۵۰.....۳-۵ نیروی خارج از صفحه و بررسی کفایت آیین‌نامه‌ها.....

۱۵۱.....۱-۳-۵ نشریه شماره ۳۶۰.....

۱۵۱.....۲-۳-۵ آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم).....

۱۵۲.....۳-۳-۵ آیین‌نامه UBC88 & NEHRP85.....

۱۵۲.....۴-۳-۵ آیین‌نامه UBC97.....

۱۵۳.....۵-۳-۵ آیین‌نامه NEHRP2003.....

۱۵۴.....۶-۳-۵ مقایسه روابط آیین‌نامه‌ای.....

۱۵۴.....۴-۵ صحت سنجی قاب میان‌پر در جهت خارج از صفحه.....

۱۵۵.....۱-۴-۵ مشخصات مدل آزمایشگاهی.....

۱۵۶.....۲-۴-۵ بارگذاری نمونه آزمایشگاهی.....

۱۵۷.....۳-۴-۵ مدل‌سازی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس.....

۱۵۹.....۴-۴-۵ صحت سنجی نمونه مدل‌سازی در بارگذاری خارج از صفحه.....

۱۶۰.....۵-۵ بررسی پارامترهای مؤثر در رفتار خارج از صفحه میان قاب مصالح بنایی.....

۱۶۱.....۱-۵-۵ شرایط تکیه‌گاهی تیرها بر روی مقاومت خارج از صفحه.....

۱۶۲.....۲-۵-۵ نیروی خارج از صفحه میان قاب مصالح بنایی.....

- ۳-۵-۵ جابه‌جایی خارج از صفحه میان‌قاب مصالح بنایی..... ۱۶۳
- ۶-۵ محاسبه بار خارج از صفحه..... ۱۶۵
- ۷-۵ شرایط مرزی اتصال قاب به میان‌قاب مصالح بنایی..... ۱۶۵
- ۸-۵ الگوهای مختلف بارگذاری جهت بررسی اندرکنش رفتار داخل و خارج از صفحه
میان‌قاب‌های مصالح بنایی..... ۱۶۶
- ۱-۸-۵ بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی ۱۶۷
- ۲-۸-۵ بارگذاری خارج از صفحه بعد از بارگذاری داخل صفحه میان‌قاب..... ۱۶۹
- ۱-۲-۸-۵ بررسی میان‌قاب مصالح بنایی با اتصال کامل از چهار طرف با قاب..... ۱۶۹
- ۲-۲-۸-۵ بررسی میان‌قاب مصالح بنایی با سه طرف اتصال با قاب..... ۱۷۳
- ۳-۸-۵ بارگذاری داخل صفحه بعد از بارگذاری خارج از صفحه..... ۱۷۸
- ۹-۵ اثرات اندرکنش رفتار داخل صفحه و خارج از صفحه میان‌قاب در نمونه‌های بازشودار
..... ۱۸۰
- ۱-۹-۵ بارگذاری در خارج از صفحه..... ۱۸۱
- ۲-۹-۵ بارگذاری خارج از صفحه بعد از بارگذاری داخل صفحه..... ۱۸۲
- ۱-۲-۹-۵ نمونه میان‌قاب دارای بازشو پنجره غیر مرکزی..... ۱۸۲
- ۲-۲-۹-۵ نمونه میان‌قاب دارای بازشو پنجره مرکزی..... ۱۸۵
- ۳-۲-۹-۵ نمونه میان‌قاب دارای بازشو پنجره بزرگ مرکزی..... ۱۸۷
- ۴-۲-۹-۵ نمونه میان‌قاب دارای بازشو درب غیر مرکزی..... ۱۹۰
- ۳-۹-۵ بارگذاری داخل صفحه بعد از بارگذاری خارج از صفحه..... ۱۹۳
- ۱۰-۵ ارائه ضریب کاهش سختی و مقاومت برای میان‌قاب دارای بازشو..... ۱۹۶
- ۱-۱۰-۵ ضریب کاهش سختی و مقاومت بدون در نظر گرفتن اثرات اندرکنش داخل و
خارج از صفحه میان‌قاب..... ۱۹۷

۵-۱۰-۲ ضریب کاهش سختی و مقاومت با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش داخل و خارج از صفحه میان قاب ۱۹۸

۵-۱۰-۳ مقایسه ضریب کاهش مقاومت و سختی با کارهای گذشتگان ۲۰۰

فصل ۶: مقاوم سازی دیوارهای مصالح بنایی در بارگذاری داخل و خارج از صفحه ۲۰۵

۶-۱ مقدمه ۲۰۶

۶-۲ معرفی مدل‌های آزمایشگاهی اولیه برای صحت سنجی مدل تحلیلی ۲۰۷

۶-۳ معرفی مصالح در نرم افزار اجزای محدود آباکوس ۲۱۰

۶-۴ کالیبره کردن و صحت سنجی مدل تحلیلی ۲۱۴

۶-۴-۱ صحت سنجی نمونه مدل سازی شده URMW-C-0.5 ۲۱۴

۶-۴-۲ صحت سنجی نمونه مدل سازی شده URMW-C-0.7 ۲۱۶

۶-۴-۳ صحت سنجی نمونه تقویت شده URMW-C-R1-0.5 ۲۱۸

۶-۴-۴ صحت سنجی نمونه تقویت شده URMW-C-R1-0.7 ۲۱۹

۶-۵ معرفی مدل‌های تحلیلی مقاوم سازی شده با تسمه فولادی ۲۲۲

۶-۶ نتایج تحلیلی در بارگذاری داخل صفحه ۲۲۵

۶-۷ نتایج تحلیلی نمونه‌های مقاوم سازی شده در بارگذاری خارج از صفحه ۲۳۳

فصل ۷: نتیجه‌گیری و پیشنهادات ۲۳۷

۷-۱ نتیجه‌گیری ۲۳۸

۷-۱-۱ نتیجه‌گیری فصل چهارم ۲۳۸

۷-۱-۲ نتیجه‌گیری فصل پنجم ۲۴۱

۷-۱-۳ نتیجه‌گیری فصل ششم ۲۴۳

۷-۲ پیشنهادات ۲۴۴

فهرست جداول

جدول ۱-۲. مقادیر λ_2 به نسبت ثابت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t)	۲۷
جدول ۱-۳. میانگین مشخصات مصالح آزمایشگاهی [۹۵]	۷۴
جدول ۲-۳. مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی [۹۵]	۷۵
جدول ۳-۳. اجزا مدل‌سازی شده قاب و میان قاب مصالح بنایی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس..	۸۱
جدول ۴-۳. مشخصات مکانیکی بتن آسیب دیده پلاستیک نمونه‌های تحلیلی	۸۳
جدول ۵-۳. مشخصات مکانیکی المان رابط و ملات قاب میان‌پر مصالح بنایی	۹۲
جدول ۶-۳. مشخصات بارگذاری نمونه‌های تحلیلی	۹۴
جدول ۷-۳. نتایج تحلیل حساسیت	۹۶
جدول ۸-۳. مقایسه نمونه شاهد آزمایشگاهی با نمونه تحلیلی برای صحت سنجی	۱۱۷
جدول ۱-۴. مشخصات نمونه تحلیلی قاب بتن مسلح	۱۲۳
جدول ۲-۴. مشخصات نمونه قاب بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی (آجری)	۱۲۴
جدول ۳-۴. نحوه نامگذاری نمونه‌های تحلیلی	۱۲۵
جدول ۴-۴. نتایج دو خطی سازی نمونه‌های قاب بتن مسلح	۱۲۶
جدول ۵-۴. نتایج دو خطی سازی نمونه‌های قاب بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی	۱۲۸
جدول ۶-۴. نتایج تحلیل دو خطی نمودارهای تحلیلی نیرو-تغییر مکان نمونه‌ها با جابه‌جایی نسبی	۱۳۷
جدول ۱-۵. مشخصات مصالح قاب میان‌پر مصالح بنایی فورتادو و همکاران [۱۳]	۱۵۶
جدول ۲-۵. مشخصات مکانیکی بتن آسیب دیده پلاستیک نمونه مدل سازی فورتادو و همکاران	۱۵۸
جدول ۳-۵. مشخصات مکانیکی المان سطح تماسی نمونه مدل‌سازی فورتادو و همکاران	۱۵۸
جدول ۴-۵. مقایسه نمونه شاهد آزمایشگاهی با نمونه تحلیلی برای صحت سنجی	۱۶۰
جدول ۵-۵. مقدار بار خارج از صفحه در سطح شتاب‌های مختلف	۱۶۵
جدول ۶-۵. نتایج دو خطی نمونه‌های قاب میان‌پر با چهار طرف اتصال دارای سطح شتاب ($10g$) در جابه‌جایی نسبی مختلف	۱۷۱
جدول ۷-۵. نتایج دو خطی نمونه‌های قاب میان‌پر با سه طرف اتصال دارای سطح شتاب ($10g$) در جابه‌جایی نسبی مختلف	۱۷۶
جدول ۸-۵. نتایج دو خطی نمونه‌های بارگذاری شده با اتصالات مختلف	۱۷۹
جدول ۹-۵. نتایج دو خطی نمونه باز شو پنجره مرکزی دارای سطح شتاب ($10g$) در جابه‌جایی نسبی مختلف	۱۸۴
جدول ۱۰-۵. نتایج دو خطی نمونه باز شو پنجره مرکزی دارای سطح شتاب ($10g$) در جابه‌جایی نسبی مختلف	۱۸۷

جدول ۵-۱۱. نتایج دو خطی نمونه بازشو پنجره بزرگ مرکزی دارای سطح شتاب (۱۰g) در جابه‌جایی نسبی مختلف	۱۸۹
جدول ۵-۱۲. نتایج دو خطی نمونه بازشو درب غیر مرکزی با سطح شتاب (۱۰g) در جابه‌جایی نسبی مختلف	۱۹۲
جدول ۵-۱۳. نتایج تحلیل دو خطی نمودارهای تحلیلی نیرو-تغییر مکان بارگذاری داخل صفحه با تأثیر آسیب در خارج از صفحه	۱۹۴
جدول ۵-۱۴. مقایسه مقادیر سختی مؤثر نمونه‌های بازشودار تحلیلی و تخمینی	۱۹۹
جدول ۵-۱۵. مقایسه مقادیر مقاومت نهایی نمونه‌های بازشودار تحلیلی و تخمینی	۲۰۰
جدول ۵-۱۶. نتایج و مشخصات کلی کارهای آزمایشگاهی محققین [۹۵]	۲۰۱
جدول ۵-۱۷. مقایسه سختی و مقاومت با در نظر گرفتن اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه	۲۰۲
جدول ۶-۱. مشخصات آزمایشگاهی دیوارهای مصالح بنایی [۱۴۳]	۲۰۸
جدول ۶-۲. مشخصات مکانیکی بتن آسیب دیده پلاستیک واحد بنایی نمونه‌های تحلیلی	۲۱۰
جدول ۶-۳. خصوصیات مکانیکی مصالح بنایی و بتنی	۲۱۲
جدول ۶-۴. مشخصات مکانیکی الملان سطح تماسی	۲۱۳
جدول ۶-۵. مقایسه نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی	۲۲۱
جدول ۶-۶. نام‌گذاری نمونه‌های تحلیلی اجزای محدود	۲۲۳
جدول ۶-۷. نتایج دو خطی کردن نمونه‌های تقویت شده URMW-R-0.5	۲۲۵
جدول ۶-۸. نتایج دو خطی کردن نمونه‌های تقویت شده URMW-R-0.7	۲۲۹

فهرست اشکال

- شکل ۱-۲. آسیب میان قاب‌های مصالح بنایی در خارج صفحه و داخل صفحه [۱۳]..... ۱۱
- شکل ۲-۲. نحوه تغییرات تنش بر روی قطر فشاری و کششی میان قاب مصالح بنایی [۱۴]..... ۱۲
- شکل ۳-۲. شکست ستون کوتاه [۱۶]..... ۱۴
- شکل ۴-۲. عملکرد مکانیسم میان قاب در خارج از صفحه [۱۱]..... ۱۶
- شکل ۵-۲. مکانیسم عملکرد قوسی میان قاب در خارج از صفحه [۱۱]..... ۱۹
- شکل ۶-۲. جزئیات نمونه آزمایشگاهی سی و همکاران [۲۷]..... ۲۱
- شکل ۷-۲. تأثیر شرایط مرزی بر پاسخ رفتار خارج از صفحه میان قاب در مدل آزمایشگاهی سی و همکاران [۲۷]..... ۲۲
- شکل ۸-۲. جزئیات طراحی نمونه‌های آزمایشگاهی آنجل و همکاران [۶]..... ۲۳
- شکل ۹-۲. نتایج آزمایشگاهی رفتار نیرو-تغییر مکان خارج از صفحه میان قاب آنجل و همکاران [۶]. ۲۴
- شکل ۱۰-۲. منحنی مقادیر λ_2 نسبت به ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) در آیین‌نامه FEMA356 و نشریه ۳۶۰ [۲۹، ۲۸]..... ۲۷
- شکل ۱۱-۲. مقایسه ظرفیت خارج از صفحه میان قاب با نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) برای مدل‌های مختلف..... ۲۸
- شکل ۱۲-۲. عملکرد قوسی تحت شرایط مرزی مختلف [۳۵]..... ۳۱
- شکل ۱۳-۲. جزئیات قاب و میان قاب در مدل آزمایشگاهی کامارانی و همکاران (جزئیات نمونه بر حسب میلیمتر) [۳۶]،..... ۳۲
- شکل ۱۴-۲. مقایسه پاسخ خارج از صفحه میان قاب بدون بارگذاری در داخل صفحه میان قاب کامارانی و همکاران [۳۶]..... ۳۳
- شکل ۱۵-۲. جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی کامارانی و همکاران [۳۶]..... ۳۴
- شکل ۱۶-۲. شمای ترک خوردگی در نمونه‌های کامارانی در جابه‌جایی ۱٪ [۳۶]..... ۳۴
- شکل ۱۷-۲. مدل ارائه شده توسط مسلم و هاشمی [۷، ۸۰]..... ۵۴
- شکل ۱۸-۲. مدل پیشنهاد شده توسط مسلم و کدیسی [۱۲]..... ۵۵
- شکل ۱۹-۲. مود شکست گوشه قاب میان پر مصالح بنایی [۹۲]..... ۵۹
- شکل ۲۰-۲. مود شکست لغزشی-برشی قاب میان پر مصالح بنایی [۹۲]..... ۶۰
- شکل ۲۱-۲. شکست قطری فشاری قاب میان پر مصالح بنایی [۹۲]..... ۶۱
- شکل ۲۲-۲. شکست ترک قطری قاب میان پر مصالح بنایی [۹۲]..... ۶۱
- شکل ۲۳-۲. شکست قاب میان پر مصالح بنایی [۹۲]..... ۶۲
- شکل ۲۴-۲. حالت‌های مختلف شکست میان قاب در خارج از صفحه [۳۵]..... ۶۳
- شکل ۲۵-۲. سه سمت میان قاب توسط قاب محصور شده و قسمت فوقانی آزاد است [۳۵]..... ۶۳

- شکل ۲-۲۶. چهار سمت میان قاب به قاب پیرامون متصل است. [۳۵] ۶۴
- شکل ۲-۲۷. مود خرابی شکست قطری (برشی) دیوارهای مصالح بنایی [۹۳] ۶۶
- شکل ۲-۲۸. مود خرابی شکست برشی-لغزشی دیوارهای مصالح بنایی [۹۳] ۶۷
- شکل ۲-۲۹. مود خرابی شکست حرکت گهواره‌ای یا خمشی دیوارهای مصالح بنایی [۹۳] ۶۸
- شکل ۲-۳۰. مود خرابی خردشدگی پاشنه دیوارهای مصالح بنایی [۹۳] ۶۹
- شکل ۳-۱. جزئیات اجرایی قاب بتن مسلح (اندازه بر حسب میلی متر) [۹۶] ۷۳
- شکل ۳-۲. مشخصات ابعادی نمونه‌های آزمایشگاهی [۹۶] (بر حسب میلیمتر) ۷۴
- شکل ۳-۳. برپایی دستگاه بارگذاری نمونه‌های آزمایشگاهی [۹۶] ۷۶
- شکل ۳-۴. مدل سازی مصالح بنایی به روش ماکرو [۹۹] ۷۷
- شکل ۳-۵. مدل سازی مصالح بنایی به روش میکرو [۹۷] ۷۷
- شکل ۳-۶. مدل سازی مصالح بنایی به روش مزو [۸] ۷۸
- شکل ۳-۷. رفتار بتن در بارگذاری تک محوره [۱۰۱] ۸۲
- شکل ۳-۸. آجر چینی نمونه قاب بتنی مسلح میان پر با مصالح بنایی ۸۵
- شکل ۳-۹. سرهم بندی نمونه قاب بتن مسلح میان پر مصالح بنایی ۸۶
- شکل ۳-۱۰. تعریف سطوح تماسی بین آجرها با استفاده از روش سطوح تماسی کلی ۸۹
- شکل ۳-۱۱. مدفون شدن آرماتورهای فولادی در قاب بتنی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس ۹۲
- شکل ۳-۱۲. گیر داری بین قاب و میان قاب مصالح بنایی با تای ۹۳
- شکل ۳-۱۳. شمای بارگذاری و شرایط مرزی نمونه‌های تحلیلی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس ۹۵
- شکل ۳-۱۴. تغییر رفتار قاب میان پر مصالح بنایی با تغییر پارمترها ۹۶
- شکل ۳-۱۵. مش بندی با ابعاد مختلف مورد بررسی در آنالیز تحلیل حساسیت ۹۷
- شکل ۳-۱۶. نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های با ابعاد مش بندی متفاوت ۹۸
- شکل ۳-۱۷. خانواده المان‌های موجود در نرم افزار اجزای محدود آباکوس ۹۹
- شکل ۳-۱۸. المان مرتبه اول و دوم مورد استفاده در نرم افزار اجزای محدود آباکوس ۱۰۰
- شکل ۳-۱۹. دوخطی سازی نمودار نیرو-تغییر مکان با روش پریستلی و پائولی [۱۰۵] ۱۰۲
- شکل ۳-۲۰. صحت سنجی قاب بتنی غیر لرزه‌ای تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابجایی نسبی
/۳ ۱۰۴
- شکل ۳-۲۱. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای در جابجایی نسبی ۳٪ ۱۰۵
- شکل ۳-۲۲. صحت سنجی قاب میان پر غیر لرزه‌ای SOLID تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در
جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪ ۱۰۶
- شکل ۳-۲۳. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه صحت‌سنجی شده SOLID در جابه‌جایی نسبی
/۴/۳ ۱۰۶
- شکل ۳-۲۴. نسبت انرژی جنبشی به انرژی کل قاب میان پر مصالح بنایی ۱۰۷

شکل ۳-۲۵. صحت سنجی قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای EWO تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪.....	۱۰۸
شکل ۳-۲۶. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه صحت‌سنجی شده EWO در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪.....	۱۰۹
شکل ۳-۲۷. صحت سنجی قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای RWO تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪.....	۱۱۰
شکل ۳-۲۸. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه صحت‌سنجی شده RWO در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪.....	۱۱۰
شکل ۳-۲۹. صحت سنجی قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابه‌جایی نسبی ۱/۵٪.....	۱۱۲
شکل ۳-۳۰. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه صحت‌سنجی شده LWO در جابه‌جایی نسبی ۱/۵٪.....	۱۱۲
شکل ۳-۳۱. صحت سنجی قاب غیر لرزه‌ای دارای بازشو درب DO تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪.....	۱۱۳
شکل ۳-۳۲. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه صحت‌سنجی شده DO در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪.....	۱۱۴
شکل ۳-۳۳. مشخصات قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای (ابعاد بر حسب سانتیمتر) [۱۰۷].....	۱۱۶
شکل ۳-۳۴. صحت سنجی قاب بتن مسلح لرزه‌ای تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابه‌جایی نسبی ۱/۶٪.....	۱۱۶
شکل ۳-۳۵. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای در جابه‌جایی نسبی ۱/۶٪.....	۱۱۷
شکل ۴-۱. مدل‌سازی قاب با مشخصات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای بتن مسلح.....	۱۲۳
شکل ۴-۲. الگوی آجر چینی نمونه قاب بتنی مسلح میان‌پر با مصالح بنایی با ضخامت‌های مختلف.....	۱۲۴
شکل ۴-۳. مقایسه قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای و لرزه‌ای تحت بارهای محوری مختلف.....	۱۲۸
شکل ۴-۴. مقایسه بین نمونه قاب‌های میان‌پر غیر لرزه‌ای با لرزه‌ای با ضخامت میان‌قاب ۱۰۰ میلی‌متر.....	۱۳۲
شکل ۴-۵. مقایسه بین نمونه قاب‌های میان‌پر غیر لرزه‌ای با لرزه‌ای با ضخامت میان‌قاب ۵۰ میلی‌متر.....	۱۳۲
شکل ۴-۶. مقایسه قاب بدون میان‌قاب و قاب میان‌پر مصالح بنایی با ضخامت ۱۰۰ و ۵۰ میلی‌متر.....	۱۳۵
شکل ۴-۷. نمودار های دو خطی نیرو-تغییر مکان نمونه‌های تحلیلی با جابه‌جایی نسبی ۶٪.....	۱۳۷
شکل ۴-۸. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای در جابه‌جایی نسبی ۶٪.....	۱۳۸
شکل ۴-۹. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی در جابه‌جایی نسبی ۶٪.....	۱۳۹

شکل ۴-۱۰. خرابی و تغییر شکل نمونه قاب دارای میان قاب با بازشو پنجره غیر مرکزی در جابه‌جایی نسبی ۶٪	۱۴۰
شکل ۴-۱۱. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه قاب دارای میان قاب با بازشو پنجره مرکزی در جابه‌جایی نسبی ۶٪	۱۴۱
شکل ۴-۱۲. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه قاب دارای میان قاب با بازشو پنجره بزرگ غیر مرکزی در جابه‌جایی نسبی ۶٪	۱۴۲
شکل ۴-۱۳. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه قاب دارای میان قاب با بازشو درب غیر مرکزی در جابه‌جایی نسبی ۶٪	۱۴۳
شکل ۴-۱۴. مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های تحلیلی بازشو دار با نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی	۱۴۴
شکل ۴-۱۵. مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های قاب دارای میان قاب با بازشو پنجره	۱۴۶
شکل ۴-۱۶. مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان قاب دارای میان قاب با بازشو پنجره مرکزی با ابعاد مختلف	۱۴۶
شکل ۵-۱. آسیب دیوارهای مصالح بنایی نتیجه اندرکنش داخل و خارج از صفحه [۸۵]	۱۴۹
شکل ۵-۲. مشخصات قاب آزمایشگاهی فورتادو و همکاران (بر حسب متر)	۱۵۵
شکل ۵-۳. مشخصات ابعادی آجر سوراخ دار میان قاب فورتادو و همکاران (ابعاد بر حسب متر)	۱۵۵
شکل ۵-۴. نحوه بارگذاری نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی آزمایشگاهی در جهت خارج از صفحه	۱۵۷
شکل ۵-۵. صحت سنجی قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای با بارگذاری خارج از صفحه در جابه‌جایی نسبی ۰/۸۵٪	۱۵۹
شکل ۵-۶. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای در جابه‌جایی نسبی ۰/۸۵٪	۱۶۰
شکل ۵-۷. شرایط تکیه گاهی قاب میان‌پر مصالح بنایی در بارگذاری خارج از صفحه	۱۶۱
شکل ۵-۸. تأثیر شرایط تکیه گاهی تیر در بارگذاری خارج از صفحه میان قاب مصالح بنایی	۱۶۱
شکل ۵-۹. سطح‌های مختلف بارگذاری خارج از صفحه در میان قاب مصالح بنایی	۱۶۳
شکل ۵-۱۰. تأثیر سطح میان قاب مصالح بنایی در بارگذاری خارج از صفحه	۱۶۳
شکل ۵-۱۱. نقاط جابه‌جایی مختلف میان قاب در جهت خارج از صفحه	۱۶۴
شکل ۵-۱۲. تأثیر نقاط مختلف میان قاب در جهت جابه‌جایی خارج از صفحه	۱۶۴
شکل ۵-۱۳. شمای اتصال مختلف میان قاب به قاب بتن مسلح	۱۶۶
شکل ۵-۱۴. بارگذاری در جهت خارج از صفحه تنها در سطح شتاب‌های مختلف و اتصالات مختلف قاب میان‌پر مصالح بنایی	۱۶۷
شکل ۵-۱۵. مقایسه نمودار های نیرو-تغییر مکان با اتصال‌های مختلف قاب به میان قاب مصالح بنایی	۱۶۸

شکل ۵-۱۶. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی مختلف در بارگذاری خارج از صفحه در میان‌قابی که در چهار طرف با قاب اتصال دارد. ۱۷۱

شکل ۵-۱۷. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه با سطح شتاب (۱۰g) میان‌قاب مصالح بنایی ۱۷۱

شکل ۵-۱۸. تغییر شکل‌های پلاستیک و آسیب‌های نمونه قاب میان‌پر در چهار طرف اتصال ۱۷۲

شکل ۵-۱۹. مقایسه منحنی نیرو-تغییر مکان داخل صفحه در قاب سه و چهار طرف اتصال ۱۷۴

شکل ۵-۲۰. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی مختلف در بارگذاری خارج از صفحه در میان‌قابی که در سه طرف با قاب اتصال دارد. ۱۷۵

شکل ۵-۲۱. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه با سطح شتاب (۱۰g) میان‌قاب مصالح بنایی با سه طرف اتصال ۱۷۶

شکل ۵-۲۲. تغییر شکل‌های پلاستیک و آسیب‌های نمونه قاب میان‌پر در سه جهت اتصال در بارگذاری خارج از صفحه ۱۷۷

شکل ۵-۲۳. منحنی نیرو-تغییر مکان داخل صفحه برای قاب‌های آسیب دیده در سطح شتاب (۱۰g) در جهت خارج از صفحه ۱۷۸

شکل ۵-۲۴. تغییر شکل‌های پلاستیک اتصالات مختلف قاب با میان‌قاب مصالح بنایی در بارگذاری داخل صفحه و تأثیر آسیب خارج از صفحه ۱۸۰

شکل ۵-۲۵. بارگذاری در جهت خارج از صفحه تنها در سطح شتاب‌های مختلف و اتصالات مختلف قاب میان‌پر مصالح بنایی ۱۸۱

شکل ۵-۲۶. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی مختلف در بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب داراب بازشو پنجره غیر مرکزی EWO ۱۸۳

شکل ۵-۲۷. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه با سطح شتاب (۱۰g) میان‌قاب دارای بازشو پنجره غیر مرکزی ۱۸۴

شکل ۵-۲۸. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی مختلف در بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب داراب بازشو پنجره غیر مرکزی RWO ۱۸۶

شکل ۵-۲۹. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه با سطح شتاب (۱۰g) میان‌قاب دارای بازشو پنجره مرکزی ۱۸۶

شکل ۵-۳۰. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی مختلف در بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب دارای بازشو پنجره بزرگ مرکزی LWO ۱۸۹

شکل ۵-۳۱. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه با سطح شتاب (۱۰g) میان‌قاب دارای بازشو پنجره مرکزی LWO ۱۸۹

شکل ۵-۳۲. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی مختلف در بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب دارای بازشو درب غیر مرکزی DO ۱۹۱

- شکل ۵-۳۳. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه با سطح شتاب (۱۰g) میان‌قاب دارای بازشو درب غیر مرکزی ۱۹۲
- شکل ۵-۳۴. منحنی نیرو-تغییر مکان داخل صفحه برای قابهای آسیب دیده در سطح شتاب (۱g) در جهت خارج از صفحه ۱۹۳
- شکل ۵-۳۵. مقایسه منحنی نیرو-تغییر مکان داخل صفحه برای قابهای آسیب دیده در سطح شتاب (۱g) در جهت خارج از صفحه برای قاب‌های میان‌پر و میان‌قاب دارای بازشو ۱۹۵
- شکل ۵-۳۶. تغییر شکل‌های پلاستیک میان‌قاب دارای بازشو در بارگذاری داخل صفحه و تأثیر آسیب خارج از صفحه ۱۹۶
- شکل ۶-۱. الگوی آجرچینی نمونه URMW-C-0.5 با ضخامت ۱۶۰ میلیمتر و نسبت ارتفاع به طول ۰/۵ ۲۰۹
- شکل ۶-۲. الگوی آجرچینی نمونه URMW-C-0.7 با ضخامت ۱۱۰ میلیمتر و نسبت ارتفاع به طول ۰/۷ ۲۰۹
- شکل ۶-۳. مشخصات تسمه‌های فولادی برای مقاوم سازی دیوارهای مصالح بنایی [۱۴۳] ۲۱۰
- شکل ۶-۴. صحت سنجی نمونه شاهد URMW-C-0.5 ۲۱۵
- شکل ۶-۵. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی URMW-C-0.5 ۲۱۶
- شکل ۶-۶. صحت سنجی نمونه شاهد URMW-C-0.7 ۲۱۷
- شکل ۶-۷. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی URMW-C-0.7 ۲۱۷
- شکل ۶-۸. صحت سنجی نمونه شاهد URMW-C-R1-0.5 ۲۱۸
- شکل ۶-۹. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی URMW-C-R1-0.5 ۲۱۹
- شکل ۶-۱۰. صحت سنجی نمونه شاهد URMW-C-R1-0.7 ۲۲۰
- شکل ۶-۱۱. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی URMW-C-R1-0.7 ۲۲۱
- شکل ۶-۱۲. نمودار نیرو-تغییر مکان همه‌ی نمونه‌های تقویت شده URMW-R-0.5 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵ ۲۲۴
- شکل ۶-۱۳. نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های مقاوم‌سازی شده URMW-R-0.7 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۷ ۲۲۴
- شکل ۶-۱۴. نمودار مقایسه مقاومت نهایی نمونه‌های URMW-R-0.5 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵ ۲۲۶
- شکل ۶-۱۵. نمودار مقایسه شکل‌پذیری نمونه‌های URMW-R-0.5 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵ ۲۲۶
- شکل ۶-۱۶. نمودار مقایسه سختی مؤثر نمونه‌های URMW-R-0.5 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵ ۲۲۶

- شکل ۶-۱۷. نمودار مقایسه مقاومت نهایی نمونه‌های URMW-R-0.7 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵
 ۲۲۹.....
- شکل ۶-۱۸. نمودار مقایسه شکل‌پذیری نمونه‌های URMW-R-0.5 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵
 ۲۳۰.....
- شکل ۶-۱۹. نمودار مقایسه سختی مؤثر نمونه‌های URMW-R-0.5 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵
 ۲۳۰.....
- شکل ۶-۲۰. نمودار نیرو-تغییر مکان در بارگذاری دیوار مصالح بنایی با نسبت ارتفاع به طول
 ۰/۵..... ۲۳۳
- شکل ۶-۲۱. نمودار نیرو-تغییر مکان در بارگذاری دیوار مصالح بنایی مقاوم‌سازی شده با نسبت ارتفاع
 به طول ۰/۵..... ۲۳۴
- شکل ۶-۲۲. نمودار نیرو-تغییر مکان در بارگذاری دیوار مصالح بنایی با نسبت ارتفاع به طول
 ۰/۵..... ۲۳۴
- شکل ۶-۲۳. نمودار نیرو-تغییر مکان در بارگذاری دیوار مصالح بنایی مقاوم‌سازی شده با نسبت ارتفاع
 به طول ۰/۵..... ۲۳۵

فصل ۱: کلیات تحقیق

۱-۱ مقدمه

مطالعه اندرکنش میان قاب‌های بنایی^۱ و سازه‌های قابی^۲ اعم از بتن مسلح و فولادی، به مدت ۶۰ سال است که به علت نقش مهم میان قاب‌ها، در عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته است. مدل‌های رفتاری که برای پیش‌بینی ظرفیت مقاومتی و جابه‌جایی میان قاب در داخل صفحه و خارج از صفحه ارائه شده است؛ به طور مداوم توسط محققین مختلف بروز می‌شوند و در برنامه‌های اجزای محدود، مورد استفاده قرار می‌گیرند. پاسخ نهایی سازه، ارتباط مستقیمی با رفتار اندرکنشی^۳ قاب و میان قاب دارد. میان قاب‌ها باعث افزایش شدید سختی، نسبت به سازه‌هایی که میان قاب ندارند، می‌شوند؛ و به طور قابل ملاحظه‌ای پاسخ‌های دینامیکی سازه را تغییر می‌دهند [۱، ۲]. افزایش همزمان سختی به صورت نامتعادل و مقاومت ناپایدار سازه ناشی از حضور میان قاب، زمینه را برای فروپاشی و یا آسیب به اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای فراهم می‌کند [۳، ۴].

معمولاً در فرآیند تحلیل و طراحی ساختمان‌های بتنی صرفاً به صورت قاب‌های متشکل از اعضای اصلی سازه‌ای از قبیل تیرها و ستون‌ها و دیوارهای برشی در نظر گرفته می‌شود و از نقش میان قاب‌ها در روند تحلیل و طراحی ساختمان‌ها صرف نظر می‌شود. دخالت دادن نقش میان قاب‌های مصالح بنایی در مراحل مختلف تحلیل و طراحی قاب‌های ساختمانی اعم از بتن مسلح و فولادی بیش از پیش ضروری به نظر می‌رسد، لذا آیین‌نامه‌هایی نظیر EC ، UBC ، FEMA ، NEHRP و ضوابط ساختمانی جدید ضمن تأکید بر اهمیت در نظرگیری میان قاب‌ها در روند تحلیل و طراحی، مدل‌ها و توصیه‌هایی بدین منظور ارائه نموده‌اند [۵].

^۱ Infill Masonry

^۲ Frames

^۳ Interaction

۱-۲ ارتباط موضوع تحقیق با کارهای قبلی

بررسی تأثیر میان قاب‌های مصالح بنایی در قاب‌های سازه‌ای یکی از موضوعاتی بوده است که در طول چندین دهه گذشته نظر محققینی از جمله آنجل و آبرامز [۶]، هاشمی و مسلم [۷]، دولت شاهی [۸] و بسیاری دیگر از محققین را تا به امروز به خود جلب کرده است. این مطالعات با تغییر پارامترهای گوناگونی از مشخصات قاب و میان قاب مصالح بنایی صورت پذیرفته است. از آغاز انجام مطالعات بر روی قاب‌های دارای میان قاب مصالح بنایی و دیوارهای مصالح بنایی محققان تلاش کردند از دو جهت رفتار داخل صفحه و رفتار خارج از صفحه مورد بررسی قرار دهند، تا روش‌هایی برای آنالیز و تحلیل قاب‌های دارای مصالح بنایی به دست آورند که با زلزله واقعی مطابقت داشته باشد.

۱-۳ ضرورت انجام تحقیق

سالانه ساختمان‌های مسکونی زیادی به صورت اسکلت فولادی و بتنی که دارای میان قاب مصالح بنایی هستند، طراحی و اجرا می‌گردند. علاوه بر آن ساختمان‌های موجود در شهر و روستاهای کشورمان دارای دیوارها یا میان قاب‌های مصالح بنایی هستند. دهه‌های اخیر، زلزله‌های ویرانگر در کشور از جمله استان گیلان که در سال ۱۳۶۹ (رودبار-منجیل) و استان کرمان در سال ۱۳۸۲ (بم) و در استان کرمانشاه که در ۲۱ آبان ماه سال ۱۳۹۶ رخ داد، باعث تخریب در بسیاری از ساختمان‌های مصالح بنایی شد، عمده‌ترین آسیب‌های وارده در مناطق زلزله‌زده خرابی میان قاب‌ها به عنوان یک جز غیرسازه‌ای در ساختمان‌ها و یا ساختمان مصالح بنایی غیر مسلح بودند. به عنوان مثال بیش از ۶۸٪ از پنج میلیون خانه روستایی در ایران ساختمان‌های مصالح بنایی هستند و این روند در سایر نقاط جهان حتی اگر ساختمان‌های خشتی و سنگی، از این امر مستثنا باشند، وجود دارد. همچنین حدود ۸۹٪ از کلیه ساختمان‌های مدارس در ایران بیش از ۹۰ هزار سازه مصالح بنایی غیر مسلح را شامل می‌شوند. متأسفانه بیش از ۸۰٪ این

ساختمان‌ها در مناطقی با شدت لرزه‌ای متوسط تا بسیار زیاد قرار دارد. از طرفی هم حدود ۶۰٪ ساختمان‌های مدارس مصالح بنایی غیر مسلح قبل از تصویب کد ملی لرزه‌ای ساخته شده است [۹].

دیوارها یا میان‌قاب‌های مصالح بنایی سهمی در تحمل بارهای قائم ندارند و صرفاً بار جانبی ناشی از وزن خود را باید تحمل نمایند. با در نظر گرفتن واقعیت واقعی دیوار معمولاً اینگونه استدلال می‌شود، که ظرفیت دیوارهای مصالح بنایی در دو حالت مجزای نیروی داخل صفحه و نیروی خارج از صفحه تعریف می‌شود. چندین مطالعه با هدف تعیین این قابلیت‌ها در شرایط مختلف در حالی که دو حالت داخل صفحه و خارج از صفحه را به طور مستقل مورد بررسی قرار می‌دهند. به دلیل ماهیت چند جهته از وقایع لرزه‌ای، شواهد بسیار زیادی وجود دارد که حالت‌های داخل صفحه و خارج از صفحه با یکدیگر اندرکنش دارند و از این رو باید این تأثیر را به حساب آورد. در هنگام زلزله دیوار و میان‌قاب مصالح بنایی تحت اثر نیروی زلزله قرار می‌گیرد، نیروی زلزله قابل تقسیم به سه مؤلفه عمود برهم و دو مؤلفه افقی و یک مؤلفه قائم می‌باشد. علاوه بر نیروهای داخل صفحه (نیروی افقی و نیروی قائم) تحت تأثیر نیروهای خارج از صفحه (نیروی عمود بر صفحه) نیز قرار می‌گیرد. این نیروهای خارج از صفحه می‌توانند نیروهای انتقالی از اعضای دیگر مانند دال بوده و یا نیروی اینرسی ناشی از شتاب خارج از صفحه خود دیوار باشند [۱۰]. رفتار میان‌قاب‌های مصالح بنایی تحت نیروهای داخل صفحه و نیروهای خارج از صفحه توسط محققین به صورت آزمایشگاهی و تحلیلی مورد مطالعه قرار گرفته است در حالی که مطالعات آزمایشگاهی و نظری محدودی در سالهای گذشته در رابطه با رفتار خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی صورت گرفته است و هنوز هم بسیاری از مسائل بحث برانگیز مانند حالت‌های مختلف شکست در قاب میان‌پر مصالح بنایی تأثیر عواملی نظیر سختی نسبی قاب و میان‌قاب مصالح بنایی، وجود بازشو، نوع قاب، شکل هندسی، نوع بارگذاری و اتصال قاب و میان‌قاب باقی مانده است. با توجه به این مطالب اهمیت تحقیق بیشتر در رفتار قاب‌های میان‌پر و قاب‌های دارای میان‌قاب بازشودار روشن‌تر می‌شود تا کمبودهای موجود در طراحی مهندسی و ارزیابی صحیح میان‌قاب مصالح بنایی برطرف گردد.

۱-۴ اهداف پایان نامه

هدف از پژوهش حاضر در بررسی و ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های دارای میان‌قاب مصالح بنایی در زلزله و شناخت تأثیر رفتار خارج از صفحه قاب‌های میان‌پر بر رفتار داخل صفحه قاب‌های میان‌پر مصالح بنایی است. اهداف آن با توجه به شرایط و مقتضیات به چند دسته کلی تقسیم بندی شده است.

(۱) بررسی رفتار داخل صفحه قاب‌های بتن مسلح و قاب‌های میان‌پر مصالح بنایی با جزئیات لرزه‌ای

و غیر لرزه‌ای در عملکرد لرزه‌ای آنها

(۲) بررسی رفتار داخل صفحه قاب‌های بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی در سطوح مختلف بارمحوری

در عملکرد لرزه‌ای آنها

(۳) بررسی رفتار داخل صفحه قاب‌های بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی با افزایش ضخامت میان‌قاب

در عملکرد لرزه‌ای آنها

(۴) بررسی رفتار داخل صفحه قاب‌های میان‌پر و قاب‌های دارای میان‌قاب بازشودار (درب و پنجره)

(۵) تأثیر رفتار داخل صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی در برابر بارگذاری خارج از صفحه

(۶) تأثیر رفتار خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی در برابر بارگذاری داخل صفحه

(۷) ارائه ضریب کاهش سختی و مقاومت برای قاب‌های بازشودار با لحاظ کردن اثر اندرکنش رفتار

داخل صفحه و خارج از صفحه میان‌قاب

در این پژوهش مدل‌های تحلیل با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی در نرم افزار اجزای محدود

ABAQUS/CAE ورژن ۲-۱۴-۶ مدل‌سازی و صحت‌سنجی شده است.

۱-۵ اشاره به مطالب فصل‌های بعدی

در این پایان‌نامه، یک مطالعه جامع بر روی رفتار میان‌قاب‌های مصالح بنایی که در قاب‌های بتنی قرار دارند، انجام شده است. مطالب پایان‌نامه حاضر در هفت فصل ارائه می‌گردد، که به صورت خلاصه در زیر بیان می‌شود:

(۱) فصل اول: بررسی کلیات موضوع شامل ارتباط موضوع تحقیق با کارهای قبلی، ضرورت انجام تحقیق، اهداف پایان‌نامه به صورت مختصر توضیح داده می‌شود.

(۲) فصل دوم: مرور ادبیات فنی و پیشینه کارهای محققین گذشته، اثرات میان‌قاب مصالح بنایی، رفتار داخل صفحه و رفتار خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی و اندرکنش بین قاب و میان‌قاب پرداخته شده است.

(۳) فصل سوم: ابتدا به بررسی نرم افزار ABAQUS/CAE و گام‌های مدل‌سازی در محیط نرم افزار پرداخته می‌شود. سپس مدل‌های مورد نظر در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی و نسبت به مدل‌های آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده است.

(۴) فصل چهارم: قاب بتن مسلح و قاب میان‌پر مصالح بنایی را تحت جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای، در سطوح مختلف بار محوری کم و متوسط و زیاد و تحت افزایش ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی بررسی می‌گردد. پس از آن برای شناسایی رفتار قاب‌های میان‌پر و قاب‌های دارای میان‌قاب بازشودار شامل درب و پنجره در ابعاد مختلف در جابه‌جایی نسبی ۰/۶ پرداخته شده است و تأثیر ابعاد بازشو درب و پنجره در مقاومت و سختی و شکل‌پذیری بررسی می‌گردد.

(۵) فصل پنجم: ابتدا به صحت‌سنجی مدل آزمایشگاهی برای رفتار خارج از صفحه پرداخته شده است. سپس سه نوع بارگذاری، که شامل بارگذاری خارج از صفحه، تأثیر بارگذاری خارج از صفحه بر روی رفتار داخل صفحه، تأثیر بارگذاری مختلف بر روی رفتار خارج از صفحه، که در اتصالات مختلفی که میان‌قاب مصالح بنایی با قاب بتن مسلح دارد و بر روی نمونه قاب‌های

دارای میان قاب بازشودار درب و پنجره در ابعاد مختلف بررسی گردید. برای قاب میان پر مصالح بنایی و قاب میان پر بازشودار بررسی گردید. و پیشنهاد یک ضرایب کاهش که مهندسی طراح می تواند اثرات اندرکنشی داخل صفحه و خارج از صفحه را در میان قاب میان پر و بازشودار را مدل سازی و به روش دستک فشاری به کار بگیرد.

۶) فصل ششم: ابتدا به صحت سنجی دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح با دو نسبت ارتفاع به طول ۰/۵ و ۰/۷ پرداخته شده، سپس با استفاده از تسمه ها فولادی با چیدمان های مختلف در دو طرف دیوار مصالح بنایی مقاوم سازی شده است و بهترین چیدمان در بارگذاری داخل صفحه و اندرکنش داخل و خارج از صفحه معرفی شده است.

۷) فصل هفتم: در این فصل نتیجه گیری و پیشنهادات ارائه گردیده است.

فصل ۲: مرور ادبیات فنی و پیشینه تحقیق

۲-۱ مقدمه

قاب‌های بتن مسلح که توسط دیوارهای مصالح بنایی (آجری) پر می‌شود، در مراجع فنی به عنوان قاب‌های میان‌پر^۱ مصالح بنایی معرفی می‌شوند. میان‌قاب‌های مصالح بنایی به عنوان دیوارهای جدا کننده فضاهای معماری و یا به صورت دیوارهای پوششی فضاهای بین قاب‌های سازه‌ای را پر کرده‌اند. میان‌قاب مصالح بنایی در ساختمان‌ها به عنوان اعضای غیر سازه‌ای محسوب می‌شوند که وزن قابل توجهی دارند و سختی و مقاومت سازه را افزایش می‌دهند و از شکل‌پذیری^۲ قاب می‌کاهند. پر شدن یک قاب بتنی توسط میان‌قاب آجری به طور قابل توجهی مشخصات رفتاری آن را تغییر می‌دهد، به طوری که بین میان‌قاب و قاب اطراف آن نیرو اندرکنشی^۳ به وجود می‌آید، که عملکرد قاب و میان‌قاب را به صورت مجزا تغییر می‌دهد. وجود اندرکنش بین قاب و میان‌قاب می‌تواند باعث بهبود رفتار سازه یا باعث خرابی و انهدام سازه شود و همچنین به دلیل افزایش سختی مؤثر سازه، تأثیر قابل توجهی بر روی دوره تناوب طبیعی سازه می‌گذارد.

میان‌قاب‌ها اساساً رفتار ساختمان‌ها تحت بارهای جانبی مانند باد و زلزله را تغییر می‌دهند، و با توجه به رفتار ترد میان‌قاب‌های مصالح بنایی غیر مسلح تحت بارهای داخل صفحه متحمل خسارت‌های سازه‌ای به صورت ترک‌های جزئی تا خرد شدگی و انهدام کامل می‌شوند، و از طرفی گسیختگی میان‌قاب‌ها در هنگام رخداد زلزله در جهت خارج از صفحه می‌تواند منجر به تلفات مالی و جانی سنگینی گردد؛ زیرا در این شرایط در اثر ترک خوردگی و خردشدگی دیوار و همچنین به علت نیروهای عمود بر صفحه میان‌قاب‌ها، پرتاب قطعاتی از دیوار به سمت خارج از صفحه میان‌قاب می‌تواند ایمنی جانی ساکنین داخل و خارج از ساختمان را به مخاطره بیاندازد، شکل ۲-۱ [۱۱]. همچنین در هنگام وقوع

^۱ Infill-Frame

^۲ Ductility

^۳ Interaction

زلزله اندرکنشی بین نیروهای داخل صفحه و خارج از صفحه میان قاب وجود دارد که با بارگذاری در یک جهت، مقاومت در جهت دیگر کاهش می‌یابد [۱۲].



ب. آسیب داخل صفحه، زلزله اسپانیا



الف. آسیب خارج از صفحه، زلزله نیپال

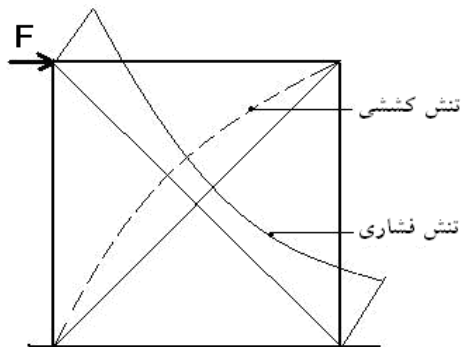
شکل ۲-۱. آسیب میان قاب‌های مصالح بنایی در خارج صفحه و داخل صفحه [۱۳]

۲-۲ تأثیر عملکرد داخل صفحه میان قاب مصالح بنایی

اثر میان قاب‌ها بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مؤثر است، معمولاً به علت چشم پوشی کردن از اثر سختی مؤثر میان قاب‌ها، گاهی اوقات سختی قاب‌های بتن مسلح چندین برابر افزایش می‌یابد و خسارت قابل ملاحظه‌ای به قاب‌های دارای میان قاب مصالح بنایی وارد می‌شود، زیرا این افزایش سختی مؤثر باعث کاهش زمان تناوب قاب بتن مسلح دارای میان قاب مصالح بنایی نسبت به قاب بتن مسلح بدون میان قاب مصالح بنایی می‌شود و باعث جذب نیروی زلزله بیشتری می‌گردد و میان قاب‌ها را تحت تأثیر تنش‌های بالاتری قرار می‌دهد. این افزایش تنش منجر به شکست‌های جزئی و کلی میان قاب مصالح بنایی می‌شود.

در اثر شکست کلی میان قاب‌های مصالح بنایی نیروی بالایی که قبلاً توسط قاب‌های دارای میان قاب مصالح بنایی تحمل شده بود، در اثر حذف میان قاب‌ها به طور ناگهانی که به اعضای لاغر قاب (تیر و ستون‌ها) اعمال می‌گردد و چون هرگز برای چنین نیرویی تحلیل و طراحی نشده است از شدت آسیبی

که دیده است، پایداری قاب را به مخاطره می‌اندازد. میان قاب‌ها تحت نیروی جانبی مانند مهاربندها عمل می‌کند. با این تفاوت که توزیع تنش بر روی قطر فشاری متغییر می‌باشد تنش کششی در دو انتهای قطر کششی صفر و در انتهای قطر فشاری بیشترین مقدار و در مرکز کمترین مقدار می‌گردد، شکل ۲-۲. متوسط تنش کششی روی قطر کششی بسیار کمتر از متوسط تنش فشاری روی قطر فشاری است، و در نتیجه افزایش قطر کششی از کاهش قطر فشاری بسیار کمتر است.



شکل ۲-۲. نحوه تغییرات تنش بر روی قطر فشاری و کششی میان قاب مصالح بنایی [۱۴]

۲-۲-۱ اثرات مثبت میان قاب‌های مصالح بنایی

با نگاهی به زلزله‌های گذشته در کشورمان مشاهده می‌شود، میان قاب مصالح بنایی تأثیر مثبتی بر سختی و مقاومت سازه دارند که در خیلی از موارد قاب‌های میان‌پر مصالح بنایی، بهبود قابل توجهی در عملکرد سازه در هنگام زمین لرزه داشته‌اند که بیشتر این موارد در ساختمان‌هایی دیده می‌شود که به شیوه سنتی اجرا شده و فاقد یک سیستم باربر لرزه‌ای منسجم می‌باشد، به عنوان نمونه می‌توان به عملکرد مثبت و مؤثر میان قاب مصالح بنایی در زلزله سال ۱۳۶۹ (رودبار-منجیل) اشاره نمود. اکثر سازه‌های این منطقه دارای اتصالات مفصلی تیر به ستون بودند و فقط میان قاب‌ها نقش باربری جانبی را ایفا نموده‌اند ضمن اینکه بسیاری از این سازه‌ها که متوسط یا کوتاه بودند بدون فروریزش زلزله را پشت سر گذاشته‌اند که علت این امر وجود میان قاب‌ها بوده است هرچند که میان قاب‌ها دچار ترک خوردگی و خرابی شده‌اند [۱۵]. که به بعضی از اثرات میان قاب می‌توان در زیر اشاره نمود:

(۱) افزایش مقاومت جانبی

(۲) افزایش سختی

(۳) افزایش شکل پذیری کلی

(۴) بالا بردن ظرفیت استهلاک انرژی به علت افزایش سختی اولیه

(۵) میان قاب‌ها باعث کاهش لنگرهای خمشی می‌شوند.

۲-۲-۲ اثرات منفی میان قاب‌های مصالح بنایی

(۱) میان قاب‌های مصالح بنایی به علت وزن زیاد مقاومت و سختی مؤثر بالایی که دارند، موجب

افزایش نیروی زلزله وارد بر ساختمان‌ها می‌گردد [۱۵].

(۲) توزیع نامتقارن میان قاب‌های مصالح بنایی در پلان منجر به جابه‌جایی مرکز سختی و تولید

لنگر پیچشی در ساختمان می‌شود که در طراحی منظور نشده است [۱۵].

(۳) اندرکنش قاب و میان قاب مصالح بنایی می‌تواند موجب شکست‌های برشی ترد در ستون‌های

بتن مسلح گردد [۱۵].

(۴) میان قاب‌ها می‌تواند با سخت‌تر کردن طبقات بالا در سازه باعث ایجاد طبقه نرم شوند که از نظر

عملکرد لرزه‌ای بسیار نامطلوب است [۱۵].

(۵) شکست خارج از صفحه میان قاب مصالح بنایی [۱۵].

علاوه بر این نادیده گرفتن اثر میان قاب‌های مصالح بنایی در طراحی سازه‌های قاب بتن مسلح

همیشه در جهت اطمینان نیست و مشکلاتی را باعث می‌شود که عبارتند از [۱۵]:

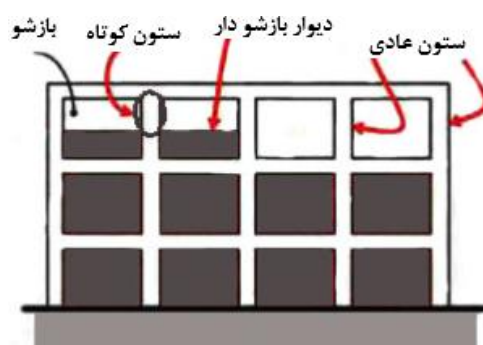
(۱) افزایش نیروی وارد به اتصالات قاب در اثر حضور میان قاب مصالح بنایی، وجود میان قاب‌ها در

یک یا چند دهانه و خالی ماندن دیگر دهانه‌ها سختی آن دهانه را زیاد می‌کند که عمده نیروی

زلزله جذب آن دهانه می‌شود. در قاب‌های بتنی این نیروی متمرکز موجب عکس العمل شدید

میان قاب در برابر قاب شده و ستون بتن مسلح را در محل اتصال خرد می‌نماید.

۲) پدیده‌ی ستون کوتاه بر اثر اجرای دیوارهای ضخیم بین ستون‌ها با ارتفاع کمتر از ارتفاع طبقه رخ می‌دهد. قسمتی از ستون که مجاور دیوار است، تقریباً به صورت یکپارچه با دیوار عمل می‌کند، ارتفاع آزاد ستون کاهش یافته و در نتیجه سختی ستون بسیار افزایش می‌یابد. به تناسب این افزایش سختی، ستون متحمل نیروهای شدیدتری می‌شود. تجربه نشان داده است، یکی از دلایل مهم خرابی سازه‌های دارای میان‌قاب مصالح بنایی پدیده ستون کوتاه است، شکل ۲-۳.



شکل ۲-۳. شکست ستون کوتاه [۱۶]

۳) توضیح نامتقارن میان‌قاب‌ها در پلان می‌تواند مرکز سختی را از مرکز جرم طبقه دور کند و موجب پیچش سازه گردد. ساختمانی را که در هنگام طراحی متقارن و فارغ از پیچش فرض شده است (بر اساس سختی قاب‌های خالی) با پیچش مخربی مواجه می‌گردد، پس حتی اگر قرار باشد از مقاومت حاصل از میان‌قاب‌های مصالح بنایی صرف نظر کرد، حداقل باید تأثیر آنها در سختی منظور گردد تا از پیچش‌های ناخواسته جلوگیری شود.

۴) کاهش نسبت مقاومت به وزن سازه (این امر بر خلاف اصول کلی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد).

با توجه به معایب حاصل از چشم پوشی از اثر میان‌قاب‌های مصالح بنایی در طراحی ساختمان‌ها و عدم امکان آزمایش بر روی ساختمان‌ها با مقیاس واقعی با تعداد طبقات و دهانه‌های متنوع، لزوم مطالعه اثرات میان‌قاب‌های مصالح بنایی به وسیله مدل‌هایی که دقت کافی را داشته باشند، آشکار می‌گردد.

برخی از دلایل نادیده گرفتن میان قاب‌های مصالح بنایی در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها شامل موارد زیر می‌باشد:

- ۱) سختی میان قاب‌ها بسیار متغیر است و به شرایط سطح تماس میان قاب و نحوه اجرا آن بستگی دارد. علاوه بر آن با تغییر مکان میان قاب سختی آن نیز تغییر می‌کند.
- ۲) مقاومت نهایی بهتر از سختی تخمین زده می‌شود، اما این پارامتر نیز علاوه بر کمی به عوامل کیفی وابسته است.
- ۳) رفتار دینامیکی میان قاب مصالح بنایی پس از ایجاد ترک گوشه دارای عدم قطعیت زیادی است و چون مصالح بنایی بسیار ترد هستند مقاومت باقیمانده آنها بعد از ترک بسیار کمتر از مقاومت نهایی است بنابراین پس از بروز ترک خوردگی مقاومت میان قاب دقیقاً مشخص نیست.
- ۴) در تغییر دکوراسیون داخلی ساختمان ممکن است میان قاب مصالح بنایی برداشته شوند و یا محل آن تغییر کند.

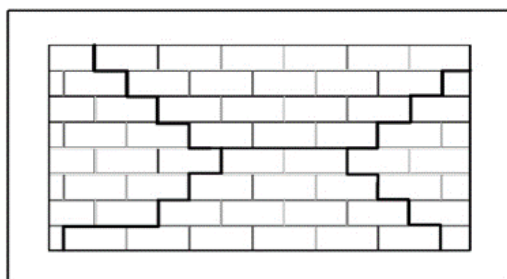
۳-۲ تأثیر عملکرد خارج از صفحه میان قاب‌های مصالح بنایی

مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی بسیار زیادی، به منظور پیش‌بینی و فهم رفتار داخل صفحه میان قاب‌ها، انجام شده است. اما این مطالعات، در واقع هیچ کدام همزمانی تأثیر رفتار داخل صفحه^۱ را بر رفتار خارج از صفحه^۲ میان قاب، یا به عبارتی اثرات اندرکنشی رفتار داخل صفحه و خارج از صفحه را بر روی میان قاب لحاظ نکرده‌اند. مشاهده آسیب‌های زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که، آسیب دیدگی و خسارت میان قاب‌ها در داخل صفحه و کاهش سطح تماس میان قاب و قاب پیرامونی منجر به افزایش آسیب‌پذیری در خارج از صفحه میان قاب می‌شود. در بعضی از مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی، محققین گذشته نشان داده‌اند که انهدام خارج از صفحه میان قاب، نتیجه تأثیر خسارت‌های داخل صفحه میان قاب می‌باشد. به

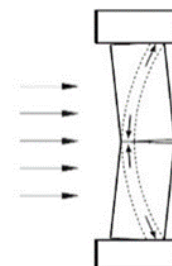
^۱ In-Plane

^۲ Out-of-Plane

دلیل سختی بالای میان قاب در داخل صفحه، مقدار قابل توجهی از برش طبقه توسط میان قاب جذب می شود که منجر به خسارت و ترک خوردگی های قطری در میان قاب می شود. ترک خوردگی میان قاب در داخل صفحه می تواند شرایط گسیختگی و آسیب پذیری میان قاب در تقاضاهای خارج از صفحه میان قاب را ایجاد کند. علیرغم این توضیحات، میان قاب ها در ساختمان های قدیمی یا ساختمان های موجود، خیلی لاغر نیستند، و با توجه به اینکه میان قاب ها در قاب های مرزی پیرامونی میان قاب به خوبی مهار شده اند، بنابراین به اندازه کافی سخت هستند و می توانند مقاومت قابل توجه و ظرفیت جابه جایی خوبی را در مقابل نیروهای عمود بر صفحه از خود نشان بدهند. مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی متعددی نشان داده است، که میان قاب های بنایی در صورتی که عملکرد قوسی در خارج از صفحه داشته باشند، شکل ۲-۴ الف ظرفیت قابل توجهی را به لحاظ نیرویی و تغییر مکانی در خارج از صفحه از خود نشان می دهند. علاوه بر این ها شکل ترک خوردگی میان قاب ها به دلیل عملکرد آنها در خارج از صفحه نشان می دهد، که قاب محیطی میان قاب، نقش مهمی در عملکرد قوسی میان قاب دارد. که این عملکرد همان طور که در شکل ۲-۴ ب نشان داده شده است، در دو راستای طولی و عرضی میان قاب شکل گرفته است. در تئوری های مختلف رفتار دو بعدی خمشی میان قاب های بنایی در خارج از صفحه، برای اکثر موارد پذیرفته شده است. با این حال، نتایج کارهای محققین مختلف، اغلب با یکدیگر در تناقض می باشد. که این تناقض را می توان در پاره ای از موارد به مشخصات قاب آزمایشگاهی مرجع، در کارهای آزمایشگاهی آنها اختصاص داد [۱۱].



ب. ترک خوردگی میان قاب در خارج از صفحه



الف. عملکرد قوسی میان قاب در خارج از صفحه

شکل ۲-۴. عملکرد مکانیسم میان قاب در خارج از صفحه [۱۱].

۲-۳-۱ مدل‌های پیش‌بینی ظرفیت خارج از صفحه میان‌قاب‌های

مصالح بنایی

ظرفیت پیش‌بینی خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی بر اساس دو مدل پیش‌بینی می‌شود:

(۱) مدل‌های مبتنی بر عملکرد خمشی میان‌قاب در خارج از صفحه

(۲) مدل‌های مبتنی بر عملکرد قوسی میان‌قاب در خارج از صفحه

۲-۳-۱-۱ مدل‌های مبتنی بر عملکرد خمشی میان‌قاب در خارج از صفحه

در مدل‌های مبتنی بر عملکرد خمشی، ظرفیت خارج از صفحه میان‌قاب به وسیله حداکثر فشار جانبی یکنواخت عمود بر صفحه، که باعث فروپاشی میان‌قاب می‌گردد، محاسبه می‌شود. اکثر فرمول‌های تحلیلی که در ادبیات فنی برای این مدل مطرح شده است، بر اساس عملکرد خمشی است، که ظرفیت خارج از صفحه میان‌قاب را تعیین می‌کنند. نظریه تیموشینکو^۱ [۱۷] برای تعیین حداکثر فشار جانبی عمود (q_u) بر صفحه میان‌قاب، اولین راه‌حلی بود که توسط محققین ارائه شد. فرضیاتی که نظریه تیموشینکو بر آن استوار است، عبارتند از: ۱- مصالح الاستیک و خطی هستند. ۲- مصالح همگن و هموزن و ایزوتروپ هستند. که با این فرضیات اگر (f_t) مقاومت کششی مصالح بنایی باشد، حداکثر فشار جانبی خارجی عمود بر صفحه میان‌قاب را، می‌توان بر اساس رابطه (۲-۱) تعیین کرد:

$$q_u = \frac{f_t}{6 \beta_1 \left(\frac{h}{l}\right)^2} \quad (1-2)$$

f_t : مقاومت کششی که به صورت خطی و ایزوتروپیک، یکنواخت است.

β_1 : این ضریب به نسبت ابعاد میان‌قاب و شرایط مرزی میان‌قاب بستگی دارد.

با توجه به اینکه رفتار واقعی میان‌قاب، حتی در مراحل اولیه بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب یک رفتار غیرخطی شدید می‌باشد. بر اساس رابطه (۲-۱) تیموشینکو که با فرض الاستیک خطی مصالح

^۱Timoshenko

ارائه داده است، که سختی و مقاومت دیوار دست بالا برآورد می‌شود. محققین دیگری از جمله هندری^۱ و هسلتین^۲ [۱۸-۲۲] روش‌های دیگری را بر مبنای تئوری خطوط گسیختگی و عملکرد قوسی دو جهته مشابه دال‌های دوطرفه پیشنهاد دادند، که از میان این محققین، هسلتین [۲۱، ۲۲] روشی را پیشنهاد داد، که حداکثر بار خارج از صفحه میان‌قاب را، بر مبنای مقاومت خمشی عمود بر درز ملات محاسبه می‌کند. هسلتین رابطه (۲-۲) را برای مقاومت خارج از صفحه میان‌قاب ارائه کرد:

$$q_u = \frac{f_{kx}}{6a\left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (2-2)$$

f_{kx} : مقاومت خمشی عمود بر درز ملات است.

a : ضریب خمشی بر اساس شکل میان‌قاب است. (برای آزمایش هسلتین: $a=0.081$ بود.)

هندری و همکاران [۱۹، ۲۱] برای ارزیابی مقاومت خمشی خارج از صفحه میان‌قاب یک واحد طول یا یک نوار یک متری از صفحه میان‌قاب را در نظر گرفتند، و رابطه (۲-۳) را برای مقاومت خارج از صفحه میان‌قاب ارائه دادند:

$$q_u = \frac{8\sigma_0}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (2-2)$$

σ_0 : مقاومت خارج از صفحه است، که به صورت فشاری بر روی صفحه عمل می‌کند.

محدودیت واقعی که در سه مدل اشاره شده فوق وجود دارد، این مسئله است که در هر سه مدل، برای محاسبه ظرفیت خارج از صفحه میان‌قاب، صرفاً رفتار خمشی است که رفتار میان‌قاب را کنترل می‌کند. بر اساس این تئوری، محدودیت‌های کششی مرتبط با مقاومت کششی و یا مقاومت کششی ناشی از خمش، مبنای مدل‌های فوق در برآورد ظرفیت خارج از صفحه میان‌قاب قرار گرفته است. با این حال، نتایج آزمایشگاهی نشان داده است که، مکانیزم مقاومتی غالب در خارج از صفحه میان‌قاب، ناشی از عملکرد قوسی میان‌قاب می‌باشد. در واقع مکانیزم عملکرد قوسی یک مسیر جدید انتقال بار را برای

^۱ Hendry

^۲ Heseltine

باربری در خارج از صفحه میان قاب، بین قاب ترک خورده و میان قاب ترک خورده، تعیین می‌کند. بنابراین نیاز به ارائه فرمولاسیون‌های جدید، برای مدل تحلیلی بر مبنای عملکرد قوسی داریم.

۲-۳-۱-۲ مدل‌های مبتنی بر عملکرد قوسی^۱ میان قاب در خارج از صفحه

مشاهدات آزمایشگاهی و تحلیلی محققین گذشته نشان می‌دهد، که عملکرد قوسی میان قاب بعد از ترک خوردگی میان قاب در خارج از صفحه می‌تواند یک مسیر نیروی جایگزین برای تحمل تقاضاهای نیرویی و جابه‌جایی خارج از صفحه میان قاب باشد. به این ترتیب که بعد از ظهور اولین ترک در میانه ارتفاع میان قاب، میان قاب به صورت یک جسم صلب در حول انتهای تکیه‌گاهی خود دوران کرده و نیروهای خارج از صفحه میان قاب توسط یک میدان فشاری همان‌طور که در شکل ۲-۵ الف نشان داده است، به تکیه‌گاه‌های خود که در واقع قاب‌ها هستند، منتقل می‌شود. عملکرد قوسی میان قاب در خارج از صفحه را می‌توان توسط مدل محاسباتی و ایده‌آل شده به صورت یک قوس سه مفصله همان‌طور که در شکل ۲-۵ ب نشان داده شده است، بیان کرد. بر اساس مدل عملکرد قوسی میان قاب، گسیختگی در خارج از صفحه میان قاب بر اساس یکی از دو حالت که: خردشدگی^۲ مصالح بنایی و ایجاد فاصله‌ای^۳ بین قاب و میان قاب است، اتفاق می‌افتد.



الف. شکل‌گیری قوس در عملکرد خارج از صفحه ب. شمایی از سه نقطه ایده‌آل برای عملکرد قوسی

شکل ۲-۵. مکانیسم عملکرد قوسی میان قاب در خارج از صفحه [۱۱]

^۱ Arc Action

^۲ Crushing

^۳ Gap

اولین مطالعاتی که عملکرد قوسی میان قاب در خارج از صفحه را به صورت رفتار یک جهته در یک نوار میان قابی و تکیه گاه صلب، توسط مک داوول^۱ و همکاران [۲۳، ۲۴] انجام شد. دو قسمت دیوار به اندازه‌ای می‌توانند دوران بکنند، که قاب یا میان قاب‌ها به مرز گسیختگی و انهدام برسد. ظرفیت نهایی میان قاب در خارج از صفحه توسط مک داوول و همکاران به صورت رابطه (۲-۴) ارائه شده است:

$$q_u = \frac{\gamma f'_m}{2 \left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (۲-۴)$$

در این رابطه ضریب (γ) به ضخامت و نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) بستگی دارد. برای نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) برابر ۱۰، ضریب (γ) حدوداً برابر با ۱ است. رابطه‌ای را که مک داوول ارائه داده است به لحاظ شکل کلی، مشابه رابطه‌هایی است که بر اساس تئوری مبتنی بر خمش بیان شده است. اگرچه که در رابطه عملکرد قوسی میان قاب، مقاومت فشاری مصالح بنایی (f'_m) برای اولین بار جایگزین f_t مقاومت کششی مصالح بنایی میان قاب شده است.

تئوری‌های مختلفی بر مبنای عملکرد قوسی میان قاب در خارج از صفحه محققین ارائه شده است. با در نظر گرفتن تئوری عملکرد قوسی در رفتار خارج از صفحه میان قاب‌ها، مطالعات دیگری بر اساس نظریه توماس^۲ [۲۵] انجام شد، که تأیید کرد پس از ترک خوردگی، مقاومت افزایش قابل ملاحظه‌ای پیدا می‌کند؛ اما این نکته را هم اشاره کردند که شرایط مرزی قاب پیرامونی، نقش اساسی در ظرفیت خارج از صفحه میان قاب دارد. مدل‌های قبلی، عمدتاً بر مبنای عملکرد یک جهت خمشی بودند. اما رفتار واقعی میان قاب، مبتنی بر عملکرد قوسی در دو راستای طولی و عرضی میان قاب در خارج از صفحه می‌باشد. کولویل^۳ و همکاران [۲۶]، سی^۴ و همکاران [۲۷] یک تئوری مقاومتی را توسعه دادند، که بر مبنای کار مجازی بود. که در آن عملکرد قوسی دوطرفه در میان قاب لحاظ شده بود. در مطالعه سی

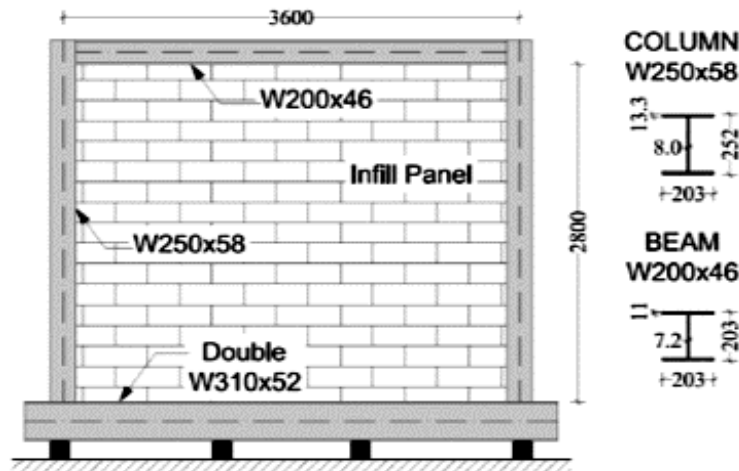
^۱ McDowell

^۲ Thomas

^۳ Colville

^۴ Seah

همکاران تأثیر انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه‌ها نیز وارد محاسبات شد. فرمول‌بندی محاسباتی آنها، بعد از یک برنامه آزمایشگاهی جامع، بر روی قاب‌های فولادی، که پر شده بودند به وسیله بلوکهای بتنی توخالی، که در شکل ۲-۶ نشان داده شده است، ارائه شد.



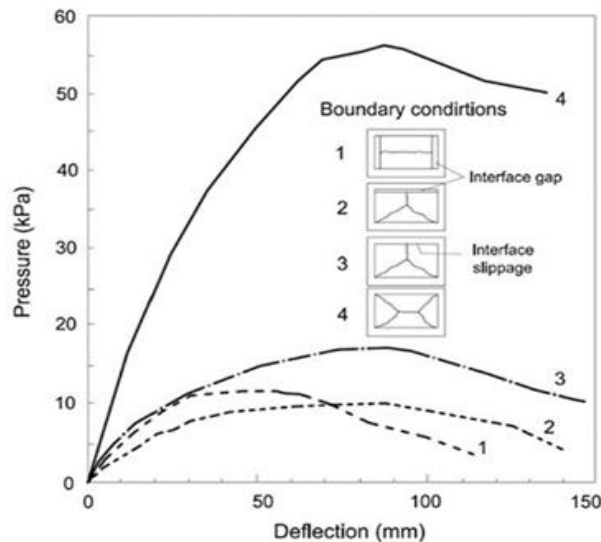
شکل ۲-۶. جزئیات نمونه آزمایشگاهی سی و همکاران [۲۷]

به منظور مطالعه مکانیزم‌های مختلف گسیختگی، این محققین در کار آزمایشگاهی خود شرایط زیر را در نظر گرفتند:

- ۱- اتصال کامل بین قاب و میان‌قاب برقرار باشد. ۲- فاصله بین قاب و میان‌قاب در دو جهت قائم یا افقی باشد. ۳- حضور صفحه لغزشی^۱ در جهت افقی باشد. نیروهای اینرسی زلزله به وسیله اعمال یک فشار خارج از صفحه یکنواخت توسط کیسه هوا شبیه‌سازی شده بود. برای مدل تحلیلی، میان‌قاب را به نوارهای افقی و قائم تقسیم کردند. با این کار مدهای مختلف گسیختگی را می‌توانند مشاهده کنند. مد گسیختگی که کمترین ظرفیت خارج از صفحه میان‌قاب را ارائه می‌دهد، به عنوان مد حاکم، در نظر گرفته می‌شود. نتایج کار آزمایشگاهی در شکل ۲-۷ نشان می‌دهد که شرایط مرزی، بر نتایج آزمایشگاهی تأثیر قابل توجهی دارد.

^۱ Slip Page

همانطور که در شکل ۷-۲ نشان داده شده است، میان قاب کاملاً مقید، ظرفیت باربری آن در خارج از صفحه چهار تا پنج برابر بیشتر است، نسبت به میان قابی که دارای فاصله بوده از قاب پیرامونی، یا یک صفحه لغزش در مرز بین قاب و میان قاب قرار گرفته است.



شکل ۷-۲. تأثیر شرایط مرزی بر پاسخ رفتار خارج از صفحه میان قاب در مدل آزمایشگاهی سی و همکاران [۲۷]

سی و همکاران [۲۷] یک رابطه تجربی بر اساس بار نهایی نتایج کارهای آزمایشگاهی، به صورت زیر ارائه کردند:

$$q_u = 4.5 (f'_m)^{0.75} t^2 \frac{\alpha}{l^{2.5}} \quad (5-2) \text{ از سه جهت میان قاب با قاب متصل است:}$$

$$q_u = 4.5 (f'_m)^{0.75} t^2 \left(\frac{\alpha}{l^{2.5}} + \frac{\beta}{h^{2.5}} \right) \quad (6-2) \text{ از چهار جهت میان قاب با قاب متصل است:}$$

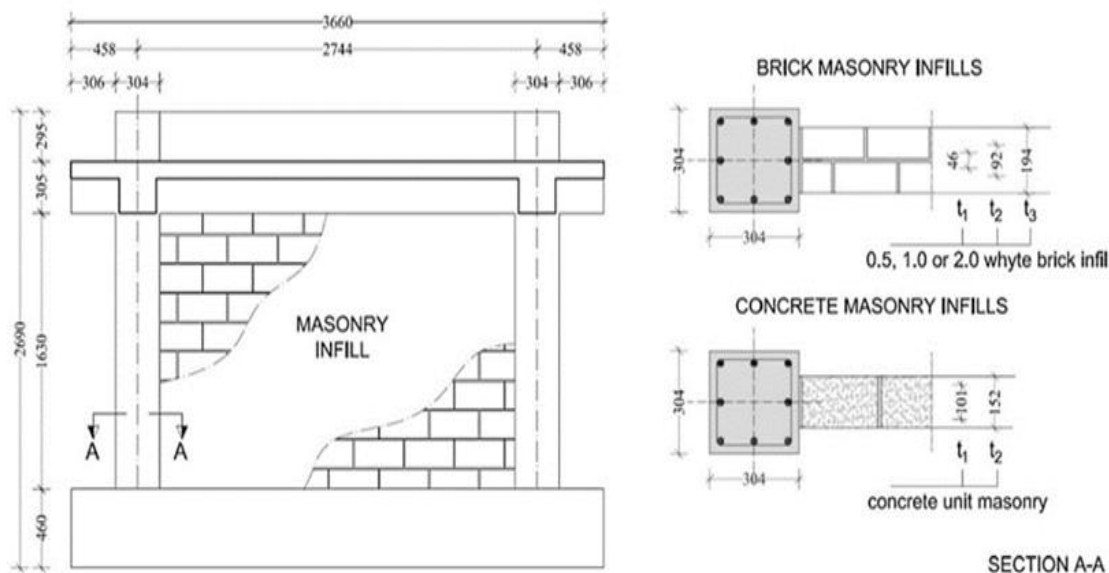
$$\alpha = \frac{1}{h} (EI_c h^2 + GJ_c t h)^{0.25} \ll 50 \quad (7-2)$$

$$\beta = \frac{1}{l} (EI_b l^2 + GJ_b t l)^{0.25} \ll 50 \quad (8-2)$$

در این روابط: بار نهایی (q_u) بر حسب کیلوپاسکال بیان می‌شود. در حالی که L طول میان قاب بر حسب میلی‌متر و h ارتفاع میان قاب بر حسب میلی‌متر و E مدول یانگ و G مدول برشی است. I_b و I_c

لنگرهای ستون و تیرهای داخلی هستند. J_c و J_b به ترتیب ثابت‌های پیچشی ستون‌ها و تیرها هستند. بار نهایی بستگی به انعطاف‌پذیری قاب دارد، که توسط ضرایب α و β (عمدتاً مربوط به قاب‌های فولادی هستند). معرفی می‌شود و به طور درجه دو با ضخامت میان‌قاب افزایش می‌یابد.

کار تحلیلی و آزمایشگاهی جامعی توسط آنجل^۱ و همکاران [۶] در زمینه رفتار میان‌قاب‌ها انجام شد. این محققین، هشت تا قاب بتن مسلح تمام مقیاس را که توسط دو نوع میان‌قاب آجری و بتنی پر شده بودند را، آزمایش کردند. در این آزمایش، یک خسارت کنترل شده در داخل صفحه به میان‌قاب‌ها اعمال شد، تا شرایط ترک خوردگی داخل صفحه ایجاد شود. سپس بارگذاری خارج از صفحه توسط یک کیسه هوا انجام شد. در انتهای آزمایش نمونه‌های خسارت دیده، با استفاده از پلاسترهای سیمانی^۲ و مقداری فایبرهای^۳ مش و پیچ‌های فولادی تعمیر شدند، و نمونه‌ها را به منظور تأثیر فایبرمش‌ها دوباره آزمایش کردند. آرایش نمونه‌ها در شکل ۲-۸ نشان داده شده است. نتایج بار-تغییر مکان رفتار خارج از صفحه میان‌قاب، آزمایش‌های آنجل و همکاران در شکل ۲-۹ گزارش شده است.

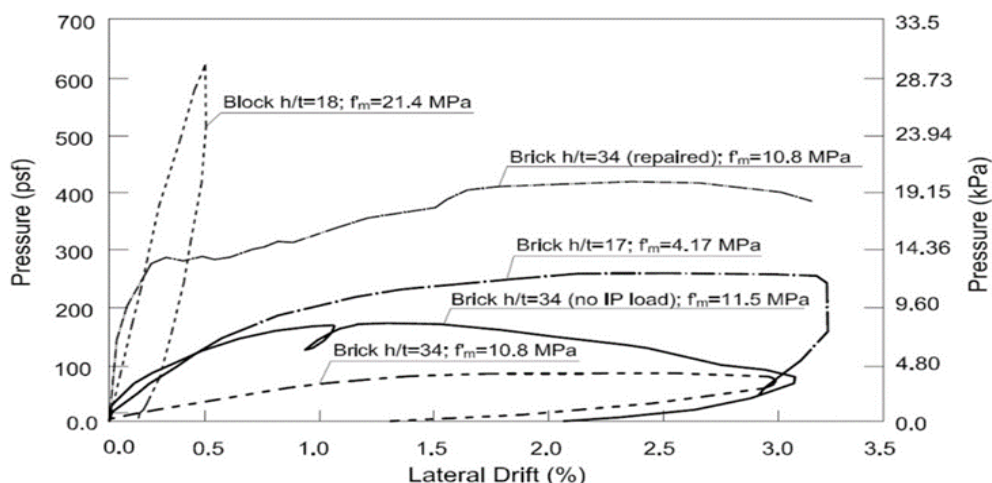


شکل ۲-۸. جزئیات طراحی نمونه‌های آزمایشگاهی آنجل و همکاران [۶]

^۱ Angel

^۲ Plaster Cement

^۳ Fiber Section



شکل ۲-۹. نتایج آزمایشگاهی رفتار نیرو-تغییر مکان خارج از صفحه میان قاب آنجل و همکاران [۶]

نتایج آزمایشگاهی آنجل و همکاران [۶] نشان می‌دهد، که میان قاب‌هایی که به طور کامل در تمام لبه‌ها مهار شده‌اند، شمای گسیختگی یا ترک خوردگی آن‌ها، مشابه شکل گسیختگی یک دال دو طرفه است. برای میان قاب‌هایی که نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) بزرگی دارند، عملکرد قوسی در نتایج آزمایشگاهی کاهش پیدا می‌کند. اگرچه نقش مقاومتی در میان قاب‌ها حاکم است، خسارت در داخل صفحه میان قاب، مقاومت در خارج از صفحه میان قاب را کاهش می‌دهد. مقدار ظرفیت خارج از صفحه میان قاب، وابسته است به مقدار خسارتی که قبلاً نمونه در داخل صفحه تجربه کرده است. نتایج نشان می‌دهد، که ظرفیت نهایی نمونه‌های تعمیر شده با ضریب برابر پنج افزایش پیدا می‌کند. این افزایش مقاومت، به خسارت‌های تجمعی وابسته نیست. آنجل و همکاران [۶] بعد از کار آزمایشگاهی خود، یک مدلی بر مبنای تئوری قوسی توسعه دادند، که یک نوار میان قاب بین دو تا مهاربند تکیه‌گاهی صلب قرار گرفته است، که مد گسیختگی در این روش به صورت زیر تعریف می‌شوند: اولین گسیختگی مصالح بنایی که به دلیل عملکرد قوسی اتفاق می‌افتد، و فشار در نمونه‌هایی است که نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) کمی دارند. دومین گسیختگی بر اثر یک ضربه محکم و ناگهانی است، یا اینکه نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) بحرانی، دو تا گسیختگی را از هم جدا می‌کند. مقاومت خارج از صفحه میان قاب بر اساس رابطه (۲-۹) محاسبه می‌شود:

$$q_u = 2 \frac{f'_m}{\left(\frac{h}{t}\right)} R_1 R_2 \lambda \quad (9-2)$$

در این رابطه ضرایب R_1 ، R_2 و λ ، (h/t) به ترتیب، برای لحاظ کردن اثر بارگذاری قبلی در داخل صفحه، انعطاف پذیری و شرایط مرزی و نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب، تعریف می‌شود و بر اساس این، رابطه‌های (۱۰-۲)، (۱۱-۲)، (۱۲-۲) زیر محاسبه می‌شوند:

$$R_1 = (1.08 + \left(\frac{h}{t}\right) \left\{ -0.015 + \left(\frac{h}{t}\right) \left[-0.00049 + 0.000013 \left(\frac{h}{t}\right) \right] \right\})^{\frac{4}{2\Delta_{cr}}} \quad (10-2)$$

$$R_2 = 0.357 + 2.49 * 10^{-14} EI \leq 1.0 \quad (11-2)$$

$$\lambda = 0.154 e^{-0.0985 \left(\frac{h}{t}\right)} \quad (12-2)$$

Δ : حداکثر جابه‌جایی داخل صفحه میان قاب است. Δ_{cr} : جابه‌جایی متناظر با ترک خوردگی است.

EI : سختی خمشی کوچکترین عضو تشکیل دهنده قاب پیرامونی میان قاب است.

رابطه (۹-۲) که توسط آنجل و همکاران ارائه شد، توسط استانداردهای FEMA 356 [۲۸] و نشریه ۳۶۰ [۲۹] مورد استفاده قرار گرفته است. یک رابطه دیگر که عملکرد قوسی را پیشنهاد می‌دهد، توسط باشاندی^۱ و همکاران [۳۰]، کلینگر^۲ و همکاران [۳۱] ارائه شده است.

این رابطه (۹-۲)، توسط کوهن^۳ و همکاران [۳۲] توسعه داده شد. و رابطه (۱۳-۲) را برای ارزیابی ظرفیت نهایی خارج از صفحه میان قاب پیشنهاد دادند:

$$q_u = \frac{8}{h^2 l} \left\{ M_{yv} [(l-h) + h \ln(2)] + M_{yh} \left(\frac{M_{yv}}{X_{yh}} \right) \ln \left(\frac{l}{l - \frac{h}{2}} \right) l \right\} \quad (13-2)$$

در این رابطه M_{yh} و M_{yv} لنگرهای نوار یک متری در راستاهای X و Y بر حسب N.mm/mm می‌باشد که، از فرمول‌های (۱۴-۲) و (۱۵-۲) محاسبه می‌شوند:

^۱ Bashandi

^۲ Klingner

^۳ Cohen

$$M_{yv} = \frac{0.85f'_m}{4} (t - x_{yv})^2 \quad (14-2)$$

$$M_{yh} = \frac{0.85f'_m}{4} (t - x_{yh})^2 \quad (15-2)$$

و در این رابطه X_{yh} و X_{yv} جابه‌جایی نهایی خارج از صفحه میان‌قاب بر حسب میلیمتر است که از رابطه‌های (۱۶-۲) و (۱۷-۲) به دست می‌آید:

$$x_{yv} = \frac{tf'_m}{1000E_m \left[1 - \frac{h}{2\sqrt{\left(\frac{h}{2}\right)^2 + t^2}} \right]} \quad (16-2)$$

$$x_{yh} = \frac{tf'_m}{1000E_m \left[1 - \frac{l}{2\sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + t^2}} \right]} \quad (17-2)$$

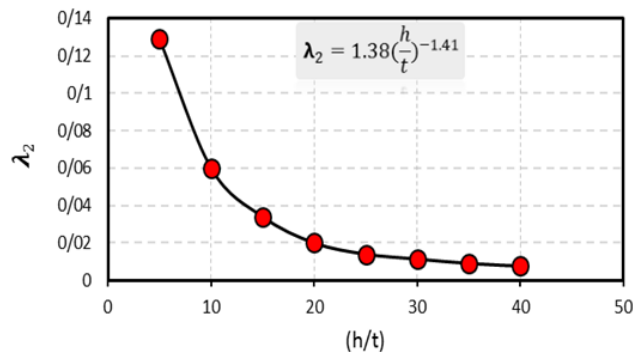
(E_m) مدول الاستیسیته مصالح بیان شده بر حسب مگاپاسکال است. آیین‌نامه FEMA356 [۲۸] و نشریه ۳۶۰ [۲۹] از یک فرمول ساده‌تر و کاربردی‌تر از معادله (۹-۲) برای ارزیابی مقاومت خارج از صفحه میان‌قاب استفاده کرده‌اند. در آیین‌نامه FEMA356 [۲۸] اشاره شده است، که اگر عملکرد قوسی میان‌قاب در خارج از صفحه در نظر گرفته شود، حد پایین مقاومت میان‌قاب در خارج صفحه را می‌توان به صورت رابطه (۱۸-۲) تعیین کرد:

$$q_u = \frac{0.7f'_m\lambda}{\left(\frac{h}{t}\right)} \quad (18-2)$$

در اینجا λ_2 به نسبت ارتفاع به ضخامت میان‌قاب (h/t) بستگی دارد که در جدول ۱-۲ مقادیر λ_2 گزارش شده است. دیاگرام تغییرات مقادیر λ_2 به ازای مقادیر مختلف نسبت ارتفاع به ضخامت میان‌قاب (h/t) در شکل ۱۰-۲ نشان داده شده است.

جدول ۱-۲. مقادیر λ_2 به نسبت ثابت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t)

(h/t)	۵	۱۰	۱۵	۲۰
λ_2	۰/۲۹	۰/۶۰	۰/۳۴	۰/۰۱۳

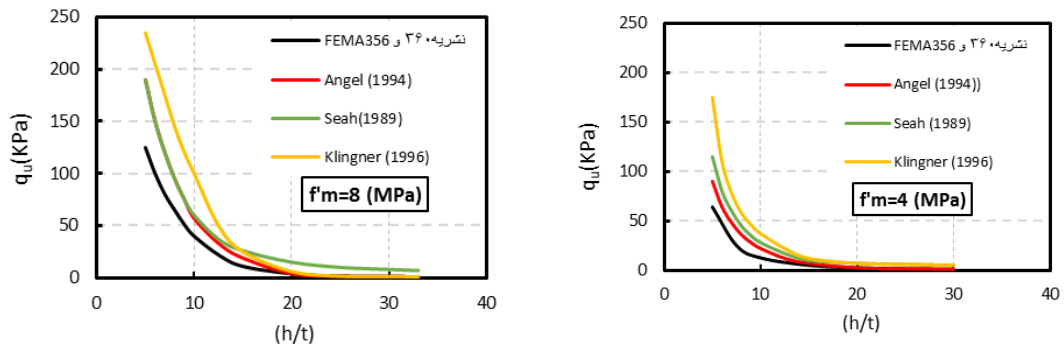


شکل ۱-۲. منحنی مقادیر λ_2 نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) در آیین نامه FEMA 356 و نشریه [۲۹، ۲۸] ۳۶۰

بر اساس نتایج آزمایشگاهی، عملکرد قوسی میان قاب را تنها می توان برای میان قاب هایی که در تماس کامل با قاب اطرافشان هستند، در نظر گرفت. اجزای قاب بایستی دارای سختی و مقاومت کافی باشند، که از حرکت تکیه گاه میان قاب ها در خارج از صفحه جلوگیری کنند. و همچنین نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) را کمتر یا برابر ۲۵ در نظر گرفته می شود، اگر امکان استفاده از عملکرد قوسی میان قاب در خارج از صفحه براساس شرایط فوق نباشد، مقاومت خارج از صفحه میان قاب براساس مقاومت کششی-خمشی میان قاب تعیین می شود. آیین نامه FEMA356[28] و نشریه ۳۶۰ [۲۹] رابطه (۱۹-۲) را برای میزان تغییر مکان وسط میان قاب، عمود بر صفحه میان قاب در خارج از صفحه، که به ارتفاع میان قاب نرمال شده است را پیشنهاد داده است:

$$\frac{\Delta_{inf}}{h} = \frac{0.002\left(\frac{h}{t}\right)}{1 + \sqrt{1 - 0.002\left(\frac{h}{t}\right)^2}} \quad (19-2)$$

در شکل ۲-۱۱ مقایسه ظرفیت بارنهایی میان قاب خارج از صفحه بر حسب نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) بر مبنای مدل‌های آنجل و همکاران [۶]، سی و همکاران [۲۷]، کلینگر و همکاران [۳۱] و FEMA356 [۲۸] و نشریه ۳۶۰ [۲۹] برای دو مقدار مختلف از مقاومت فشاری ($f'm$) ارائه شده است.



شکل ۲-۱۱. مقایسه ظرفیت خارج از صفحه میان قاب با نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) برای مدل‌های مختلف

در این مقایسه هندسه میان قاب و قاب، مشابه مدل‌های آنجل و همکاران [۶] در نظر گرفته شده است، شکل ۲-۱۱ مدول الاستیسیته بتن و مصالح بنایی (میان قاب) به ترتیب برابر با ۲۵۰۰۰ و ۴۰۰۰ مگاپاسکال لحاظ شده است. برای تمامی مدل‌های تحلیل شده، مقاومت خارج از صفحه میان قاب با افزایش نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) یا لاغری میان قاب به شدت کاهش پیدا می‌کند. مدل [28] FEMA356 و نشریه ۳۶۰ [۲۹] پیش‌بینی محافظه‌کارانه‌ای از ظرفیت خارج از صفحه میان قاب را نسبت به سایر مدل‌ها ارائه می‌دهد. مدل‌های آنجل همکاران، سی و همکاران نتایج مشابهی را برای نسبت ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) بالای ۱۵ داشته‌اند، و از این نقطه به بعد در مقایسه با مدل کلینگر و همکاران غیر محافظه‌کارانه بوده است.

همچنین FEMA356 برای این که عمل قوسی در میان قاب تشکیل شود چهار شرط زیر در نظر گرفته است و تأکید شده در صورت عدم برقراری حتی یکی از شروط زیر عمل قوسی در میان قاب تشکیل نمی‌شود [۲۸]. این چهار شرط عبارتند از:

(۱) میان قاب به طور کامل در تماس با قاب پیرامونی باشد.

(۲) سختی خمشی EI اعضای قاب پیرامونی از $10^9 * 10$ بیشتر باشد

۳) اعضای قاب پیرامونی به اندازه کافی مقاومت در برابر عمل قوسی میان قاب داشته باشد.

۴) لاغری میان قاب (ارتفاع به ضخامت میان قاب) h/t کمتر یا مساوی ۲۵ باشد.

۲-۳-۲ تأثیر شرایط مرزی بر روی عملکرد قوسی

بر خلاف شکست ناشی از انعطاف پذیری، شکست به صورت عملکرد قوسی یا فشاری رخ می‌دهد. این مسئله اولین بار در تست آزمایشگاهی مک‌داول و همکاران در سال ۱۹۵۶ [۲۳] که بر روی دیوار غیر مسلح مصالح بنایی مشاهده گردید. مک‌داول با شروع به تحقیق در مورد عملکرد قوسی فرض کرد که راه حل این سؤال که چرا دیوارهای مصالح بنایی نیرویی شش برابر نیرویی که توسط دال حمایت می‌شود، را به دست می‌آورند. وی استدلال کرد که این امر به دلیل نیروهای فشاری اضافی است که از طریق عمل قوسی ایجاد می‌شود. و این فرضیه تأیید شد، و امروزه یک نظریه جهانی به عنوان تئوری عمل قوسی نامیده می‌شود.

برای عملکرد قوسی سه شرایط مرزی به صورت کلی در نظر گرفته می‌شود:

۱) میان قاب در چهار طرف به قاب متصل است^۱ عمل قوسی دو جهته، شکل ۲-۱۲ الف.

۲) میان قاب در سه جهت به قاب متصل است^۲ عمل قوسی یک جهته، شکل ۲-۱۲ ج، ح.

۳) میان قاب در بالا و پایین به قاب متصل است عمل قوسی یک جهته، شکل ۲-۱۲ ب، پ، ج.

در اینجا دو موضوع کلی مطرح است :

موضوع اول: میان قاب‌ها در عمل تماس با ستون‌های قاب هستند، هرچند در صورت وجود اتصال مکانیکی، این اتصال مانند اتصال قاب به میان قاب در بالا و پایین نمی‌باشد و نسبت به آنها ضعیف‌تر است. محققینی از جمله مسلم و هاشمی با توجه به این موضوع و به صورت محافظه کارانه در مدل عددی با تعریف گره‌های مجزا برای المان‌های میان قاب و ستون، این المان‌ها را از یکدیگر جدا کرده‌اند.

^۱ Side Joint

^۲ Side Release

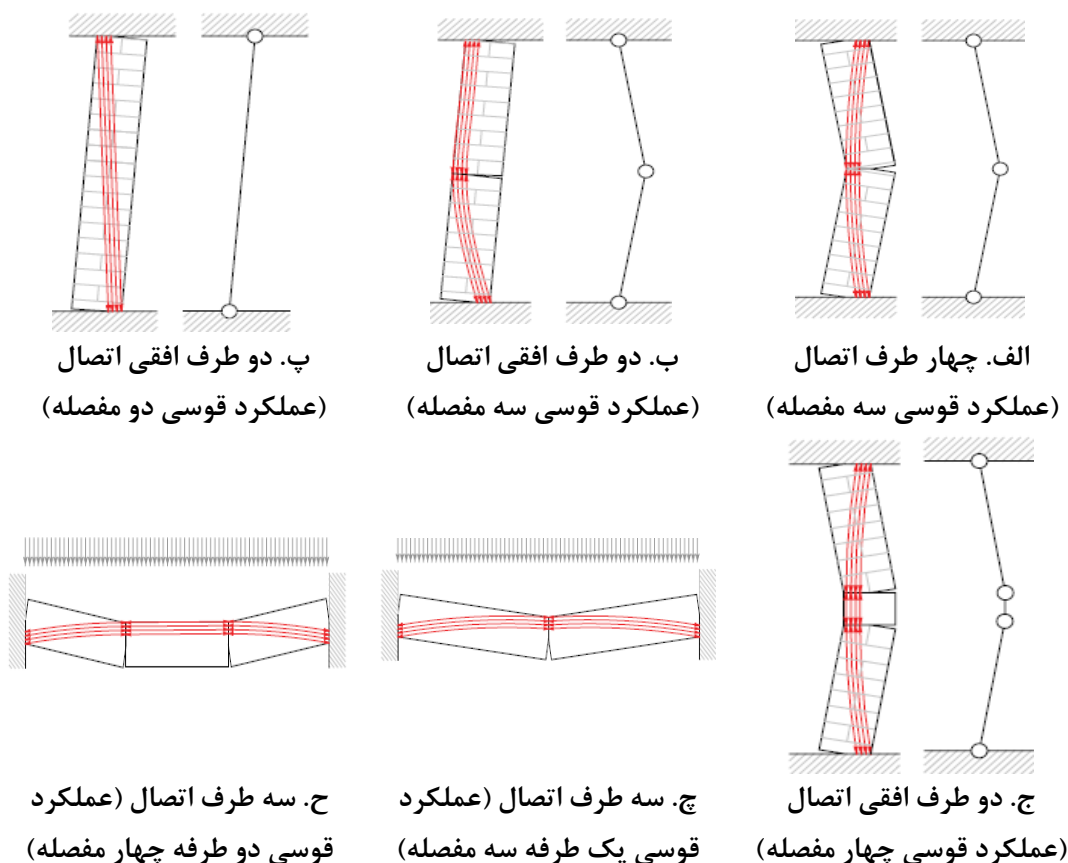
اما این نکته حائز اهمیت می‌باشد که در نظر گرفتن المان اتصالی موجب درهم رفتگی المان‌ها تحت بار داخل صفحه می‌شود. لذا عدم در نظرگیری المان اتصالی قاب به میان قاب در طرفین باعث می‌شود که اندرکنش نیروهای داخل و خارج از صفحه دیده نشوند. میان قاب‌های مصالح بنایی تحت بار خارج از صفحه دچار افزایش حجم شده و حتی در صورت وجود انفصال بین ستون و میان قاب این دو پس از کمی تغییر شکل خارج از صفحه در تماس با یکدیگر قرار می‌گیرند و انتقال نیرو بین این دو برقرار می‌شود [۳۳].

موضوع دوم: مقایسه نتایج مدل عددی با روابط پیشنهادی در مدلی که در آن میان قاب فقط از بالا و پایین به میان قاب متصل است تطابق بهتری دارد، اما باید توجه نمود این موضوع جامعیت ندارد و بسته به مشخصات مصالح و هندسه قاب و میان قاب در بعضی حالات، مدلی که در چهار طرف از المان اتصالی استفاده شده تطابق بهتری با روابط مذکور دارد [۳۳]. این موضوع می‌تواند نشان دهنده تقریب موجود در روابط FEMA356 [۲۸] و داو و سی^۱ [۲۷] باشد که در تحقیق فلنگان و بنت^۲ [۳۴] نیز گزارش شده است. به صورت کلی اگر میان قاب در هر چهار جهت اتصال داشته باشد، عملکرد قوسی (دو جهت افقی و دو جهت قائم) اتفاق می‌افتد.

اگر میان قاب از سه جهت اتصال داشته باشد (از سمت تیر بالای قاب اتصال ندارد)، عملکرد یک جهته اتفاق می‌افتد و قابلیت تحمل بار و تغییر شکل کاهش می‌یابد. در مقایسه با میان قاب‌هایی که از چهار جهت اتصال دارند. عملکرد قوسی یک طرفه شامل قوس افقی و یا عمودی است که یک قوس سه مفصله است، و عملکرد قوسی با سه مفصل کمترین مقاومت خارج از صفحه را دارد.

^۱ Dawe & Seah

^۲ Flanagan & Bennett



شکل ۲-۱۲. عملکرد قوسی تحت شرایط مرزی مختلف [۳۵]

۴-۲ بررسی اندرکنش داخل و خارج از صفحه میان قاب مصالح

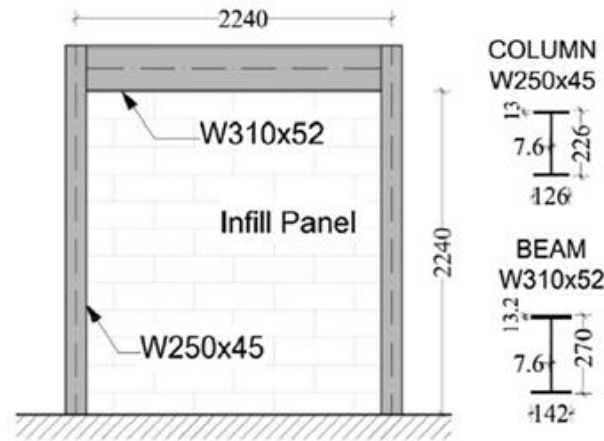
بنایی

در هنگام وقوع زلزله، اندرکنش بین نیروهای داخل صفحه و خارج از صفحه میان قاب مصالح بنایی وجود دارد، که با بارگذاری در یک جهت مقاومت در جهت دیگر کاهش پیدا می‌کند. رفتار میان قاب‌های مصالح بنایی تحت نیروهای داخل صفحه و نیروهای خارج از صفحه توسط محققین به صورت آزمایشگاهی و تحلیلی مورد مطالعه قرار گرفته است که در زیر به آن اشاره شده است:

کامارانی^۱ و همکاران [۳۶] در یک کار آزمایشگاهی به بررسی تأثیر اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه میان قاب‌های بنایی پرداختند. در این مطالعه، یک قاب فولادی با میان‌قابی از جنس آجرهای

^۱ Komaraneni

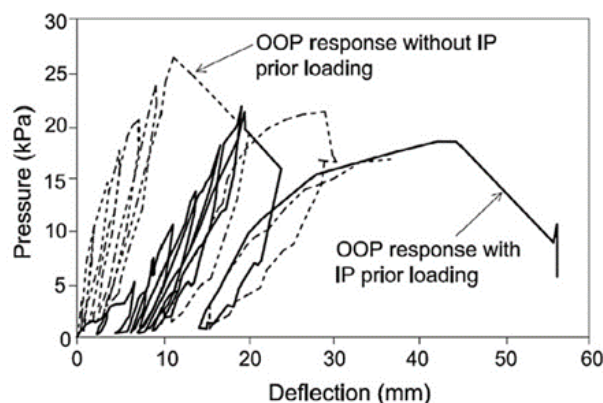
گلی که ضخامت آن بین ۱۰۰ تا ۳۳۰ میلیمتر بود، مورد بررسی قرار گرفت. شکل میان قاب در شکل ۱۳-۲ نشان داده است.



شکل ۱۳-۲. جزئیات قاب و میان قاب در مدل آزمایشگاهی کامارانی و همکاران (جزئیات نمونه بر حسب میلیمتر) [۳۶]

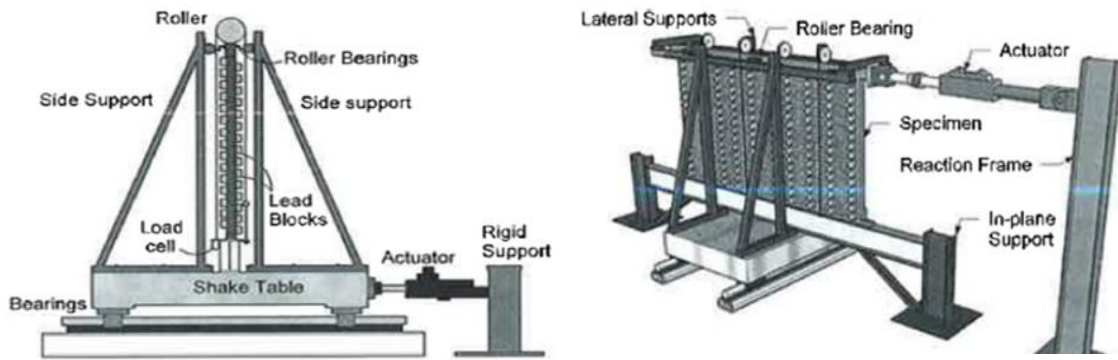
کامارانی و همکاران [۳۶] برای تست میان قاب‌های مورد مطالعه سه نوع مختلف از پروتکل بارگذاری آزمایش را ارائه دادند:

- ۱) بارگذاری خارج از صفحه میان قاب بعد از بارگذاری داخل صفحه میان قاب.
 - ۲) بارگذاری داخل صفحه میان قاب بعد از بارگذاری خارج از صفحه میان قاب.
 - ۳) ترکیب بارگذاری همزمان خارج از صفحه و داخل صفحه میان قاب.
- بر اساس نتایج آزمایشگاهی به دست آمده، برای همه نمونه‌ها تحت سه بارگذاری فوق پایداری قابل توجهی مشاهده می‌شود، حتی بعد از خسارت‌های زیادی که میان قاب در داخل صفحه تجربه می‌کند. همانطور که در شکل ۱۴-۲ نشان داده شده است، پاسخ خارج از صفحه میان قاب بعد از بارگذاری در داخل صفحه نشان می‌دهد که افت سختی میان قاب در خارج از صفحه به شدت افت مقاومت میان قاب در خارج از صفحه کاهش می‌یابد.



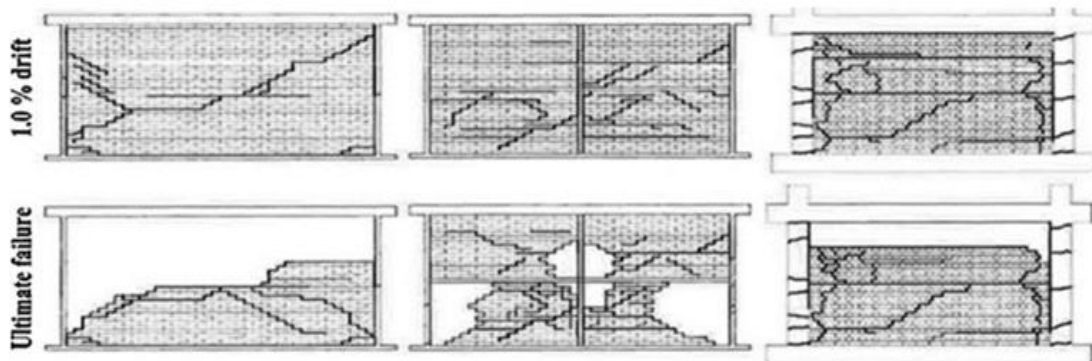
شکل ۲-۱۴. مقایسه پاسخ خارج از صفحه میان قاب بدون بارگذاری در داخل صفحه میان قاب کامارانی و همکاران [۳۶]

نتایج آزمایشگاهی بارگذاری در داخل از صفحه میان قاب بعد از بارگذاری شدید در خارج از صفحه میان قاب نشان می‌دهد که سختی داخل صفحه افت می‌کند، اما مقاومت داخل صفحه میان قاب افت چندانی را تجربه نمی‌کند. اگر هم زمان نمونه‌ها هم در داخل صفحه و هم در خارج از صفحه بارگذاری شوند، میان قاب رفتار پایداری با ظرفیت خارج از صفحه کافی را از خود نشان می‌دهد. کامارانی و همکاران سه قاب با مقیاس نیم که از آجرهای گلی پر شده‌اند، و دارای نسبت‌های ارتفاع به ضخامت میان قاب (h/t) ۱۱ و ۲۲/۷ بودند، را در آزمایشات خود در نظر گرفتند. نمونه‌ها در بارگذاری داخل صفحه و خارج از صفحه میان قاب، آزمایش شدند. همانطور که در شکل ۲-۱۵ الف و شکل ۲-۱۵ ب نشان داده شده است، بارهای داخل صفحه توسط جک هیدرولیکی اعمال می‌شود. آزمایش با حرکت میز لرزشی برای بارگذاری در خارج از صفحه میان قاب آغاز می‌شود، سپس یک بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی به نمونه اعمال می‌گردد. بارهای داخل صفحه میان قاب و خارج از صفحه میان قاب با یک پروتکل بارگذاری تا سطح گسیختگی ادامه پیدا می‌کند، شکل ۲-۱۶ ترک خوردگی میان قاب در جابه‌جایی ۱٪ تا گسیختگی کامل را نشان می‌دهد.



الف. اعمال بارگذاری در داخل صفحه میان قاب ب. اعمال بارگذاری در خارج از صفحه میان قاب

شکل ۲-۱۵. جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی کامارانی و همکاران [۳۶]



شکل ۲-۱۶. شمای ترک خوردگی در نمونه‌های کامارانی در جابه‌جایی ۱٪ [۳۶]

همان‌طور که نتایج محققین گذشته از جمله آنجل و همکاران [۶] نشان داده بود، میان‌قاب با لاغری زیاد در برابر تقاضاهای خارج از صفحه، مقاومت باقی مانده قابل توجهی دارند. لازم به ذکر است، مقاومت خارج از صفحه میان‌قاب عمدتاً توسط مدل‌های موجود FEMA356 [۲۸] و نشریه ۳۶۰ [۲۹] محافظه کارانه محاسبه می‌شوند. از طرف دیگر نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که گسیختگی خارج از صفحه میان‌قاب، به دلیل ناپایداری ناشی از تغییر شکل‌های بزرگ در خارج از صفحه می‌باشد، نه به دلیل ظرفیت مقاومتی که میان‌قاب در خارج از صفحه دارد.

۲-۵ مرور بر تحقیقات گذشته در زمینه میان قاب‌ها و دیوارهای

مصالح بنایی

تأثیر میان قاب‌های مصالح بنایی در قاب‌های سازه‌ایی یکی از موضوعاتی بوده است که در طول چندین دهه گذشته نظر محققین بسیاری را به خود جلب کرده است. این مطالعات با تغییر پارامترهای گوناگونی از مشخصات قاب و میان قاب صورت پذیرفته است. از آغاز انجام مطالعات بر روی قاب‌های دارای میان قاب مصالح بنایی محققان تلاش کردند تا روش‌هایی برای آنالیز و تحلیل این گونه قاب‌ها به دست آورند که با نتایج آزمایشگاهی مطابقت داشته باشد.

در اینجا تحقیقات آزمایشگاهی، تحلیلی و عددی بر روی دیوارهای مصالح بنایی آجری، قاب بتنی دارای میان قاب‌های مصالح بنایی، میان قاب‌های مصالح بنایی آجری با استفاده از بازشو در بارگذاری داخل و خارج از صفحه بررسی گردید. با مروری بر تاریخچه مطالعاتی که در مورد قاب‌های بتنی دارای میان قاب مصالح بنایی انجام گرفته پارامترهایی مؤثر زیادی شناخته شده‌اند. پارامترهایی نظیر مقاومت و سختی میان قاب، مشخصات رفتار هیسترتیک و شرایط مرزی آن، توزیع تنش‌ها و کرنش‌ها در درون میان قاب و نیز نیروهای اعمال شده به قاب، شکل بازشوها یا نحوه جای گذاری اولیه میان قاب که همگی تأثیر مهمی روی رفتار و شکل خرابی قاب‌های دارای میان قاب دارند که از مهمترین دلایلی است که باعث شده تاکنون هیچ اتفاق نظری در ارائه روش یکتا برای طراحی سیستم‌های قابی میان پر حاصل نشود.

ابتدا به تحقیقات پیشین در زمینه بررسی رفتار دیوارهای آجری مصالح بنایی که تحت انواع مختلف بارگذاری بسیار گسترده است که شامل دو بخش است:

(۱) بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی رفتار داخل صفحه دیوارهای مصالح بنایی

(۲) بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی رفتار خارج از صفحه دیوارهای مصالح بنایی

پس از آن به بیشینه تحقیق قاب‌ها با میان قاب مصالح بنایی پرداخته می‌شود که شامل سه بخش است:

- (۱) بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی رفتار داخل صفحه قاب با میان قاب مصالح بنایی
- (۲) بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی رفتار خارج از صفحه قاب با میان قاب مصالح بنایی
- (۳) بررسی رفتار قاب با میان قاب مصالح بنایی تحت اثر همزمان داخل صفحه و خارج از صفحه

۲-۵-۱ تحقیقات پیشین در زمینه بررسی رفتار دیوارهای آجری مصالح

بنایی

۲-۵-۱-۱ بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی رفتار داخل صفحه دیوارهای مصالح بنایی

جانسون و تامسون^۱ در سال ۱۹۶۹ برای پیدا کردن پارامتر مربوط شکست دیوارهای آجری تحت نیروهای برشی درون صفحه آزمایش‌هایی انجام دادند. از آنجا که دیوارهای آجری از مواد ترد تشکیل شده‌اند و شکست آن به صورت شکست کششی اتفاق می‌افتد. آنها به بررسی مقاومت کششی این دیوارهای مصالح بنایی پرداختند. در این تحقیق دیوارهای آجری را با ضخامت یک آجر تهیه کردند و به صورت دیسک در آوردند. آنگاه به صورت فشاری در راستای قطر دیسک به نمونه بار وارد کردند به دلیل دوار بودن نمونه‌ها آنها توانستند بار فشاری را با هر زاویه دلخواه نسبت به درزهای افقی به دیوار وارد و شکست نمونه‌های موجود را بررسی کنند و باهم مقایسه نمایند. در نهایت مقاومت کششی نمونه‌ها را بر حسب زاویه اعمال بار نسبت به درزهای افقی θ به صورت نموداری تهیه کرده و به این ترتیب رابطه مقاومت کششی را با زاویه θ را مورد بررسی قرار دادند [۳۷].

سینها و هنری^۲ در سال ۱۹۶۹ نمونه‌های ترکیبی از دیوارهای آجری به همراه بازشو درب را با مقیاس ۱:۶ تهیه کردند و تحت بار جانبی قرار دادند. آنها همچنین روابطی را نیز بر اساس آزمایش‌های انجام شده جهت به دست آوردن مقاومت برشی درون صفحه دیوارها ارائه کردند و از نظر آنها شکست

^۱ Johnson & Thompson

^۲ Sinha & Hendry

برشی در دیوارهای آجری یکی به صورت شکست برشی که از درزهای افقی و قائم عبور می‌کند و از همان قانون مور-کلمب تبعیت می‌کند و شکست در کشش که با ایجاد ترک کششی در دیوار ایجاد می‌شود [۳۸].

میز و کلاف^۱ در سال ۱۹۷۵ طی دو گزارش به طور گسترده‌ای به تعدادی از فعالیت‌های آزمایشگاهی که تا آن زمان توسط محققین مختلف بر روی دیوارهای آجری در ابعاد و حالت‌های مختلف بارگذاری از جمله فشار و برش انجام شده بود پرداختند. نحوه اجرای دیوارهای آجری در بارگذاری فشاری و برشی تأثیر دارد که به صورت خلاصه روش و نتایج حاصل از این فعالیت را ارائه دادند [۳۹، ۴۰].

اتیکسون^۲ و همکاران در سال ۱۹۸۹ به بررسی آزمایشگاهی رفتار درزهای ملات تحت تأثیر نیروی استاتیکی و رفت و برگشتی برش مستقیم پرداختند. آنها در ابتدا با استفاده از مدل عددی توزیع تنش برشی در درزهای افقی را بررسی کردند، سپس نمونه‌های آزمایشگاهی را تحت آزمایش برش مستقیم قرار دادند. نتایج اولیه آزمایش‌ها نشان داد که نمونه‌ها در گام اول دارای یک مقاومت اولیه می‌باشد، که پس از آن با یک افت قابل توجه مقاومت مواجه می‌شوند. از این پس نمونه دارای یک مقاومت ثابت است که اغلب تحت تأثیر تعداد رفت و بازگشت‌ها نیز می‌باشد، در هر صورت نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که مقاومت بررسی درزهای ملات در هر دو حالت از معیار مور-کلمب تبعیت می‌کند [۴۱].

ناراین و سینها^۳ در سال ۱۹۸۹ تا ۱۹۹۲ رفتار دیوارهای آجری را تحت نیروهای فشاری رفت و برگشتی یک محوره و دو محوره با انجام آزمایش و با هدف یافتن رفتار هیستریزس مصالح بنایی مورد بررسی قرار دادند. آزمایش‌های تک محوره برای دیوارهای آجری در هر دو راستا انجام شد و در آزمایش دو محوره بارگذاری در هر دو جهت متعامد با نسبت‌های مختلف بر نمونه انجام شد در ادامه یک سطح شکست برای نمونه‌های آزمایش شده به صورت تحلیلی به دست آمد [۴۲-۴۴].

^۱ Mayes & Clough

^۲ Atkinson

^۳ Naraine & Sinha

آبرامز^۱ و همکارانش در سال ۱۹۹۲ به بررسی رفتار داخل صفحه دیوارهای آجری پرداخته است و آزمایش‌هایی را به صورت بار فزاینده رفت و برگشتی بر روی نمونه‌های دیوارهای آجری انجام داده است. با توجه به نتایج توزیع تنش را برای دیوارهایی که ترک کششی حاصل از خمش در آنها ایجاد شده است ارائه نمود و به صورت نظری و تحلیلی به بررسی مقاومت جانبی دیوارهای آجری که ترک خمشی در آنها ایجاد شده پرداخته است برای این منظور مقاومت در برابر نیروی جانبی این نوع دیوارها را برای دو حالت شکست خمش داخل صفحه و برش داخل صفحه ارائه داده است [۴۵].

مورنی^۲ در سال ۱۹۹۶ با تحلیلی دینامیکی تاریخچه زمانی خطی و غیر خطی تعدادی ساختمان‌های آجری یک تا چهار طبقه با دیوارهای محصور، ضریب اصلاح رفتار غیر خطی کاهش نیرو و ضریب افزایشی جابه‌جایی را برای این نوع سیستم سازه‌ای به دست آوردند [۴۶].

تمازویچ و کلمنک^۳ در سال ۱۹۹۷ با بررسی آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای دیوارهای آجری کلاف دار و محصور پرداختند. برای این منظور آنها مدل‌های آزمایشگاهی را با مقیاس ۱:۵ تهیه و تحت نیروهای داخل صفحه رفت و برگشتی قرار دارند و منحنی‌های هیستریزیس را برای آنها رسم کردند. مقایسه منحنی‌ها نشان از افزایش مقاومت و افزایش قابل توجه شکل‌پذیری در اثر استفاده از کلاف را دارد [۴۷].

زوانگ^۴ و همکاران در سال ۱۹۹۸ مدلی را برای تحلیل استاتیکی و دینامیکی دیوارهای آجری غیر مسلح تحت نیروهای داخل صفحه با فرض رفتار اورتوتروپیک مصالح بنایی و با توانایی مدل‌سازی انواع حالات شکست پیشنهاد کردند و در این مدل از رفتار غیر خطی تنش-کرنش مصالح بنایی بدست آمده از نتایج تجربی دیگر محققین استفاده شده است و معیار شکست مورد استفاده نیز مدل چند لایه‌ای است که توانایی مدل‌سازی انواع شکست در درزهای ملات (لغزش) را در واحدهای بنایی را دارد و در نهایت مدل موجود با نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام شده کنترل شد.

^۱ Abrams

^۲ Moroni

^۳ Tomazevic & Klemenk

^۴ zhung

الساخاوی^۱ و همکارانش در سال ۲۰۰۲ به بررسی رفتار سطح تماس ملات و آجر پرداختند. آنها آزمایش‌هایی را در دستگاه برش مستقیم برای تعیین این رفتار انجام دادند و معادله حاکم را در جهت رفتار این اتصال بر اساس مدل الاستو پلاستیک ارائه کردند و با نتایج آزمایش مقایسه نمودند [۴۸].

اولیویرا^۲ و همکاران در سال ۲۰۰۵ به بررسی آزمایشگاهی رفتار منشورهای آجری و سنگی تحت نیروهای محوری و فشاری پرداختند. هدف از انجام آزمایش‌ها یافتن خواص مکانیکی مصالح ساختمان‌های تاریخی موجود بود. بر این اساس آنها به آزمایش منشورهای موجود تحت نیروهای فشاری استاتیکی و رفت و برگشتی پرداخته و نتایج عددی و مشاهدات خود که بسیار متغیر نیز بود، را ارائه کردند [۴۹].

عبدو^۳ و همکارانش در سال ۲۰۰۵ به بررسی رفتار برشی درزهای افقی در آجر کاری پرداختند. هدف اصلی آنها بررسی رفتار این درزها در آجرهای تو خالی در مقایسه با رفتار آنها در آجرهای توپر بود. به این ترتیب آنها نیز نمونه‌هایی را با آجرهای مذکور تهیه کردند و تحت آزمایش برشی رفت و برگشتی و فزاینده قرار دادند و نمودارهای نیرو-تغییر مکان مربوط را رسم نمودند. در نهایت به این نتیجه رسیدند که سوراخ‌های آجرها تأثیر چندانی بر رفتار کلی درزها ندارند و رفتار همچنان بر مبنای معیار زوال مور-کلمب است. آنها همچنین پارامترهای مور-کلمب را برای هر دو نمونه آجر به دست آوردند و با یکدیگر مقایسه نمودند [۵۰].

ردی و ویاس^۴ در سال ۲۰۰۸ تأثیر مقاومت برشی آجر و ملات را بر مقاومت فشاری آجر کار همچنین بر منحنی تنش-کرنش آن بررسی کردند. آزمایش‌ها با استفاده از دو نوع آجر و دو نوع ملات با هدف یافتن رابطه‌ای بین دو پارامتر مذکور انجام گرفت. از آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه‌ها می‌توان به آزمایش مقاومت برشی آجر و ملات و مقاومت فشاری منشور آجر کار اشاره کرد. آنها در ابتدا به طور

^۱ Elsakhawy

^۲ Oliveira

^۳ Abdou

^۴ Reddy & Vyas

جداگانه رفتار منشور آجر کار را در هر نوع آزمایش مورد بررسی قرار دادند. در ادامه بررسی توأم نتایج آزمایش‌ها صورت گرفت. نتایج نهایی تحقیق نشان داد که با افزایش مقاومت برشی آجر و ملات در نمونه‌ها با آجر نرم و ملات سخت مقاومت فشاری آجر کار افزایش می‌یابد. همچنین در نمونه‌ها با ملات سخت‌تر، مقاومت برشی مدول ارتجاعی آجر کار افزایش می‌یابد، بر عکس در نمونه‌های با ملات نرم‌تر نتایج معکوس است [۵۱].

پور آذین و عشقی^۱ در سال ۲۰۰۹ به بررسی آزمایشگاهی و عددی رفتار داخل صفحه دیوارهای آجری محصور شده توسط کلاف (توصیه شده در استاندارد ۲۸۰۰) پرداختند. به این منظور آنها در ابتدا دو دیوار آجری کلاف دار را تحت بارگذاری استاتیکی داخل صفحه قرار دادند. سپس با استفاده از نتایج آزمایش‌ها به مدل‌سازی عددی دیوارها با استفاده از روش عناصر محدود با استفاده از نرم افزار دیانا^۲ پرداختند. هدف آنها به دست آوردن عملکرد منحنی ظرفیت برای دیوارهای آجری کلاف دار بر اساس پارامترهای مؤثر بوده است. آنها در تحقیق خود پارامتر مؤثر را میزان سربار دیوار در نظر گرفتند و منحنی‌های ظرفیت را برای مقادیر مختلف سربار رسم کردند. نتایج حاصل نشان از مقدار قابل توجه شکل‌پذیری دیوارهای آجری کلاف دار دارد، همچنین وجود سربار باعث افزایش مقاومت و شکل‌پذیری دیوارهای آجری کلاف دار می‌شود [۵۲].

پورتو^۳ و همکاران در سال ۲۰۱۰ به بررسی آزمایشگاهی و عددی رفتار دیوارهای آجری غیر مسلح ساخته شده از آجرهای رسی با وضعیت‌های مختلف درزهای افقی و قائم پرداختند. هدف اصلی این تحقیق گسترده بررسی رفتار این اعضا با رویکردهای نوین ساخت می‌باشد. آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه‌ها عبارتند از: چسبندگی برشی آجر و ملات، مقاومت کششی درزهای افقی، مقاومت فشاری آجر کار، آزمایش فشاری قطری و آزمایش‌های برشی استاتیکی و رفت و برگشتی. در ادامه نیز نمونه‌های مورد نظر با استفاده از روش‌های مختلف مدل‌سازی غیر خطی عددی (میکرو و ماکرو) و رفتارهای

^۱ Pourazin & Eshghi

^۲ Diana Software

^۳ Porto

مختلف مصالح (ایزوتروپیک و اورتوتروپیک)، مدل سازی شدند. در نهایت آنها با استفاده از نتایج حاصل از مدل سازی های عددی رفتار نمونه های مذکور با روش های مختلف ساخت را تحلیل کردند [۵۳].

تحقیقات ماهری^۱ و همکاران در سال ۲۰۱۱ از جمله منابع موجود در زمینه تأثیر شیوه اجرا بر رفتار دیوارهای آجری می باشد. آنها طی تحقیقی آزمایشگاهی تأثیر میزان رطوبت مصالح قبل از مصرف در ساخت دیوارهای آجری و پس از ساخت در حین مراقبت رطوبتی را بر مقاومت دیوارهای آجری مورد بررسی قرار دادند. به این منظور آنها آزمایش های متنوعی از جمله مقاومت خمشی منشور آجر کار، مقاومت برشی داخل صفحه دیوارهای آجری و مقاومت خمشی دو محوره خارج از صفحه دیوارهای آجری انجام دادند، و همچنین نمونه ها پس از ساخت تحت مقادیر مختلف رطوبت نگهداری شدند. نتایج حاصل از آزمایش ها نشان از تأثیر قابل توجه میزان رطوبت مصالح قبل و بعد از ساخت نمونه ها بر مقاومت آنها داشت [۵۴].

۲-۱-۵-۲ بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی رفتار خارج از صفحه دیوارهای مصالح بنایی

گولدینگ^۲ در سال ۱۹۹۱ روش جامعی را برای طراحی دیوارهای آجری مسلح و غیر مسلح با شرایط مرزی متنوع تحت نیروهای خارج از صفحه برای رسیدن به سطح بهره برداری مطلوب (ترک و تغییر شکل) ارائه دادند. وی مدل مورد نظر را بر اساس مقاومت خمشی نهایی مقطع و اصول نظریه خطوط شکست به صورت منحنی های طراحی برای انواع دیوارهای آجری و با شرایط مرزی متنوع معرفی کرد [۵۵].

سینها^۳ و همکاران در سال ۱۹۹۷ معیار شکست و روش تحلیلی جامعی را برای شکست دیوارهای آجری تحت خمش دو محوره ارائه دادند. آنها در ابتدا نمونه های آجرکار را تحت آزمایش خمش دو محوره قرار دادند. آنها در ادامه به صورت تحلیلی و بر اساس معیار رانکین مقاومت نمونه های آزمایش

^۱ Maheri

^۲ Golding

^۳ Sinha

شده را بدست آوردند. در ادامه آنها برای تحلیل دقیق تر مسأله با استفاده از روش اجزا محدود نمونه‌ها را بدست آوردند. مقایسه نتایج روش‌های مختلف با نتایج آزمایش نشان از هماهنگی مناسب نتایج با یکدیگر داشت، هرچند که تفاوت‌های معنی داری نیز بین نتایج مشاهده گردید. در نهایت آنها سطح شکست جدیدی را برای خمش دو محوره دیوارهای آجری تحت نیروهای خارج از صفحه با استفاده از نتایج آزمایش‌ها استخراج کرد [۵۶].

دوهرتی^۱ و همکاران در سال ۲۰۰۲ مدلی معادل بر مبنای جابه‌جایی را برای شبیه‌سازی رفتار دیوارهای آجری تحت نیروهای خارج از صفحه پیشنهاد کردند. با توجه به اینکه شکست دیوارهای آجری تحت نیروهای خارج از صفحه پس از ایجاد ترک وابسته به پایداری آن است. فلسفه طراحی بر مبنای جابه‌جایی مطرح شده است. در این تحقیق در ابتدا دیوار ترک خورده به صورت یک سیستم یک درج آزادی مدل گردید. (سیستم جرم و فنر غیر خطی) در این سیستم با توجه به نوع شرایط مرزی و ترک خوردگی، جرم و سختی و میرایی معادل برای مدل استخراج شد اما مقایسه نتایج حاصل این روش با نتایج مدل‌سازی و طراحی بر مبنای نیرو نشان می‌دهد که این مدل در حال حاضر دارای محدودیت‌هایی است که تنها می‌تواند به عنوان مکمل روش‌های موجود به کار رود [۵۷].

میلانی^۲ و همکاران در سال ۲۰۰۶ برای همگن سازی دیوارهای آجری تحت نیروهای خارج از صفحه و تحلیلی حدی آنها ارائه کردند. در این مدل دیوار در ضخامت به تعدادی لایه تقسیم می‌شود. هر لایه نیز در محدوده‌های تکرار شونده به تعدادی زیر دامنه تقسیم می‌گردند. برای هر زیر دامنه در هر لایه تنش به صورت چند جمله‌ای با ضرایب نامشخص نوشته می‌شود. پس از یافتن این مدل همگن، آنها با ترکیب مدل مذکور با روش عناصر محدود شیوه‌ای را برای محاسبه مقاومت حد بالا و مقاومت حد پایین خارج از صفحه دیوارهای آجری ارائه کردند و نتایج را با نتایج آزمایش‌های انجام شده مقایسه نمودند [۵۸].

^۱ Doherty

^۲ Milani

پوپن^۱ و همکاران در سال ۲۰۰۸ در راستای بررسی پایداری دیوارهای آجری تحت نیروهای محوری و جانبی تأثیر وجود نیروهای جانبی خارج از صفحه بر پایداری دیوارهای آجری لاغر به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دارند. بررسی‌ها در قالب دو مدل (عناصر محدود و کمانش الاستیک) انجام شده است و آنها در ابتدا مدل‌های الاستیک خطی موجود برای کمانش دیوارهای آجری تحت بارهای محوری خارج از صفحه را معرفی کردند و در ادامه نیز مدل غیر خطی عناصر محدود برای این منظور که توسط دیگر محققین ارائه شده بود نیز معرفی شد. در ادامه نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام شده بر روی هشت نمونه دیوار آجری ارائه گردید. روند انجام آزمایش‌ها به این ترتیب بود که ابتدا به هر نمونه نیروی عمودی مشخصی اعمال گردید. سپس با ثابت نگه داشتن نیروی محوری نیروی خارج از صفحه به نمونه اعمال و تغییر شکل نمونه ثبت گردید. با استفاده از شکل نمونه در آستانه شکست، ضریب طول مؤثر برای هر نمونه به دست آمد. در نهایت نتایج حاصل از آزمایش‌ها با نتایج حاصل از تحلیلی غیر خطی مقایسه شدند. نتایج نهایی تحقیق نشان از تأثیر قابل توجه نیروهای خارج از صفحه بر کمانش دیوارهای آجری لاغر داشت [۵۹].

گریفیت^۲ و همکاران در سال ۲۰۰۴ به بررسی آزمایشگاهی رفتار چهارده دیوار آجری تحت نیروهای مختلف خارج از صفحه یک طرفه استاتیکی و دینامیکی و همچنین ارتعاش آزاد پرداختند. در گام اول نمونه‌ها با سربارهای مختلف تحت نیروهای خارج از صفحه استاتیکی قرار گرفتند و نتایج حاصل نیز با روابط تحلیلی موجود (مدل الاستیک خطی و مدل اجزا صلب) مقایسه شدند. در گام بعدی نمونه‌ها تحت نیروهای هارمونیک قرار گرفتند. در این مرحله نتایج نشان داد که بر خلاف حالت استاتیکی دیوار به یکباره به شکست نرسیده است، بلکه پس از ترک به صورت دو جسم صلب به ارتعاش در می‌آید. در ادامه با استفاده از نتایج آزمایش ارتعاش آزاد فرکانس طبیعی برای نمونه‌های ترک خورده و بدون ترک به دست آمد. نتایج آنها نشان داد که میزان فرکانس طبیعی تحت تأثیر میزان سربار و دامنه ارتعاش

^۱ Popehn

^۲ Griffith

می‌باشد. در گام بعد نمونه‌ها تحت شتاب واقعی چند زلزله در تراز پایه خود قرار گرفتند و منحنی پاسخ برای آنها بدست آمد. در انتها با استفاده از نتایج آزمایش‌های انجام شده یک سازه یک درجه آزادی با سختی و جرم معادل برای مدل‌سازی رفتار خارج از صفحه دیوارهای آجری ارائه گردید [۶۰].

کانیت و اتیمتای^۱ در سال ۲۰۰۶ به بررسی آزمایشگاهی رفتار خارج از صفحه دیوارهای آجری غیر مسلح پرداختند. آنها در ابتدا به صورت تحلیلی شتاب خارج از صفحه وارد بر یک دیوار آجری غیر مسلح پرداختند. آنها در ابتدا به صورت تحلیلی شتاب خارج از صفحه وارد بر یک دیوار آجری غیر مسلح در زلزله را بر حسب شتاب زمین تخمین زدند. طبق نتایج اولیه آنها دیوارهای آجری طبقات بالاتر در برابر نیروهای خارج از صفحه زلزله بسیار آسیب پذیرند. آنها در ادامه به آزمایش یک دیوار آجری غیر مسلح تحت بارگذاری خارج از صفحه رفت و برگشتی پرداختند و منحنی هیستریزیس و شکل شکست و رفتار را برای آن استخراج کردند [۶۱].

گریفیت^۲ و همکاران در سال ۲۰۰۷ دیوارهای آجری در مقیاس واقعی و نسبت‌های طول به ارتفاع مختلف را تحت آزمایش خمش خارج از صفحه دو طرفه به صورت رفت و برگشتی، با هدف یافتن یک روش طراحی بر مبنای جابه‌جایی قرار دادند. نمونه‌های مورد نظر با بازشو و بدون بازشو بودند. برخی از نمونه‌ها نیز دارای سربار بودند. نتایج آزمایش‌ها را در قالب منحنی‌های هیستریزیس و شکل ترک مورد بررسی قرار دارند. مقاومت قابل توجه پس از مقاومت حداکثر و ظرفیت تغییر شکل خارج از صفحه مطلوب تا مقاومت نهایی که عموماً ناشی از وجود سربار می‌باشد از نکات قابل توجه نتایج بودند [۶۲].

درخشان^۳ و همکاران در سال ۲۰۰۹ با انجام آزمایش خارج از صفحه بر روی سه دیوار آجری غیر مسلح با نسبت‌های ارتفاع به ضخامت مختلف و مقادیر مختلف سربار، یک مدل سه خطی را برای رفتار خارج از صفحه این اعضا ارائه دادند. در این تحقیق در ابتدا از یک سو به نقاط ضعف مدل‌های دو خطی برای رفتار خارج از صفحه و خمش یک طرفه دیوارهای آجری اشاره شد، و از سوی دیگر اساس مدل سه

^۱ Kanit & Atimtay

^۲ Griffith

^۳ Derakhshan

خطی معرفی شد. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که میزان سربار و ضریب لاغری تأثیر قابل توجهی بر مقاومت و رفتار خارج از صفحه دیوارهای آجری دارد. در ادامه نیز با استفاده از نتایج آزمایش خمش یک طرفه بر روی مدل آزمایشگاهی پارامترهای لازم برای مدل سه خطی بدست آمد [۶۲].

ماهری^۱ و همکاران در سال ۲۰۱۱ و طی آزمایش‌هایی بررسی تأثیر درزهای قائم ملات بر مقاومت داخل صفحه و خارج از صفحه دیوارهای آجری پرداختند. آنها دریافتند که خالی بودن درزهای قائم ملات تأثیر کاهنده قابل توجهی در مقاومت داخل صفحه و خارج از صفحه دیوارهای آجری دارد. میزان این تأثیر به عواملی چون مقدار چسبندگی آجر و ملات در دیوارها بستگی دارد [۵۴].

۲-۵-۲ تحقیقات پیشین در زمینه بررسی قاب دارای میان قاب مصالح بنایی

۲-۵-۲-۱ بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی رفتار داخل صفحه میان قاب‌ها

پولیاکوف^۲ در سال ۱۹۵۶ اندرکنش قاب و میان قاب را با انجام چند آزمایش بزرگ مقیاس تعیین نمود. او ملاحظه کرد که مجموعه قاب و میان قاب تا ایجاد ترک‌هایی در پیرامون میان قاب به صورت یکپارچه عمل می‌کند، سپس با ایجاد ترک‌هایی در امتداد قطر فشاری از میان درزهایی افقی و قائم دیوار قطر فشاری آن کوتاه‌تر و قطر کششی آن بلندتر می‌شود. بعدها پولیکاف با مشاهده تکیه قاب به میان قاب ایده قید قطری معادل را برای مدل‌سازی میان قاب در قاب‌های دارای میان قاب مصالح بنایی جهت انجام تحلیل‌های سازه‌ای پیشنهاد کرد [۶۳].

استنفورد اسمیت^۳ در سال ۱۹۹۶ با انجام آزمایش بر روی تعدادی قاب فولادی با میان قاب بتنی، مدل دستک فشاری برای مدل کردن میان قاب پیشنهاد کرد و برای پیش‌بینی نتایج آزمایشگاهی، عرض

^۱ Maheri

^۲ Polyakov

^۳ Stafford Smith

مؤثر را که همان عرض قید قطری معادل می‌باشد تعیین کرد. او دریافت که اندازه عرض مؤثر به طول تماس قاب و میان قاب وابسته است که آن هم به نسبت سختی قاب به میان قاب بستگی دارد ضخامت و طول قید قطری همان ضخامت و طول میان قاب است [۱۴].

ردینگتون و استفورد اسمیت^۱ در سال ۱۹۷۷ پس از تحلیل چند نمونه قاب میان پر مصالح بنایی به روش اجزای محدود خطی، روابطی را برای محاسبه تنش‌های برشی، کششی قطری و فشاری قائم در مرکز میان قاب ارائه دادند؛ آنها دریافتند که تنش‌ها در مرکز میان قاب مستقل از سختی قاب و اصطکاک بین مرزی بوده ولی به شدت تحت تأثیر نسبت ارتفاع به طول میان قاب می‌باشد [۶۴].

صباح و عبدین^۲ در سال ۱۹۸۸ از روش عددی برای تحلیل لرزه‌ای قاب‌های میان پر بتنی با جایگذاری دستک فشاری معادل استفاده کردند و تأثیر عواملی از قبیل سازه، نوع مصالح میان قاب، نسبت هندسی میان قاب و عرض مؤثر دستک فشاری معادل را بررسی نمودند، آنها دریافتند که افزایش ارتفاع به طول قاب موجب افزایش مقادیر تنش‌های ایجاد شده در ستون‌ها می‌شود [۶۵].

پائولی و پرستلی^۳ سال ۱۹۹۲ با استفاده از اعضای مهاربند قطری دو سر مفصل را به جای میان قاب‌ها در تحلیل قاب‌های میان پر پیشنهاد دادند، همچنین آنها در محاسبه سختی قاب میان پر به این روش استفاده از یک چهارم قطر میان قاب را برای عرض مؤثر قید فشاری توصیه کردند [۶۶].

محرابی^۴ و همکاران در سال ۱۹۹۶ برای بررسی تأثیر میان قاب‌های مصالح بنایی بر عملکرد قاب بتن مسلح ۱۲ نمونه قاب یک طبقه و یک دهانه با میان قاب‌های مصالح بنایی ضعیف تحت بارهای یکنواخت و چرخه‌ای را مورد آزمایش قرار دادند و نتیجه گرفتند که میان قاب‌های مصالح بنایی بر عملکرد قاب‌های بتنی تأثیر مثبت دارد [۶۷].

^۱ Riddington & Stafford Smith

^۲ Sobiah & Abdin

^۳ Paulay & Priestley

^۴ Mehrabi

مسلم^۱ و همکاران در سال ۱۹۹۷ برای بررسی تأثیر پارامترهایی از قبیل تعداد دهانه‌ها، خصوصیات مکانیکی مصالح و ملات به کار رفته وجود بازشوها بر ظرفیت باربری قاب‌های دارای میان‌قاب آزمایشاتی بر روی قاب‌های فولادی دارای میان‌قاب انجام دادند. آنها نتیجه گرفتند که عرض قید قطری معادل در تمام طول آن یکسان نیست و دارای یک مقطع منشوری با عرض حداکثر در مرکز میان‌قاب می‌باشد. همچنین یک مدل هیستریزیس برای تحلیل لرزه‌ای قاب‌های دارای میان‌قاب با در نظر گرفتن کاهندگی سختی و مقاومت ارائه دادند.

مورتی و جین^۲ در سال ۲۰۰۰ بر روی ۱۲ نمونه قاب بتنی یک طبقه یک دهانه آزمایشاتی را انجام دادند، از نتایج دریافتند که میان‌قاب مصالح بنایی باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری کلی در توانایی جذب انرژی سازه‌های بتنی می‌شود [۶۷].

آسترس^۳ و همکارانش در سال ۲۰۱۳ ماکرو مدل‌های مختلفی برای طراحی قاب میان‌پر مصالح بنایی پیشنهاد دادند، نتایج نشان داد که مدل‌هایی با سه دستک فشاری اندرکنش بین قاب و میان‌قاب را با دقت بیشتری نسبت به مدل‌هایی با یک دستک فشاری پیش‌بینی می‌کند [۶۸].

ژای^۴ و همکارانش در سال ۲۰۱۶ رفتار لرزه‌ای قاب میان‌پر مصالح بنایی با و بدون بازشو چهار نمونه تک دهانه و تک طبقه با مقیاس کامل آزمایش شده تحت بار ثابت و بار جانبی چرخه‌ای شبه استاتیکی قرار گرفته‌اند نتایج نشان داده است قاب میان‌پر از نظر مقاومت و سختی تأثیر بیشتری دارد [۶۹].

نصیری^۵ در سال ۲۰۱۷ مدل‌های سه بعدی اجزای محدود برای مدل‌های قاب میان‌پر برای عملکرد لرزه‌ای توسعه دادند، آنها مشاهده کردند که رفتار درون صفحه قاب بتنی با میان‌قاب مصالح بنایی به طور قابل توجهی تحت تأثیر پارامترهای سطح شکست ملات و اتساع قرار گرفته و کمتر تحت انرژی

^۱ Mosalam

^۲ Murty & Jain

^۳ Asteris

^۴ Zhay

^۵ Nasiri

شکست ملات است [۷۰].

تیموراگالو^۱ و همکارانش در سال ۲۰۱۷ مقایسه‌ای بین مدل‌های تحلیلی میان‌قاب‌های بنایی انجام دادند، آنها از نتایج تحلیلی دریافتند روش مدل‌سازی با دستک فشاری معادل تنها روش ساده و مؤثر برای نشان دادن رفتار کلی قاب بتنی میان‌پر است [۷۱].

کاریم^۲ و همکارانش در سال ۲۰۱۸ دو روش مدل‌سازی ماکرو مدل دستک فشاری قطری معادل و مدل‌سازی گسسته دو بعدی قاب میان‌پر را بررسی و با یکدیگر مقایسه کردند و دریافتند بین دو روش تفاوت‌هایی از جمله منحنی ظرفیت و حالت‌های شکست میان‌قاب وجود دارد [۷۲].

۲-۲-۵-۲ بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی رفتار خارج از صفحه میان‌قاب‌ها

داو و سیا^۳ در سال ۱۹۸۹ اولین کسانی بودند که مطالعاتی را بر روی رفتار خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی انجام دادند. آنها یک روش تحلیلی برای محاسبه ظرفیت باربری ترک‌خوردگی و نهایی خارج از صفحه میان‌قاب‌های محصور در قاب‌های فولادی ارائه نمودند. در این مطالعه، بوسیله کیسه‌های هوای مسطح، تعداد نه قاب مرکب فولادی با مصالح میان‌قاب بلوک بتنی تحت فشار فزاینده یکنواخت عمود بر سطح دیوار آزمایش شد. آنها برای تعیین پاسخ قاب مرکب تا لحظه اولین ترک‌خوردگی از تحلیل ارتجاعی اجزای محدود استفاده نموده و با اصلاح معادلات تئوری خطوط گسیختگی با اعمال اثر کنش قوسی ایجاد شده در میان‌قاب ناشی از وجود قاب محیطی روابطی را برای محاسبه ظرفیت باربری خارج از صفحه میان‌قاب بر حسب مقاومت فشاری مصالح بنایی، ابعاد میان‌قاب، سختی خمشی پیچشی ستون‌ها و ضخامت میان‌قاب برای دو نوع شرط مرزی دیوار با سه لبه متکی به قاب و یک لبه آزاد و دیوار با هر چهار لبه متکی به قاب ارائه کردند. سپس، با مقایسه نتایج آزمایش‌ها و روش تحلیلی فوق، پیشنهاداتی را برای مقاصد طراحی بیان نمودند [۲۷].

^۱ Timuragaoglu

^۲ Kareem

^۳ Dawe & Seah

آنجل و آبرام^۱ در سال ۱۹۹۴ روشی را برای بدست آوردن ظرفیت بار جانبی یکنواخت میانقاب‌های مصالح بنایی غیرمسلح در دو حالت آسیب دیده و سالم ارائه نمودند. روش ارزیابی بر مبنای مدل تحلیلی که پدیده کنش قوسی را در میانقاب مصالح بنایی در معرض بار خارج از صفحه در نظر می‌گیرد، می‌باشد و همچنین تحلیل برای نواری از میانقاب که دهانه آن بین دو تکیه گاه صلب می‌باشد، انجام می‌شود. مقاومت میانقاب با مقاومت فشاری مصالح بنایی و با توجه به نسبت لاغری تغییر می‌کند. بازرسی عینی یکی از روش‌های تخمین میزان گسترش ترک‌های موجود در میانقاب است. در این مطالعه، ضرایب کاهش برای ترک‌های موجود در میانقاب و با توجه به شکل‌پذیری قاب محاسبه می‌شوند [۶].

هیل^۲ در سال ۱۹۴۴ گزارشی از نتایج آزمایشات خارج از صفحه ارائه کرد. این آزمایش‌ها شامل آزمایش‌های مخرب بر پانل‌های میانقابی در دو ساختمان و سه ترکیب متفاوت دیوارهای مصالح بنایی و یک دیوار جداکننده سفالی بود. در تمام حالات، بارگذاری به صورت متمرکز است که توسط یک صفحه در میانقاب توزیع گردید و بارگذاری توسط جک‌های هیدرولیکی اعمال شده است. هدف اساسی این آزمایش‌ها، بدست آوردن اطلاعات آزمایشگاهی ساختمان‌های با مقیاس واقعی جهت کاربرد در استانداردهای بهسازی می‌باشد. همچنین در این مطالعه، مقایسه‌هایی از نتایج آزمایش‌ها با محاسبات توسط تئوری کنش قوسی آورده شده است. نتایج آزمایش‌ها و محاسبات توسط تئوری کنش قوسی در تمامی حالات توسط برنامه‌های اجزای محدود خطی و غیرخطی همگرا شدند [۷۳].

مارتینی^۳ یک مدل اجزای محدود را برای بررسی شکست خارج از صفحه دیوارهای مصالح بنایی غیرمسلح ارائه نمود. از جمله ویژگی‌های این مدل کاربردی بودن آن بود. هرچند هدف اساسی این تحقیق، مدل کردن رفتار دینامیکی دوطرفه بود، اما در این روش رفتار استاتیکی یک‌طرفه مدل شد.

^۱ Angel & Abrams

^۲ Hill

^۳ Martini

این روش بر مبنای روش ترک گسسته بود که در آن ملات توسط المان‌های سطحی تماسی و بلوک‌های مصالح بنایی توسط المانهای الاستیک هشت گرهی تعریف شده است. در این مطالعه عمدتاً با دیوارهای سبک کار شده است که در ساختمان‌های مصالح بنایی یک و دو طبقه می‌باشند. بنابراین شکست مصالح در مدل‌سازی مطرح نمی‌شود. یک دیوار تحت بارگذاری سبک تعریف می‌شود، هرگاه ناپایداری قبل از آنکه مصالح بنایی به تنش فشاری شکست برسند رخ می‌دهد. یعنی هیچگونه شکستی رخ نمی‌دهد [۷۴].

دافنیس^۱ و همکاران در سال ۲۰۰۲، رفتار میان‌قاب‌های مصالح بنایی را تحت بارهای لرزه‌ای کوچک با توجه به رفتار اندرکنش قوسی بررسی نمودند. فرضیات این مطالعه این بود که قاب بتن مسلح نسبتاً صلب و همچنین تنش‌های داخل صفحه ناشی از بارهای لرزه‌ای در میان‌قاب مصالح بنایی که در قاب بتن مسلح نسبتاً کوچک است. بنابراین بارهای بحرانی میان‌قاب‌های بنایی هنگام زلزله، نیروهای خارج از صفحه می‌باشند. آزمایشات بر روی شش نمونه دیوار مصالح بنایی با مقیاس واقعی بر روی میز لرزان با ارتعاشات چند جهته صورت گرفت. نحوه اتصال میان‌قاب با قاب پیرامونی، یک پارامتر مهم در رفتار دینامیکی دیوار می‌باشد. بنابراین چهار حالت مختلف اتصال بین دیوار و تیر بالایی در این آزمایشات بررسی گردید. در حالتی که اتصال بین دیوار و تیر بالایی وجود داشته باشد، مشاهده شد که پایداری دیوار بنایی برای بارهای لرزه‌ای بدلیل پدیده کنش قوسی در خمش تأمین می‌شود. گاهی ممکن است اتصال بالایی به صورت غیراستاندارد اجرا شود، مثلاً اتصال نیمه‌پر باشد و یا فاصله کوچکی حدود سه میلیمتر وجود داشته باشد. در حالتی که بارهای لرزه‌ای قائم پس از بارهای افقی اعمال می‌شود، اندازه فاصله کوچک بین ملات و تیر بالایی بسیار حائز اهمیت می‌باشد، چرا که به دلیل این فاصله جابه‌جایی نسبی بزرگی بین تکیه‌گاه پایینی و بالای دیوار ایجاد می‌شود. بنابراین مسئله پایداری دیوارهای بنایی آزمایش شده، مسئله مربوط به مقاومت نیست؛ بلکه بیشتر مربوط به کینماتیک، مثلاً جابجایی آجرها می‌باشد [۷۵].

^۱ Dafinis

۲-۵-۳ بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی میان قاب‌ها تحت اثر اندرکنش داخل و خارج

از صفحه میان قاب‌ها

شاپیرو^۱ همکاران در سال ۱۹۹۴ به بررسی اندرکنش نیروهای داخل صفحه و خارج از صفحه در میان قاب‌های مصالح بنایی پرداختند. هدف آنها بررسی مقاومت خارج از صفحه میان قاب مصالح بنایی ترک خورده تحت نیروهای داخل صفحه بود. تعداد هشت قاب بتن مسلح در مقیاس واقعی یک دهانه و یک طبقه با میان قاب مصالح بنایی یا بلوکی را تحت آزمایش رفت و برگشت داخل صفحه قرار دادند. پس از اعمال نیروهای داخل صفحه که در اکثر نمونه‌ها با ایجاد ترک داخل صفحه در میان قاب‌های آزمایشگاهی همراه بود. پس از آن نمونه‌ها تحت آزمایش خارج از صفحه قرار گرفتند و نیروهای خارج از صفحه نیز برای برخی نمونه‌ها بدون حضور نیروهای داخل صفحه و برای برخی با حضور نیروهای داخل صفحه همراه بود. در برخی از نمونه‌ها نیز پس از اعمال نیروهای خارج از صفحه نمونه ترمیم شده، دوباره تحت آزمایش قرار گرفت و نتایج نهایی نشان داد که وجود نیروهای داخل صفحه در میان قاب با ابعاد معمول تأثیر چندانی بر مقاومت خارج از صفحه میان قاب‌ها ندارد. اما وجود ترک‌های ناشی از نیروهای داخل صفحه تا دو برابر مقاومت خارج از صفحه را کاهش می‌دهد. در نهایت نیز آنها به ارائه یک مدل تحلیلی جهت تعیین مقاومت خارج از صفحه میان قاب‌های آسیب دیده تحت نیروهای داخل صفحه پرداختند [۶].

آنجل و آبرامز^۲ در سال ۱۹۹۴ نشان دادند که ظرفیت خارج از صفحه قاب‌های میان پر مصالح بنایی به دلیل جابه‌جایی داخل از صفحه تا نصف ظرفیت خارج از صفحه کاهش پیدا می‌کند. این کاهش ظرفیت خارج از صفحه به نسبت ظرفیت لاغری بالاتر بستگی دارد [۶].

^۱ Shapiro

^۲ Angel & Abrams

فلنگان^۱ و همکاران در سال ۱۹۹۹ در تحقیقی میان‌قاب‌های مصالح بنایی ساخته شده در قاب‌های فولادی را تحت نیروهای خارج از صفحه و داخل صفحه به تنهایی آزمایش کردند. آنها نتایج حاصل را با روابط تجربی موجود نیز مقایسه کردند. جهت بررسی اندرکنش نیروهای داخل صفحه و خارج از صفحه آنها آزمایش‌هایی با ترکیب این نیروها انجام شد، به این ترتیب در ابتدا یک میان‌قاب مصالح بنایی تحت آزمایش داخل صفحه تا حدود ۸۰٪ مقاومت خود (ظهور ترک‌های قطری) قرار گرفت. سپس میان‌قاب مصالح بنایی مورد نظر تحت نیروهای خارج از صفحه قرار گرفت. این آزمایش نشان از کاهش ۱۵٪ مقاومت خارج از صفحه داشت بعد از آن میان‌قاب‌های بارگذاری شده تحت نیروهای خارج از صفحه، تحت نیروهای داخل صفحه قرار گرفتند. آزمایش‌های انجام شده نشان تأثیر اندک نیروهای خارج از صفحه بر مقاومت داخل صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی داشت. در گام آخر نیز میان‌قاب‌های مورد آزمایش تحت تأثیر همزمان نیروهای داخل صفحه و خارج از صفحه قرار گرفتند. روند آزمایش به این ترتیب بود به نوبت سیکل‌های داخل صفحه و خارج از صفحه به نمونه اعمال می‌شود. نتایج آزمایش‌ها بیانگر کاهش مقاومت داخل صفحه و خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی بود [۷۶].

الچار^۲ و همکاران در سال ۲۰۰۲ بیان نمودند که با توجه به روابط اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه تحت تقاضاهای بالای خارج از صفحه با نسبت ظرفیت DCR، ظرفیت داخل از صفحه دیوارهای مصالح بنایی به طرز چشمگیری کاهش می‌یابد [۷۷].

مسلم و هاشمی^۳ در سال ۲۰۰۷ به بررسی رفتار قاب‌های بتن مسلح با میان‌قاب‌های مصالح بنایی تحت تأثیر اندرکنش نیروهای داخل صفحه و خارج از صفحه پرداختند. ابتدا یک قاب بتن مسلح با میان‌قاب مصالح بنایی را بدون میز لرزان تحت حرکت یک محور تکیه‌گاه با سه رکورد زلزله مختلف آزمایش کردند، در ادامه یک مدل اجزای محدود در نرم افزار دیانا از قاب بتن مسلح و میان‌قاب مصالح

^۱ Flanagan

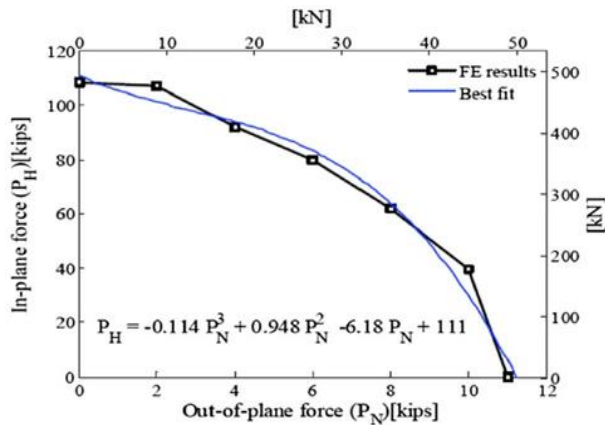
^۲ Al-chaar

^۳ Mosalam & Hashemi

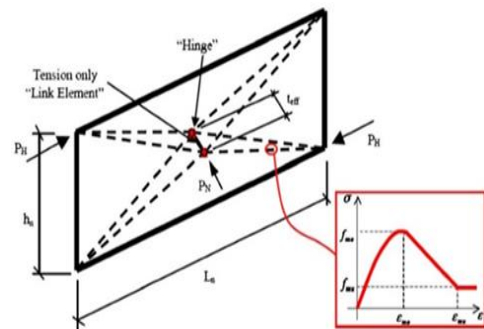
بنایی مورد آزمایش تهیه و مدل مورد نظر را کالیبره کردند. سپس از همان مدل استفاده شده برای رفتار داخل صفحه جهت بررسی رفتار خارج از صفحه میانقاب آجری استفاده کردند. در ادامه نیز با استفاده از همان مدل یک منحنی اندرکنش برای قاب و میانقاب آزمایش شده تهیه کردند. آنها با استفاده از منحنی اندرکنش به دست آمده، مدل خرابایی معادل برای میانقاب‌های مصالح بنایی را اصلاح نمودند و در نهایت منحنی‌های آسیب را برای ساختمان‌های بتنی با میانقاب مصالح بنایی با در نظر گرفتن تأثیرات دو محوری نیروهای زلزله استخراج کردند [۷].

یکی از روش‌های مناسب برای مدل‌سازی در میانقاب‌ها، استفاده از دستک‌های فشاری به صورت قطری در اعضا قاب می‌باشد، که شبیه‌سازی پاسخ داخل صفحه را ممکن می‌کند. مشکل اصلی این روش، در نظر نگرفتن اندرکنش رفتار همزمان در داخل و خارج از صفحه میانقاب‌ها می‌باشد. برای رفع این محدودیت‌ها مسلم و هاشمی [۷، ۷۸] در سال ۲۰۰۷ یک ماکرومدل سه بعدی دستک فشاری و کششی SAT^۱ پیشنهاد کردند. که در این مدل پیشنهادی عملکرد قوسی رفتار میانقاب در خارج از صفحه را، با انتقال گره میانه از هر دستک فشاری عمود بر صفحه میانقاب در نظر گرفتند. این مدل از هشت دستک فشاری که قانون تنش و کرنش مشخصی دارد، تشکیل شده است. گره وسط دهانه به وسیله یک اتصال صلب که فقط در کشش مقاومت می‌کند، وصل شده است. صحت‌سنجی و کالیبره کردن مدل بر اساس تعریف سطوح گسیختگی که نماینده خسارت‌ها در داخل صفحه و خارج از صفحه میانقاب‌ها است، در شکل ۲-۱۷ نشان داده شده است. مدل دستک فشاری اصلاح شده را می‌توان برای مدل‌سازی رفتار میانقاب در داخل صفحه و خارج از صفحه در مدل‌های سه بعدی سازه در نظر گرفت. وضعیت این مدل نسبت به مدل دستک فشاری متداول لحاظ کردن اثرات خارج از صفحه میانقاب در رفتار داخل صفحه میانقاب می‌باشد [۷، ۷۸].

^۱ Sat And Tie



ب. اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه میان قاب

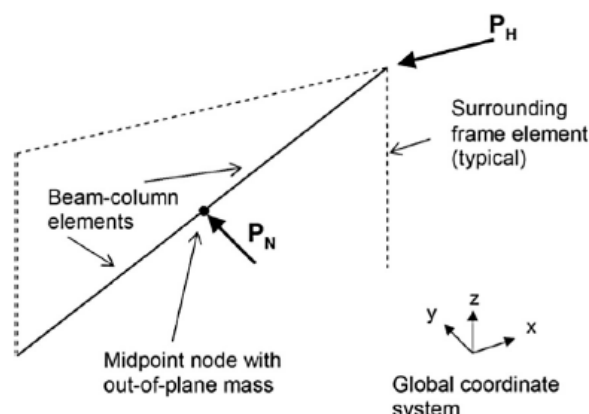


الف. شمایی از مدل

شکل ۲-۱۷. مدل ارائه شده توسط مسلم و هاشمی [۷، ۷۸]

مسلم و کدیسیکی^۱ در سال ۲۰۰۹ به تکمیل مدل مسلم و هاشمی پرداختند، و طی تحقیقی جداگانه آن را پیشنهاد دادند. یک مدل تحلیلی کاربردی جهت منظور نمودن پاسخ داخل صفحه و خارج از صفحه میان قاب‌های مصالح بنایی ارائه کردند. در این مدل اندرکنش بین ظرفیت داخل و خارج از صفحه نیز در نظر گرفته شد. در این مدل از فرضیه تغییر شکل‌های کوچک استفاده شده است. در این مدل در وسط دهانه جرمی در جهت خارج از صفحه اختصاص داده می‌شود تا نیروهای اینرسی را در این جهت منظور نماید. المان‌های تیر-ستون استفاده شده در این تحقیق، المان‌های کنترل شونده نیرویی با رفتار الاستیک متمرکز در نواحی مفصل می‌باشند. این نواحی توسط تارهای غیر خطی مدل می‌شوند که مقاومت و موقعیت آنها به گونه‌ای محاسبه شده‌اند تا رابطه اندرکنشی مقاومت داخل صفحه و خارج از صفحه مطلوب را ایجاد نماید. همچنین، سختی الاستیک و مساحت تارها به گونه‌ای تعیین می‌شوند، که خواص دینامیک الاستیک داخل صفحه و خارج از صفحه میان قاب و خصوصیات مقاومتی کل مدل حفظ شود. همچنین در این تحقیق عملکرد یک میان قاب با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی مورد بررسی قرار گرفته است، شکل ۲-۱۸.

^۱ Mosalam & Kadysiewski



شکل ۲-۱۸. مدل پیشنهاد شده توسط مسلم و کدیسی [۱۲]

تسنیمی و زمردی^۱ در سال ۲۰۱۰ با استفاده از نرم افزار دینا به بررسی اندرکنش نیروهای داخل صفحه و خارج از صفحه در میان قاب‌های مصالح بنایی در قاب بتن مسلح پرداختند. آنها نیز منحنی اندرکنش را برای یک میان قاب استخراج نمودند، و مشاهده کردن اندرکنش قابل توجهی بین نیروهای خارج از صفحه و داخل از صفحه وجود دارد به طوری که با افزایش نیروهای خارج از صفحه، ظرفیت داخل از صفحه میان قاب کاهش می‌یابد. نحوه اتصال قاب به میان قاب را نیز در نظر گرفتن و قاب با میان قاب‌های مصالح بنایی که از دو طرف اتصال دارد هم خوانی بهتری با مقادیر روابط تجربی مقاومت خارج از صفحه میان قاب مصالح بنایی ارائه شده توسط محققین دارد [۷۹].

خان محمدی و بهنام^۲ در سال ۱۳۸۹ روابط پیشنهاد شده برای اندرکنش دیوارهای مصالح بنایی با لاغری و بار محوری را در نظر گرفتند. نتایج آنها نشان داد که تحت جابه‌جایی خارج از صفحه زیاد، نیرو به مخصوصاً ظرفیت جابه‌جایی در فاز داخل صفحه به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد [۸۰].

نجف قلی پور^۳ و همکاران در سال ۲۰۱۱ نجف پور و همکاران آزمایش استادارد تنش مورب را بروی نمونه ۲۷ با بارگذاری خارج از صفحه انجام دادند. مانند مطالعات فوق آنها نتیجه گرفتند، اندرکنش بین بارگذاری داخل صفحه و خارج از صفحه در وضعیت شدیدتری بین بارگذاری در هر جهت است. همچنین

^۱ Tasnimi & zomorodi

^۲ Khan Mohammadi & Behnam

^۳ Najaf Gholipour

با استفاده از یک مدل غیر ایزوتروپیک محیط پیوسته شبیه‌سازی یک بعدی دیوارهای مصالح بنایی را شبیه‌سازی کردند. نتیجه گرفتند که نسبت طول به عرض نقش مهمی در تعیین نیروی اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه دارد هرچه نسبت طول به عرض بیشتر باشد اندرکنش داخل و خارج از صفحه نیز بیشتر می‌شود [۸۱].

کاسلو و میلانی^۱ اندرکنش خمشی و پیچشی دیوارهای مصالح بنایی در بارگذاری خارج از صفحه مورد مطالعه قرار گرفت، که شاهد کاهش مقاومت خارج از صفحه تحت بارهای چرخه‌ای بودند [۸۲]. دولت شاهی^۲ و همکارانش در سال ۲۰۱۲ با در نظر گرفتن مطالعات اندکی که در رابطه با اندرکنش دیوارهای مصالح بنایی در داخل صفحه و خارج از صفحه وجود دارد، چهارچوبی برای حل این عدم قطعیت‌ها با انجام آزمایش‌های تجربی، عددی و تحلیلی مطالعات مطرح کرد. این آزمایش‌ها شامل بارگذاری چرخه‌ای استاتیکی داخل صفحه و خارج از صفحه تحت شرایط مرزی مختلف بود. وی اظهار داشت، بارگذاری خارج از صفحه تحت کنترل-جابه‌جایی هیچ از ظرفیت داخل صفحه کم نمی‌کند، اما در بارگذاری خارج از صفحه تحت نیرو-کنترل از ظرفیت داخل از صفحه کاسته می‌شود [۸].

دولت شاهی و همکاران در سال ۲۰۱۳ مدل مصالح بنایی برای صحت‌سنجی نتایج چندین آزمایش سه بعدی چرخه‌ای رفتار ساختمان‌های مصالح بنایی با استفاده از تحلیلی صریح بررسی شد. در یک پژوهش دیگر توسط دولت شاهی و همکاران تعامل اندرکنش داخل و خارج از صفحه دیوار مصالح بنایی با تحت نسبت‌های مختلف چرخه‌ای و پروتکل بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج نشان می‌دهد که جهت نیروی حاصل از دیوار در ابتدا متناسب با نسبت سختی در جهت داخل صفحه و جهت خارج از صفحه می‌باشد. با این جهت طولی صرف نظر از جهت جابه‌جایی تحمیلی است [۸۳]. همچنین دولت‌شاهی و همکاران توصیه‌هایی برای کاربرد فرمولاسیون ASCE برای ظرفیت دیوارهای مصالح بنایی تحت شرایط بارگذاری دو طرفه مختلف ارائه دادند. دولت شاهی و همکاران یک منحنی اندرکنش

^۱ Casolo & Milani

^۲ Dolatshahi

برای بارگذاری دو جهت دیوارهای مصالح بنایی که تحت بارهای جاذبه و جهت بارگذاری بود ارائه کردند. منحنی اندرکنشی که توسعه داده شده بود مدهای گسیختگی مختلف را برای آجر و ملات که شامل تنش و گسیختگی و ترکیب از برش و خرابی‌های فشاری است در نظر گرفته بود. مقایسه نتایج با نتایج ASCE نشان داد که منحنی تعامل پیشنهادی تخمین قابل قبول از مقاومت ترک خوردگی دیوارهای مصالح بنایی را تحت بارگذاری داخل و خارج از صفحه ارائه می‌دهد. در ناحیه دیوارهای میان‌قابی داده‌های آزمایشگاهی متعددی وجود دارد که نشان از آسیب‌پذیری این عناصر در جهت خارج از صفحه که قطعاً از آسیب‌های داخل صفحه شدید می‌شود [۸۴].

یون و یانگ^۱ در سال ۲۰۱۰ با انجام آنالیزهای پوش‌آور نتیجه گرفت که بارگذاری خارج از صفحه قاب میان‌پر مصالح بنایی می‌تواند ظرفیت داخل صفحه را تا ۳۰٪ کاهش دهد [۸۵].

علینژاد^۲ در سال ۱۳۹۰ در دانشگاه تربیت مدرس با استفاده از نرم افزار Com3^۳ توسعه یافته در آزمایشگاه بتن توکیو، که این نرم افزار با استفاده از المان‌های مختلف قابلیت مدل کردن رفتار غیر خطی سازه تحت حالات مختلف بارگذاری را دارا می‌باشد. مدل سازه سه بعدی یک طبقه را تحت دو رویکرد استاتیکی و دینامیکی برای تأثیر همزمان نیروهای داخل و خارج از صفحه بررسی کردند به طوری که در رویکرد استاتیکی غیر خطی حالت اول ابتدا میان‌قاب در جهت خارج از صفحه در سطوح مختلف بارگذاری و باربرداری می‌شود، سپس میان‌قاب‌های آسیب دیده در جهت داخل صفحه تحلیل می‌شوند. در حالت دوم ابتدا میان‌قاب در جهت داخل صفحه در سطوح مختلف بارگذاری و باربرداری می‌شود، سپس میان‌قاب‌های آسیب دیده در جهت خارج از صفحه تحلیل می‌شوند و در این رویکرد قاب و میان‌قاب در تماس کامل هستند. نتایج کاهش ظرفیت ناچیز داخل صفحه بر اثر آسیب‌های خارج از صفحه نشان می‌دهد [۸۶].

^۱ Yuen , Uang

^۲ Alinezhad

^۳ Concrete Model In 3d

هک^۱ و همکاران در سال ۲۰۱۴ آزمایشاتی بر روی یک قاب تک دهانه که با میان قاب مصالح بنایی پر شده بود انجام دادند، آنها مشاهده کردند کاهش سختی و مقاومت در خارج از صفحه مربوط به خسارتها در داخل صفحه است [۸۷].

مطالعات دیژور^۲ و همکاران در سال ۲۰۱۸ بر روی شش ساختمان مصالح بنایی برای ارزیابی لرزه‌ای انجام شده بود، نشان داد که عملکرد خمشی دو طرفه در مقایسه با خمشی یک طرفه دیوارهای غیر مسلح، ظرفیت خارج از صفحه میان قابها را افزایش می‌دهد. به علاوه آسیب‌های داخل صفحه، مقاومت خارج از صفحه میان قابها را به میزان ۴۰٪ کاهش می‌دهد [۸۸، ۸۹].

پالیرکی^۳ و همکاران در سال ۲۰۱۸ مطالعاتی بر روی قاب‌های بتنی که با میان قاب‌هایی که از مصالح آجری و بتنی پر شده بودند انجام دادند، نشان داد سختی در قاب و میان قاب در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند، پیش از آن که آسیب در خارج از صفحه رخ بدهد [۹۰].

۲-۶ حالت‌های مختلف شکست میان قاب‌های مصالح بنایی

رفتار قاب میان پر مصالح بنایی با رفتار قاب بتنی تنها متفاوت است؛ زمانی که قاب بتنی دارای میان قاب مصالح بنایی است، اعضای قاب مجالی برای عملکرد خمشی نمی‌یابد. حاکم شدن رفتار غیر خطی میان قاب‌ها، افزایش سختی و مقاومت نهایی را می‌توان از دیگر تفاوت‌های رفتاری قاب میان پر و قاب تنها دانست که سبب وقوع مکانیزم‌های متفاوت شکست نیز می‌شود که نشان دهنده نوع اندرکنشی در رفتار اجزای قاب میان پر است. شکست قاب میان پر به دو گروه شکست داخل صفحه و خارج از صفحه تقسیم می‌شوند، در حالت شکست داخل صفحه معمولاً یکی از شکست‌های زیر رخ می‌دهد:

^۱ Hak

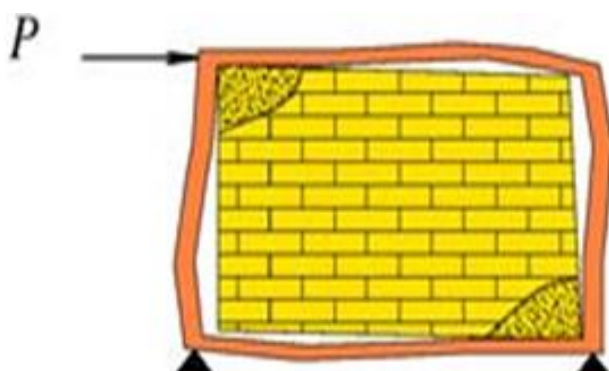
^۲ Dizhur

^۳ Palieraki

۲-۶-۱ حالت شکست داخل صفحه قاب میان پر مصالح بنایی

۲-۶-۱-۱ شکست گوشه^۱

شکست گوشه حداقل در یکی از گوشه‌های میان قاب که بارگذاری شده اتفاق می‌افتد، شکل ۲-۱۹. این شکست بیشتر در قاب‌های میان پر با اعضای قوی و مصالح بنایی ضعیف رخ می‌دهد. هرچه قاب نسبت به میان قاب قوی‌تر باشد، نیروی اندرکنشی در سطح وسیع‌تری بین قاب و میان قاب توزیع می‌شود و در نتیجه مقاومت گوشه‌ها افزایش پیدا می‌کند و ناحیه‌ای که خرد شده بزرگ‌تر می‌شود. علاوه بر آن شکست گوشه در نیروهای جانبی بالا رخ می‌دهد، رفتار قاب میان پر قبل و بعد از شکست گوشه غیر خطی است [۹۱].



شکل ۲-۱۹. مود شکست گوشه قاب میان پر مصالح بنایی [۹۱]

برای مقاومت شکست گوشه سه حالت می‌توان در نظر گرفت:

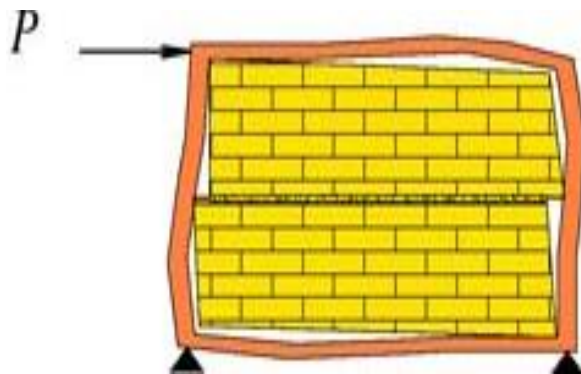
- (۱) ستون از تیر ضعیف‌تر و میان قاب قوی باشد در این حالت با افزایش بارگذاری ناحیه خردشدگی گوشه توسعه می‌یابد تا اینکه در ستون‌ها مفاصل پلاستیک شکل می‌گیرد.
- (۲) تیر از ستون ضعیف‌تر و میان قاب قوی‌تر است، در این حالت مفاصل پلاستیک در تیر شکل می‌گیرد.

(۳) میان قاب ضعیف باشد، در این حالت مفاصل خمیری در گره‌های قاب تشکیل می‌شود.

^۱ Corner Crushing Mode

۲-۱-۶-۲ شکست لغزشی و برشی^۱

شکل ۲-۲۰ نشان دهنده گسیختگی برشی-لغزشی افقی در طول اتصالات زیرین میان قاب‌های مصالح بنایی است. این شکست بیشتر در میان قاب‌هایی با ملات ضعیف و قاب قوی اتفاق می‌افتد، در واقع ترک قطری از میان آجر عبور نمی‌کند، چون ملات ضعیف است ولی از میان ملات درزهای افقی و قائم عبور می‌کند، بنابراین لغزش افقی و قائم اتفاق می‌افتد و شکست از نوع برشی است [۹۱].



شکل ۲-۲۰. مود شکست لغزشی- برشی قاب میان پر مصالح بنایی [۹۱]

قاب میان‌پر در صورت وقوع شکست لغزشی-برشی قاب با مهاربند زانویی k می‌باشد و در این حالت در میانه ارتفاع ستون‌ها و یکی از نقاط انتهایی آنها مفصل پلاستیک می‌شود، در قاب‌های بتن مسلح میان‌پر اغلب شکست از نوع برشی می‌باشد و پس از شکست لغزشی-برشی قسمت زیادی از نیروی برشی را که میان قاب مصالح بنایی تحمل می‌کرد به ستون‌ها منتقل می‌شود و لنگرها و برش‌های ستون افزایش می‌یابد.

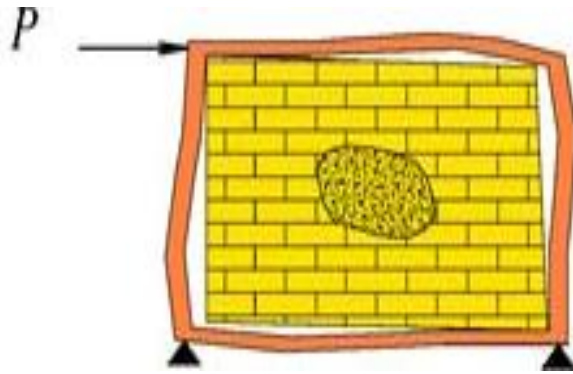
۲-۱-۶-۳ شکست قطری فشاری^۲

در شکل ۲-۲۱ نشان دهنده شکست میان قاب در ناحیه میانی آن است. این شکست به علت کماتش خارج از صفحه میان قاب که بیشتر در میان قاب نسبتاً لاغر اتفاق می‌افتد، در نتیجه ناپایداری ناشی از

^۱ Sliding Shear Mode

^۲ Diagonal Compression Mode

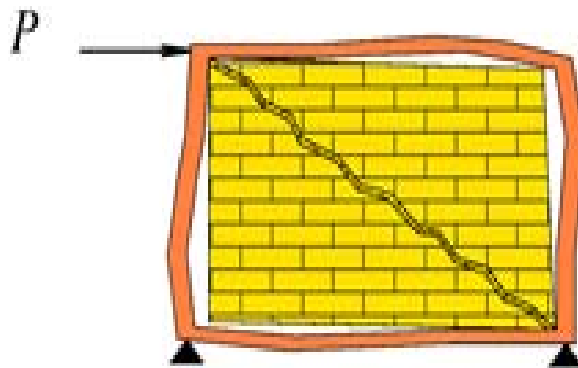
کمانش خارج از صفحه میان قاب به وجود می‌آید [۹۱].



شکل ۲-۲۱. شکست قطری فشاری قاب میان پر مصالح بنایی [۹۱]

۲-۶-۱-۴ شکست ترک قطری

همانطور که در شکل ۲-۲۲ مشاهده می‌شود شکست ترک قطری دو گوشه بارگذاری شده را به هم متصل می‌کند، این شکست بیشتر در قاب‌های ضعیف با قاب‌هایی با اتصالات ضعیف و اعضای قوی و دارای میان قاب‌های نسبتاً قوی اتفاق می‌افتد. این نوع میان قاب‌ها ملات بسیار قوی دارند که ملات مانع از عبور ترک از میان درزهای افقی و قائم می‌شود، این شکست از نوع کششی است در حالی که در میان قاب‌هایی با ملات ضعیف ترک قطری از آجر عبور نمی‌کند و شکست قطری از نوع برشی است.

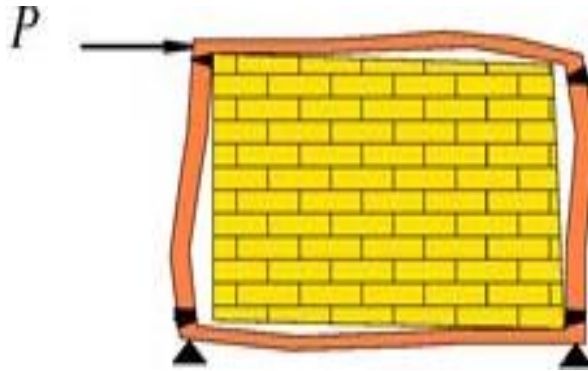


شکل ۲-۲۲. شکست ترک قطری قاب میان پر مصالح بنایی [۹۱]

۲-۶-۱-۵ شکست قاب میان پر

همانطور که در شکل ۲-۲۳ مشاهده می‌شود شکست قاب به صورت ایجاد مفاصل پلاستیک در ستون یا محل اتصال تیرها و ستون‌ها اتفاق می‌افتد؛ این شکست بیشتر در قاب‌های ضعیف یا قاب‌هایی با

اتصالات ضعیف و اعضای قوی و دارای میان قاب نسبتاً قوی هستند و یا در ستون قاب‌های بتنی میان پر شکست برشی رخ می‌دهد.



شکل ۲-۲۳. شکست قاب میان پر مصالح بنایی [۹۱]

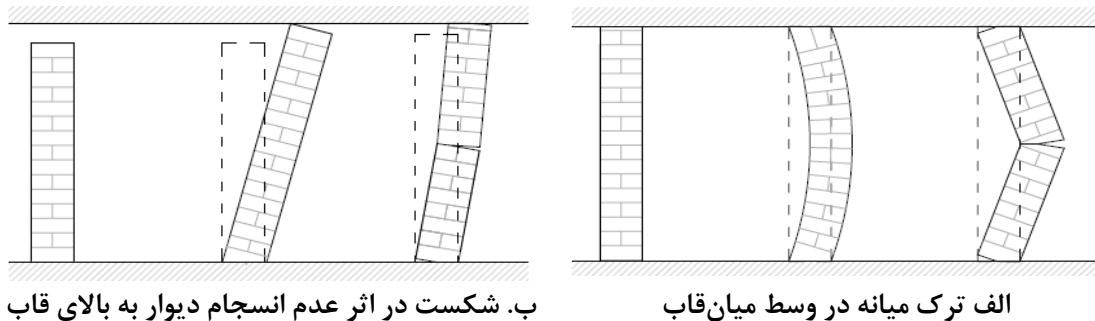
از میان موده‌های شکست دو مود شکست کنج و شکست برشی لغزشی از اهمیت بیشتری برخوردار هستند، زیرا پس از تشکیل ترک قطری هنوز قاب میان پر تحمل بارهای بیشتری را دارد و مود شکست فشاری قطری به ندرت اتفاق می‌افتد؛ چرا که کمانش خارج از صفحه میان قاب نسبت لاغری بالایی را می‌طلبد که معمولاً این نسبت ارضا نمی‌شود.

۲-۶-۲ شکست خارج از صفحه قاب میان پر مصالح بنایی

شکست خارج از صفحه میان قاب‌های مصالح بنایی به عنوان یک شکست غیر سازه‌ای باعث آسیب جانی ساکنین می‌شود. به طوری که ابتدا مرکز میان قاب خرد شده و سپس به سمت بیرون پرتاب می‌شود، این مد شکست در میان قاب‌هایی با نسبت ابعادی زیاد و ضخامت کم (لاغر) رخ می‌دهد و در میان قاب‌هایی با ابعاد معمولی انتظار رخ دادن این مد نمی‌رود [۹۲]. علاوه بر آن شکست خارج از صفحه قاب میان پر در طبقات بالایی ساختمان‌های بلند اتفاق می‌افتد که شتاب کف طبقه در اثر حرکت زمین زیاد است. در طبقات پایین‌تر شتاب کف طبقه با برش‌های زیاد طبقه ترکیب می‌شود، و میان قاب در هر چرخه بارگذاری تمایل به خارج شدن از داخل قاب پیرامونی را دارند و هرچند شکست خارج از

صفحه به صورت تصاعدی کاملاً رایج نیست شواهد کمی وجود دارد که این مود شکست اتفاق بیافتد،

شکل ۲-۲۴. انواع مودهای شکست خارج از صفحه میان قاب‌ها در زیر توضیح داده می‌شود:

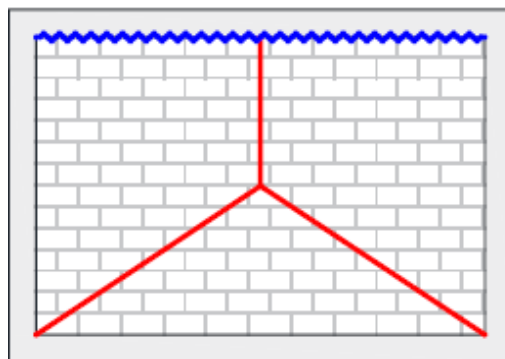


شکل ۲-۲۴. حالت‌های مختلف شکست میان قاب در خارج از صفحه [۳۵]

۲-۶-۲-۱ ایجاد ترک‌های مورب در گوشه‌ها و ترک‌های قائم در وسط میان قاب

این حالت در میان قاب‌هایی رخ می‌دهد که به تیر فوقانی متصل نشده‌اند و شکست میان قاب با جدا

شدن و بیرون آمدن میان قاب از قسمت فوقانی اتفاق می‌افتد، شکل ۲-۲۵.

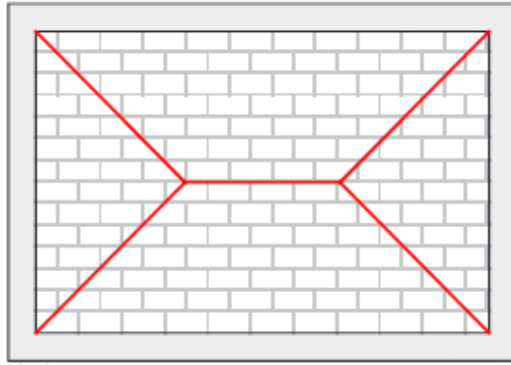


شکل ۲-۲۵. سه سمت میان قاب توسط قاب محصور شده و قسمت فوقانی آزاد است [۳۵]

۲-۶-۲-۲ ایجاد ترک قطری

این حالت میان قاب مصالح بنایی از هر چهار سمت به قاب پیرامونی متصل است و شکست میان قاب با

بیرون آمدن خارج از صفحه میان قاب از وسط آن اتفاق می‌افتد، شکل ۲-۲۶.



شکل ۲-۲۶. چهار سمت میان قاب به قاب پیرامون متصل است. [۳۵]

۲-۶-۳ پرتاب گوشه میان قاب به سمت بیرون

این حالت مربوط به زمانی است که قاب میان پر جابه‌جا می‌شود. یا به دلیل ضعیف بودن مصالح میان قاب و یا ضعیف بودن قاب پیرامونی در اولین لرزه در جهت خارج از صفحه بدون گسترش آن چنانی ترک‌های میان قاب از سمت گوشه‌ها به بیرون پرتاب می‌شوند.

۲-۷ حالت‌های مختلف شکست دیوارهای مصالح بنایی

دیواره‌های آجری بسته به رفتار داخل صفحه که وابسته است به میزان سربار، نسبت ارتفاع به طول دیوار، مقاومت‌های برشی و فشاری ملات منشور بنایی، اندازه بازشو، کیفیت مصالح بنایی، وجود یا عدم وجود عناصر فولادی در داخل دیوار و نحوه توزیع می‌توانند در رفتار دیوار مصالح بنایی اثرات مختلفی داشته باشد که می‌تواند مد دیوار را تعیین کند [۹۳]. بعضی از این مدها شکل‌پذیر بوده است و می‌توانیم برای آن منحنی نیرو-جابه‌جایی فرض نمود. منحنی نیرو-جابه‌جایی هر مقدار جابه‌جایی بیشتری در ناحیه پلاستیک داشته باشد، نشان دهنده شکل‌پذیری دیوار مصالح بنایی است. حالت‌های شکست به دو دسته کلی تقسیم می‌شود:

(۱) حالت‌های شکست داخل صفحه دیوارهای مصالح بنایی

(۲) حالت‌های شکست خارج از صفحه دیوارهای مصالح بنایی

۲-۷-۱-۱ حالت‌های شکست داخل صفحه دیوارهای مصالح بنایی

FEMA356 [۹۲] چهار مد برای شکست داخل صفحه دیوارهای مصالح بنایی با ظرفیت‌های آنها در نظر

گرفته است، که در زیر به آن اشاره شده است. چهار مود عبارتند از:

(۱) مود قطری. (۲) مود برشی-لغزشی. (۳) مود گهواره‌ای یا خمشی. (۴) مود خردشدگی پاشنه.

۲-۷-۱-۱ مود خرابی قطری (برشی)

بار جانبی در صفحه دیوار، تنش فشاری بالایی را در امتداد قطری آن بوجود می‌آورد. عمود بر تنش و کرنش فشاری، کرنش کششی وجود دارد. هنگامی که کرنش کششی از کرنش ترک خوردگی مصالح دیوار بیشتر شود. ترک خوردگی قطری اتفاق می‌افتد این نوع شکست در مرکز دیوار رایج بوده و موازی قطر فشاری امتداد می‌یابد تا در راستای قطری به گوشه‌های دیوار می‌رسد. در صورتی که دیوار تحت بار قائم زیاد و نسبت ارتفاع به طول دیوار کمتر از واحد باشد، مد شکست برشی رخ می‌دهد. در شکل ۲-۲۷ مشاهده می‌شود، حالت شکست در راستاهای بندهای افقی میان قاب اتفاق می‌افتد، یا به عبارت دیگر شکست برشی به صورت لغزش بین سطوح آجر و ملات اتفاق می‌افتد. همچنین اگر نسبت ارتفاع به طول بزرگتر از ۱ باشد، (تقریباً برابر با ۲) و مقدار بار قائم بسیار زیاد باشد، باز هم امکان شکست برشی وجود دارد. دیوارهای آجری کشور به دلیل شرایط خاص فوق‌الذکر بیشتر مد قطری (برشی) را تجربه می‌کنند [۹۲].

کرانه پایین مقاومت جانبی، دیوارهای مصالح بنایی موجود و یا تقویت شده غیر مسلح برابر کمترین مقاومت جانبی بر اساس تنش کششی قطری است که بر اساس رابطه (۲-۲۰) محاسبه می‌شود [۲۹]:

$$Q_{CL} = V_{dt} = f'_{dt} A_n \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (2-20)$$

Q_{CL} : کرانه پایین مقاومت جانبی

V_{dt} : کرانه پایین مقاومت برشی بر اساس تنش کششی قطری دیوار یا پایه

f'_{dt} : کران پایین مقاومت کششی قطری مصالح بنایی

A_n : سطح مقطع خالص ملات

h_{eff} : ارتفاع مؤثر دیوار

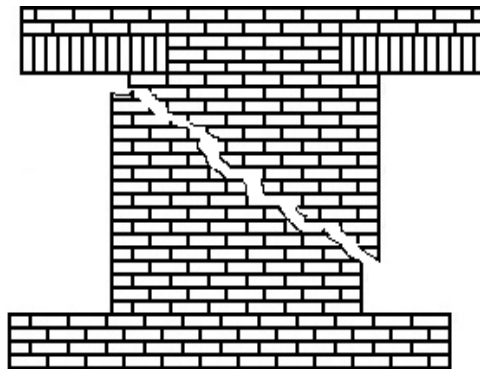
L : طول دیوار یا پایه

f_a : تنش فشاری محوری ناشی از بارهای ثقیلی در پایین دیوار

f'_{dt} : کران پایین مقاومت کششی قطری مصالح بنایی

در این رابطه $(\frac{L}{h_{eff}})$ نباید از ۰/۶۷ کمتر در نظر گرفته شود و در این رابطه با استفاده از مقاومت برشی

لغزشی مصالح V_{me} ، به جای مقاومت کششی قطری f'_{dt} مجاز می باشد.



شکل ۲-۲۷. مود خرابی شکست قطری (برشی) دیوارهای مصالح بنایی [۹۲]

۲-۱-۷-۲ مود خرابی برشی-لغزشی

این مود خرابی عمدتاً در محل برخورد با مودهای خرابی دیگر اتفاق می افتد. این نوع خرابی سبب خردشدگی کمی در دیوار و مصالح آن می شود و ظرفیت جابه جایی آن را محدود نمی کند، بنابراین استهلاک انرژی به وجود آمده در اثر نیروی زلزله به وسیله تئوری اصطکاک کولمب در دیوار ادامه خواهد یافت. این مود خرابی جز خرابی های نسبتاً شکل پذیر است. در صورتی که مقاومت برشی دیوار اندک و بار جانبی در مقایسه با بار قائم بزرگ باشد، مطابق شکل ۲-۲۸ شکست برشی-لغزشی رخ

می‌دهد، در این حالت معمولاً نسبت ارتفاع به طول دیوار به اندازه ۱/۵ به ۱ و در حدود ۱ به ۱ است [۹۲].

مقاومت جانبی مورد انتظار دیوارهای مصالح بنایی از رابطه (۲-۲۱) به دست می‌آید [۲۹]:

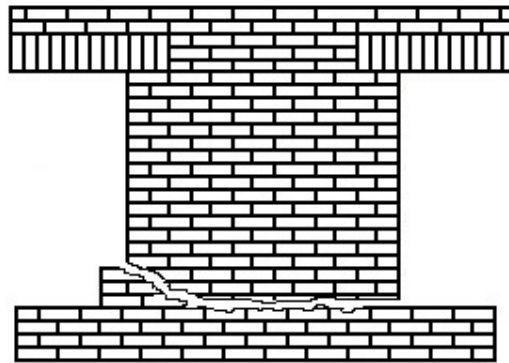
$$Q_{CE} = V_{bjs} = V_{me} \cdot A_n \quad (2-21)$$

Q_{CE} : مقاومت جانبی مورد انتظار

A_n : سطح مقطع خالص ملات

V_{me} : مقاومت مورد انتظار برشی-لغزشی مصالح

V_{bjs} : مقاومت برشی مورد انتظار دیوار یا پایه



شکل ۲-۲۸. مود خرابی شکست برشی-لغزشی دیوارهای مصالح بنایی [۹۲]

۲-۷-۱-۳ مود خرابی گهواره‌ای یا خمشی

در هنگام زلزله و اعمال بارهای رفت و برگشتی آن، دیوار متناوباً بر روی پنجه و پاشنه خود خم شده و شروع به واژگون شدن می‌کند. اما چون نیروی زلزله طبیعی آنی دارد این واژگونی چند لحظه بیشتر به طول نمی‌انجامد و خیلی جهت نیروها عوض می‌شود و در جهت مقابل به حرکت در می‌آید. این حرکت‌های خمشی را حرکت گهواره‌ای گویند. این مود خرابی جز خرابی‌های نسبتاً شکل‌پذیر است. در صورتی که مقاومت برشی دیوار به اندازه کافی باشد و نسبت ارتفاع به طول در حدود ۲ به ۱ است مطابق شکل ۲-۲۹ شکست خمشی رخ می‌دهد، اگر مقدار بار قائم اندک باشد، در صورت کم بودن مقاومت برشی نیز شکست خمشی اتفاق می‌افتد. مقاومت جانبی مورد انتظار دیوارهای مصالح بنایی از رابطه (۲-۲۲) به دست می‌آید [۲۹]:

$$Q_{CE} = V_r = 0.9\alpha P_E \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \quad (2-22)$$

Q_{CE} : مقاومت جانبی مورد انتظار

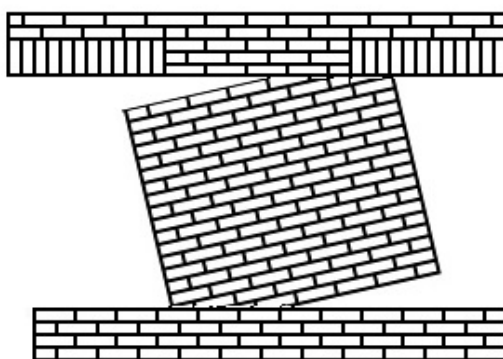
V_r : مقاومت دیوار یا پایه در مقابل حرکت گهواره‌ای

α : ضریبی برابر ۰/۵ برای اعضای طره‌ای و برابر ۱ برای اعضای دو سرگیردار

P_E : نیروی محوری فشاری مورد انتظار وارد بر دیوار یا پایه ناشی از بارهای ثقلی ضریب‌دار

L : طول دیوار یا پایه

h_{eff} : ارتفاع مؤثر دیوار



شکل ۲-۲۹. مود خرابی شکست حرکت گهواره‌ای یا خمشی دیوارهای مصالح بنایی [۹۲]

۲-۷-۱-۴ مود خرابی خردشدگی پاشنه

این گونه خرابی در اثر تنش‌های فشاری بالا در کنج‌های فشاری دیوار (پنجه دیوار) ناشی از حرکت رفت و برگشتی دیوار هنگام زلزله رخ می‌دهد. ضربه‌های حاصل از این حرکت موجب خرد شدن پنجه و پاشنه دیوار شده از طول مؤثر دیوار می‌کاهد و دیوار در برابر ضربه‌های بعدی ضعیف‌تر می‌گردد. هنگامی که جابه‌جایی داخل طبقه افزایش می‌یابد، خردشدگی گوشه امتداد یافته تا اینکه مصالح دیوار در گوشه‌های آن به بیرون پرتاب می‌شوند. خردشدگی پاشنه در حالتی اتفاق می‌افتد که چسبندگی خوبی میان آجرها یا واحدهای بنایی و ملات موجود داشته باشد، مطابق شکل ۲-۳۰ خردشدگی پاشنه رخ می‌دهد [۹۲]. کرانه پایین مقاومت جانبی، دیوارهای مصالح بنایی موجود و یا تقویت شده غیر مسلح

برابر کمترین مقاومت جانبی بر اساس تنش کششی قطری است که بر اساس رابطه (۲-۲۳) محاسبه می‌شود [۲۹]:

$$Q_{CL} = V_{tc} = \alpha P_L \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \left(1 - \frac{f_a}{0.7f'_m} \right) \quad (2-23)$$

Q_{CL} : کرانه پایین مقاومت جانبی

V_{tc} : کران پایین مقاومت برشی بر اساس تنش فشاری پنجه دیوار یا پایه

α : ضریبی برابر ۰/۵ برای اعضای طره‌ای و برابر ۱ برای اعضای دو سر گیردار

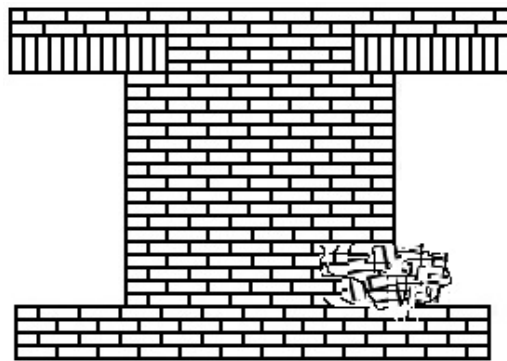
P_L : کران پایین نیروی محوری فشاری ناشی از بارهای ثقلی

L : طول دیوار

h_{eff} : ارتفاع مؤثر دیوار

f_a : تنش فشاری محوری ناشی از بارهای ثقلی در پایین دیوار

f'_m : کران پایین مقاومت فشاری مصالح



شکل ۲-۳۰. مود خرابی خردشدگی پاشنه دیوارهای مصالح بنایی [۹۲]

فصل ۳: مبانی و مدل سازی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس

۳-۱ مقدمه

برای مدل‌سازی عددی در این پژوهش از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس استفاده شده است. این نرم افزار شبیه‌سازی قدرتمندی برای پردازش مسائل مهندسی است، این نرم افزار اولین بار توسط پول سورنسن^۱، بنگت کارلسون^۲، دویت هیبیت^۳ در سال ۱۹۷۸ طراحی شد، که محصول کشور آمریکا و شرکت سیمولیا می‌باشد. این نرم افزار در ابتدا برای کاربرد در انرژی هسته‌ای و مهندسی حفاری طراحی شده بود، چرا که مهندسين در این شاخه‌ها به ابزاری برای مطالعه مسائل پیچیده و غیر خطی نیاز داشتند. از آنجا که این نرم‌افزار بر اساس مسائل غیر خطی بنا گذاری شد، توانایی بالایی جهت شبیه‌سازی جهان واقعی دارد. نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس^۴ یک ابزار مدل‌سازی عمومی و گسترده می‌باشد، استفاده از آن تنها محدود به تحلیل‌های مکانیک جامدات و سازه (تنش - تغییر مکان) نمی‌باشد. برای مدل‌سازی در این نرم‌افزار باید روند خاصی را دنبال کرد. این روند خاص علاوه بر اینکه باعث منظم شدن فرآیند مدل‌سازی می‌شود، به کاربر این امکان را می‌دهد که کمتر دچار خطا شود. در این فصل ابتدا مدل آزمایشگاهی شرح داده می‌شود. سپس به طور کامل، گام به گام مدل‌سازی سازه‌های مصالح بنایی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس صورت می‌گیرد [۹۴].

۳-۲ معرفی مدل‌های آزمایشگاهی اولیه

برای این تحقیق از مدل آزمایشگاهی که توسط منصوری و همکاران [۹۵] در آزمایشگاه سازه دانشگاه تهران ساخته شده بود، برای صحت‌سنجی استفاده شده است. در کار آزمایشگاهی منصوری و همکاران یک قاب بتنی یک طبقه و یک دهانه، یک قاب میان‌پر و سه تا قاب دارای میان‌قاب بازو پنجره و یک

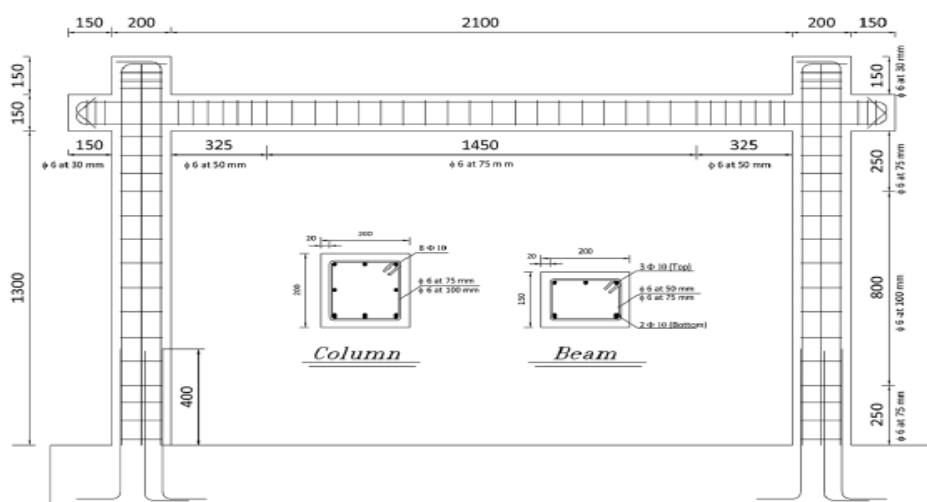
^۱ Paul Sorensen

^۲ Benget Karlsson

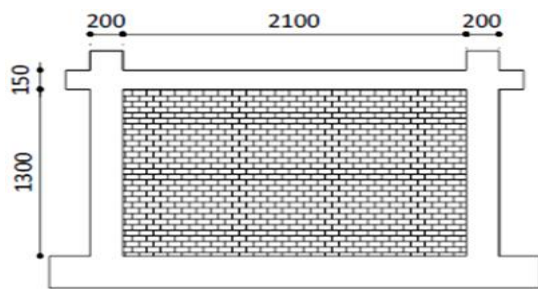
^۳ David Hibbitt

^۴ ABAQUS Finite Element Software

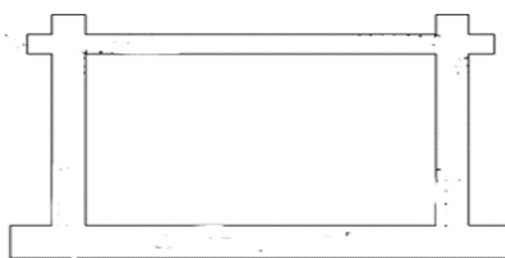
قاب دارای میان قاب بازشو درب با مقیاس ۱:۲ ساخته شده و تحت بار جانبی داخل صفحه قرار گرفته است. قاب غیر لرزه‌ای مذکور نماینده ساختمان‌های بتن مسلح موجود بوده و دارای نواقصی است، از جمله محل وصله آرماتورهای طولی ستون در پای آن و طول وصله با توجه به روش رایج در ساخت ساختمان‌های بتنی مورد نظر معادل ۴۰db در نظر گرفته شده است؛ ناحیه اتصال تیر و ستون فاقد خاموت بوده و ضوابط آرماتورگذاری عرضی ویژه برای تأمین شکل‌پذیری در نواحی بحرانی اعضا رعایت نشده است. برای تعیین مشخصات مصالح نمونه‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌ها، استانداردهای ASTM استفاده شده است. برای تعیین مشخصات مکانیکی میلگردها، آزمایش کشش مستقیم بر روی هر دو نوع میلگرد استفاده شده، در ساخت قاب بتنی و در زمان بتن‌ریزی مقاومت فشاری بر روی هر یک از قطعات بتنی انجام شده است. مشخصات اجرایی قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای نیز در شکل ۱-۳ و مشخصات کلی تمام نمونه‌ها در شکل ۲-۳ نشان داده شده است. همچنین در جدول ۱-۳ مشخصات کامل ابعاد نمونه‌ها و جدول ۲-۳ میانگین مشخصات مصالح مورد استفاده آورده شده است. ابعاد میان قاب مصالح بنایی که در داخل قاب بتن مسلح قرار گرفته برابر با $2100 \times 1300 \times 100$ و ابعاد آجر $106 \times 49 \times 31$ به ترتیب (ضخامت \times ارتفاع \times طول) بر حسب میلی‌متر است و ضخامت ملات ده میلی‌متر است [۹۵].



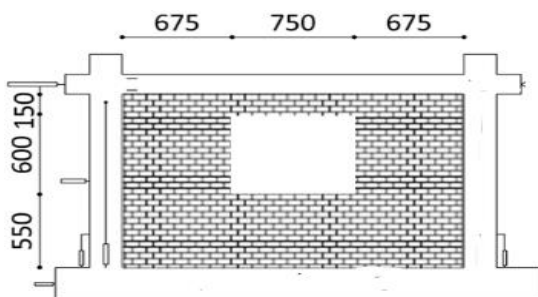
شکل ۱-۳. جزئیات اجرایی قاب بتن مسلح (اندازه بر حسب میلی‌متر) [۹۵]



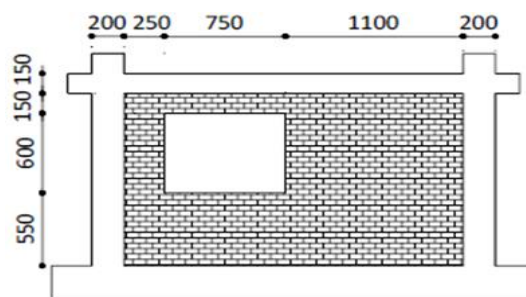
ب. نمونه قاب میان پر مصالح بنایی (SOLID)



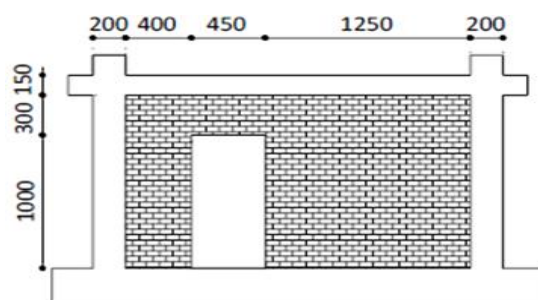
الف. نمونه قاب بتن مسلح (FRAME)



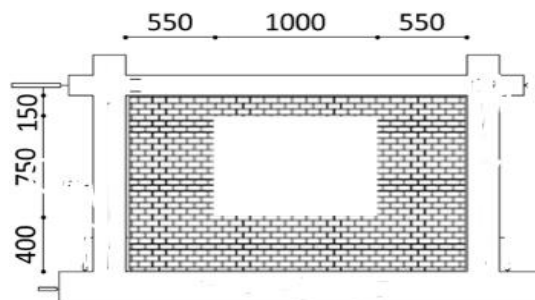
ت. نمونه بازشو پنجره مرکزی (RWO)



ب. نمونه بازشو پنجره غیر مرکزی (EWO)



چ. نمونه بازشو درب غیر مرکزی (DO)



ج. نمونه بازشو پنجره مرکزی بزرگ (LWO)

شکل ۳-۲. مشخصات ابعادی نمونه‌های آزمایشگاهی (بر حسب میلیمتر) [۹۵]

جدول ۳-۱. میانگین مشخصات مصالح آزمایشگاهی [۹۵]

نمونه	شکل	طول بازشو (میلیمتر)	ارتفاع بازشو (میلیمتر)	موقعیت بازشو
BF	قاب بتن مسلح	---	---	---
SOLID	قاب میان پر مصالح بنایی	---	---	---
EWO	میان قاب دارای بازشو پنجره غیر مرکزی	۷۵۰	۶۰۰	۰/۲
RWO	میان قاب دارای بازشو پنجره مرکزی	۷۵۰	۶۰۰	۰
LWO	میان قاب دارای بازشو پنجره مرکزی بزرگ	۱۰۰۰	۷۵۰	۰
DO	میان قاب دارای بازشو درب غیر مرکزی	۴۵۰	۱۰۰۰	۰/۲

❖ موقعیت بازشو در جدول ۳-۱ به منظور نسبت فاصله افقی بین مرکز میان قاب مصالح بنایی و مرکز بازشو به طول میان قاب مصالح بنایی می‌باشد.

جدول ۳-۲. مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی [۹۵]

مصلح	مشخصات	مقدار اندازه‌گیری شده (MPa)
بتن	مقاومت فشاری	۲۱/۹
آجر	مقاومت فشاری	۹/۱۶
ملات ماسه سیمان	مقاومت فشاری	۸/۳۳
میلگردهای طولی	مقاومت تسلیم	۴۳۸/۳
	مقاومت نهایی	۶۴۵
میلگردهای عرضی	مقاومت تسلیم	۳۹۶/۳
	مقاومت نهایی	۵۰۹/۳

۳-۲-۱ روند بارگذاری در آزمایشگاه

در آزمایشگاه برای در نظر گرفتن سطح بار محوری و تأثیر آن در مشخصات لرزه‌ای مدل‌های تحلیلی سطح بار محوری $0.1 Ag.f'c$ به صورت کنترل شده توسط نیرو به بالای هر ستون از نمونه‌ها اعمال گردید، این میزان بار در طول تمامی آزمایش‌ها ثابت بوده است. بارگذاری جانبی نمونه‌های دارای میان‌قاب با اعمال بار افقی به صورت شبه استاتیکی و کنترل شده توسط تغییرمکان در راستای محور تیر نمونه انجام شد. اعمال بار جانبی با استفاده از یک بازوی^۱ هیدرولیکی با قابلیت اعمال نیروی کششی و فشاری که به یک قاب تکیه‌گاهی متصل بوده و امتداد محور آن در راستای محور تیر نمونه قرار گرفته بود، انجام شد. به منظور در نظر گرفتن بار ثقلی طبقات فوقانی نیروی محوری توسط بازوی قائم به یک تیر فولادی صلیبی شکل و از طریق آن به بالای ستون‌های نمونه اعمال گردید. یک یال صلیبی بر روی تکیه‌گاه‌های الاستومتری بالای ستون‌ها قرار گرفته است و یال دیگر آن از یک طرف به بازوی قائم و از طرف دیگر به یک میله مهار نگه دارنده متصل گردید [۹۵]. برپایش آزمایشگاهی نمونه در شکل ۳-۳ نشان داده شده است.

^۱ Actuator



شکل ۳-۳. برپایی دستگاه بارگذاری نمونه‌های آزمایشگاهی [۹۵]

۳-۳ مدل‌سازی دیوارهای مصالح بنایی

نرم افزاری که از آن جهت مدل‌سازی و صحت‌سنجی نمونه‌های آزمایشگاهی استفاده شده است، نرم افزار تحلیل اجزای محدود آباکوس نسخه (۲-۶.۱۴) است. برای مدل‌سازی دیوار مصالح بنایی سه روش مدل‌سازی و دو روش تحلیل وجود دارد، که در زیر به آن اشاره شده است:

۳-۳-۱ انواع روش‌های مدل‌سازی دیوار مصالح بنایی

برای مدل‌سازی ساختار دیوار مصالح بنایی سه رویکرد وجود دارد: ۱- رویکرد همگن ماکرو^۱ (درشت بینانه) ۲- رویکرد غیرهمگن میکرو^۲ (ریز بینانه) ۳- رویکرد مزو^۳ (بین مقیاس ماکرو و میکرو است).

۳-۳-۱-۱ رویکرد همگن ماکرو (درشت بینانه)

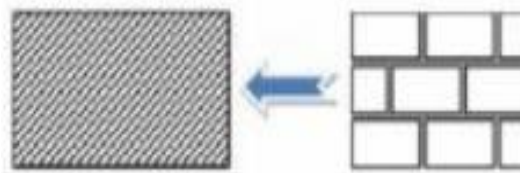
در رویکرد همگن ماکرو دیوار آجری متشکل از سه جزء اصلی می‌باشد از جمله آجر، ملات، سطح تماس آجر و ملات است. در مدل‌سازی ماکرو، مانند شکل ۳-۴ آجر و ملات به صورت یک جسم همگن در نظر گرفته می‌شود. برای این جسم همگن مشخصات مکانیکی در نرم افزار وارد می‌شود، در این روش

^۱ Macro Modeling

^۲ Micro Modeling

^۳ Meso Modeling

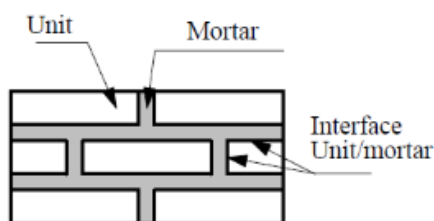
مدل‌سازی بسیار ساده و حجم محاسبات بسیار کمتر از حالت مدل‌سازی میکرو است، اما دقت این روش کم است، و معمولاً برای مدل‌سازی در ابعاد بزرگ به کار می‌رود [۹۶-۹۸].



شکل ۳-۴. مدل‌سازی مصالح بنایی به روش ماکرو [۹۸]

۳-۱-۳-۲ رویکرد غیر همگن میکرو (ریزبینانه)

در رویکرد غیر همگن میکرو، آجر و ملات به صورت جداگانه مدل می‌شود مطابق شکل ۳-۵ و برای هر یک از آنها مشخصات مکانیکی و رفتار مربوطه به نرم‌افزار داده می‌شود، که این مدل خود به دو روش انجام می‌شود مدل میکرو ساده سازی شده که از ضریب اصطکاک برای اتصال آجر در نرم‌افزار استفاده می‌شود و میکرو ریزبینانه که ملات به صورت جداگانه مدل‌سازی می‌شود. در روش غیرهمگن میکرو رفتار دقیق سازه اهمیت زیادی دارد. سازه‌های مصالح بنایی که شامل تعداد زیادی اجزا و عناصر هستند، استفاده از رویکرد میکرو، روش غیر عملی و غیر واقع بینانه است، زیرا نحوه قرار گرفتن ملات بین آجرها می‌تواند باعث بالا رفتن اشتباه در ایجاد چسبندگی میان آجرها شود [۹۶, ۹۹].

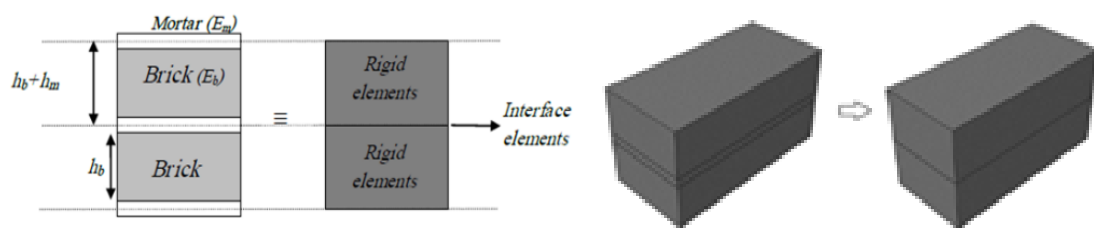


شکل ۳-۵. مدل‌سازی مصالح بنایی به روش میکرو [۹۶]

۳-۱-۳-۳ رویکرد مزو

رویکرد مزو این روش از لحاظ سطح دقت و مقدار محاسبات مورد نیاز و مدل‌سازی در مقیاس مزو بین تحلیل در مقیاس میکرو و ماکرو قرار می‌گیرد. در این روش ملات عملاً نقشی نداشته و نقش اصلی را

المان حد فاصل (رابط)^۱ و المان بنایی ایفا می‌کند. مطابق شکل ۳-۶ به علت ضخامت صفر المان در این روش ابعاد هندسی المان آجر باید افزایش یابد تا هندسه کلی بدون تغییر باقی بماند. ضخامت ملات را در این روش از ۵ تا ۱۰ میلیمتر در نظر می‌گیریم. با توجه به نتایج آنالیزهایی که تاکنون بر روی مدل‌سازی میکرو و مدل‌سازی مزو صورت گرفته است که نتایج بیانگر دقت مناسب مقیاس مزو می‌باشد. در این روش تنها اثرات آن بر روی منشور بنایی به خودی خود در نظر گرفته نمی‌شود، در راستای در نظرگیری این اثر باید آن را بر روی تعریف خصوصیات مکانیکی منشور بنایی تعریف کرد [۸].



شکل ۳-۶. مدل‌سازی مصالح بنایی به روش مزو [۸]

۳-۳-۲ روش‌های تحلیل مدل عددی مصالح بنایی

دو نوع تحلیل برای مصالح بنایی وجود دارد: ۱- تحلیل صریح^۲ ۲- تحلیل غیر صریح^۳ بعضی از محققین با استفاده از تحلیل غیر صریح رفتار دیوارهای بنایی را شبیه‌سازی کردند؛ اگر چه این آنالیزهای المان محدود دید خوبی در راستای رفتار این نوع دیوارها ارائه می‌دهد، اما بسیار زمان بر است و در عین حال در ترم‌های زمان به کار برده شده است، و برای آنالیزهای پیچیده نا کار آمد می‌باشد. علت آن این است که در تکنیک‌های غیر صریح باید معادلات تعادل شامل ماتریس سختی کل سازه را حل کرد، که بسیار وقت گیر است. زمانیکه دیوار بنایی دچار ترک می‌شود به دلیل بدخیمی ماتریس سختی همگرا نمودن مسأله دشوار است. برای حل این مشکل از تکنیک مدل‌سازی اجزا محدود صریح استفاده کردند. حل صریح بر اساس ماتریس جرم کار می‌کند و مسئله را گره به گره حل می‌کند و به

^۱ Interface Element

^۲ Dynamic Explicit

^۳ Dynamic Implicit

ماتریس سختی دیگر احتیاجی ندارد. در این تحقیق از روش دینامیکی صریح استفاده شده است. با توجه به سازه‌هایی با مصالح بنایی به علت افزایش تعداد المان‌ها از یک طرف و نیز کوچک‌تر شدن اندازه آنها، با زمان آنالیز رابطه خطی دارد. از طرف دیگر زمان آنالیز در روش دینامیکی صریح با آن نسبت معکوس دارد. در زیر به شرح کامل روش تحلیل صریح پرداخته می‌شود.

۳-۲-۱ تحلیل صریح

روش حل صریح یک روش دینامیکی است، در واقع به منظور مدل‌سازی وقایع با سرعت بالا که در آن‌ها اینرسی نقش غالب را در حل دارد، توسعه یافته است. روش حل دینامیکی صریح برای کارآمد شدن تحلیل، بازه‌های زمانی کوچک زیادی را در نظر می‌گیرد. این روش از اپراتور تفاضل مرکزی صریح مشتق شده است. اپراتور تفاضل مرکزی صریح، معادله تعادل دینامیکی را در آغاز افزایش t برآورد می‌کند. برای پیشبرد مسیر حل، شتاب در زمان t ، سرعت در زمان $t + \Delta t/2$ و جابه‌جایی در زمان $t + \Delta t$ محاسبه می‌شوند. نتایج به دست آمده از این شیوه زمانی صحیح و پایدار خواهند بود که Δt در نظر گرفته شده و به اندازه کافی کوچک باید باشد تا بتواند روند تغییر سرعت و شتاب در گره‌ها را دنبال کند. بنابراین برای ایجاد شرایط پایداری از پارامتری با عنوان حد پایداری استفاده شده است. حد پایداری در لغت بالاترین فرکانس در سیستم می‌باشد. حد پایداری را می‌توان بر اساس بالاترین مقدار ویژه ω_{max} به صورت رابطه (۱-۳) در نظر گرفته می‌شود [۸۳]:

$$\Delta t_{(stable)} = \frac{2}{\omega_{max}} \quad (1-3)$$

با توجه به این که تحلیل صریح در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس همیشه یک مقدار کوچکی از میرایی را به شکل ویسکوزیته حجمی برای کنترل نوسان‌های با فرکانس بالا در نظر می‌گیرد. می‌توان حد پایداری را به صورت رابطه (۲-۳) زیر تعریف کرد [۸]:

$$\Delta t_{(stable)} = \frac{2}{\omega_{max}} (\sqrt{1 + \xi^2} - \xi) \quad (2-3)$$

در رابطه بالا ۶ به عنوان بخشی از میرایی بحرانی در حالت بالاترین فرکانس است. برخلاف شهود معمول مهندسی، تعریف میرایی ۶ باعث کاهش حد پایداری می‌شود.

۳-۴ مدل سازی در محیط نرم افزار اجزای محدود اباکوس

نرم افزار ABAQUS/CAE به محیط‌های ده گانه‌ای تقسیم شده است. این محیط‌ها عبارتند از :

محیط Part: در این محیط کار مدل سازی هندسی قطعات انجام می‌گیرد.

محیط Property: در این محیط کار تعریف خصوصیات مواد مورد تحلیل، تعریف پروفیل سطح مقطع، نسبت دادن خواص تعریف شده به قطعات و ... انجام می‌گیرد.

محیط Assembly: در این محیط کار مونتاژ قطعات مختلف در صورت وجود در یک تحلیل انجام می‌گیرد. در واقع موقعیت هندسی قطعات را کاربر تعیین می‌کند.

محیط Step: در این محیط گام‌های حل مسأله انتخاب می‌شوند. در اینجا است که کاربر نوع حل گر را نیز مشخص می‌کند.

محیط Interaction: در این محیط خاصیت فیزیکی تماس بین سطوح تعیین می‌شود.

محیط Load: در این محیط بارگذاری و شرایط مرزی تعیین می‌گردد.

محیط Mesh: در این محیط کار المان بندی مدل انجام می‌شود.

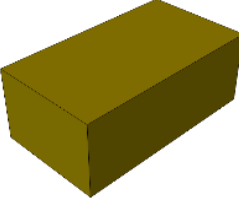
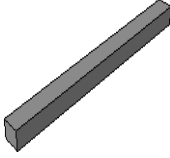
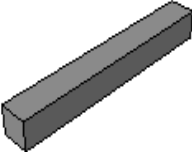
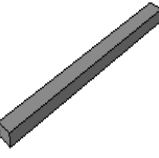



محیط Job: در این محیط با تعریف یک Job کاربر شروع حل مسئله را به پردازشگر اعلام می‌کند.

محیط Visualization: در این محیط کاربر نتایج حل را مشاهده می‌کند.

۳-۴-۱ مدل سازی هندسی^۱

مدل سازی در این پژوهش با استفاده از رویکرد مزو است، که در بخش (۳-۱-۳-۳) به طور کامل شرح داده شده است. در رویکرد مزو ملات مدل نمی شود، و تنها ابعاد ملات به ابعاد آجر اضافه می شود. منشور بنایی و قاب بتنی با المان SOLID C3D8R، آرماتورهای طولی و عرضی با المان TRUSS T3D2، به صورت سه بعدی^۲ و قابل تغییرشکل^۳ مدل سازی گردید، جدول ۳-۳ ابعاد نمونه ها متناسب با ابعاد نمونه های آزمایشگاهی است و تنها به علت این که ملات در مدل های تحلیلی مدل نمی شود ابعاد ملات به ابعاد آجر اضافه می شود.

جدول ۳-۳. اجزا مدل سازی شده قاب و میان قاب مصالح بنایی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس

اجزا	اشکال مدل سازی شده در نرم افزار اجزای محدود آباکوس			نوع المان
منشور بنایی				Solid C3D8R
اجزای قاب بتنی				Solid C3D8R
	تیر پایین قاب	ستون قاب	تیر بالای قاب	
اجزای آرماتوربندی				Truss T3D2
	خاموت ستون	خاموت تیر	میلگرد ستون	

^۱ Module Part

^۲ 3D

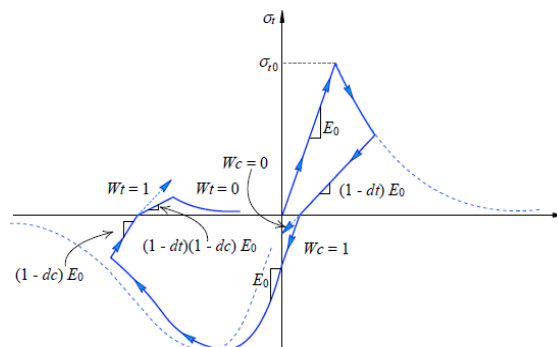
^۳ Deformable

۳-۴-۲ معرفی مصالح^۱

مشخصات بتن و منشور بنایی مطابق با جدول ۳-۲ در محیط نرم افزار اجزای محدود آباکوس وارد می شود. با توجه به اینکه برای تعریف مصالح بتن از مدل بتن آسیب دیده پلاستیک استفاده شده است، به شرح مختصری برای معرفی این مدل پرداخته می شود.

۳-۴-۲-۱ بتن آسیب دیده پلاستیک

جهت تعریف مصالح بتنی و دیوار مصالح بنایی از بتن آسیب دیده پلاستیک^۲ استفاده شده است، مدل آسیب دیده پلاستیک قابل استفاده برای بتن و سایر مصالح ترد و شکننده تحت تأثیر بارگذاری یک طرفه و رفت و برگشتی می باشد؛ با توجه به نوع میان قاب انتخابی و شرایط بارگذاری در این تحقیق گزینه مناسبی می باشد. مدل بتن آسیب دیده پلاستیک تکنیکی است که قابلیت نشان دادن رفتار غیر خطی و خصوصیات بحرانی مواد شبه ترد همانند بتن را دارد، که برای در هر دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی قابل استفاده است، در این مدل فرض بر این است که ترک کششی و خردشدگی فشاری دو جبهه اصلی مکانیسم گسیختگی بتن می باشد، شکل ۳-۷ بنابراین برای معرفی رفتار کامل واحد بنایی علاوه بر پارامترهای الاستیک، مقدار عددی زاویه اتساع، خروج از مرکزیت و دیگر پارامترهای اختصاصی معرف رفتار واحدهای بنایی در کشش و فشار می بایست برای نرم افزار تعریف گردند.



شکل ۳-۷. رفتار بتن در بارگذاری تک محوره [۱۰۱]

^۱ Module Property

^۲ Concrete Damage Plasticity

مشخصات اولیه مصالح بتنی و آجری از جمله مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته، چگالی و ضریب پواسون بر اساس مقاله منصوری و همکاران [۹۵] انتخاب گردیده است. رفتار بتن آسیب دیده پلاستیک مطابق با جدول ۳-۴ تعریف گردید. قابل به ذکر است که مشخصات بتن در مدل رفتاری بتن آسیب دیده پلاستیک در حالت قاب بتن مسلح و قاب بتن مسلح میان پر با یکدیگر هیچ تفاوتی ندارد.

جدول ۳-۴. مشخصات مکانیکی بتن آسیب دیده پلاستیک نمونه‌های تحلیلی

نمونه‌های شاهد	مصالح	زاویه اتساع	خروج از مرکزیت	σ_{b0}/σ_{c0}	K	پارامتر ویسکوزیته
قاب بتن مسلح	بتن	۳۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۶۷	۰/۰۰۱
قاب با میان قاب مصالح بنایی با و بدون بازشو	بتن	۳۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۶۷	۰/۰۰۱
	آجر	۱۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۷	۰/۰۰۱

زاویه اتساع^۱ مقدار بلند شدگی در اثر تغییرشکل برشی را مشخص می‌کند، در این نمونه به دلیل اینکه شرایط مرزی دیوار به صورتی است که از تغییرشکل قائم (بلند شدگی) آن ممانعت به عمل می‌آید. لذا هر چقدر زاویه اتساع بزرگتری برای ماده تعریف شود به نیروی برشی بزرگتری نیاز هست که بتواند تغییرشکل برشی لازم را برای اتساع مورد نظر به وجود آورد. لذا با افزایش زاویه اتساع میزان حداکثر نیروی تحمل شده در دیوار نیز افزایش می‌یابد زاویه اتساع بتن عددی بین ۳۰ تا ۳۵ است، که در این مقاله عدد ۳۰ در نظر گرفته شده است [۹۸].

خروج از مرکزیت^۲، تابع پتانسیل جریان در ابتدا محور افقی تنش هیدرواستاتیک را با زاویه ۹۰ درجه قطع می‌کند که تحت این شرایط، این تابع در واقع یک منحنی خواهد بود. مقدار این پارامتر اگر بسیار کوچک در نظر گرفته شود، باعث واگرایی حل در مراحل اولیه خواهد شد.

^۱ Dilation Angle

^۲ Eccentricity

نسبت تنش فشاری حداکثر دو محوره به تک محوره است، مقدار این پارامتر بین ۱ تا ۱/۲۷ متغیر است. هرچه این مقدار بیشتر باشد ماده رفتار سخت‌تری از خود نشان خواهد داد [۱۰۰]. پارامتر K در واقع شکل مقطع عرضی سطوح بارگذاری را تعیین می‌کند، مقدار این پارامتر بین ۰/۵ تا ۱ است. اگر مقدار این پارامتر برابر با یک در نظر گرفته شود، شکل مقطع عرضی سطح تسلیم شبیه دراکر-پراگر می‌گردد [۱۰۱].

پارامتر ویسکوزیته^۱، در تحلیل اجزای محدود بر اساس تئوری بتن آسیب دیده پلاستیک دارای پتانسیل بسیار زیادی برای واگرایی زودرس است. دلایل بسیار زیادی برای این مسأله می‌توان بیان کرد، که مهمترین آنها کاهش سختی بسیار شدید پس از ترک‌خوردگی و تغییرات شیب بسیار زیاد در مقطع عرضی سطح تسلیم است. دووات و لیونز برای حل این مشکل پیشنهاد کردند که ماده بتن، به صورت یک ماده ویسکوپلاستیک در نظر گرفته می‌شود. این موضوع باعث می‌شود که در طی به دست آمدن معادلات در هر مرحله، یک زمان آرامش وجود داشته باشد. وجود این زمان آرامش باعث می‌شود که حساسیت حل نسبت به سطوح تسلیم کاهش یابد و در نتیجه مشکلات همگرایی تا حدی بهبود یابد. طبیعی است که مقدار این زمان آرامش باید به حدی کوچک باشد که بتوان از تأثیرات آن بر پاسخ کلی سازه صرف نظر کرد.

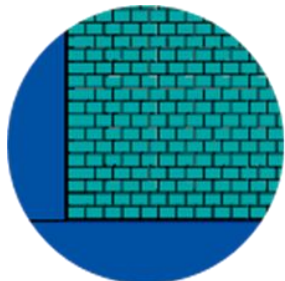
۳-۴-۳ سرهم بندی اجزای مدل سازی^۲

در این بخش اجزای مدل سازی شده در مطابق با مقاله آزمایشگاهی منصوری و همکاران [۹۵] سرهم بندی می‌شود. آجر چینی تمام نمونه‌های قاب میان‌پر مصالح بنایی و قاب میان‌پر بازشودار مطابق با الگوی آجرچینی شکل ۳-۸ شده است. آرماتورهای عرضی و طولی مطابق با شکل ۳-۱ سرهم بندی

^۱ Viscosity Parameter

^۲ Module assembly

شده است و در داخل قاب بتنی قرار گرفته است سرهم بندی کلی قاب میان پر مصالح بنایی در شکل ۹-۳ نشان داده شده است و به تبعیت از این مدل سازی تمام نمونه ها مدل سازی می گردند.

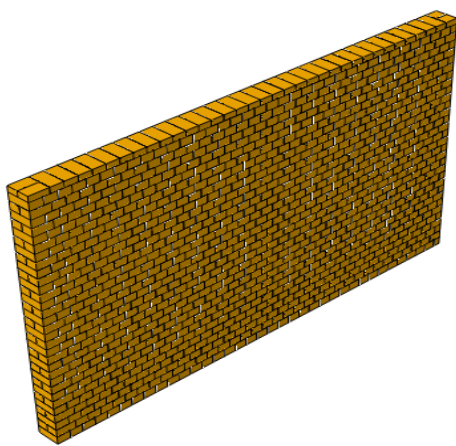


پلان ردیف اول

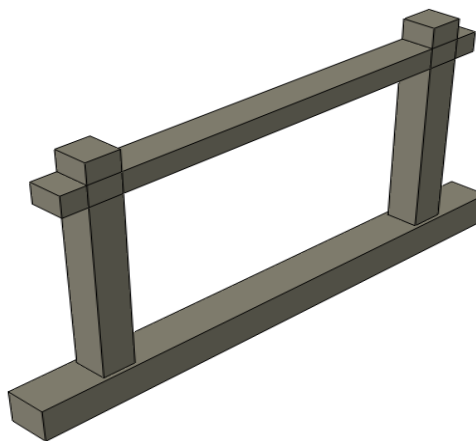


پلان ردیف دوم

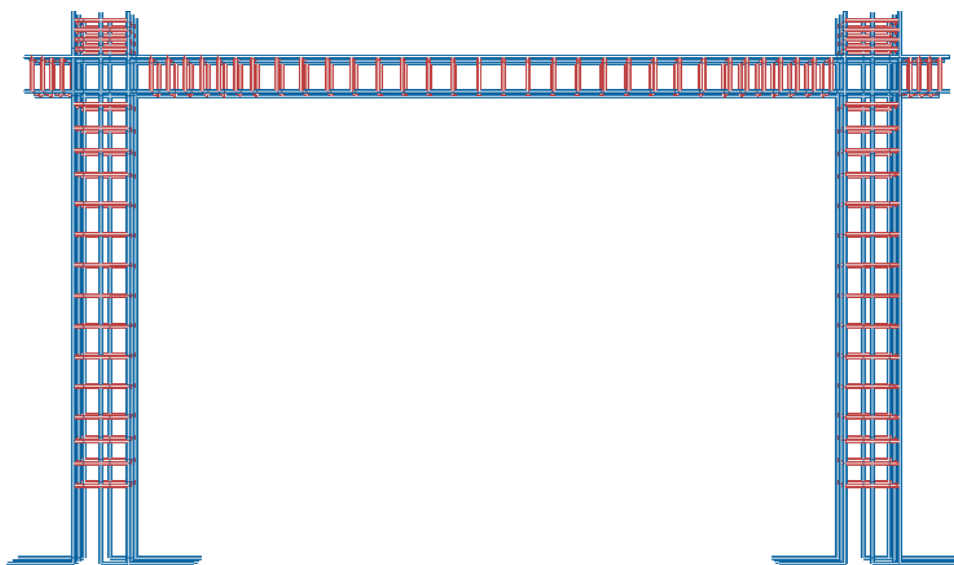
شکل ۳-۸. آجر چینی نمونه قاب بتنی مسلح میان پر با مصالح بنایی



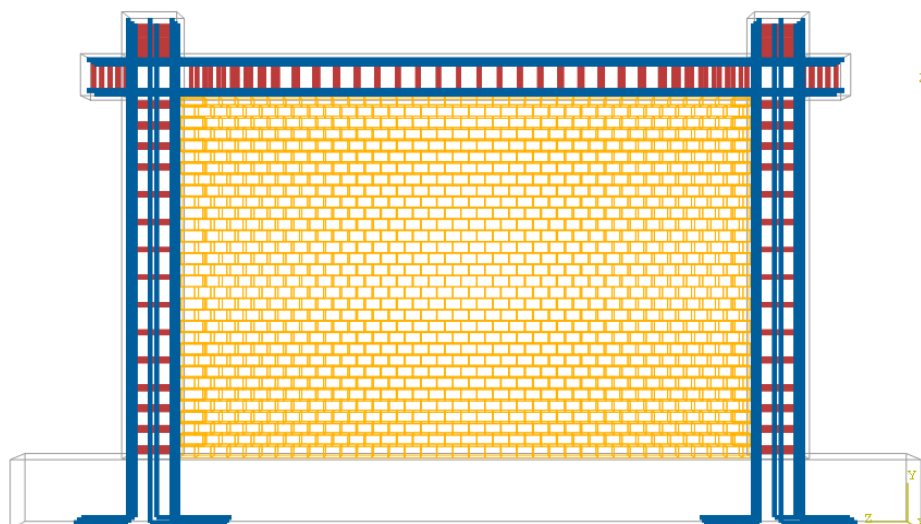
ب. دیوار مصالح بنایی



الف. قاب بتنی



پ. آرماتورهای طولی و عرضی



شکل ۳-۹. سرهم بندی نمونه قاب بتن مسلح میان پر مصالح بنایی

۳-۴-۴ تنظیمات محیط استپ^۱

در این پژوهش برای تحلیل قاب بتن مسلح از روش استاتیکی غیر خطی^۲ برای مدل سازی استفاده شده است، در این روش که از الگوریتم همگرایی نیوتن-رافسون استفاده می شود. هر گام از بارگذاری به چند نمو تقسیم بندی می شود، که طول این نموها قابل تنظیم است. در این الگوریتم سختی مماسی سازه در هر نمو از بارگذاری محاسبه و جابه جایی سیستم با آن محاسبه می شود و در معادله تعادل قرار می گیرد. در صورت برقرار نشدن تعادل در معادله فوق بار خارج از تعادل به دست می آید. تکرار این روند تا جایی که معادلات تعادل ارضا شود ادامه پیدا می کند روش در تمام تکرارها در یک نمو از همان سختی محاسبه شده در تکرار اول استفاده می شود. در صورتی که در تعداد تکرارها مشخص همگرایی حاصل نشود. نرم افزار سعی می کند تحلیل مدل را با نمو کوچکتری انجام دهد. و برای نمو های قاب بتن مسلح دارای میان قاب میان پر و بازشودار درب و پنجره از روش تحلیل دینامیکی صریح^۳ استفاده شده است. سه دلیل استفاده از روش صریح به جای روش غیر صریح عبارتند از:

^۱ Module Step

^۲ Static General

^۳ Dynamic Explicit

- (۱) در روش صریح مشکلات همگرایی وجود ندارد.
- (۲) در روش صریح از هزینه محاسباتی مدل کاسته می‌شود.
- (۳) در مسائلی مانند میان‌قاب مصالح بنایی (آجری) که دارای سطح تماس‌های زیاد و پیچیده هستند، روش صریح بهتر عمل می‌کنند.

۳-۴-۱ تحلیل شبه استاتیک با استفاده از روش دینامیکی صریح

روش دینامیکی صریح یک روشی است که در اصل برای مدل‌هایی با سرعت ضربه بالا توسعه داده شده است. در این مسائل اینرسی یک نقش اصلی و کلیدی دارد. استفاده از روش دینامیکی صریح برای مسائل شبه استاتیک نیازمند در نظر گرفتن چند ضابطه ویژه است. تحلیل شبیه‌سازی مسائل استاتیکی در مقیاس واقعی زمان آن‌ها در اغلب موارد کاری غیر عملی و زمان‌بر است، بنابراین برای رسیدن به یک راه حل مقرون به صرفه، پدیده فیزیکی مورد نظر باید به طریقی سرعت داده شود. در واقع هدف این است که پردازش مدل در کوچکترین دوره زمانی^۱ طوری انجام شود که مقدار نیروی اینرسی مقدار ناچیزی باقی بماند.

۳-۴-۲ مقیاس کردن جرم^۲

در این روش باعث می‌شود تحلیل مدل بدون افزایش نرخ بارگذاری در زمان کمتری انجام شود. همانطور که قبلاً اشاره شد حد پایداری مدل کوچکترین نمو زمانی پایدار همه المان‌ها است و نمو زمانی پایدار خود وابسته به چگالی ماده را افزایش می‌دهد که منجر به افزایش نمو زمانی پایدار خواهد داشت. زمانی که نمو زمانی پایدار افزایش پیدا می‌کند و در مجموع به تعداد نمو‌های کمتری نیاز خواهد بود و این

^۱ Time Period

^۲ Mass Scaling

گونه هزینه محاسباتی کاهش می‌یابد. در این پژوهش برای مقیاس کردن مدل نرم‌افزاری از مقیاس جرم ۰/۰۰۰۵ استفاده گردیده است.

۳-۴-۴-۳ تعادل انرژی

یکی از بهترین روش‌ها برای ارزیابی درستی شبیه‌سازی شبه استاتیکی، روش انرژی است. در یک شبیه‌سازی شبه استاتیکی کار اعمال شده توسط نیروهای خارجی تقریباً معادل انرژی داخلی سیستم است. به طور کلی می‌توان گفت زمانی که انرژی جنبشی کمتر از ۵ تا ۱۰ درصد انرژی داخلی باشد، نتایج تحلیل قابل اعتماد است، که از فرمول رابطه (۳-۳) زیر برای کنترل انرژی استفاده می‌گردد:

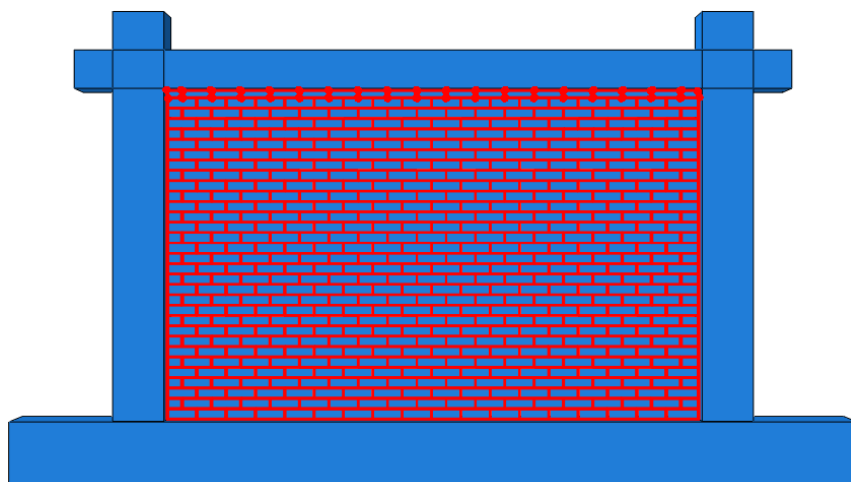
$$\left[\left(\frac{K_E}{K_I} \right) \times 100 \right] < 5\% \text{ To } 10\% \quad (3-3)$$

۳-۴-۵ تنظیمات اندرکنش^۱

همانطور که قبلاً ذکر شده است مدل‌سازی میان‌قاب مصالح بنایی با استفاده از رویکرد مزو می‌باشد. پس در این بخش باید اندرکنش بین سطوح مجاور را تعریف نمود. در این پژوهش از روش سطوح تماسی کلی^۲ استفاده شده است. در این روش نیازی به تعریف سطوح تماسی نبوده است و تماس سطوح با یکدیگر با رفتار تعریف شده به صورت مجموعه تماسی کلی اعمال می‌گردد. بنابراین اگر هر سطحی با سطح دیگر برخورد داشته باشد، رفتار تماس بین آنها اعمال شده و در غیر این صورت اعمال نمی‌گردد. شکل ۳-۱۰.

^۱ Module Interaction

^۲ General contact



شکل ۳-۱۰. تعریف سطوح تماسی بین آجرها با استفاده از روش سطوح تماسی کلی

۳-۴-۵-۱ رفتار چسبنده مبتنی بر سطح^۱

از مدل چسبنده مبتنی بر سطح به طور گسترده به منظور مطالعه شکست مصالح مختلف استفاده می‌شود [۱۰۲, ۱۰۳]. از این مفهوم می‌توان برای مواردی که مقاومت رابط و کل سازه مدنظر است، استفاده کرد. المان‌های چسبنده بین دو سطح قرار می‌گیرند و در صورت وجود تغییر مکان نسبی، باعث ایجاد تنش روی سطوح می‌شوند. خاصیت مهم این المان‌ها این است که می‌توان رابطه بین تنش به وجود آمده و تغییر مکان نسبی را تعریف کرد. به علاوه این المان‌ها دارای قابلیت مدل‌سازی جداشدگی بین سطوح نیز هستند. سه مدل رفتاری مختلف شامل تنش تک محوره، پیوسته و کشش-جداشدگی را می‌توان برای المان‌های چسبنده تعریف کرد. مدل‌سازی براساس مدل پیوسته برای چسبندگی مناسب است. در این مدل رفتاری، چسب با یک ضخامت محدود در نظر گرفته می‌شود. هنگامیکه ضخامت چسب بسیار ناچیز است از مدل رفتاری کشش-جداشدگی استفاده می‌شود و همچنین در موارد خاصی که ضخامت صفر برای چسب در نظر گرفته می‌شود، نیز می‌توان از این مدل استفاده کرد. به‌طور کلی، تأثیر رفتار مصالح چسبنده روی رفتار یک سازه بیشتر از تأثیر رفتار مصالح

^۱ Surface Based Cohesive Behavior

اطراف می‌باشد. به طوریکه شروع و گسترش خرابی در مصالح چسبنده کنترل کننده رفتار کلی مصالح کامپوزیت از جمله مصالح بنایی است [۱۰۴].

علاوه بر این، امکان تعریف رفتار تنش-جداشدگی برای سطح نیز وجود دارد. این رفتار قابلیت شبیه به المان‌های چسبنده با مدل رفتاری تنش-جداشدگی ارائه می‌دهد. با این حال، تعریف رفتار چسبنده مبتنی بر سطح ساده‌تر بوده و امکان شبیه‌سازی طیف وسیعی از اندرکنش‌های چسبنده مانند دو سطح چسبنده که در طول تحلیل در تماس با هم قرار دارند، را فراهم می‌کند. مدل رفتاری تنش-جداشدگی موجود در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس، رفتار مصالح را قبل از شروع گسیختگی به صورت الاستیک خطی در نظر می‌گیرد. سپس مدل به گسیختگی رسیده و تا خرابی کامل ادامه پیدا می‌کند. رفتار الاستیک به صورت یک ماتریس الاستیک خطی تعریف می‌شود که تنش‌های نرمال و برشی را به جداشدگی نرمال و برشی در طول رابط، ربط می‌دهد. رابطه (۳-۴) ارائه می‌دهد:

$$t = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} k_{nn} & k_{ns} & k_{nt} \\ k_{ns} & k_{ss} & k_{st} \\ k_{nt} & k_{st} & k_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} = KS \quad (۳-۴)$$

در رابطه (۳-۴) δ_n ، δ_s ، δ_t تغییر مکان‌های نسبی دو سطح به ترتیب در جهت عمود و دو جهت موازی که به ترتیب تنش نرمال و تنش‌های برشی به وجود آمده روی سطح بر اثر تغییر مکان نسبی هستند. در رابطه بالا منظور از ماتریس k ماتریس سختی المان رابط است. مقادیر عددی سختی در راستای برشی و نرمال مطابق رابطه (۳-۵) و (۳-۶) محاسبه می‌شود:

$$K_{nn} = \frac{E_u E_m}{h_m (E_U - E_m)} \quad (۳-۵)$$

$$K_{ss} = K_{tt} = \frac{G_u G_m}{h_m (G_U - G_m)} \quad (۳-۶)$$

مدل سازی خرابی امکان شبیه سازی نزول و شکست احتمالی پیوستگی بین دو سطح چسبنده را فراهم می‌کند. مکانیزم خرابی شامل دو جز معیار شروع خرابی و قانون تکامل خرابی است. همان‌طور

که عنوان شد، پاسخ اولیه به صورت خطی فرض می‌شوند با این حال، هنگامی که معیار شروع خرابی فرا می‌رسد، خرابی با توجه به قانون تکامل خرابی که توسط کاربر تعریف شده است، اتفاق می‌افتد.

موضوع مهم دیگر در رفتار تنش-جدا شدگی نحوه رفتار سطوح پس از بین رفتن چسبندگی آنها است. این رفتار به صورت رفتار فشاری و اصطکاک مدل‌سازی می‌گردد. هنگامی که سطوح در تماس با یکدیگر نیستند فشاری بین آنها منتقل نمی‌شود، ولی هنگامیکه دو سطح با یکدیگر در تماس هستند، نیروی فشاری می‌تواند بین آنها منتقل گردد. رفتار سطوح در راستای عمودی، به صورت تماس سخت^۱ در نظر گرفته می‌شود. یعنی هنگامیکه چسبندگی سطوح یا به اصطلاح ملات بین واحدهای بنایی از بین رفت دو سطح هیچ نفوذی در یکدیگر نداشته و رفتاری سخت خواهند داشت. همچنین در راستای برشی فرض می‌شود که تا قبل از شروع کاهش سختی چسبندگی، فقط مدل رفتاری چسبنده فعال بوده و مدل اصطکاک غیرفعال است. هنگامیکه کاهش سختی چسبندگی شروع می‌شود، مدل اصطکاک فعال شده و سهمی از تنش برشی را بر عهده می‌گیرد.

المان تماسی که تنها اثرات آن (اصطکاک و چسبندگی) در قالب تعریف اندرکنش^۲ بین آجرها شبیه‌سازی شده است. آجرها به صورت ردیف‌های جداگانه مدل شده است و رفتار اندرکنشی بین آجرها که ناشی از ملات بوده و دارای دو خاصیت رفتاری اند: ۱- چسبندگی در فازهای کششی و برشی ۲- اصطکاک در فاز برشی می‌باشد. به این ترتیب مقاومت فشاری ملات و اثر ترکیبی آن بر روی منشور بنایی به خودی خود در نظر گرفته نمی‌شود، در راستای در نظرگیری این اثر باید به جای تعریف خصوصیات مکانیکی آجر بر روی آجرها، خصوصیات مکانیکی منشور بنایی تعریف گردد، که این خصوصیات در هر ردیف به طور جداگانه در هر دو جهت افقی و قائم لحاظ شده است، این خصوصیات در جدول ۳-۵ ذکر شده است.

^۱ Hard Contact

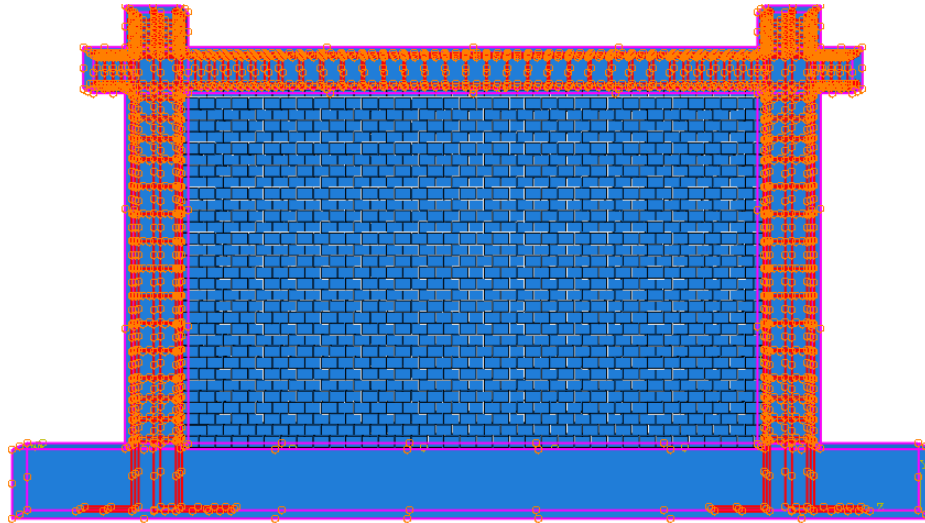
^۲ Interaction

جدول ۳-۵. مشخصات مکانیکی المان رابط و ملات قاب میان پر مصالح بنایی

نمونه شاهد	رفتار چسبیده				رفتار		رفتار		
	خرابی				نرمال		مماسی		
	تکامل خرابی		شروع خرابی		رفتار کشش-جداشدگی				
	G_f^I (N.mm/mm ²)	G_f^{II} (N.mm/mm ²)	$C = 1.4f_t$ (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	K_{mn} (N/mm ³)	K_{ss} (N/mm ³)	K_{tt} (N/mm ³)	$\mu = \tan \phi$	
SOLID	۰/۰۱۲	۰/۰۵	۰/۱۶	۰/۲۴	۱۱۰	۵۰	۵۰	Hard	۰/۷۵
EWO	۰/۰۱۸	۰/۱۲۹	۰/۱۸	۰/۲۵۲	۱۰۰	۴۰	۴۰	Hard	۰/۷۵
LWO	۰/۰۱۲	۰/۰۵	۰/۱۶	۰/۲۲۴	۱۱۰	۵۰	۵۰	Hard	۰/۷۵
RWO	۰/۰۱۸	۰/۲۵۲	۰/۰۱۸	۰/۱۲۹	۱۰۰	۴۰	۴۰	Hard	۰/۷۵
DO	۰/۰۱۸	۰/۱۲۹	۰/۱۱	۰/۱۵	۲۰۰	۱۴۰	۱۴۰	Hard	۰/۷۵

به منظور مدل سازی رفتار واقعی قاب بتن مسلح تمام آرماتورها در درون قاب بتنی مدفون^۱ شده اند،

مطابق شکل ۳-۱۱.



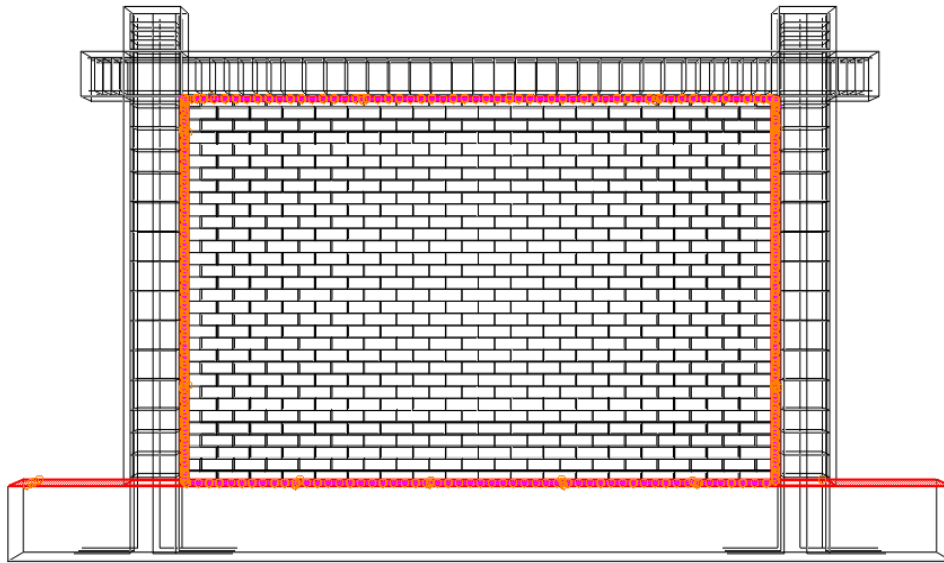
شکل ۳-۱۱. مدفون شدن آرماتورهای فولادی در قاب بتنی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس

به منظور گیرداری بین میان قاب مصالح بنایی و قاب بتن مسلح در هر چهار طرف میان قاب مصالح

بنایی تای^۲ تعریف گردیده است، شکل ۳-۱۲.

^۱ Embedded

^۲ Tie



شکل ۳-۱۲. گیرداری بین قاب و میان قاب مصالح بنایی با تای

۳-۴-۶ بارگذاری و شرایط مرزی

در این مرحله نوع بار، مقدار آن و نحوه توزیع بارگذاری و شرایط مرزی^۱ (تکیه‌گاهی) مشخص می‌گردد. در این پژوهش بار محوری^۲ به صورت فشاری بالای هر ستون و به میزان $0.1A_g.F_c$ ظرفیت فشاری ستون‌ها اعمال گردیده است. و بار جانبی^۳ به صورت جابه‌جایی افقی به میزان جابه‌جایی نسبی مورد نظر در آزمایشگاه به هر سمت تیر وارد می‌شود. شرایط مرزی هم به گونه‌ای است، به دلیل دیافگرام قاب‌ها تیر کف در تمام جهت‌ها بسته شده است و پشت تیر بالای قاب در جهت خارج از صفحه نیز بسته می‌شود. بار جاذبه^۴ زمین نیز در نظر گرفته شده است.

قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای^۵، با مشخصات ابعادی نمونه آزمایشگاهی که در شکل ۳-۱ نشان داده شده است، تحت سطح بار محوری 0.1 ، ظرفیت فشاری ستون‌ها مدل شده است. نام‌گذاری و مشخصات

^۱ Boundary Condition

^۲ Axial Load

^۳ Lateral Load

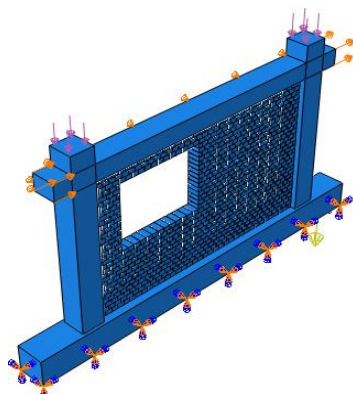
^۴ Gravity

^۵ Non-Seismic

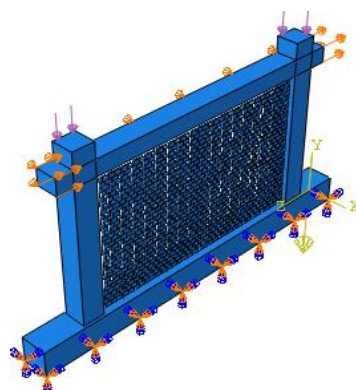
بارگذاری نمونه قاب بتن مسلح لرزه‌ای در جدول ۳-۶ آمده است، در نمونه قاب بتن مسلح میان‌پر و نمونه‌های قاب بتن مسلح با میان‌قاب مصالح بنایی دارای بازشو درب و پنجره، ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی ۱۰۰ میلیمتر و قاب بتنی غیر لرزه‌ای است. در نمونه‌های تحلیلی مانند نمونه‌های آزمایشگاهی ضخامت میان‌قاب با مقیاس ۱:۲ مدل شده است، در واقعیت ضخامت میان‌قاب ۲۰۰ میلیمتر است که نشان دهنده ضخامت‌های دیوارهای خارجی و داخلی در ساختمان‌های موجود هستند. در سازه‌های بتن مسلح در واقع سطح بار محوری ستون کم تر از $0.15A_g f_c$ ظرفیت فشاری ستون‌ها است که نشان دهنده بار محوری کم است. دیگر نمونه قاب بتن مسلح دارای میان‌قاب با بازشو پنجره و درب بارگذاری و شرایط مرزی آن در شکل ۳-۱۳ نشان داده شده است.

جدول ۳-۶. مشخصات بارگذاری نمونه‌های تحلیلی

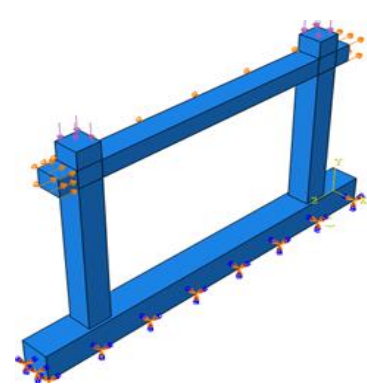
نمونه تحلیلی	بار محوری (N/mm^2)	جابه‌جایی جانبی (mm)	نیروی جاذبه (mm/s^2)
FRAME	۲/۱۹	۳۹	۹۸۱۰
SOLID	۲/۱۹	۵۵	۹۸۱۰
EWO	۲/۱۹	۷۸	۹۸۱۰
RWO	۲/۱۹	۵۹	۹۸۱۰
LWO	۲/۱۹	۱۷	۹۸۱۰
DO	۲/۱۹	۵۹	۹۸۱۰



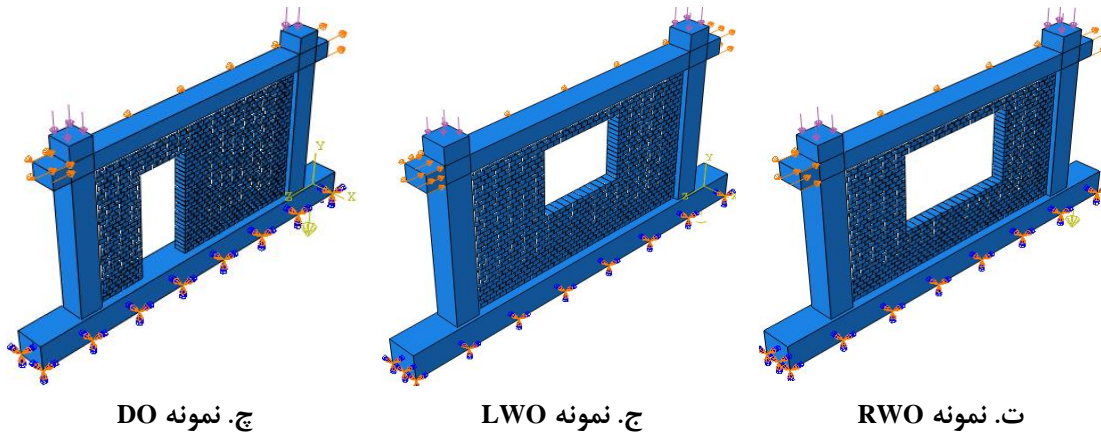
پ. نمونه EWO



ب. نمونه SOLID



الف. نمونه FRAME

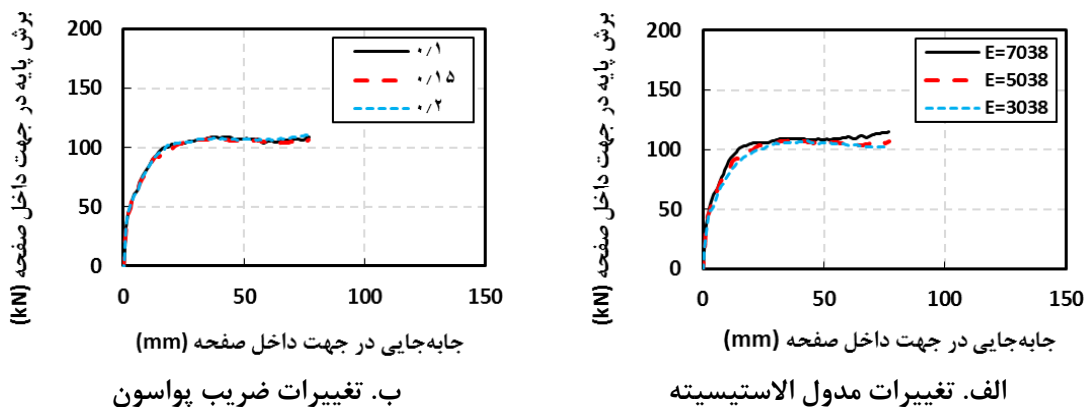


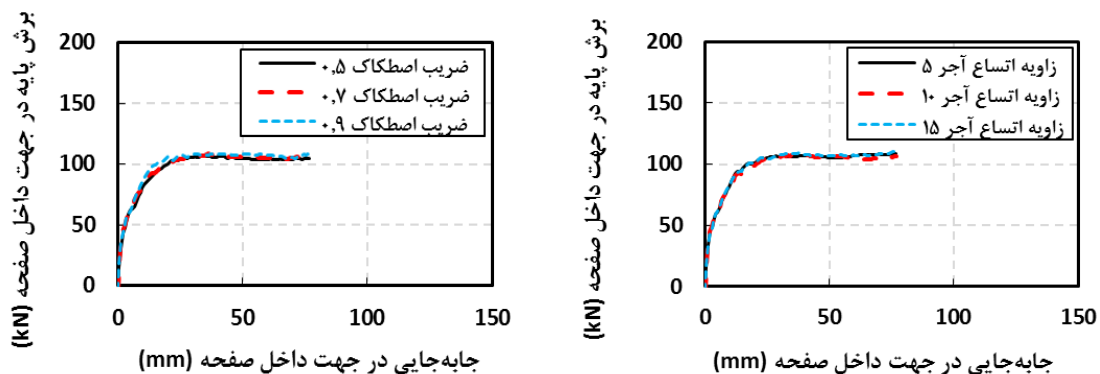
شکل ۳-۱۳. شمای بارگذاری و شرایط مرزی نمونه‌های تحلیلی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس

۳-۴-۷ مش بندی و آنالیز حساسیت

۳-۴-۷-۱ تحلیل حساسیت در نرم افزار اجزای محدود آباکوس

جهت بررسی میزان تأثیر هر یک از پارامترهای رفتاری مصالح بر رفتار قاب میان‌پر، تحلیل حساسیت پارامترها در نرم افزار اجزای محدود آباکوس انجام گرفته است. برای این منظور با ثابت نگه داشتن تمام پارامترها و تنها تغییر یک پارامتر و رسم نمودار نیرو-تغییر مکان حاصل و بررسی رفتار نمونه، تأثیر پارامترها بررسی گردیده است. جهت دقت متدلوژی تحلیل در نرم افزار اجزای محدود آباکوس، تحلیل حساسیت بر روی نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی صورت گرفته است. منحنی‌های نیرو-تغییر مکان برای تغییرات هر پارامتر در شکل ۳-۱۴ آورده شده است.





ت. ضریب اصطکاک داخلی

پ. تغییرات زاویه اتساع آجر

شکل ۳-۱۴. تغییر رفتار قاب میان پر مصالح بنایی با تغییر پارمترها

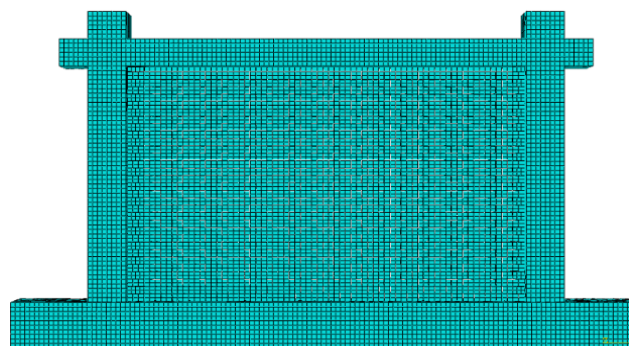
همانگونه که ملاحظه می‌شود، سختی اولیه نمودارها همچنان در همه تحلیل‌ها ثابت باقی مانده است. اما مقاومت حداکثر و رفتار در ناحیه پلاستیک می‌تواند دستخوش تغییراتی باشد که شرح این تغییرات در جدول ۳-۷ آورده شده است.

جدول ۳-۷. نتایج تحلیل حساسیت

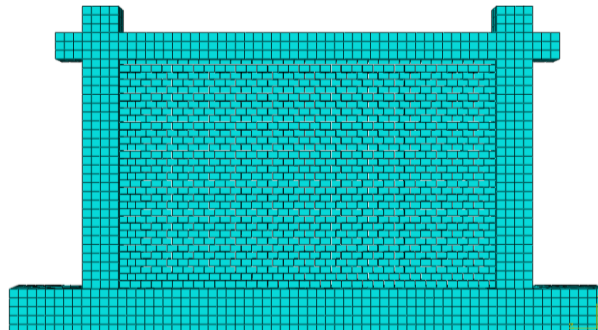
تغییرات	پارامتر
با افزایش این پارامتر نمودار به سمت بالا شیفت پیدا می‌کند، در واقع ظرفیت افزایش می‌یابد.	تغییرات مدول الاستیسیته میان قاب آجری
سختی اولیه ثابت باقی می‌ماند، اما با افزایش آن ظرفیت و مقاومت پسماند به مقدار کمی افزایش می‌یابد. اما افزایش آن قابل چشمگیری نیست.	تغییرات ضریب پواسون
تغییر قابل توجهی مشاهده نمی‌شود.	تغییرات تانژانت زاویه اتساع آجر
با افزایش این پارامتر هم ظرفیت نمونه افزایش چشمگیری می‌یابد، هم نقطه حداکثر نمودار کمی به طرف چپ شیفت پیدا می‌کند.	تغییرات ضریب اصطکاک داخلی

۳-۴-۷-۲ تحلیل حساسیت مش در نرم افزار اجزای محدود آباکوس

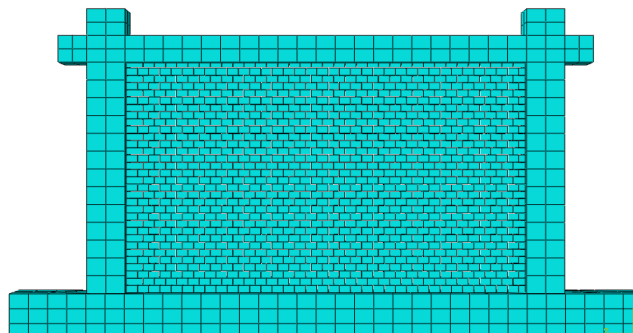
جهت اطمینان از دقت مدل اجزای محدود ایجاد شده، تاثیر ابعاد مش بندی بر رفتار نمونه تحلیلی مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور مدل تحلیلی در سه حالت متفاوت مش بندی بررسی گردید. در مش بندی درشت، متوسط و ریز ابعاد مش المانها به ترتیب برابر با ۲۵، ۵۰، ۱۰۰ میلیمتر انتخاب گردیده است. شمای کلی نمونه تحلیلی مش بندی شده در سه حالت متفاوت فوق در شکل ۳-۱۵ آورده شده است.



الف. مش بندی با ابعاد ریز (۲۵ میلیمتر)



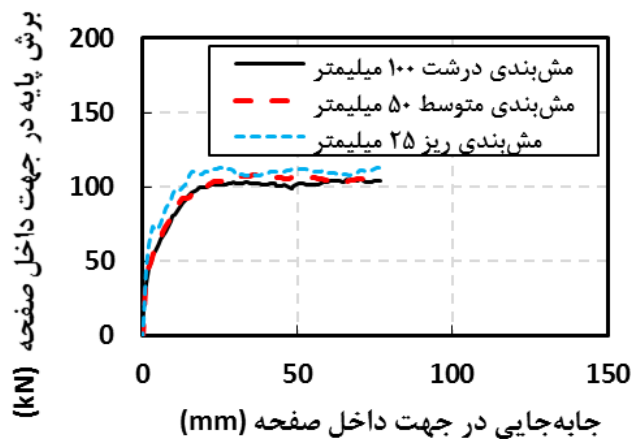
ب. مش بندی با ابعاد متوسط (۵۰ میلیمتر)



ج. مش بندی با ابعاد درشت (۱۰۰ میلیمتر)

شکل ۳-۱۵. مش بندی با ابعاد مختلف مورد بررسی در آنالیز تحلیل حساسیت

منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه تحلیلی با سه حالت متفاوت مش بندی در شکل ۳-۱۶ آورده شده، با توجه به اینکه زمان تحلیل نمونه در مش بندی ریز بسیار بالا می باشد و همچنین مش بندی متوسط نقاط ترک خوردگی و تغییر سختی نمونه را نزدیک به مش بندی ریز به دست می دهد، بنابراین می توان نتیجه گرفت که مش بندی متوسط از دقت بسیار خوبی برخوردار است و نمونه های تحلیلی تحت ابعاد مختلف مش بندی ایجاد گردیده است، که هم زمان تحلیل مناسب تر است و هم دقت خوبی دارد.



شکل ۳-۱۶. نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه های با ابعاد مش بندی متفاوت

۳-۵ المان های مورد استفاده در نرم افزار اجزای محدود آباکوس

نرم افزار تحلیل اجزای محدود آباکوس دارای چندین نوع المان است، برای هر مدل باید المان متناسب انتخاب کرد، زیرا تکنیک مش بندی و نوع المان بسیار مهم است تا نتایج حاصل قابل اطمینان باشد. پنج مشخصه یک المان که می تواند معرف آن باشد عبارتند از :

(۱) خانواده

(۲) درجات آزادی (که مستقیماً به خانواده المان بستگی دارد).

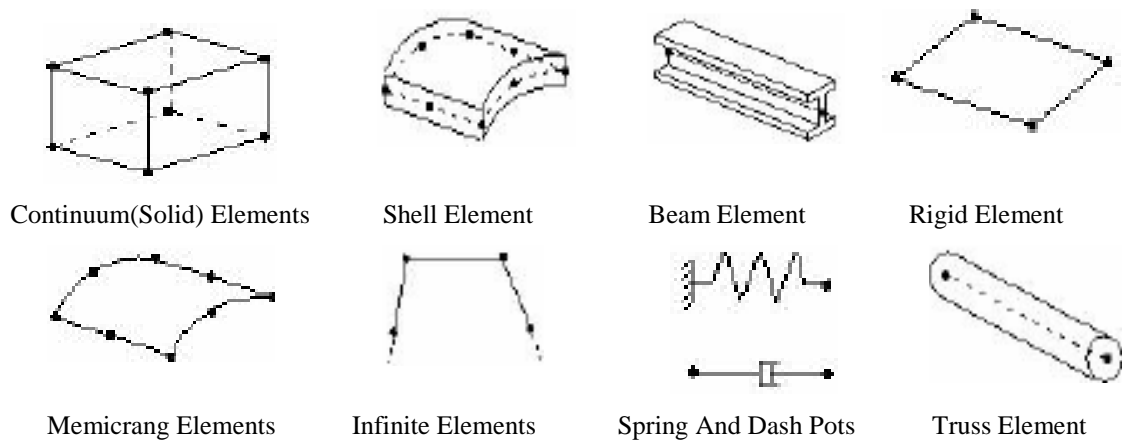
(۳) تعداد گره ها

(۴) روش فرمول بندی

(۵) روش انتگرال گیری

هر المان در نرم افزار اجزای محدود آباکوس دارای یک اسم منحصر به فرد می باشد، مانند T2D2، S4R، C3D8I که نام یک المان بیانگر تمامی پنج خاصیت آن است. به بررسی هریک از این ویژگی ها پرداخته می شود [۹۴]:

خانواده : اولین حرف از نام هر المان معرف خانواده آن می باشد، به طور مثال در المان C3D8R که در این مدل سازی نیز استفاده شده است. حرف C معرف خانواده در شکل ۳-۱۷ انواع خانواده المان ها مشاهده می شود.

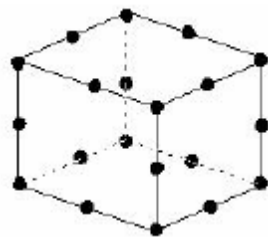


شکل ۳-۱۷. خانواده المان های موجود در نرم افزار اجزای محدود آباکوس [۹۴]

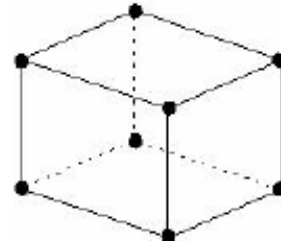
درجات آزادی: درجات آزادی از متغیرهای اصلی است، که در هنگام تحلیل محاسبه می شود. بار حداکثر مدل سازی تنش-تغییر مکان درجات آزادی اصلی تغییر مکان های گره ها می باشند. در خصوص المان های SHELL و BEAM دوران گره ها نیز از درجات آزادی است.

تعداد گره ها-مرتبه میان یابی: تغییر مکان ها، دوران ها، دما و سایر درجات آزادی اشاره شده در قسمت قبل تنها در گره های یک المان محاسبه می گردند. در این نقطه دیگر المان تغییر مکان را باید از روی مقادیر گره میانی یابی کرد. معمولاً مرتبه این میان یابی از روی تعداد گره های یک المان تعیین می گردد. المان C3D8 که در شکل ۳-۱۷ نشان داده شده است، از میان یابی خطی در هر جهت استفاده می کند،

و از این رو المان‌های خطی^۱ و یا مرتبه اول نامیده می‌شوند. المان‌هایی که دارای گره در وسط هر لبه خود می‌باشند، مانند المان C3D20 نشان داده در شکل ۳-۱۷ از میان‌یابی سهموی (مرتبه دوم) استفاده می‌کنند و از این رو المان‌های سهموی و یا مرتبه دوم^۲ نام گرفته‌اند.



ب. المان مرتبه دوم
(20-Node Brick, C3D20)



الف. المان مرتبه اول
(8-Node Brick, C3D8)

شکل ۳-۱۸. المان مرتبه اول و دوم مورد استفاده در نرم افزار اجزای محدود آباکوس [۹۴]

درجه توابع درون‌یاب به تعداد گره‌های هر المان بستگی دارد. در المان‌هایی که تنها در گوشه‌های آن‌ها گره وجود دارد، مثل المان معکبی ۸ گرهی که در شکل ۳-۱۸ مشاهده می‌شود. همچنین در المان‌هایی که وسط اضلاع آن نیز علاوه بر گوشه‌ها گره وجود داشته باشد، تابع درون‌یاب آن به صورت منحنی درجه دو خواهد بود و به آن‌ها المان‌های مرتبه دوم می‌گویند.

فرمول‌بندی: فرمول‌بندی یک المان به تئوری ریاضی تعریف المان مربوط می‌شود در المان‌های مورد استفاده در تحلیل تنش-تغییر مکان از فرمول‌بندی لاگرانژی استفاده می‌شود. در فرمول‌بندی لاگرانژی ماده درون المان تا انتهای تحلیل درون مرز المان باقی می‌ماند و نمی‌تواند از آن خارج شود. در حالت مقابل فرمول‌بندی اویلری یا دیدگاه حجم کنترل وجود دارد که در آن المان در فضا ثابت است، و ماده از داخل آن جریان پیدا می‌کند. آباکوس از این نوع فرمول‌بندی برای مدل کردن مسائل انتقال حرارت استفاده می‌کند.

^۱ Element Linear

^۲ Quadratic Element

انتگرال گیری: نرم افزار اجزای محدود آباکوس در هنگام تحلیل از روش‌های عددی برای انتگرال گیری کمیت‌های مختلف در حجم المان استفاده می‌کند. آباکوس در هر نقطه از انتگرال گیری خواص المان را با به کارگیری روش گوس محاسبه می‌کند. روش انتگرال گیری و مرتبه المان در دقت جواب‌های به دست آمده از تحلیل تنش- کرنش تأثیرگذار می‌باشد. هرچه تعداد نقاط گوسی در حل عددی معادله حاصله از تشکیل ماتریس سختی بیشتر باشد، حل عددی دقیق‌تر خواهد بود.

المان‌هایی که انتگرال گیری آنها از نوع کاهش یافته^۱ می‌باشد در انتهای نام خود دارای حرف R می‌باشند. در این پژوهش از المان SOLID C3D8R برای مدل‌سازی قاب بتنی و آجر بنایی و از المان TRUSS T3D2 برای مدل‌سازی خاموت تیر و ستون و میلگردهای طولی و عرضی استفاده شده است [۹۴].

۳-۶ نحوه دو خطی کردن^۲ نمونه‌های تحلیلی

برای دو خطی کردن نمودارهای نیرو-تغییر مکان از روش پرایستلی پائولی همانطور که در شکل ۳-۱۹ نشان داده شده است. این روش که توسط پرایستلی و پائولی بیان شد. ابتدا از رو نمودار تحلیلی حداکثر مقاومت را مشخص کرده و با استفاده از فرمول $0.75P_U$ روی نمودار آن را مشخص کرده و سپس از مبدأ به این نقطه خطی رسم می‌گردد پس از آن یک مقدار برای P_U (مقاومت تسلیم سازه) فرض شده و از نقطه P_U خطی به نقطه 0.8 حداکثر مقاومت سازه وصل شده است. نقطه P_U را جوری باید فرض شود که سطح بالا و پایین بعد از نقطه $0.75P_U$ یکسان شود. جابه‌جایی متناظر با مقاومت نهایی سازه δ_U ، سختی مؤثر K_e ، شکل پذیری μ به دست می‌آید [۱۰۵]. برای محاسبه این پارامترها از رابطه (۳-۷) و (۳-۸) استفاده می‌شود:

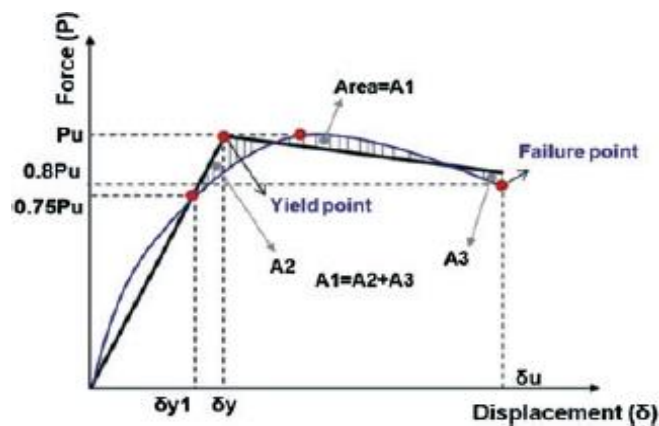
$$K_e = \frac{P_U}{\delta_y} \quad (۳-۷)$$

^۱ Reduced

^۲ Bilinear Curve

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (۸-۳)$$

P_U مقاومت تسلیم بر حسب کیلونیوتن، δ_y جابه‌جایی متناظر با مقاومت تسلیم بر حسب میلی‌متر و δ_u جابه‌جایی متناظر با حداکثر مقاومت سازه یا $0.8/8$ حداکثر مقاومت سازه بر حسب میلی‌متر است. بیشترین مقدار بار جانبی نمودار نیرو-تغییر مکان دو خطی شده به ما پارامتر تغییر مکان هدف با همان تغییر مکان نهایی را می‌دهد [۱۰۵].



شکل ۳-۱۹. دوخطی سازی نمودار نیرو-تغییر مکان با روش پریستلی و پائولی [۱۰۵]

۳-۷ کالیبره کردن و صحت سنجی نمونه‌های تحلیلی

در این بخش صحت سنجی به دو بخش تقسیم می‌شود:

(۱) صحت سنجی نمونه‌ها با قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای با میان‌قاب میان‌پر و میان‌قاب بازشودار، طبق مدل آزمایشگاهی منصوری و همکاران که شامل شش نمونه صحت سنجی است [۹۵].

(۲) صحت سنجی قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای طبق نمونه آزمایشگاهی زیگموند و همکاران است [۱۰۶].

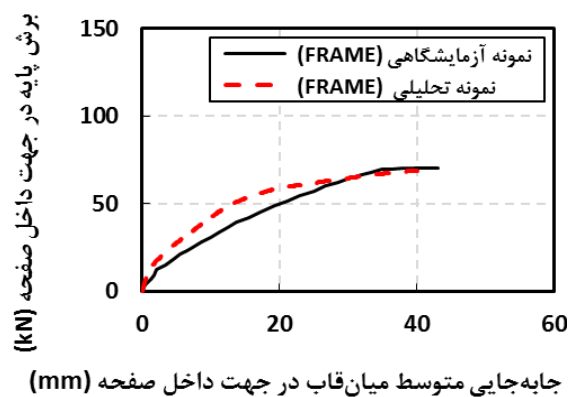
۳-۷-۱ صحت سنجی نمونه‌ها با قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای

ابتدا به بررسی چگونگی رفتار قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای یک طبقه-یک دهانه و یک قاب بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی (آجری) و نمونه‌های قاب دارای میان‌قاب بازشودار ساخته شده در آزمایشگاه سازه که تحت بار جانبی یک طرفه قرار گرفته پرداخته شده است. در نمونه‌های آزمایشگاهی معیار تغییرمکان نهایی برای قاب بتن مسلح و قاب بتن مسلح میان‌پر با مصالح بنایی بر اساس دستورالعمل ACI T1.1-01 [۱۰۷] انتخاب شده است. قاب بتنی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی و قاب میان‌پر مصالح بنایی و قاب دارای میان‌قاب بازشودار با استفاده از تحلیل دینامیکی صریح و مدل‌سازی مزو تحلیل شده و نتایج حاصل از کار عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است، نتایج دارای تطابق قابل قبولی به لحاظ پارامترهای رفتاری هستند زیرا اختلاف سطح زیر نمودار نیرو-تغییرمکان آزمایشگاهی و تحلیلی سازه فولادی، بتنی، و آجری به ترتیب به میزان ۱۰٪، ۱۵٪، ۲۰٪ می‌توانند تفاوت داشته باشند که تفاوت نمونه‌های تحلیلی و آزمایشگاهی در این پژوهش کمتر از مقدار ذکر شده است. مدل‌های اجزای محدود ساخته شده با استفاده از نتایج آزمایش‌ها کالیبره شده و برای شناخت بهتر رفتار داخل صفحه نمونه‌های میان‌پر بازشودار مورد استفاده قرار گرفته است.

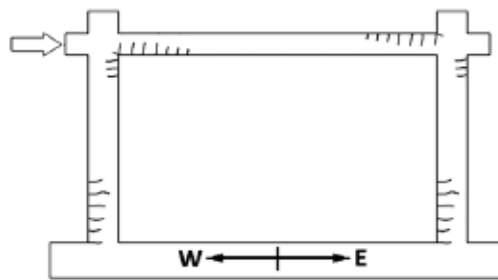
۳-۷-۱-۱ صحت سنجی قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای

نمونه قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای (Frame) قاب شاهد آزمایشگاهی با جزئیات غیر لرزه‌ای تحت بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی شده و با تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت بارگذاری یک طرفه با حداکثر جابه‌جایی نسبی ۳٪ تحلیل شده است. شکل ۳-۲۰ سطح زیر نمودار نیرو-تغییرمکان آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای با اختلاف سطح ۷/۳٪ را نشان می‌دهد، در جدول ۳-۸ نشان می‌دهد نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۷۰ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۲/۸ کیلو نیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۲/۱۵ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۷۰ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۳/۴ کیلو نیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۲/۵ است. درصد اختلاف

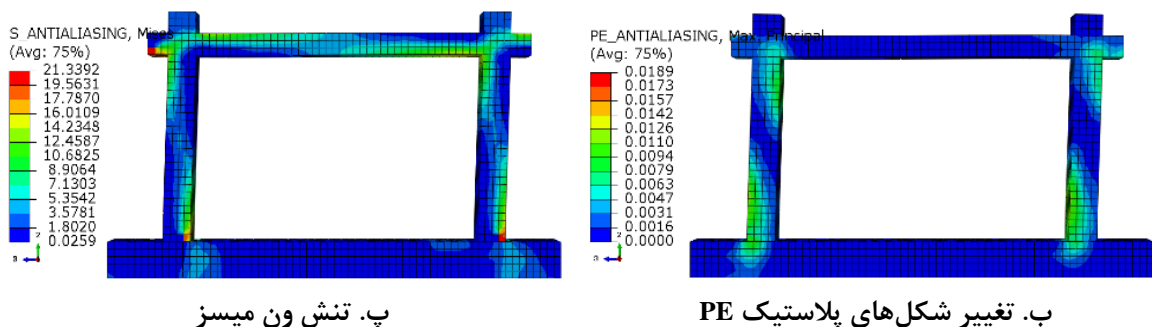
پارامترهای مورد نظر نمونه تحلیلی نسبت به نمونه آزمایشگاهی هر کدام به ترتیب برابر با ۰٪، ۴/۲۱٪، ۲۷/۱۶٪ است. در نمونه شاهد آزمایشگاهی آسیب‌هایی از جمله ایجاد مفصل پلاستیک در انتهای تیرها و بعد از آن در انتهای ستون‌ها و ترک‌هایی در قسمت اتصال تیر و ستون مشاهده شده است. با توجه شکل ۳-۲۱ الف خرابی در نمونه شاهد در جابه‌جایی نسبی ۳٪ که در آزمایشگاه مشاهده شده است، شکل ۳-۲۱ ب تغییر شکل‌های پلاستیک PE و شکل ۳-۲۱ پ-ت-ج به ترتیب تنش ون میسر، خرابی در فشار و خرابی در کشش را نشان می‌دهد.

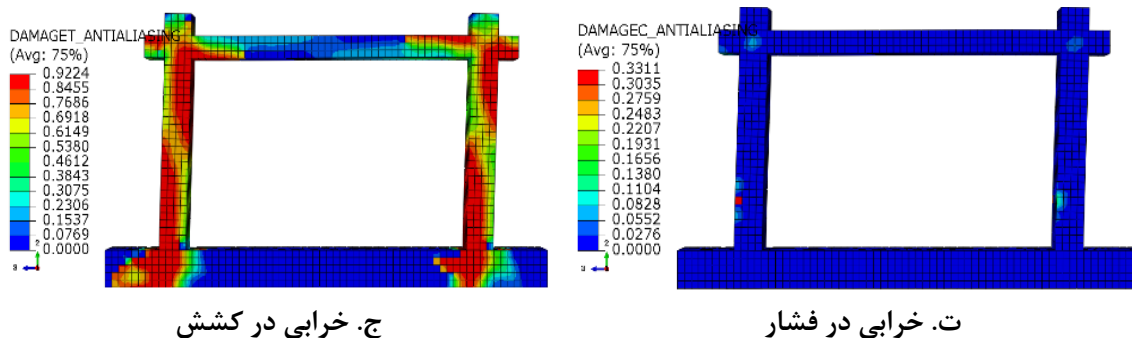


شکل ۳-۲۰. صحت سنجی قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابه‌جایی نسبی ۳٪



الف. خرابی آزمایشگاهی [۹۶]



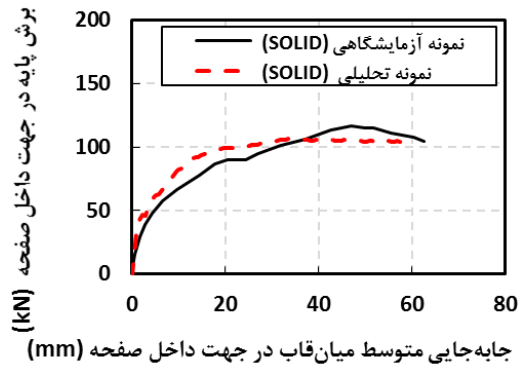


شکل ۳-۲۱. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای در جابجایی نسبی ۳٪

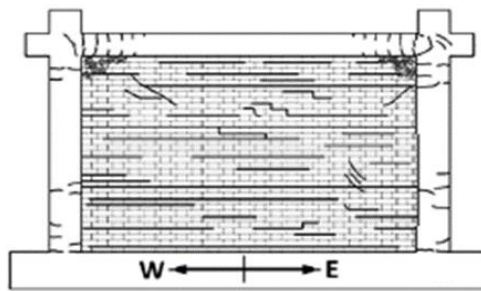
۳-۷-۱-۲ صحت سنجی نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی

نمونه شاهد آزمایشگاهی قاب میان‌پر مصالح بنایی (SOLID) با جزئیات غیر لرزه‌ای با ضخامت ۱۰۶ میلیمتر تحت بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی و با تحلیل دینامیکی صریح با حداکثر جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪ تحلیل شده است، شکل ۳-۲۲ سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی با اختلاف سطح ۲/۹٪ را نشان می‌دهد، در جدول ۳-۸ نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۱۰۵ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۶/۶ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۳/۸۷ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۹۸ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۷ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۴/۱۴ است. درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر هر کدام به ترتیب برابر با ۷/۱۴٪، ۶٪، ۶/۹۷٪ است. در نمونه شاهد قاب میان‌پر مصالح بنایی آزمایشگاهی آسیب‌هایی از جمله جابه‌جایی ترک‌های افقی در محل درزهای ملات و در نقاط مختلف میان‌قاب ایجاد شدند، شکل‌گیری خسارت در میان‌قاب عمدتاً نشان دهنده حاکم بودن درزهای ملات بر رفتار کلی میان‌قاب بوده است. وقوع چنین پدیده‌ای با توجه به ضعیف بودن نسبی میان‌قاب به لحاظ مقاومت برشی نسبتاً پایین ملات منطقی به نظر می‌رسد. با توجه به شکل ۳-۲۳ الف خرابی در نمونه شاهد قاب میان‌پر که در آزمایشگاه مشاهده شده است. شکل ۳-۲۳ ب تغییر شکل‌های پلاستیک ترک‌های مرزی و خردشدگی گوشه در نمونه تحلیلی است. در شکل ۳-۲۳ پ-ت-ج به ترتیب تنش و ن میسر، خرابی

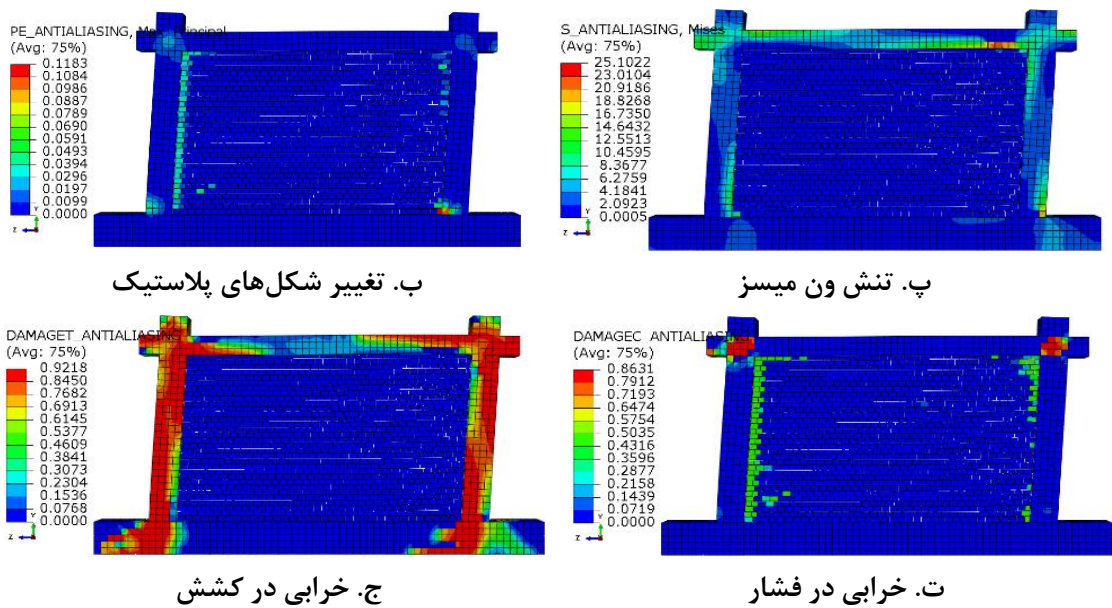
در فشار، خرابی در کشش در نمونه تحلیلی قابل مشاهده است. در شکل ۳-۲۴ نسبت انرژی جنبشی به انرژی کل نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی را نشان می‌دهد، که مطابق با رابطه (۳-۳) کمتر از ۱۰٪ است.



شکل ۳-۲۲. صحت‌سنجی قاب میان‌پر غیر لرزهای SOLID با نمونه آزمایشگاهی در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪



الف. خرابی آزمایشگاهی [۹۶]



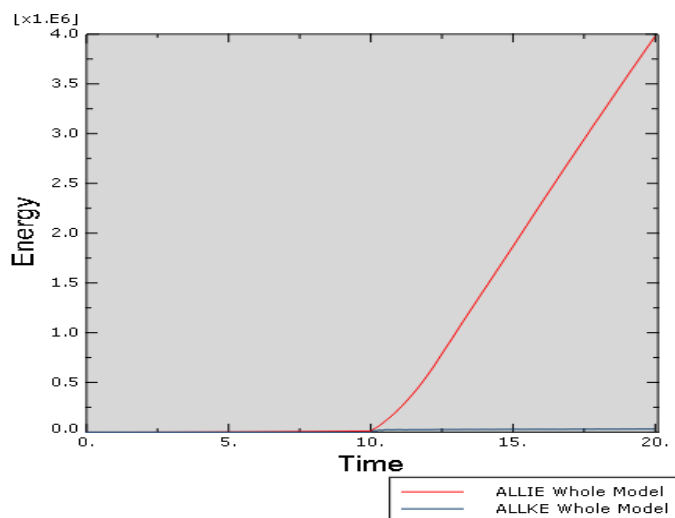
ب. تغییر شکل‌های پلاستیک

پ. تنش ون میسز

ج. خرابی در کشش

ت. خرابی در فشار

شکل ۳-۲۳ خرابی و تغییر شکل‌های نمونه صحت‌سنجی شده SOLID در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪

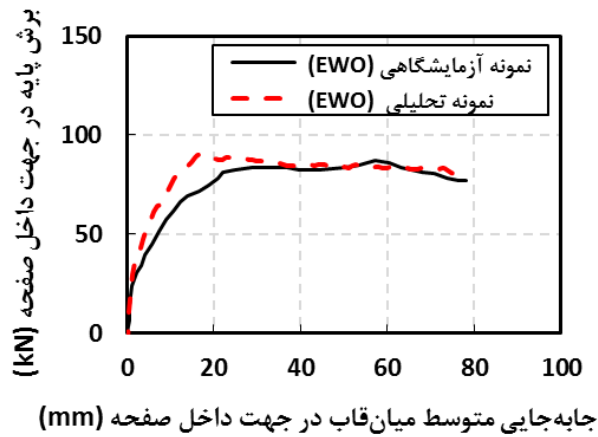


شکل ۳-۲۴. نسبت انرژی جنبشی به انرژی کل قاب میان پر مصالح بنایی

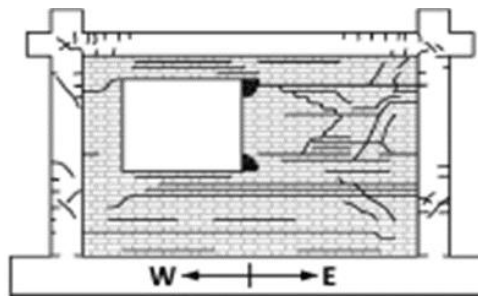
۳-۱-۷-۳ صحت سنجی قاب دارای میان قاب با باز شو پنجره غیر مرکزی

نمونه شاهد آزمایشگاهی قاب میان پر مصالح بنایی با باز شو غیر مرکزی پنجره با جزئیات غیر لرزه‌ای (EWO) با ضخامت ۱۰۶ میلیمتر تحت بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل سازی و با تحلیل دینامیکی صریح با حداکثر جابه‌جایی نسبی ۶٪ تحلیل شده است، شکل ۳-۲۵ سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه EWO با اختلاف سطح ۳/۶٪ را نشان می‌دهد، در جدول ۳-۸ نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۸۵ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۶/۶ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل پذیری ۶/۳ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۹۰ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۷/۹ کیلو نیوتن بر میلی‌متر، شکل پذیری ۷ است. درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر هر کدام به ترتیب برابر با ۵/۸٪، ۲۰٪، ۱۱/۱۱٪ است. در نمونه شاهد قاب میان پر مصالح بنایی آزمایشگاهی آسیب‌هایی از جمله جابه‌جایی ترک‌های افقی در محل درزهای ملات و در نقاط مختلف میان قاب و خرابی‌های در گوشه باز شو و ترک‌هایی در نقاط اتصال تیر به ستون بر روی قاب بتن مسلح ایجاد شدند، شکل‌گیری خسارت در میان قاب عمدتاً نشان دهنده حاکم بودن درزهای ملات بر رفتار کلی میان قاب بوده است. وقوع چنین پدیده‌ای با توجه به ضعیف بودن نسبی میان قاب به لحاظ مقاومت

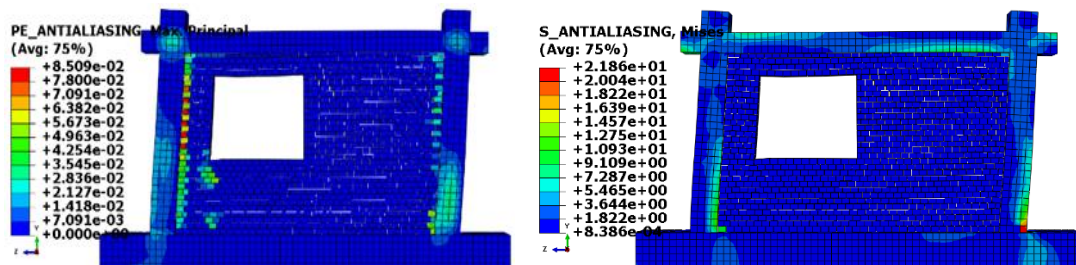
برشی نسبتاً پایین ملات منطقی به نظر می‌رسد. با توجه به شکل ۳-۲۶ الف خرابی در نمونه EWO که در آزمایشگاه مشاهده شده است ترک‌های مرزی و خردشدگی گوشه در نمونه آزمایشگاهی و تحلیلی است. شکل ۳-۲۶ ب تغییر شکل‌های پلاستیک و در شکل ۳-۲۶ پ-ت-ج به ترتیب تنش ون میسر، خرابی در فشار، خرابی در کشش در نمونه تحلیلی قابل مشاهده است.



شکل ۳-۲۵. صحت سنجی قاب دارای میان‌قاب با بازشو پنجره غیر مرکزی EWO تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابه‌جایی نسبی ۳/۴٪

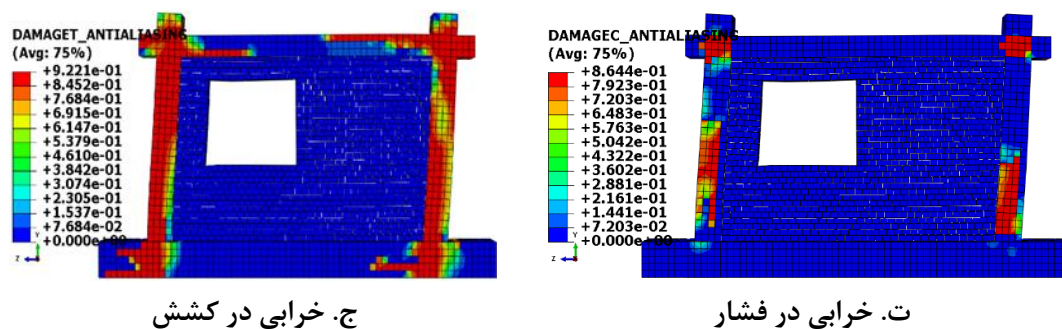


الف. خرابی آزمایشگاهی [۹۶]



ب. تغییر شکل‌های پلاستیک

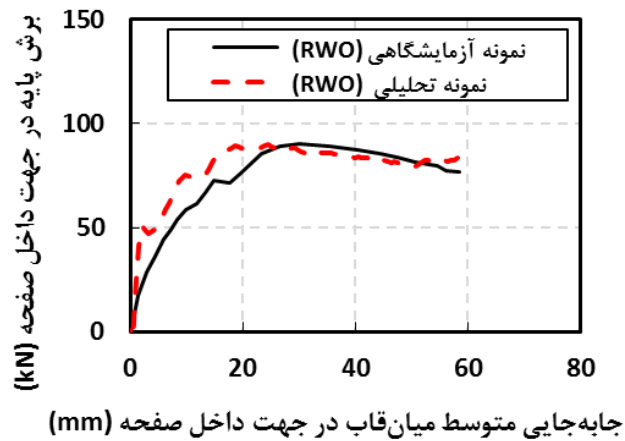
پ. تنش ون میسر



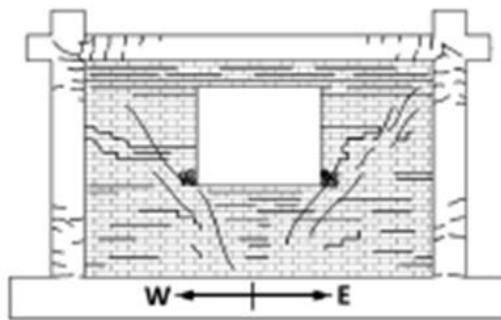
شکل ۳-۲۶. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه صحت‌سنجی شده EWO در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪

۳-۷-۱-۴ صحت‌سنجی نمونه قاب دارای میان‌قاب با بازشو پنجره مرکزی

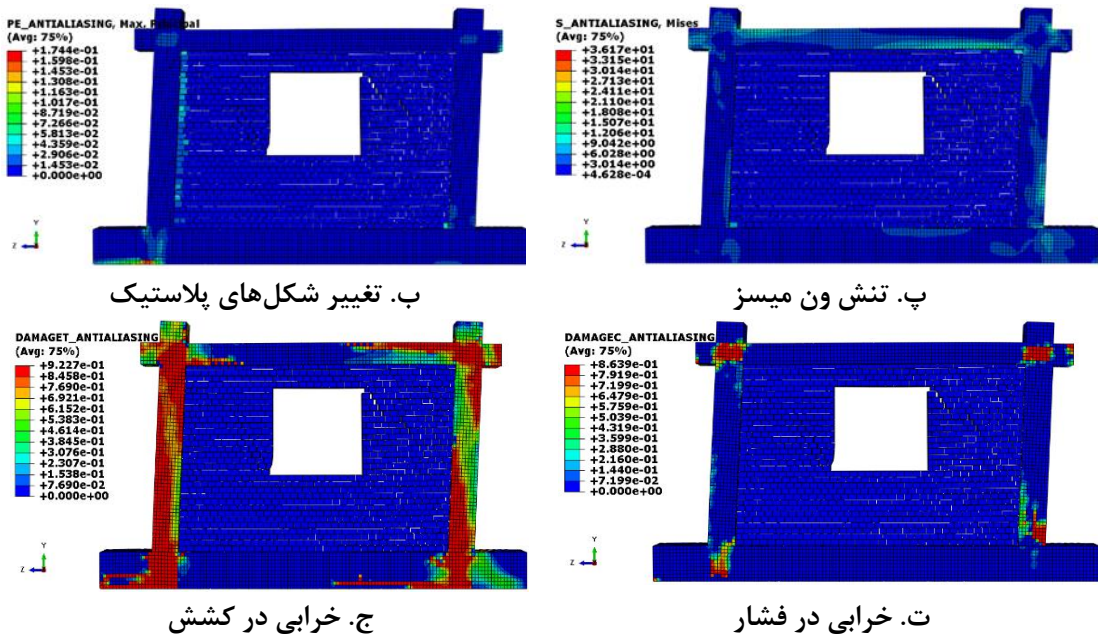
نمونه شاهد آزمایشگاهی قاب میان‌پر مصالح بنایی با جزئیات غیر لرزه‌ای با بازشو پنجره مرکزی (RWO)، با ضخامت ۱۰۶ میلی‌متر تحت بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی و با تحلیل دینامیکی صریح با حداکثر جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪ تحلیل شده است. شکل ۳-۲۷ سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی با بازشو پنجره مرکزی با اختلاف سطح ۵/۳٪ را نشان می‌دهد. در جدول ۳-۸ نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۸۹/۷ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۷/۱ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۴/۲۳ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۸۷ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۸/۸ کیلو نیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۵/۹ است. درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر هر کدام به ترتیب برابر با ۳-٪، ۲۳٪، ۳۹٪ است. در نمونه شاهد قاب میان‌پر مصالح بنایی آزمایشگاهی آسیب‌هایی از جمله جابه‌جایی ترک‌های افقی و ترک‌های مورب در کنار بازشو پنجره و خرابی‌هایی در گوشه‌های پایین بازشو در محل درزهای ملات و در نقاط مختلف میان‌قاب ایجاد شدند. وقوع چنین پدیده‌ای با توجه به ضعیف بودن نسبی میان‌قاب به لحاظ مقاومت برشی نسبتاً پایین ملات منطقی به نظر می‌رسد. با توجه به شکل ۳-۲۸ الف خرابی در نمونه RWO که در آزمایشگاه مشاهده شده است ترک‌های مرزی و خردشدگی گوشه در نمونه آزمایشگاهی و تحلیلی است. شکل ۳-۲۸ ب تغییر شکل‌های پلاستیک و در شکل ۳-۲۸ پ-ت-ج به ترتیب تنش ون میسز، خرابی در فشار، خرابی در کشش در نمونه تحلیلی قابل مشاهده است.



شکل ۳-۲۷. صحت سنجی قاب با میان‌قاب دارای بازشو پنجره مرکزی RWO تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪



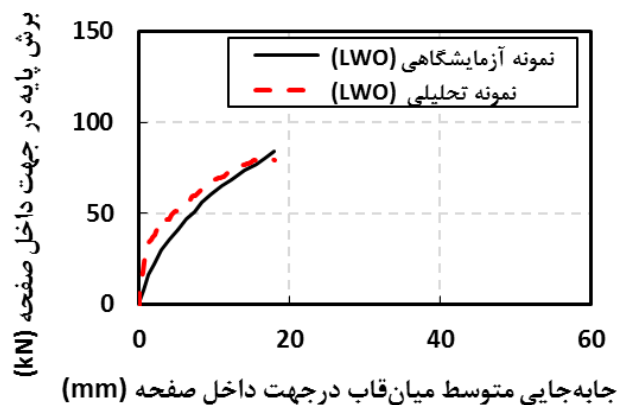
الف) خرابی آزمایشگاهی [۹۶]



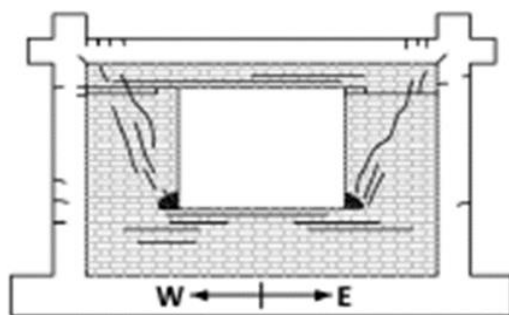
شکل ۳-۲۸. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه صحت‌سنجی شده RWO در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪

۳-۷-۱-۵ صحت سنجی نمونه قاب دارای میان قاب با بازشو پنجره بزرگ مرکزی

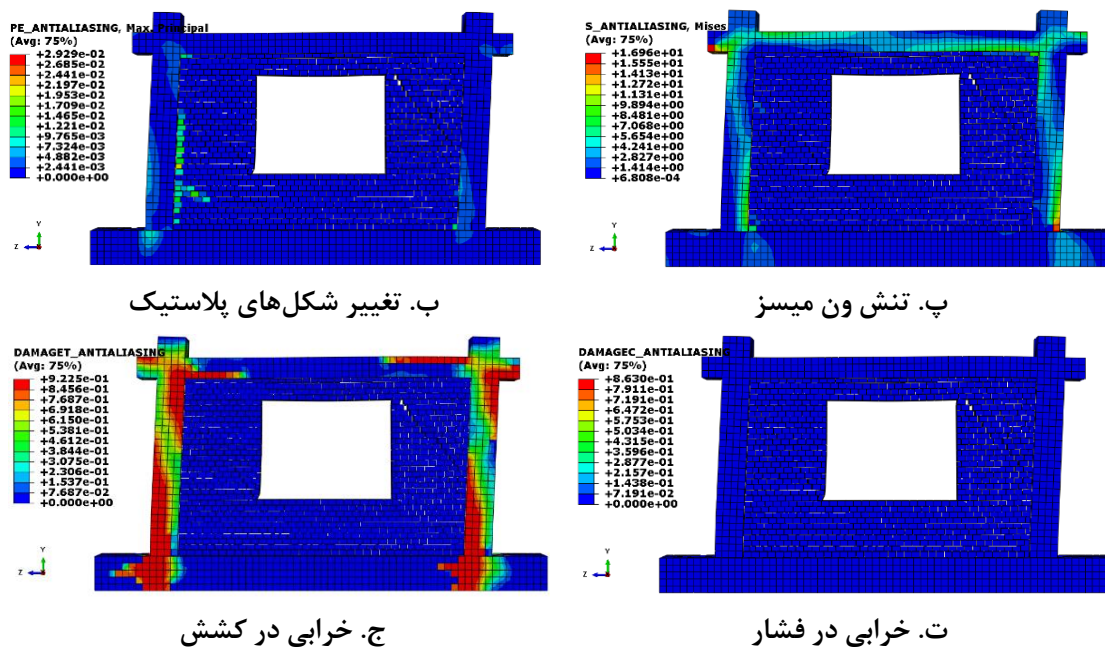
نمونه شاهد آزمایشگاهی قاب میان‌پر مصالح بنایی با جزئیات غیر لرزه‌ای دارای بازشو پنجره بزرگ مرکزی (LWO) با ضخامت ۱۰۶ میلیمتر تحت بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی و با تحلیل دینامیکی صریح با حداکثر جابه‌جایی نسبی ۱/۵٪ تحلیل شده است. شکل ۳-۲۹ سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه LWO با اختلاف سطح ۱۳/۳۸٪ را نشان می‌دهد. در جدول ۳-۸ نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۸۴ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۷/۳ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۲/۴ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۸۰ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۵/۳ کیلو نیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۱/۲ است. درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر هرکدام به ترتیب برابر با ۴/۸٪، ۲۷٪، ۵۰٪ است. در نمونه شاهد قاب میان‌پر مصالح بنایی دارای بازشو پنجره مرکزی بزرگ آزمایشگاهی آسیب‌هایی از جمله جابه‌جایی ترک‌های افقی در محل درزهای ملات و در نقاط مختلف میان‌قاب و ترک‌های مورب در هر دو سمت بازشو پنجره و خرابی در گوشه پایین بازشو ایجاد شدند، شکل‌گیری خسارت در میان‌قاب عمدتاً نشان دهنده حاکم بودن درزهای ملات بر رفتار کلی میان‌قاب بوده است. وقوع چنین پدیده‌ای با توجه به ضعیف بودن نسبی میان‌قاب به لحاظ مقاومت برشی نسبتاً پایین ملات منطقی به نظر می‌رسد. با توجه به شکل ۳-۳۰ الف خرابی در نمونه LWO که در آزمایشگاه مشاهده شده است ترک‌های مرزی و خردشدگی گوشه در نمونه آزمایشگاهی و تحلیلی است. شکل ۳-۳۰ ب تغییر شکل‌های پلاستیک و در شکل ۳-۳۰ پ-ت-ج به ترتیب تنش و ن میسز، خرابی در فشار، خرابی در کشش در نمونه تحلیلی قابل مشاهده است.



شکل ۳-۲۹. صحت سنجی قاب با میان قاب دارای بازشو پنجره مرکزی بزرگ LWO تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابه جایی نسبی ۱/۵٪



الف. خرابی آزمایشگاهی [۹۶]



ب. تغییر شکل های پلاستیک

پ. تنش ون میسز

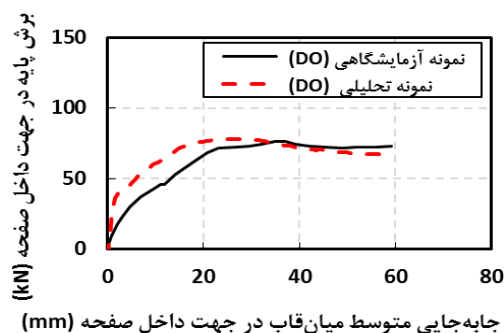
ج. خرابی در کشش

ت. خرابی در فشار

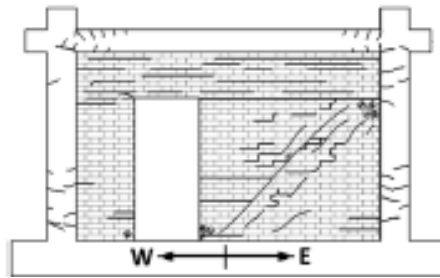
شکل ۳-۳۰. خرابی و تغییر شکل های نمونه صحت سنجی شده LWO در جابه جایی نسبی ۱/۵٪

۳-۷-۱-۶ صحت سنجی نمونه دارای میان قاب با بازشو درب غیر مرکزی

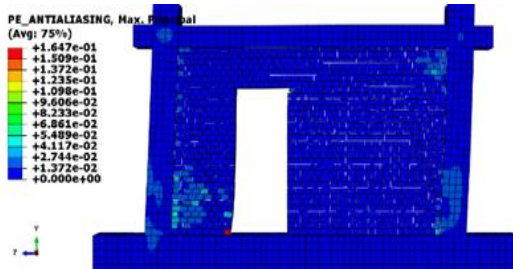
نمونه شاهد آزمایشگاهی قاب میان پر مصالح بنایی با جزئیات غیر لرزه‌ای دارای بازشو درب غیر مرکزی (DO) با ضخامت ۱۰۶ میلیمتر تحت بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی و با تحلیل دینامیکی صریح با حداکثر جابه‌جایی نسبی ۱/۵٪ تحلیل شده است، شکل ۳-۳۱ سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه DO با اختلاف سطح ۶/۷٪ را نشان می‌دهد، در جدول ۳-۸ نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۷۷/۲ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۴/۹ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۴/۲۸ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۷۸ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۶/۵ کیلو نیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۴/۸ است. درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر هر کدام به ترتیب برابر با ۱٪، ۳۲/۶۵٪، ۱۲/۱۵٪ است. در نمونه شاهد قاب میان پر مصالح بنایی آزمایشگاهی آسیب‌هایی از جمله جابه‌جایی ترک‌های افقی در محل درزهای ملات و در نقاط مختلف میان قاب ایجاد شدند، شکل‌گیری خسارت در میان قاب عمدتاً نشان دهنده حاکم بودن درزهای ملات بر رفتار کلی میان قاب بوده است. وقوع چنین پدیده‌ای با توجه به ضعیف بودن نسبی میان قاب به لحاظ مقاومت برشی نسبتاً پایین ملات منطقی به نظر می‌رسد. با توجه به شکل ۳-۳۲ الف خرابی در نمونه شاهد که در آزمایشگاه مشاهده شده است ترک‌های مرزی و خردشدگی گوشه در نمونه آزمایشگاهی و تحلیلی است. شکل ۳-۳۲ ب تغییر شکل‌های پلاستیک و در شکل ۳-۳۳ پ-ت-ج به ترتیب تنش ون میسر، خرابی در فشار، خرابی در کشش در نمونه تحلیلی قابل مشاهده است.



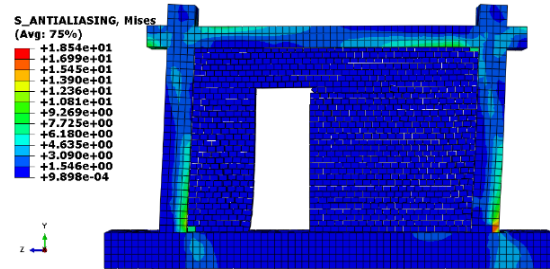
شکل ۳-۳۱. صحت سنجی قاب با میان قاب دارای بازشو درب غیر مرکزی DO تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪



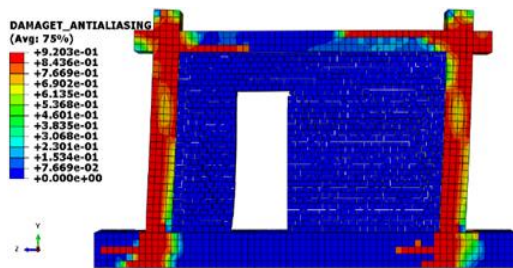
الف. خرابی آزمایشگاهی [۹۶]



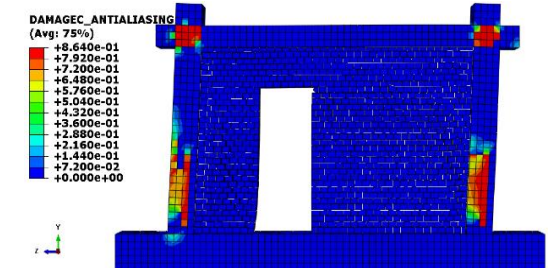
ب. تغییر شکل‌های پلاستیک



پ. تنش ون میسز



ج. خرابی در کشش



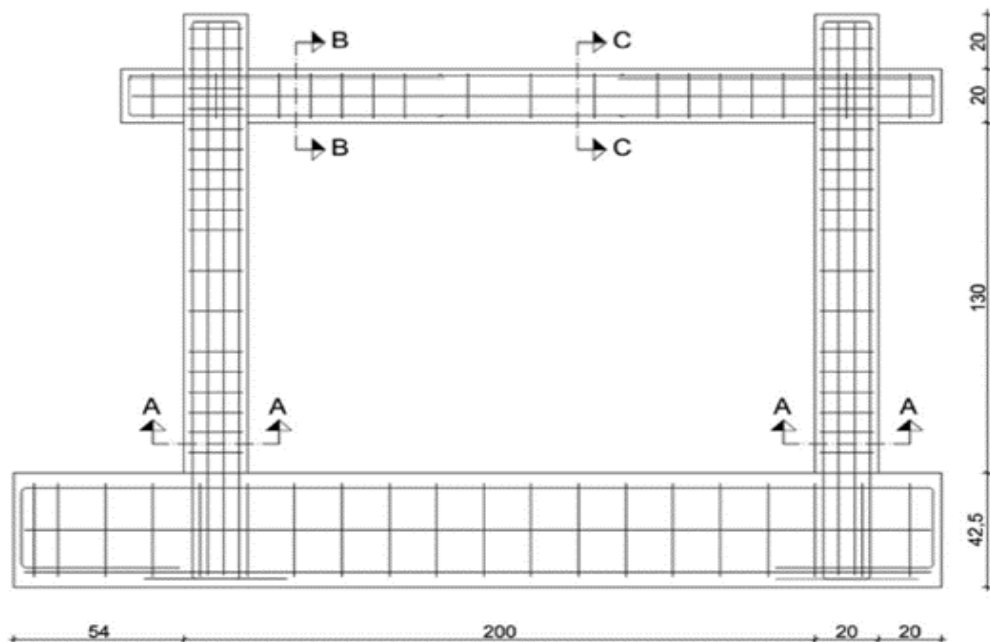
ت. خرابی در فشار

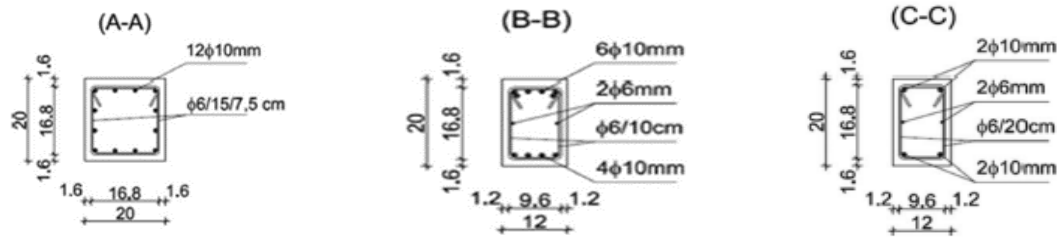
شکل ۳-۳۲. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه صحت‌سنجی شده DO در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪

۳-۷-۲ صحت‌سنجی نمونه مدل‌سازی شده قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای

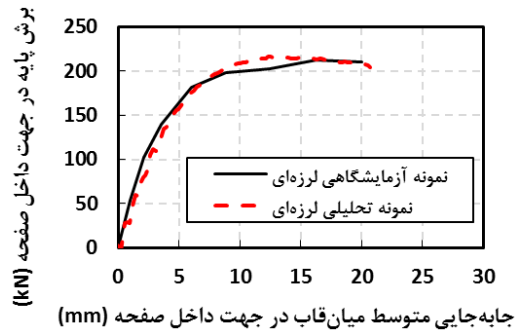
با توجه به اینکه این پژوهش به دنبال بررسی اثر جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای در رفتار قاب‌های میان‌قابی است، در بخش قبل صحت‌سنجی با مشخصات قاب بتن مسلح غیرلرزه‌ای انجام شد و برای مدل‌سازی قاب بتن مسلح با مشخصات لرزه‌ای مدل آزمایشگاهی زیگموند و همکاران در سال ۲۰۱۴ استفاده گردید [۱۰۶]. جزئیات و مشخصات قاب بتن مسلح لرزه‌ای زیگموند و همکاران [۱۰۶] در شکل ۳-۳۳ نشان داده شده است. شکل ۳-۳۴ الف قاب شاهد آزمایشگاهی با جزئیات لرزه‌ای تحت بار محوری ۳۶۵

کیلو نیوتن در نرم افزار مدل سازی شده و با تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت بارگذاری یک طرفه با حداکثر جابه جایی نسبی ۱/۶٪ تحلیل شده است. شکل ۳-۳۴ ب سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه لرزه ای با اختلاف سطح ۳/۶٪ را نشان می دهد، در جدول ۳-۸ نشان می دهد نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۱۹۴ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۳۲/۳۴ کیلو نیوتن بر میلی متر، شکل پذیری ۳/۵ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۲۰۲ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۳۱ کیلو نیوتن بر میلی متر، شکل پذیری ۳/۲۳ است. درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر نمونه تحلیلی نسبت به نمونه آزمایشگاهی هر کدام به ترتیب برابر با ۴/۱٪، ۴/۱۵٪، ۸/۳٪ است، که نشان دهنده صحت مدل سازی در قاب بتنی با جزئیات لرزه ای است. در نمونه شاهد آزمایشگاهی آسیب هایی از جمله ایجاد مفصل پلاستیک در انتهای ستون ها و در محل اتصال تیر به ستون، و ترک هایی روی تیر مشاهده شده است. با توجه شکل ۳-۳۴ الف خرابی در نمونه شاهد در جابه جایی نسبی ۱/۶٪ که در آزمایشگاه مشاهده شده است، در شکل ۳-۳۴ ب تغییر شکل های پلاستیک PE و شکل ۳-۳۴ پ-ت-ج به ترتیب تنش ون میسر، خرابی در فشار و خرابی در کشش را نشان می دهد.

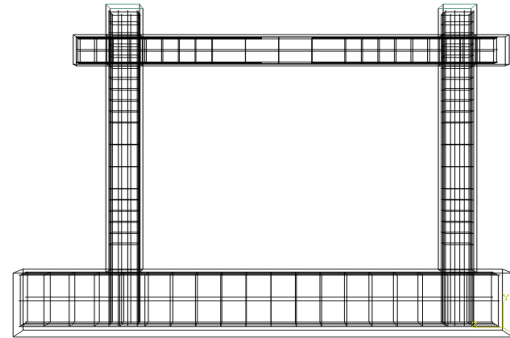




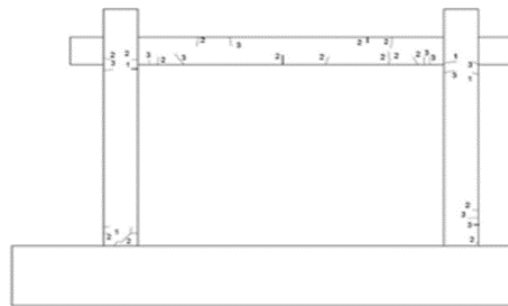
شکل ۳-۳۳. مشخصات قاب بتن مسلح با جزئیات لرزهای (ابعاد بر حسب سانتیمتر) [۱۰۶]



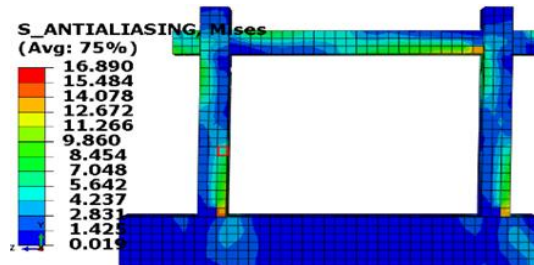
الف. مدل سازی نمونه شاهد قاب بتن مسلح لرزهای
ب. نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه تحلیلی با نمونه شاهد آزمایشگاهی



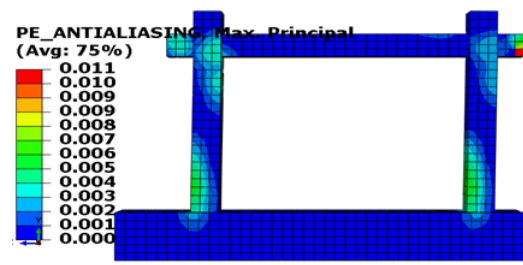
شکل ۳-۳۴. صحت سنجی قاب بتن مسلح لرزهای تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابجایی نسبی ۱/۱۶



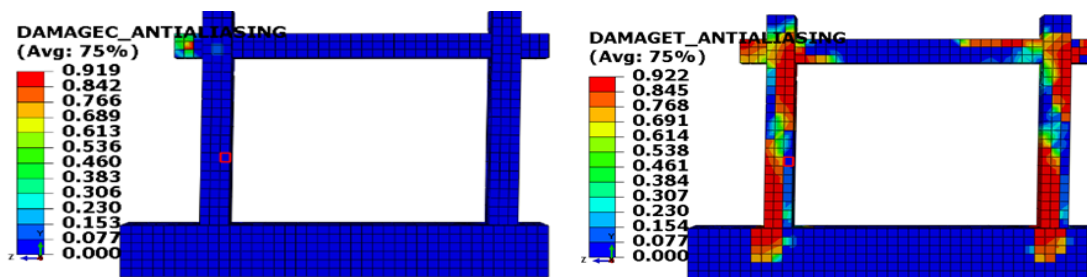
الف. خرابی آزمایشگاهی [۱۰۶]



پ. تنش ون میسز



ب. تغییر شکل های پلاستیک PE



ج. خرابی در کشش

ت. خرابی در فشار

شکل ۳-۳۵. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای در جابجایی نسبی ۱/۶٪

جدول ۳-۸. مقایسه نمونه شاهد آزمایشگاهی با نمونه تحلیلی برای صحت سنجی

نمونه	نوع نمونه	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل‌پذیری	سطح زیر نمودار (mm)	% اختلاف سطح زیر دو نمودار
FRAME	آزمایشگاهی	۷۰	۲/۶	۱/۶۵	۱۹۲۹	%۷/۳
	تحلیلی	۶۷	۳/۷	۲/۶	۲۰۶۷	
SOLID	آزمایشگاهی	۱۱۵	۷/۲	۴/۱۶	۵۳۴۱/۸	%۲/۹
	تحلیلی	۱۰۶	۹	۵	۵۵۶۸/۲	
EWO	آزمایشگاهی	۸۵	۶/۶	۶/۳	۵۸۹۹/۳۷	%۳/۶
	تحلیلی	۹۰	۷/۹	۷	۶۲۶۲/۲۱۹	
RWO	آزمایشگاهی	۸۹/۷	۷/۱	۴/۲۳	۴۳۳۱/۴۵۳	%۵/۳
	تحلیلی	۸۷	۸/۸	۵/۹	۴۵۶۱/۳۱	
LWO	آزمایشگاهی	۸۴	۷/۳	۲/۴	۹۶۲/۸۶	%۱۳/۳۸
	تحلیلی	۸۰	۵/۳	۱/۲	۱۰۹۱/۷۷	
DO	آزمایشگاهی	۷۷/۲	۴/۹	۴/۲۸	۳۶۷۵/۸	%۶/۷
	تحلیلی	۷۸	۶/۵	۴/۸	۳۹۲۳/۰۸	
قاب لرزه‌ای	آزمایشگاهی	۱۹۴	۳۲/۳۴	۳/۵	۳۵۳۹/۵۲	%۳/۶
	تحلیلی	۲۰۲	۳۱	۳/۲۳	۳۶۶۸/۳۸	

فصل ۴: بررسی پارامترهای مختلف در رفتار داخل صفحه میان قاب مصالح بنایی

و تأثیر باز شو

۴-۱ مقدمه

قاب‌های بتن مسلح که توسط دیوارهای مصالح بنایی (آجری) پر می‌شوند، در مراجع فنی به عنوان قاب‌های میان‌پر^۱ مصالح بنایی معرفی می‌شوند. میان‌قاب مصالح بنایی در ساختمان‌ها به عنوان اعضای غیر سازه‌ای محسوب می‌شوند که وزن قابل توجهی دارند و سختی و مقاومت سازه را افزایش می‌دهند و از شکل‌پذیری^۲ قاب می‌کاهند. پر شدن یک قاب بتنی توسط میان‌قاب آجری به طور قابل توجهی مشخصات رفتاری آن را تغییر می‌دهد، به طوری که بین میان‌قاب و قاب اطراف آن نیرو اندرکنشی^۳ به وجود می‌آید، که عملکرد قاب و میان‌قاب را به صورت مجزا تغییر می‌دهد. وجود اندرکنش بین قاب و میان‌قاب می‌تواند باعث بهبود رفتار سازه یا باعث خرابی و انهدام سازه شود و همچنین به دلیل افزایش سختی مؤثر سازه، تأثیر قابل توجهی بر روی دوره تناوب طبیعی سازه می‌گذارد. میان‌قاب‌ها اساساً رفتار ساختمان‌ها تحت بارهای جانبی مانند باد و زلزله را تغییر می‌دهند، و با توجه به رفتار ترد میان‌قاب‌های مصالح بنایی غیر مسلح تحت بارهای داخل صفحه متحمل خسارت‌های سازه‌ای به صورت ترک‌های جزئی تا خرد شدگی و انهدام کامل می‌شوند [۱۱]. میان‌قاب‌ها به طور معمول از قاب پیرامونی خود جدا نمی‌شوند و در بسیاری از موارد، دارای بازشوهای درب و پنجره می‌باشند وجود بازشو رفتار داخل صفحه‌ای قاب و میان‌قاب را نسبت به حالت قاب میان‌پر مصالح بنایی تغییر می‌دهد. در این بخش رفتار قاب بتن مسلح تنها و قاب میان‌پر مصالح بنایی و قاب دارای میان‌قاب بازشودار مختلف درب و پنجره با ابعاد مختلف مورد بررسی قرار گرفته است، در این بخش شش نمونه قاب بتن مسلح یک طبقه و یک دهانه که با مقیاس ۱:۲ تحت بار جانبی داخل صفحه در آزمایشگاه سازه دانشگاه تهران ساخته شده بود، در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی و مورد تحلیل قرار گرفته است.

^۱ Infill-Frame

^۲ Ductility

^۳ Interaction

۲-۴ نمونه‌های تحلیلی با بارگذاری داخل صفحه

بررسی داخل صفحه قاب بتن مسلح و قاب میان‌پر مصالح بنایی در این بخش به دو قسمت تقسیم می‌شود:

(۱) بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب بتنی و قاب میان‌پر با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای با بررسی تأثیر همزمان سطوح مختلف بارهای محوری و افزایش ضخامت میان‌قاب‌های مصالح بنایی پرداخته شده است. برای این منظور یک قاب بتنی یک طبقه و یک دهانه، مسلح غیرلرزه‌ای و یک قاب مسلح لرزه‌ای و یک قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای با مقیاس ۱:۲ در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی و در فصل سوم با مدل‌های آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده است. در این بخش شش نمونه قاب بتن مسلح و ۱۲ نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای تحت سطوح مختلف بارهای محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت نهایی فشاری ستون‌ها مدل‌سازی و تحلیل شده است. ابتدا قاب میان‌پر و قاب بتن مسلح مصالح بنایی تحت بارهای محوری مختلف و افزایش ضخامت میان‌قاب از ۵۰ تا ۱۰۰ میلیمتر برای تمام نمونه‌های تحلیلی در بارگذاری یک طرفه ۶٪ جابه‌جایی نسبی داده شده است، یعنی ۷۸ میلیمتر، تا رفتار نمونه‌ها در جابه‌جایی‌های نسبی بالاتر نیز بررسی و شناسایی گردد.

(۲) در این بخش قاب‌های بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای دارای میان‌قاب مصالح بنایی با ابعاد مختلف درب و پنجره تحت جابه‌جایی نسبی ۶٪ مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است، صحت‌سنجی‌های مورد نظر در فصل سوم آورده شده است.

۴-۲-۱ بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب بتن مسلح و قاب میان‌پر با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای

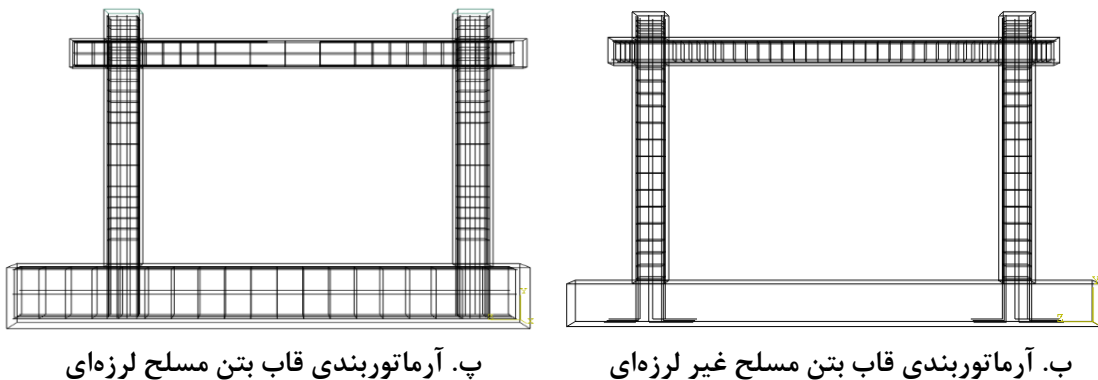
در سازه‌های بتن مسلح در واقع سطح بار محوری ستون کم تر از $0.15A_g f_c$ ظرفیت فشاری ستون‌ها است که نشان دهنده بار محوری کم است. در این پژوهش برای در نظر گرفتن سطوح مختلف بار محوری و تأثیر آن در مشخصات لرزه‌ای مدل‌های تحلیلی سطح بار محوری $0.1A_g f_c$ به عنوان بار محوری کم و سطح بار محوری $0.2A_g f_c$ به عنوان بار محوری متوسط و سطح بار محوری $0.3A_g f_c$ ظرفیت فشاری ستون به عنوان بار محوری زیاد در ستون‌ها در نظر گرفته شده است.

۴-۲-۱-۱ معرفی قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای

سه نمونه قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای، با مشخصات ابعادی نمونه آزمایشگاهی و آرماتوربندی غیر لرزه‌ای مطابق با شکل ۴-۱ تحت سطوح مختلف بار محوری 0.1 ، 0.2 و 0.3 ظرفیت فشاری ستون‌ها مدل شده است. همچنین سه نمونه قاب بتن مسلح با مشخصات لرزه‌ای بر اساس ضوابط لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی و مدل‌سازی شدند، برای طراحی لرزه‌ای قاب‌های بتنی در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه هم در تیر و هم در ستون خاموت‌ها به فاصله 50 میلیمتر از هم قرار می‌گیرد و در قسمت اتصال تیر به ستون خاموت ویژه در ستون با حداقل فاصله 50 میلیمتر باید قرار بگیرد [۱۰۸]. برای قاب‌های لرزه‌ای تحت سطوح مختلف بار محوری 0.1 ، 0.2 و 0.3 ظرفیت فشاری ستون‌ها قرار گرفته است. نام‌گذاری و مشخصات بارگذاری نمونه‌های قاب بتن مسلح لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای در جدول ۴-۱ آمده است، مقدار بار محوری به صورت فشاری در بالای هرکدام از ستون‌های قاب وارد شده است. شکل ۴-۱ نشان دهنده قاب بتن مسلح و شمای آرماتوربندی لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای است.

جدول ۴-۱. مشخصات نمونه تحلیلی قاب بتن مسلح

نام نمونه تحلیلی غیر لرزه‌ای	بار محوری (N/mm ²)	نام نمونه تحلیلی لرزه‌ای	بار محوری (N/mm ²)
NS-T0-P0.1-FRAME	۲/۱۹	S-T0-P0.1-FRAME	۲/۱۹
NS-T0-P0.2-FRAME	۴/۳۸	S-T0-P0.2-FRAME	۴/۳۸
NS-T0-P0.3-FRAME	۶/۵۷	S-T0-P0.3-FRAME	۶/۵۷



شکل ۴-۱. مدل سازی قاب با مشخصات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای بتن مسلح

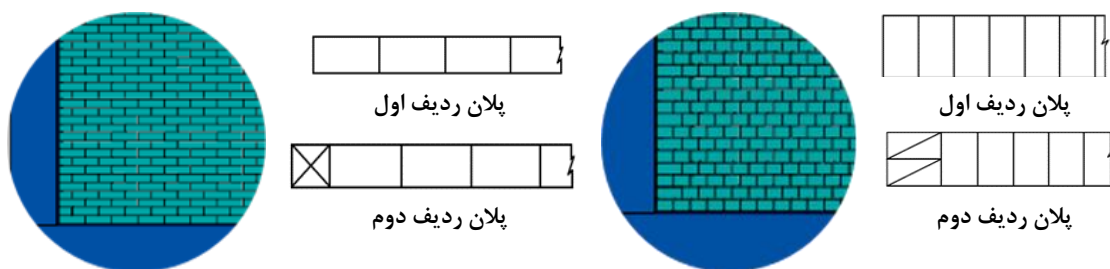
۴-۲-۱-۲ معرفی قاب میان‌پر مصالح بنایی با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای

نمونه‌های قاب بتن مسلح میان‌پر با مصالح بنایی (آجری)، سه نمونه اول تحت سطوح مختلف بار محوری ۰/۱ ، ۰/۲ ، ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها و ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی ۱۰۰ میلیمتر و قاب بتنی غیر لرزه‌ای است. سه نمونه دوم تحت سطوح مختلف بار محوری ۰/۱ ، ۰/۲ ، ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها و ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی ۱۰۰ میلیمتر و قاب بتنی لرزه‌ای است. سه نمونه سوم تحت سطوح مختلف بار محوری ۰/۱ ، ۰/۲ ، ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها و ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی ۵۰ میلیمتر و قاب بتنی غیر لرزه‌ای است. سه نمونه چهارم تحت سطوح مختلف بار محوری ۰/۱ ، ۰/۲ ، ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها و ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی ۵۰ میلیمتر و قاب بتنی لرزه‌ای است. در جدول ۴-۲ نام نمونه‌ها و مقدار بار محوری که به صورت فشاری در بالای هرکدام از ستون‌های قاب بتنی وارد شده و ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی که در داخل قاب قرار گرفته، آمده است. نمونه‌هایی

که ضخامت میان قاب مصالح بنایی آنها برابر با ۱۰۰ میلیمتر است، مانند شکل ۴-۲ الف آجرچینی شده است و میان قاب مصالح بنایی که ضخامت آن ۵۰ میلیمتر است مانند شکل ۴-۲ ب آجرچینی شده است. در نمونه‌های تحلیلی مانند نمونه‌های آزمایشگاهی ضخامت میان قاب با مقیاس ۱:۲ مدل شده است، در واقعیت ضخامت میان قاب ۱۰۰ میلیمتر و ۲۰۰ میلیمتر است که نشان دهنده ضخامت‌های دیوارهای خارجی و داخلی در ساختمان‌های موجود هستند. علاوه بر آن بین میان قاب مصالح بنایی و قاب بتنی هیچ فاصله و درزی وجود ندارد و در نرم افزار اجزای محدود آباکوس به صورت تایی^۱ مدل شده است.

جدول ۴-۲. مشخصات نمونه قاب بتن مسلح میان پر با مصالح بنایی (آجری)

نمونه تحلیلی غیر لرزه‌ای	ضخامت (mm)	بارمحوری (N/mm ²)	نمونه تحلیلی لرزه‌ای	ضخامت (mm)	بارمحوری (N/mm ²)
NS-T100-P0.1-SOLID	۱۰۰	۲/۱۹	S-T100-P0.1-SOLID	۱۰۰	۲/۱۹
NS-T100-P0.2-SOLID	۱۰۰	۴/۳۸	S-T100-P0.2-SOLID	۱۰۰	۴/۳۸
NS-T100-P0.3-SOLID	۱۰۰	۶/۵۷	S-T100-P0.3-SOLID	۱۰۰	۶/۵۷
NS-T50-P0.1-SOLID	۵۰	۲/۱۹	S-T50-P0.1-SOLID	۵۰	۲/۱۹
NS-T50-P0.2-SOLID	۵۰	۴/۳۸	S-T50-P0.2-SOLID	۵۰	۴/۳۸
NS-T50-P0.3-SOLID	۵۰	۶/۵۷	S-T50-P0.3-SOLID	۵۰	۶/۵۷



الف. قاب بتن مسلح میان پر با ضخامت ۱۰۰ میلیمتر ب. قاب بتن مسلح میان پر با ضخامت ۵۰ میلیمتر

شکل ۴-۲. الگوی آجر چینی نمونه قاب بتن مسلح میان پر با مصالح بنایی با ضخامت‌های مختلف

در جدول ۴-۳ نحوه نامگذاری نمونه‌های تحلیلی ارائه شده است.

^۱ Tie

جدول ۴-۳. نحوه نامگذاری نمونه‌های تحلیلی

علامت مشخصه در نامگذاری	توضیح
NS	قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای
S	قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای
T	ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی ۰، ۵۰ میلیمتر، ۱۰۰ میلیمتر
P	بارهای محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها
SOLID	قاب میان‌پر مصالح بنایی
FRAME	قاب بتن مسلح بدون میان‌قاب مصالح بنایی

۴-۲-۱-۳ بررسی نتایج نمونه‌های تحلیلی قاب بتن مسلح و قاب میان‌پر

پس از صحت‌سنجی‌های صورت گرفته، برای نمونه‌های قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای و قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای و قاب میان‌پر مصالح بنایی تحلیلی در بارگذاری یک طرفه ۶٪ جابه‌جایی نسبی داده شده است، پس از تحلیل‌هایی که صورت گرفته، شکست نمونه‌ها با توجه به اینکه نسبت ابعادی همه نمونه‌ها یک بعد داشته در نمونه‌های قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای شکل‌گیری مفصل پلاستیک در دو انتهای تیرها و در انتهای ستون و در قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای عمدتاً تیرها در ناحیه اتصال تیر و ستون دچار ترک خوردگی می‌شوند. شکست نمونه‌های تحلیلی قاب بتن مسلح با میان‌قاب مصالح بنایی با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای به صورت خردشدگی گوشه و ترک‌های قطری بوده است. برای دو خطی کردن نمودارهای نیرو-تغییر مکان از روشی که پریستلی و پائولی برای سازه‌های مصالح بنایی پیشنهاد داده، استفاده شده است [۱۰۵].

۴-۲-۱-۳-۱ نمونه‌های تحلیلی قاب بتن مسلح

نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای تحت سطوح مختلف بار محوری دو خطی شده است و در جدول ۴-۴ نتایج مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری نشان داده شده است.

جدول ۴-۴. نتایج دو خطی سازی نمونه‌های قاب بتن مسلح

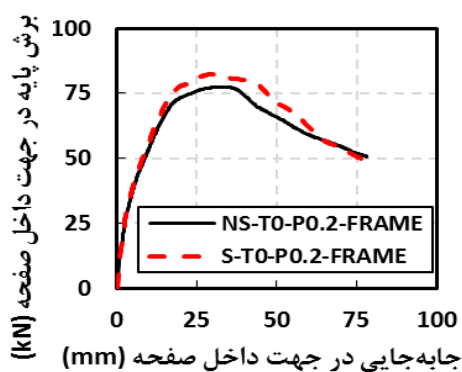
نام نمونه	P_u	δ_y	δ_u	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل پذیری
نمونه آزمایشگاهی	۲۰	۴۳	۵۶	۷۰	۲/۸	۲/۱۵
NS-T0-P0.1-FRAME-V	۱۷	۴۳	۵۸	۷۰	۳/۴	۲/۵
NS-T0-P0.1-FRAME	۱۶	۷۸	۷۲	۷۲	۴/۵	۴/۸۷
NS-T0-P0.2-FRAME	۱۶	۵۱	۷۷	۷۷	۴/۸۱	۳/۱۸
NS-T0-P0.3-FRAME	۱۴	۳۹	۷۸	۷۸	۵/۴۹	۲/۷۵
S-T0-P0.1-FRAME	۱۵	۷۸	۷۵	۷۵	۵	۵/۲
S-T0-P0.2-FRAME	۱۵	۵۹	۸۲	۸۲	۵/۴۶	۳/۹۳
S-T0-P0.3-FRAME	۱۵	۵۸	۸۳	۸۳	۵/۵۳	۳/۸

همانطور که در جدول ۴-۴ مشاهده می‌شود، قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای NS-T0-P0.1-FRAME که تحت سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها، مقاومت نهایی آن ۷۲ کیلونیوتن است. نمونه‌های NS-T0-P0.2-FRAME و NS-T0-P0.3-FRAME سطح بار محوری آنها ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون است، که مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب ۷۷ و ۷۸ کیلونیوتن است به طور میانگین با افزایش سطوح بار محوری ۴/۱٪ افزایش مقاومت داشته است. سختی مؤثر نمونه‌ها در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ به ترتیب برابر است با ۴/۵، ۴/۸۱ و ۵/۴۹ کیلونیوتن بر میلی‌متر، که به طور میانگین در هر نمونه با افزایش بار محوری ۱۰/۵٪ افزایش سختی مؤثر داشته است. شکل‌پذیری این نمونه‌ها در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ برابر با ۴/۸۷، ۳/۱۸ و ۲/۷۵ است که با افزایش سطوح بار محوری به طور میانگین ۲۴/۱٪ شکل‌پذیری کاهش پیدا می‌کند.

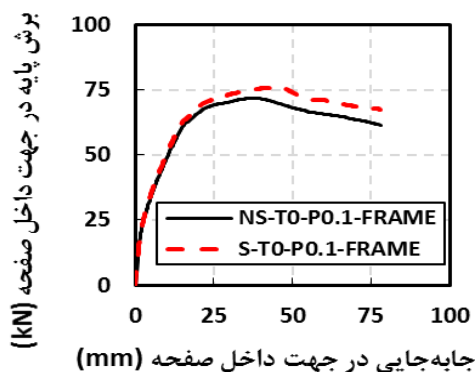
سه نمونه قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای تحت سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها قرار گرفته است، در سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت محوری ستون‌ها مقاومت نهایی به ترتیب برابر با ۷۵، ۸۲ و ۸۳ کیلونیوتن است. به طور میانگین با افزایش سطوح بار محوری ۵/۲۵٪ افزایش مقاومت داشته است. در قاب بتن مسلح لرزه‌ای با افزایش سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت محوری ستون‌ها، سختی مؤثر به ترتیب برابر با ۵، ۵/۴۶ و ۵/۵۳ است، که به

طور میانگین در هر نمونه با افزایش بار محوری ۵/۲۴٪ سختی مؤثر افزایش داشته است. شکل پذیری این نمونه‌ها در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ برابر با ۵/۲، ۳/۹۳ و ۳/۸ است که با افزایش سطوح بار محوری به طور میانگین ۱۳/۸۵٪ شکل پذیری کاهش پیدا می‌کند.

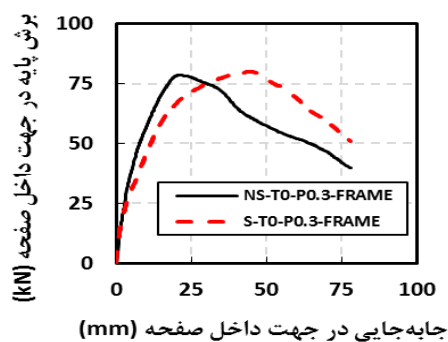
درصد اختلاف مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری در قاب بتنی با جزئیات لرزه‌ای نسبت به قاب بتنی با جزئیات غیر لرزه‌ای در سطوح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها به ترتیب برابر با ۴/۱، ۱۱/۱۲، ۶/۳۴٪ است، در سطوح بار محوری ۰/۲ ظرفیت فشاری ستون‌ها برابر با ۶/۵، ۱۳/۵، ۲۳/۶٪ است و در سطوح بار محوری ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها در قاب بتنی با جزئیات لرزه‌ای نسبت به جزئیات غیر لرزه‌ای برابر با ۶/۴، ۰/۷۲، ۳۸/۱۸٪ است. همانطور که از شکل ۳-۴ مشاهده می‌شود لرزه‌ای بودن قاب بتن مسلح نسبت به غیر لرزه‌ای بودن قاب بتن مسلح باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری می‌شود، که علت این افزایش شکل‌پذیری، افزایش سختی و کاهش δ_y نظیر جاری شدگی است. با مطالعه تحقیقات گذشته از جمله معرفت و همکاران [۱۰۹]، در قاب‌های بتن مسلح در نمونه‌های لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای با افزایش بار محوری مقاومت و سختی اولیه افزایش پیدا می‌کند، اما پس از نقطه حداکثر مقاومت به دلیل ایجاد اثرات P- Δ مقاومت و سختی کاهش پیدا می‌کند که این موضوع در این پژوهش در شکل ۳-۴ قابل مشاهده است. علاوه بر این با افزایش بار محوری ستون‌های قاب بتن مسلح نیز شکل پذیری کاهش می‌یابد.



ب. سطح بار محوری ۰/۲



الف. سطح بار محوری ۰/۱



پ. سطح بار محوری ۰/۳

شکل ۳-۴. مقایسه قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای و لرزه‌ای تحت بارهای محوری مختلف

۴-۲-۱-۲-۳-۲ قاب بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی

نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های قاب میان‌پر مصالح بنایی با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای با سطوح مختلف بار محوری و ضخامت‌های ۱۰۰ و ۵۰ میلیمتر دو خطی شده است، و در جدول ۴-۵ مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری نمونه‌های تحلیلی دو خطی شده، نشان داده شده است.

جدول ۴-۵. نتایج دو خطی سازی نمونه‌های قاب بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی

نام نمونه	P_u	δ_y	δ_u	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل‌پذیری
نمونه آزمایشگاهی	۱۶	۶۲	۱۰۵	۱۰۵	۶/۶	۳/۸۷
NS-T100-P0.1-SOLID-V	۱۴	۵۸	۹۸	۹۸	۷	۴/۱۴
NS-T100-P0.1-SOLID	۱۱/۵	۷۷	۱۰۱	۱۰۱	۸/۸	۶/۸
NS-T100-P0.2-SOLID	۱۱/۸	۷۷	۱۲۵	۱۲۵	۱۰/۶	۶/۵۲
NS-T100-P0.3-SOLID	۱۲/۴	۷۷	۱۳۴	۱۳۴	۱۰/۸	۶/۲
S-T100-P0.1-SOLID	۱۰	۷۷	۱۰۳	۱۰۳	۱۰/۳	۷/۷
S-T100-P0.2-SOLID	۱۱/۸	۷۷	۱۲۵	۱۲۵	۱۱/۸	۷/۳۴
S-T100-P0.3-SOLID	۱۱	۷۷	۱۴۰	۱۴۰	۱۲/۷۲	۷
NS-T50-P0.1-SOLID	۱۲	۷۷	۹۸	۹۸	۸/۱۶	۶/۴۲
NS-T50-P0.2-SOLID	۱۲/۶	۷۷	۱۱۵	۱۱۵	۹/۱۳	۶/۱۱
NS-T50-P0.3-SOLID	۱۲	۷۰	۱۲۸	۱۲۸	۱۰/۶۷	۵/۸
S-T50-P0.1-SOLID	۱۱	۷۷	۱۰۰	۱۰۰	۹/۰۹	۷
S-T50-P0.2-SOLID	۱۱/۲	۷۷	۱۱۵	۱۱۵	۱۰/۱۷	۶/۸
S-T50-P0.3-SOLID	۱۱	۷۷	۱۳۰	۱۳۰	۱۱/۸	۶/۵۲

سه نمونه قاب میان پر اول، غیرلرزه‌ای با ضخامت ۱۰۰ میلیمتر است که سطوح مختلف بار محوری نمونه‌ها برابر با ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها است. نمونه NS-T100-P0.1-SOLID که تحت سطح بار محوری ۰/۱ قرار می‌گیرد، مقاومت نهایی آن ۱۰۱ کیلونیوتن می‌شود، زمانی که سطوح بار محوری ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها افزایش پیدا می‌کند، در نمونه‌های NS-T100-P0.2-SOLID و NS-T100-P0.3-SOLID مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب ۱۲۵ و ۱۳۴ کیلونیوتن می‌شود، میانگین افزایش مقاومت ۱۵/۴۸٪ است. سختی مؤثر در سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ به ترتیب برابر با ۸/۸، ۱۰/۶ و ۱۰/۸ است، میانگین افزایش سختی مؤثر ۱۱/۱۶٪ است. شکل‌پذیری در سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ شکل‌پذیری برابر با ۶/۸، ۶/۵۲ و ۶/۲ است، میانگین کاهش شکل‌پذیری برابر ۴/۵٪ است.

سه نمونه قاب میان پر دوم، لرزه‌ای با ضخامت ۱۰۰ میلیمتر است، که سطوح مختلف بار محوری نمونه‌ها برابر با ۰/۱ و ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها است. نمونه S-T100-P0.1-SOLID که تحت سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها قرار می‌گیرد، مقاومت نهایی آن ۱۰۳ کیلونیوتن می‌شود، زمانی که سطح بار محوری ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها افزایش پیدا می‌کند، در نمونه‌های S-T100-P0.2-SOLID و S-T100-P0.3-SOLID مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب ۱۲۵ و ۱۴۰ کیلونیوتن می‌شود، میانگین افزایش مقاومت ۱۶/۶۵٪ است. سختی مؤثر در سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ به ترتیب برابر با ۱۰/۳، ۱۱/۸ و ۱۲/۷۲ است، میانگین افزایش سختی مؤثر ۱۱/۱۸٪ است. شکل‌پذیری در سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ شکل‌پذیری برابر با ۷/۷، ۷/۳۴ و ۷ است، میانگین کاهش شکل‌پذیری ۴/۶۵٪ است.

سه نمونه قاب میان پر سوم، غیرلرزه‌ای با ضخامت ۵۰ میلیمتر است، سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها است. نمونه NS-T50-P0.1-SOLID که تحت سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها قرار می‌گیرد، مقاومت نهایی آن ۹۸ کیلونیوتن می‌شود. زمانی که سطوح بار محوری ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها می‌شود، در نمونه‌های

NS-T50-P0.2-SOLID و NS-T50-P0.3-SOLID مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب ۱۱۵ و ۱۲۸ کیلونیوتن می‌شود، میانگین افزایش مقاومت ۱۴/۳۷٪ است. سختی مؤثر در سطوح بار محوری ۰/۱ ، ۰/۲ و ۰/۳ به ترتیب برابر با ۸/۱۶ ، ۹/۱۳ و ۱۰/۶۷ است، میانگین افزایش سختی ۱۴/۳۷٪ است. در سطوح بار محوری ۰/۱ ، ۰/۲ و ۰/۳ شکل پذیری برابر با ۶/۴۲ ، ۶/۱۱ و ۵/۸ است، میانگین کاهش شکل پذیری ۵/۰۷٪ است.

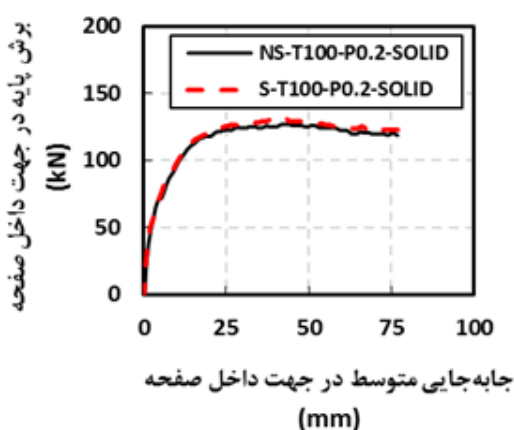
سه نمونه قاب میان‌پر چهارم، لرزه‌ای با ضخامت ۵۰ میلی‌متر که تحت سطوح مختلف بار محوری ۰/۱ ، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها است. نمونه S-T50-P0.1-SOLID تحت سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها قرار می‌گیرد، مقاومت نهایی آن ۱۰۰ کیلونیوتن و زمانی که سطوح بار محوری ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها می‌شود، در نمونه‌های S-T50-P0.2-SOLID و S-T50-P0.3-SOLID مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب ۱۱۵ و ۱۳۰ کیلونیوتن می‌شود که به طور میانگین ۱۴٪ افزایش مقاومت داشته است. سختی مؤثر در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱ و ۰/۲ و ۰/۳ به ترتیب برابر با ۹/۰۹ ، ۱۰/۱۷ و ۱۱/۸ است، میانگین افزایش سختی ۱۳/۹۴٪ است. شکل پذیری در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱ ، ۰/۲ و ۰/۳ به ترتیب برابر با ۷ ، ۶/۸ و ۶/۵۲ است، میانگین کاهش شکل پذیری ۳/۴۸٪ است.

در قاب‌های لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای میان‌پر مصالح بنایی با ضخامت میان‌قاب ۱۰۰ میلی‌متر و ۵۰ میلی‌متر مانند نمونه قاب‌های بتن مسلح در نمونه‌های لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای با افزایش بار محوری ستون‌های قاب بتن مسلح مقاومت و سختی مؤثر افزایش پیدا می‌کند، اما پس از نقطه حداکثر به دلیلی ایجاد اثرات $P-\Delta$ مقاومت و سختی کاهش پیدا می‌کند. علاوه بر این در میان‌قاب‌های مصالح بنایی حضور بار محوری باعث افزایش چسبندگی اصطکاکی ملات و آجر شده که می‌تواند منجر به افزایش سختی و مقاومت قبل از نقطه تسلیم نمونه‌ها شود، که نمونه‌های تحلیلی موجود در این پژوهش نشان دهنده همین رفتار می‌باشد، که در جدول ۴-۵، قابل مشاهده است. علاوه بر این با افزایش بار محوری نیز شکل‌پذیری کاهش می‌یابد.

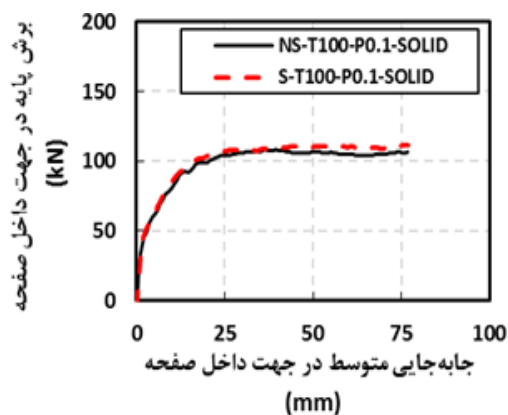
۴-۲-۱-۳-۳ مقایسه بین نمونه قاب‌های میان‌پر با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای

درصد اختلاف مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری در قاب میان‌پر با جزئیات لرزه‌ای نسبت به قاب میان‌پر با جزئیات غیر لرزه‌ای با ضخامت میان‌قاب ۱۰۰ میلیمتر در سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها به ترتیب برابر با ۰/۲، ۱۷٪، ۱۳/۲۵٪ است، در سطح بار محوری ۰/۲ ظرفیت باربری ستون برابر با ۰٪، ۱۱/۳۲٪، ۱۲/۵۷٪ است و در سطح بار محوری ۰/۳ ظرفیت باربری ستون برابر با ۰/۴/۵، ۱۷/۷۸٪، ۱۲/۹٪ است. همانطور که از شکل ۴-۴ مشاهده می‌شود لرزه‌ای بودن قاب میان‌پر مصالح بنایی باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری می‌شود.

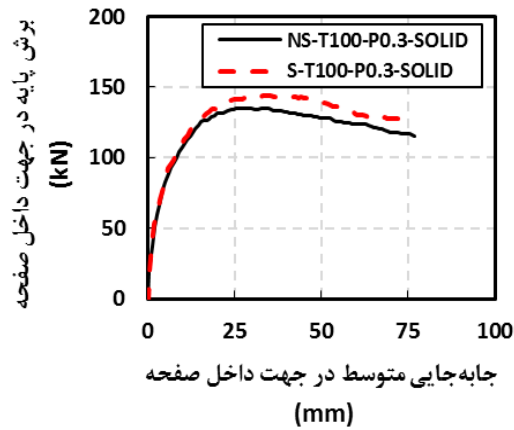
درصد اختلاف مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری در قاب میان‌پر با جزئیات لرزه‌ای نسبت به قاب میان‌پر با جزئیات غیر لرزه‌ای با ضخامت میان‌قاب ۵۰ میلیمتر در سطوح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها به ترتیب برابر با ۰/۲، ۱۱/۴٪، ۹/۰۳۵٪ است، در سطح بار محوری ۰/۲ ظرفیت فشاری ستون‌ها برابر با ۰٪، ۱۱/۴٪، ۱۱/۳۱٪ است و در سطح بار محوری ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها در قاب میان‌پر با جزئیات لرزه‌ای نسبت به قاب میان‌پر با جزئیات غیر لرزه‌ای برابر با ۱/۶٪، ۱۰/۶٪، ۱۲/۴٪ است. همانطور که از شکل ۴-۵ مشاهده می‌شود، لرزه‌ای بودن قاب میان‌پر مصالح بنایی باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری می‌شود.



ب. سطح محوری ۰/۲

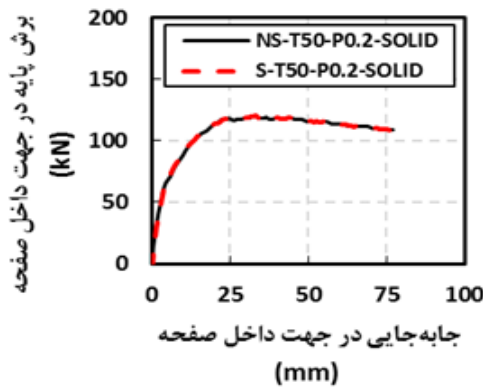


الف. سطح محوری ۰/۱

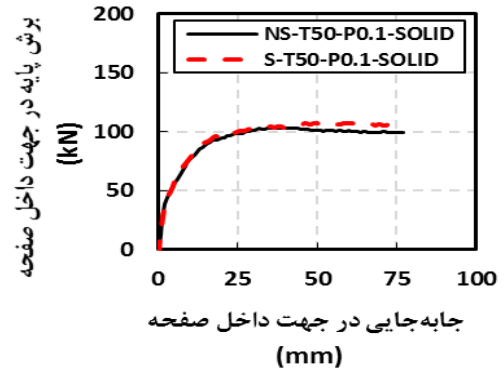


پ. سطح محوری ۰/۳

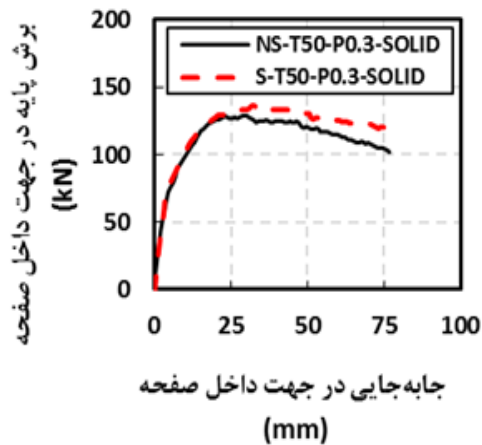
شکل ۴-۴. مقایسه بین نمونه قاب‌های میان پر غیر لرزه‌ای با لرزه‌ای با ضخامت میان قاب ۱۰۰ میلیمتر



ب. سطح محوری ۰/۲



الف. سطح محوری ۰/۱



پ. سطح محوری ۰/۳

شکل ۴-۵. مقایسه بین نمونه قاب‌های میان پر غیر لرزه‌ای با لرزه‌ای با ضخامت میان قاب ۵۰ میلیمتر

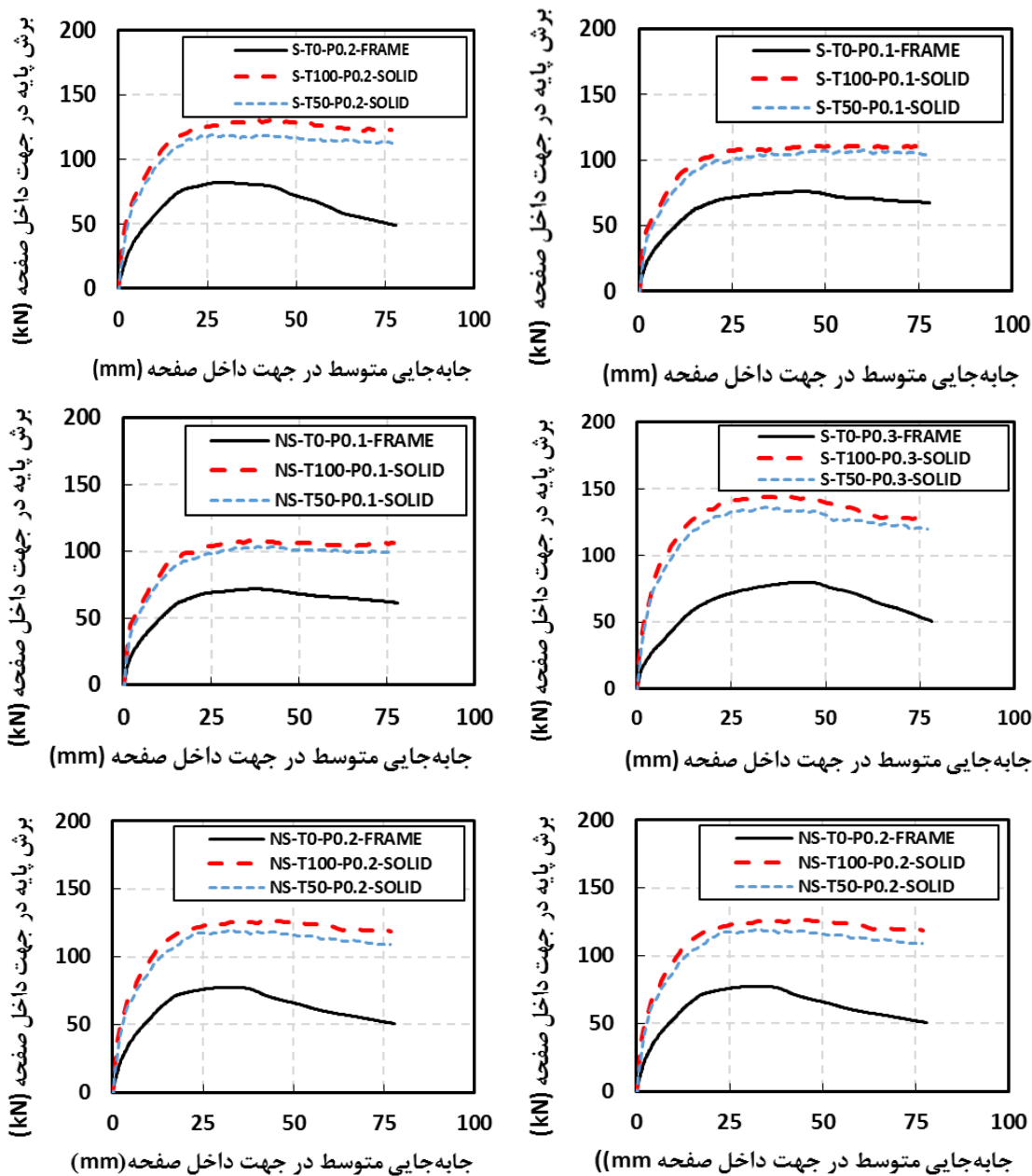
۴-۲-۱-۳-۴ تأثیر افزایش سطوح مختلف بار محوری در نمونه‌های قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای و لرزه‌ای با ضخامت‌های ۵۰ و ۱۰۰ میلیمتر

نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر زمانی که ضخامت میان‌قاب از ۵۰ میلیمتر به ۱۰۰ میلیمتر افزایش پیدا می‌کند، با افزایش سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ مقاومت نهایی در نمونه‌ها به ترتیب ۳٪، ۸/۷٪، ۴/۷٪ افزایش پیدا می‌کند، سختی مؤثر در نمونه‌ها به ترتیب ۷/۸٪، ۱۶/۱٪، ۱/۲۲٪ افزایش پیدا می‌کند، شکل‌پذیری در نمونه‌ها به ترتیب ۵/۹٪، ۶/۳۳٪، ۶/۹٪ افزایش پیدا می‌کند. نمونه قاب لرزه‌ای میان‌پر زمانی که ضخامت میان‌قاب از ۵۰ میلیمتر به ۱۰۰ میلیمتر افزایش پیدا می‌کند، با افزایش سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ مقاومت نهایی در نمونه‌ها به ترتیب ۳٪، ۸/۷٪، ۷/۷٪ افزایش پیدا می‌کند، سختی مؤثر در نمونه‌ها به ترتیب ۱۳/۳٪، ۱۶٪، ۷/۸٪ افزایش پیدا می‌کند، شکل‌پذیری در نمونه‌ها به ترتیب ۱۰٪، ۷/۹۴٪، ۷/۳۶٪ افزایش پیدا می‌کند. بررسی نتایج نشان می‌دهد، زمانی که ضخامت میان‌قاب از ۵۰ به ۱۰۰ میلیمتر افزایش پیدا کند، مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل‌پذیری آن نیز افزایش پیدا می‌کند.

۴-۲-۱-۳-۵ مقایسه بین قاب و قاب میان‌پر از نظر مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل‌پذیری

تحلیلی تحت سطوح مختلف بار محوری با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای قاب بتنی بدون میان‌قاب و قاب میان‌پر مصالح بنایی صورت گرفته است، مقاومت نهایی تحت سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون در نمونه قاب بتنی غیر لرزه‌ای بدون میان‌قاب برابر با ۷۲ کیلو نیوتن و در نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۱۰۰ میلیمتر برابر با ۱۰۱ کیلو نیوتن و قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۵۰ میلیمتر برابر با ۹۸ کیلو نیوتن است که به ترتیب ۴۰٪ و ۳۶٪ افزایش مقاومت نهایی، ۹۵٪ و ۸۱٪ افزایش سختی مؤثر و ۴۰٪ و ۳۱٪ افزایش شکل‌پذیری داشته است. همچنین در نمونه قاب بتنی غیر لرزه‌ای بدون میان‌قاب با بار محوری ۰/۲ مقاومت نهایی برابر با ۷۷ کیلو نیوتن و در نمونه قاب میان‌پر با

ضخامت ۱۰۰ میلیمتر برابر با ۱۲۵ کیلو نیوتن است و در نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر برابر با ۱۱۵ کیلو نیوتن است که به ترتیب ۶۲٪ و ۴۹٪ افزایش مقاومت نهایی، ۱۰۵٪ و ۹۰٪ افزایش سختی مؤثر و ۱۰۵٪ و ۹۲٪ افزایش شکل‌پذیری داشته است. همچنین در نمونه قاب بتنی غیر لرزه‌ای بدون میان‌قاب با بار محوری ۰/۳ مقاومت نهایی برابر با ۷۸ کیلو نیوتن و در نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۱۰۰ میلیمتر برابر با ۱۳۴ کیلو نیوتن است و در نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۵۰ میلیمتر برابر با ۱۲۸ کیلو نیوتن است که ۷۲٪ و ۶۴٪ افزایش مقاومت نهایی، ۹۶٪ و ۹۴٪ افزایش سختی مؤثر، ۱۲۵٪ و ۱۱۰٪ افزایش شکل‌پذیری داشته است. مقاومت نهایی تحت سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها در نمونه قاب بتنی لرزه‌ای بدون میان‌قاب برابر با ۷۵ کیلو نیوتن و در نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۱۰۰ میلیمتر برابر با ۱۰۳ کیلو نیوتن است و در نمونه قاب لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۵۰ میلیمتر برابر با ۱۰۰ کیلو نیوتن است. که به ترتیب ۳۷٪ و ۳۴٪ افزایش مقاومت نهایی، ۱۰۶٪ و ۸۱٪ افزایش سختی مؤثر، ۴۸٪ و ۳۵٪ افزایش شکل‌پذیری داشته است. همچنین در نمونه قاب غیر لرزه‌ای بدون میان‌قاب با بار محوری ۰/۲ مقاومت نهایی برابر با ۸۲ کیلو نیوتن و در نمونه قاب میان‌پر با ضخامت ۱۰۰ میلیمتر برابر با ۱۲۵ کیلو نیوتن است و در نمونه قاب لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۵۰ میلیمتر برابر با ۱۱۵ کیلو نیوتن است، که به ترتیب ۵۲/۵٪ و ۴۰٪ افزایش مقاومت نهایی، ۱۱۶٪ و ۹۶٪ افزایش سختی مؤثر، ۸۷٪ و ۷۳٪ افزایش شکل‌پذیری داشته است. همچنین در نمونه قاب بتنی غیر لرزه‌ای بدون میان‌قاب با بار محوری ۰/۳ مقاومت نهایی برابر با ۸۳ کیلو نیوتن و در نمونه قاب لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۱۰۰ میلیمتر برابر با ۱۴۰ کیلو نیوتن است و در نمونه قاب لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۵۰ میلیمتر برابر با ۱۳۰ کیلو نیوتن است. به ترتیب ۶۹٪ و ۵۷٪ افزایش مقاومت نهایی، ۱۳۰٪ و ۱۱۳٪ افزایش سختی مؤثر، ۸۴٪ و ۷۲٪ افزایش شکل‌پذیری داشته است.



شکل ۴-۶. مقایسه قاب بدون میان قاب و قاب میان پر مصالح بنایی با ضخامت ۱۰۰ و ۵۰ میلیمتر

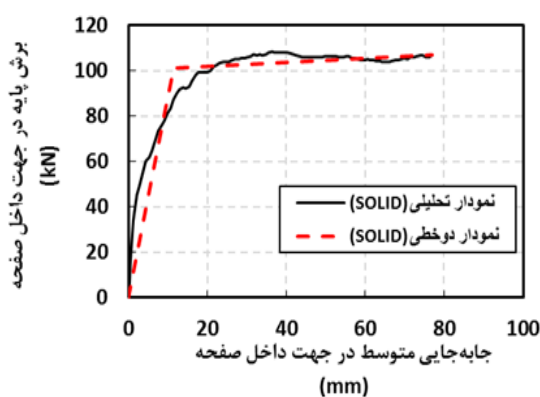
همانطور که در شکل ۴-۶ مشاهده می‌شود زمانی که میان قاب داخل قاب بتنی چه لرزه‌ای چه غیرلرزه‌ای با ضخامت ۵۰ یا ۱۰۰ میلیمتر قرار بگیرد، قاب میان پر نسبت به قاب بتنی بدون میان قاب، مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل‌پذیری افزایش پیدا می‌کند.

۴-۲-۲ قاب‌های بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای دارای میان‌قاب مصالح بنایی با ابعاد مختلف درب و پنجره

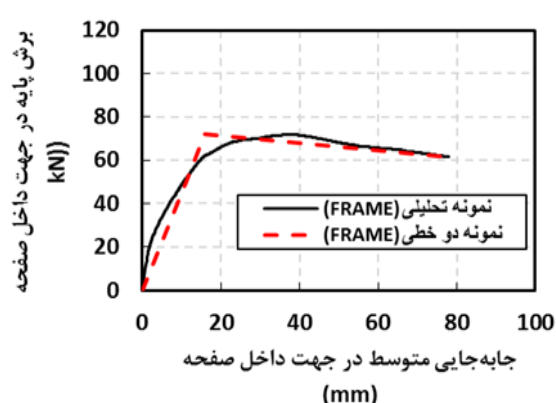
بسیاری از میان‌قاب‌ها در ساختمان‌ها با توجه به شرایط معماری دارای بازشوهای درب و پنجره می‌باشد. وجود بازشو در میان‌قاب می‌تواند باعث تغییر رفتار آن تحت بار جانبی و کاهش سختی و مقاومت نسبت به قاب میان‌پر مصالح بنایی گردد. در خصوص شناسایی رفتار در این بخش سه نمونه قاب بتن مسلح دارای میان‌قاب مصالح بنایی با بازشو پنجره مرکزی و غیر مرکزی و یک نمونه با بازشو درب غیر مرکزی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی و با نمونه آزمایشگاهی منصوری و همکاران [۹۵] در فصل سه صحت سنجی شده است، در این بخش نمونه‌ها به صورت یک طرفه و یکنواخت با جابه‌جایی نسبی ۶٪ تحلیل گردید. بررسی می‌گردد ابعاد بازشو، نوع بازشو و موقعیت قرار گیری آن چه تأثیری در مقاومت و سختی و شکل پذیری دارد.

۴-۲-۲-۱ نتایج تحلیل دو خطی نمودارهای نیرو-تغییر مکان نمونه‌ها

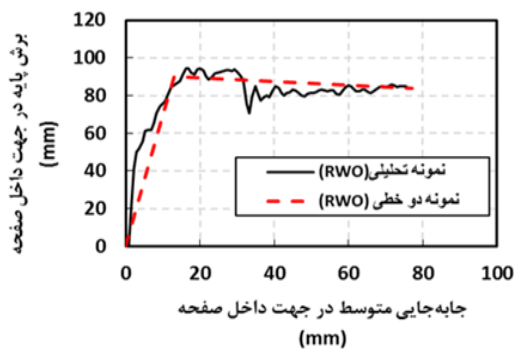
پنجره با جابه‌جایی نسبی ۶٪ تحلیل شده است. پس از آن با استفاده از روش دو خطی پریستلی و پایولی [۱۰۵] که در فصل سوم، بخش ۳-۶ دو خطی شده به طور کلی شرح داده شده است، و نمودارهای نیرو-تغییر مکان دو خطی شده در شکل ۴-۷ نشان داده شده است.



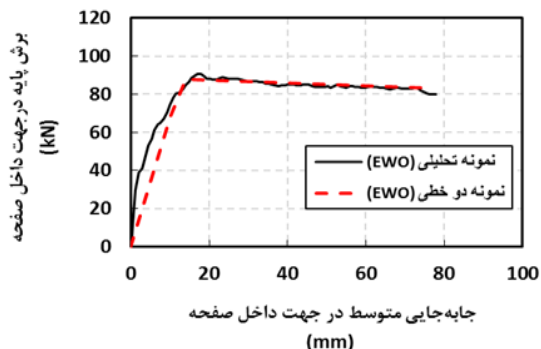
ب. قاب میان‌پر مصالح بنایی



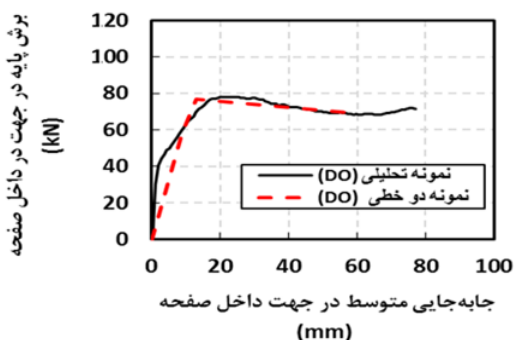
الف. قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای



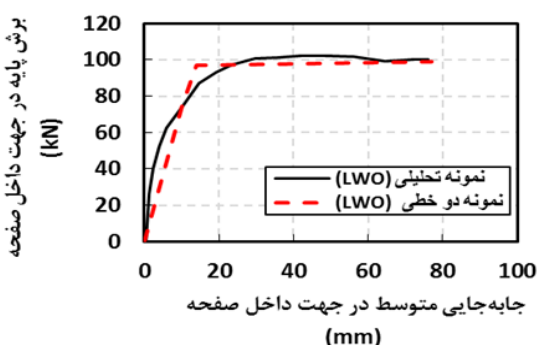
ت. میان‌قاب بازشو دارای پنجره مرکزی



ب. میان‌قاب دارای بازشو پنجره غیر مرکزی



چ. میان‌قاب دارای بازشو درب غیر مرکزی



ج. میان‌قاب دارای بازشو پنجره مرکزی بزرگ

شکل ۴-۷. نمودارهای دو خطی نیرو-تغییر مکان نمونه‌های تحلیلی با جابه‌جایی نسبی ۰.۶٪

پس از دو خطی سازی نمونه به روش پریستلی پائولی [۱۰۵] و با توجه به نمودارهای شکل ۴-۷

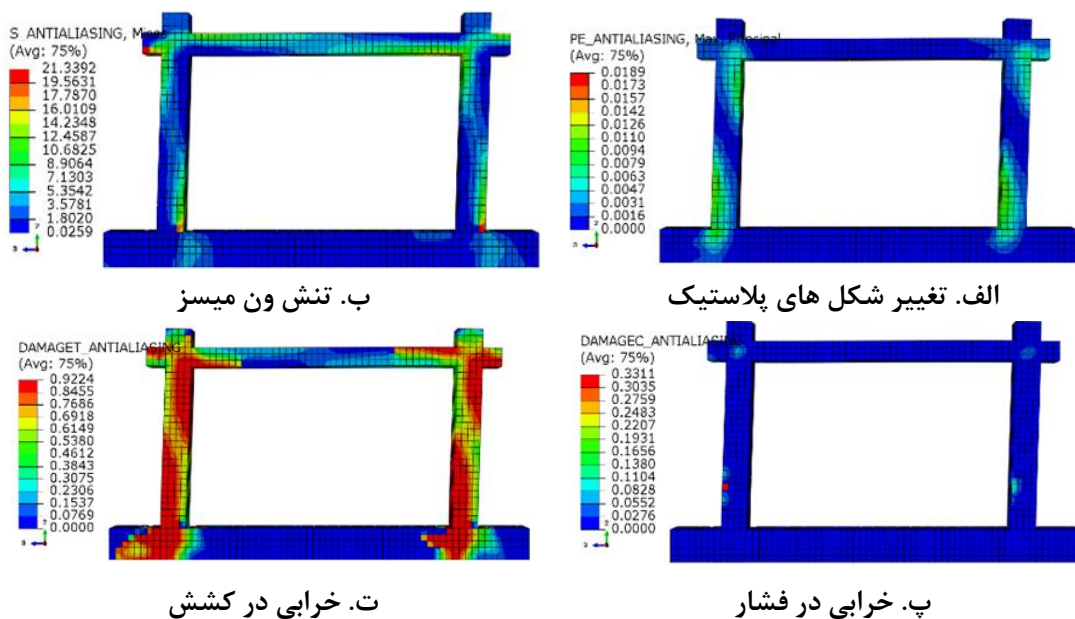
نتایج نمونه‌ها در جدول ۴-۶ آورده شده است.

جدول ۴-۶. نتایج تحلیل دو خطی نمودارهای تحلیلی نیرو-تغییر مکان نمونه‌ها با جابه‌جایی نسبی ۰.۶٪

نام نمونه	δ_y	δ_u	P_u	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل پذیری
FRAME	۱۶	۷۸	۷۲	۷۲	۴/۵	۴/۸۷
SOLID	۱۱/۵	۷۷	۱۰۱	۱۰۱	۸/۸	۶/۸
RWO	۱۳	۷۷	۹۰	۹۰	۶/۹	۵/۹
LWO	۱۳	۷۶	۸۸	۸۸	۶/۷۶	۵/۸۴
EWO	۱۴	۷۷	۸۸	۸۸	۶/۲۸	۵/۵
DO	۱۲/۵	۶۰	۷۷	۷۷	۶/۱۶	۴/۸

۴-۲-۱-۱-۱ نمونه قاب بتن مسلح مصالح بنایی

نمونه قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای که تحت بارگذاری یکنواخت یک طرفه با حداکثر جابه‌جایی نسبی ۶٪ نمودار نیرو-تغییر مکان آن در شکل ۴-۷ الف نشان داده شده است. در شکل ۴-۸ که ترک‌های اولیه در پایین ستون‌ها در انتهای طول دامنه شکاف میله‌های طولی قرار داد با توجه به الگوی آسیب قاب بتن مسلح، ابتدا مفصل پلاستیک در هر دو انتهای تیر ایجاد می‌شود و سپس در انتهای ستون‌ها مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود، که نشان دهنده رفتار خمشی اعضا است. لازم به ذکر است که هیچ‌گونه گسیختگی برشی در اعضا قاب بتن مسلح مشاهده نگردید. از این رو قاب رفتار انعطاف‌پذیری به نمایش گذاشته است. ترک خوردگی شدید در اتصالات تیر و ستون نیز رخ نداده است. الگوی آسیب تغییر شکل‌های پلاستیک، تنش و ن میسز، خرابی در فشار و خرابی در کشش در شکل ۴-۸ نشان داده است.

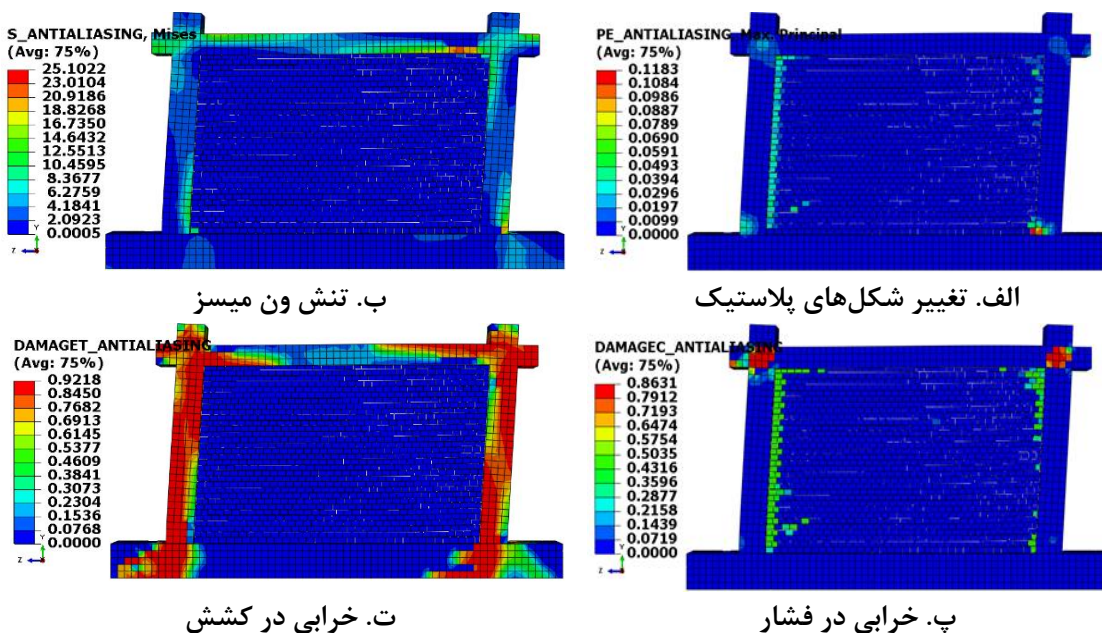


شکل ۴-۸. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای در جابه‌جایی نسبی ۶٪

۴-۲-۱-۲-۲-۲ نمونه قاب بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی

نمونه قاب بتن مسلح میان‌پر (SOLID) که تحت بارگذاری یک طرفه قرار گرفته است. نمودار نیرو-تغییر مکان دو خطی شده این نمونه در شکل ۴-۷ ب نشان داده شده است. با توجه به منحنی نیرو-تغییر مکان و میزان افت ناچیز مقاومت تا انتها رفتار کلی این نمونه‌ها را می‌توان شکل‌پذیر در نظر گرفت.

با توجه به شکل ۴-۹ اولین ترک‌های مرزی بین قاب و میان‌قاب در چهار گوشه دیوار در محل اتصال به قاب به وقوع پیوست. با افزایش دامنه جابه‌جایی ترک‌های افقی در محل درزهای ملات و در نقاط مختلف میان‌قاب ایجاد شدند. با توجه به شکل روند شکل‌گیری خسارت در میان‌قاب عمدتاً نشان دهنده حاکم بودن مود لغزش در محل مرزهای ملات، بر رفتار کلی میان‌قاب بوده است. وقوع چنین پدیده‌ای با توجه به ضعیف بودن نسبی میان‌قاب به لحاظ مقاومت برشی نسبتاً پایین ملات منطقی به نظر می‌رسد. ابتدا آغاز ترک خوردگی دو انتهای تیر و ناحیه اتصال تیر به ستون و بعد از آن ترک خوردگی دو انتهای ستون مشاهده شد. خسارت وارده به قاب حاکی از شکل‌گیری مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر و پای ستون‌ها بوده است. الگوی آسیب تغییر شکل‌های پلاستیک، تنش و ن میسر، خرابی در فشار و خرابی در کشش در شکل ۴-۹ نشان داده است.

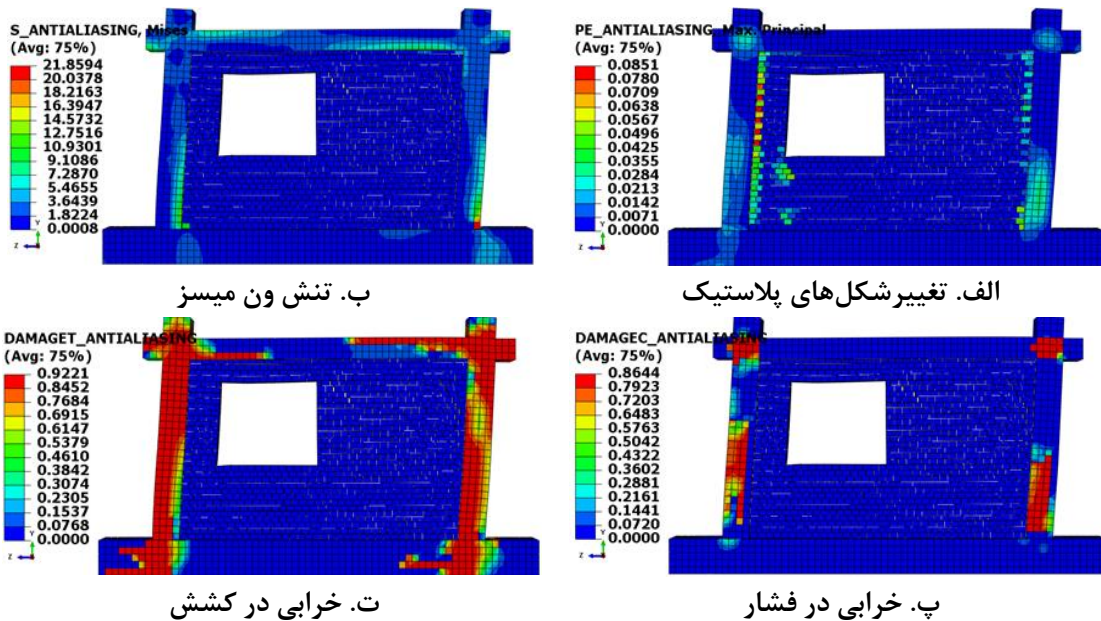


شکل ۴-۹. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی در جابه‌جایی نسبی ۶٪

۴-۲-۲-۱-۳ نمونه قاب بتن مسلح دارای میان‌قاب با بازشو پنجره غیر مرکزی

نمونه قاب دارای میان‌قاب با بازشو پنجره غیر مرکزی (EWO) تحت بارگذاری یک طرفه یکنواخت با جابه‌جایی نسبی ۶٪ مورد تحلیل قرار گرفته است. نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه در شکل ۴-۷ پ نشان

داده شده است. با توجه به شکل ۴-۱۰ نخستین ترک خوردگی میانقاب بر روی ترک افقی که در محل درز ملات و در تراز بالای بازو تشکیل شده است، مشاهده می‌گردد. قابل ذکر است که مود شکست اصلی قاب تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر و پای ستون‌ها بوده است. تعدادی ترک قطری در میان قاب در راستای بین محل اتصال تیر و ستون و گوشه پایین بازو و راستای عمود بر آن تشکیل شدند. بازشدگی ترک‌های قطری به وضوح دیده می‌شود به وجود آمدن این ترک‌ها نشان دهنده تشکیل دستک‌های فشاری در راستاهای ذکر شده است. خرد شدن مصالح بنایی در گوشه راست بازو که در مسیر دستک‌های فشاری قرار داشته است. بهم پیوستن ترک‌های افقی و قطری باعث ایجاد خرابی در مجاورت بازو گردید. الگوی آسیب تغییر شکل‌های پلاستیک، تنش و میسر، خرابی در فشار و خرابی در کشش در شکل ۴-۱۰ نشان داده است.

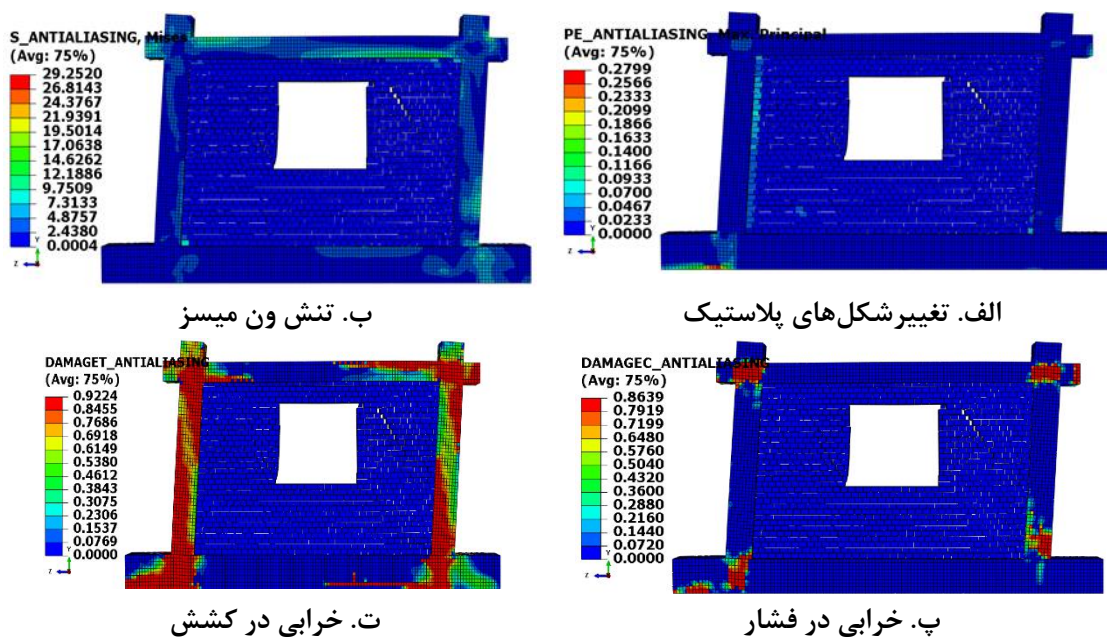


شکل ۴-۱۰. خرابی و تغییر شکل نمونه قاب دارای میان قاب با بازو پنجره غیر مرکزی در جابه‌جایی نسبی ۶٪

۴-۲-۲-۱-۴ نمونه قاب بتن مسلح دارای میان قاب با بازو پنجره مرکزی (RWO)

نمونه قاب دارای میان قاب با بازو پنجره مرکزی (RWO) تحت بارگذاری یک طرفه و یکنواخت با جابه‌جایی نسبی ۶٪ قرار گرفته است. منحنی نیرو-تغییر مکان در شکل ۴-۷ ت نشان داده شده است. با

توجه به شکل ۴-۱۱ خرابی در قاب بتن مسلح با تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتها مشاهده می‌گردد، و ترک‌های افقی در بالای بازو نشان داده شده است و چندین ترک مورب در بخش‌هایی از میان قاب در هر دو سمت بازو مشاهده گردید. سپس در هر دو سمت بازو با برخورد ترک‌های افقی مورب در گوشه بالا سمت راست بازو به صورت مثلثی تخریب شده است. الگوی آسیب تغییرشکل‌های پلاستیک، تنش ون میسز، خرابی در فشار و خرابی در کشش در شکل ۴-۱۱ نشان داده است.

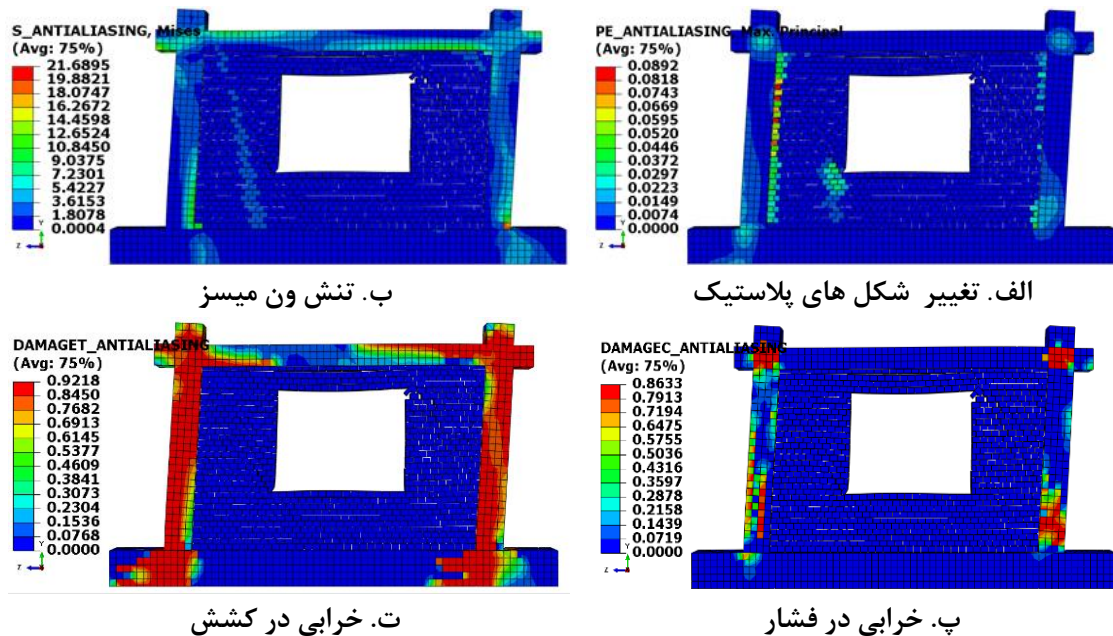


شکل ۴-۱۱. خرابی و تغییرشکل‌های نمونه قاب دارای میان‌قاب با بازو پنجره مرکزی در جابه‌جایی نسبی ۶٪

۴-۲-۲-۱-۵ نمونه قاب بتن مسلح دارای میان‌قاب با بازو پنجره مرکزی بزرگ

نمونه قاب دارای میان‌قاب مرکزی بزرگ (LWO) تحت بارگذاری یک‌طرفه یکنواخت با جابه‌جایی نسبی ۶٪ منحنی نیرو-تغییرمکان و دو خطی آن در شکل ۴-۷ نشان داده است. اولین ترک در انتهای پایین ستون‌ها و سرانجام منجر به تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر و انتهای ستون شد. خوردگی اتصالات تیر و ستون در نمونه مشاهده می‌گردد. دو ترک افقی در بالای پنجره و ترک مورب قطری در سمت راست پنجره نیز گسرس یافته است. با برخورد ترک‌های افقی و مورب در گوشه سمت راست بالا

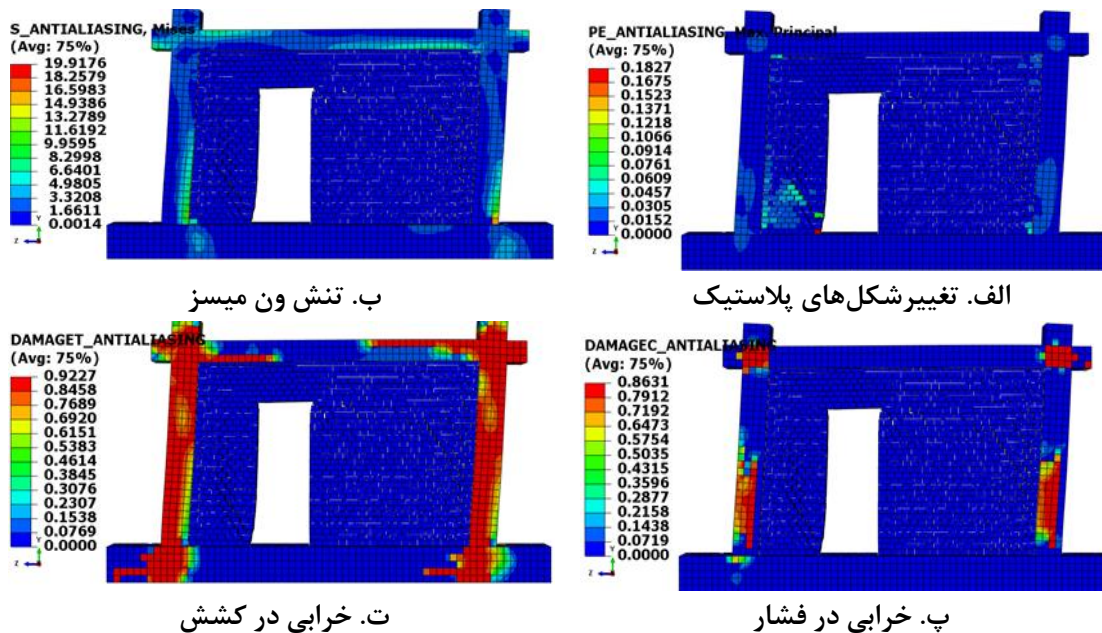
بازشو پنجره به صورت مثلی خراب شده است. در گوشه پایین سمت چپ بازشو پنجره نیز خردشدگی مشاهده می گردد. الگوی آسیب تغییرشکل های پلاستیک، تنش ون میسز، خرابی در فشار و خرابی در کشش در شکل ۱۲-۴ نشان داده است.



شکل ۱۲-۴. خرابی و تغییرشکل های نمونه قاب دارای میان قاب با بازشو پنجره بزرگ غیر مرکزی در جابه جایی نسبی ۶٪

۴-۲-۱-۶ نمونه قاب بتن مسلح دارای میان قاب مصالح بنایی با بازشو درب غیر مرکزی قاب دارای میان قاب با بازشوی درب غیر مرکزی (DO) تحت بارگذاری یک طرفه، یک نواخت با جابه جایی نسبی ۶٪ مورد بررسی قرار گرفته است. منحنی نیرو-تغییرمکان آن و دو خطی آن در شکل ۴-۷ ارائه شده است. با توجه به شکل ۴-۱۳ ترک های مرزی بین قاب و میان قاب و ترک افقی در محل درز ملات در قسمت بالای بازشو و ترک های مورب در سمت راست بازشو درب و خوردشدگی مورب در سمت چپ بازشو ایجاد شده است. ترک خوردگی قطری در قسمت بزرگ میان قاب در امتداد بین محل اتصال تیر و ستون و گوشه بالای درب نیز اتفاق افتاد، که نشان دهنده تشکیل یک دستک فشاری در راستای ذکر شده در پایه بزرگ میان قاب بوده قابل ذکر است که توسعه خسارت در قاب در مراحل بعدی نهایتاً منجر به تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر و پای ستون ها گردید.

پیوستن ترک‌های قطری و افقی منجر به فروریزش یک بخش مثلثی کوچک از میان قاب در گوشه پایین بازشو، خردشدگی انتهای بالایی دستک فشاری در اثر تنش‌های بزرگ فشاری در این ناحیه، آغاز شد. الگوی آسیب تغییرشکل‌های پلاستیک، تنش ون میسز، خرابی در فشار و خرابی در کشش در شکل ۱۳-۴ نشان داده است.



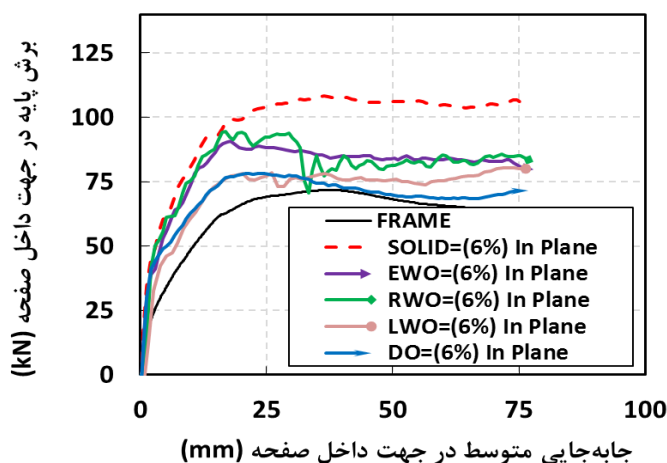
شکل ۱۳-۴. خرابی و تغییرشکل‌های نمونه قاب دارای میان قاب با بازشو درب غیر مرکزی در جابه‌جایی نسبی ۶٪

۴-۲-۳ مقایسه بین نتایج نمونه‌های تحلیلی دارای بازشودار

مکانیزم بار جانبی داخل صفحه در نمونه قاب میان پر مصالح بنایی عمدتاً لغزش در محل درز ملات در بخش‌های مختلف میان قاب مصالح بنایی بوده است، لذا مود شکست آن نیز لغزش می‌باشد. در خصوص نمونه‌های دارای بازشو دو مکانیزم مختلف در باربری جانبی میان قاب مصالح بنایی نقش داشته است، یکی لغزش درزهای ملات خصوصاً بروی یک ترک افقی که در این نمونه‌ها در قسمت بالای بازشو تشکیل شده و دیگری تشکیل دستک‌های فشاری در طرفین بازشو است، لذا می‌توان گفت که مد شکست نمونه‌های دارای بازشو ترکیب لغزش و ترک خوردگی قطری بوده است؛ که در این نمونه‌ها خردشدگی مصالح بنایی در انتهای دستک فشاری یا گوشه‌های بازشو بوده است.

در خصوص میزان خسارت‌های وارده در جابه‌جایی نسبی ۶٪ در نمونه‌های دارای بازشو فروریزش بخش‌هایی از میان‌قاب در مجاورت بازشو مشاهده شده است، پس می‌توان گفت وجود بازشو به علت افزایش خسارت در میان‌قاب و فروریزش بخش‌های اطراف بازشو است. چنین رخدادهایی در شرایط زلزله واقعی می‌تواند باعث به خطر افتادن ایمنی جانی ساکنین شود.

نمونه قاب‌های دارای میان‌قاب بازشودار مقاومت ترک خوردگی و مقاومت نهایی را به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهند، البته هرچه بازشوها از مرکز میان‌قاب مصالح بنایی فاصله داشته باشد وجود بازشو باعث کاهش سختی نمونه گردیده است، که میزان این کاهش در نمونه دارای بازشوی درب بیش از نمونه دارای بازشوی پنجره بوده است.



شکل ۴-۱۴. مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های تحلیلی بازشو دار با نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی

بر اساس جدول ۴-۶ مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری نمونه دارای بازشوی پنجره غیر مرکزی EWO به ترتیب ۱۳٪، ۴۰٪، ۱۹٪ کمتر از نمونه قاب میان‌پر بوده است. مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری نمونه دارای بازشوی پنجره مرکزی RWO به ترتیب ۱۱٪، ۲۲٪، ۱۵٪ کمتر از نمونه قاب میان‌پر بوده است. مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری نمونه دارای بازشوی پنجره مرکزی بزرگ LWO به ترتیب ۱۳٪، ۲۳٪، ۱۴٪ کمتر از نمونه قاب میان‌پر بوده است. مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری نمونه دارای بازشوی درب غیر مرکزی DO به ترتیب ۲۴٪، ۴۳٪، ۲۹٪ کمتر از نمونه

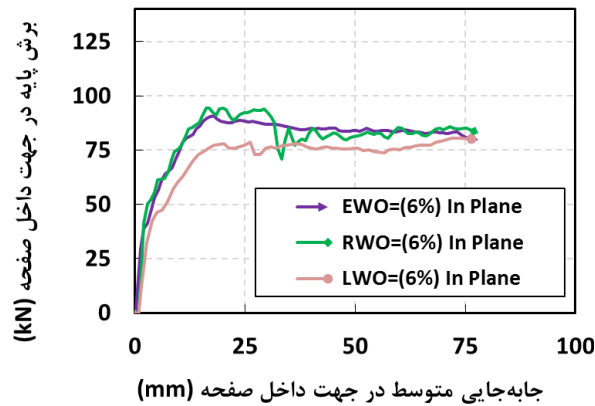
قاب میان پر بوده است. هرچه به کناره میان قاب مصالح بنایی نزدیک تر باشد، مقاومت نهایی بیشتر تحت تأثیر قرار می گیرند و هرچه بازشو به مرکز میان قاب مصالح بنایی نزدیک تر باشد، این تأثیر کمتر است. این موضوع به وضوح در شکل ۴-۱۴ قابل مشاهده است. همانطور که نتایج نشان می دهد، وجود بازشو در میان قاب منجر به کاهش بیشتری در مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل پذیری نسبت به بازشو پنجره متحمل شده است.

۴-۲-۴ مقایسه نمونه های تحلیلی دارای بازشو پنجره

در این بخش سه نمونه دارای بازشو پنجره با یکدیگر مقایسه می گردد شکل ۴-۱۵، که نمونه RWO با ابعاد (۶۰۰*۷۵۰) میلیمتر دارای بازشو پنجره مرکزی و نمونه LWO با ابعاد (۷۵۰*۱۰۰۰) دارای بازشو پنجره بزرگ مرکزی و نمونه EWO با ابعاد (۶۰۰*۷۵۰) دارای بازشو پنجره غیر مرکزی است. همانطور که شکل ۴-۱۵ نشان می دهد، بیشترین مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل پذیری را نمونه دارای بازشو پنجره مرکزی با ابعاد کوچکتر دارد و کمترین مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل پذیری را نمونه دارای بازشو پنجره مرکزی با ابعاد بزرگتر دارد. نمونه دارای بازشو پنجره غیر مرکزی (EWO) دارای مقاومت نهایی ۸۸ کیلو نیوتن، سختی مؤثر ۶/۲۸ کیلو نیوتن بر میلی متر و شکل پذیری ۵/۵ است که نسبت به نمونه دارای بازشو پنجره مرکزی (RWO) با ابعاد یکسان که دارای مقاومت نهایی ۹۰ کیلو نیوتن، سختی مؤثر ۶/۹ کیلو نیوتن بر میلی متر و شکل پذیری ۵/۹ است، ۲/۵٪ کاهش مقاومت نهایی، ۹٪ کاهش سختی مؤثر و ۸٪ کاهش شکل پذیری را تجربه کرده است. پس با توجه به نتایج فوق اگر نمونه ای با ابعاد بازشو یکسان در مرکز میان قاب مصالح بنایی قرار داشته باشد عملکرد بهتری در هنگام زلزله دارد.

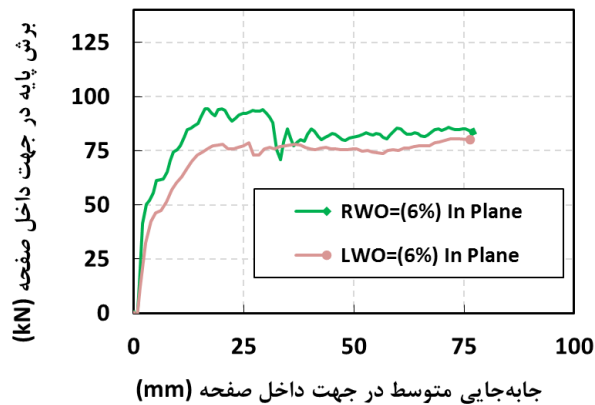
نمونه دارای بازشو پنجره مرکزی (LWO) دارای مقاومت نهایی ۸۸ کیلو نیوتن، سختی مؤثر ۶/۷۶ کیلو نیوتن بر میلی متر و شکل پذیری ۵/۸۴ است که نسبت به نمونه دارای بازشو پنجره مرکزی (RWO) با ابعاد کوچکتر که دارای مقاومت نهایی ۹۰ کیلو نیوتن، سختی مؤثر ۶/۹ کیلو نیوتن بر میلی متر و

شکل پذیری ۵/۹ است، ۲/۳٪ کاهش مقاومت نهایی، ۲٪ کاهش سختی مؤثر و ۱٪ کاهش شکل پذیری را تجربه کرده است. با توجه به نتایج فوق اگر نمونه‌ای دارای بازشو پنجره در مرکز میان قاب مصالح بنایی قرار بگیرد که ابعادشان با یکدیگر تفاوت داشته باشد، بازشو دارای ابعاد عملکرد بهتری دارد.



شکل ۴-۱۵. مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های قاب دارای میان قاب با بازشو پنجره

در شکل ۴-۱۵ نشان می‌دهد، نمونه دارای بازشو پنجره مرکزی با ابعاد بزرگ‌تر به ترتیب کاهش مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل پذیری نسبت به نمونه دارای بازشو پنجره مرکزی با ابعاد بزرگ‌تر داشته است.



شکل ۴-۱۶. مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان قاب دارای میان قاب با بازشو پنجره مرکزی با ابعاد مختلف

در شکل ۴-۱۶ نشان می‌دهد، زمانی که دو نمونه با بازشو پنجره با ابعاد یکسان نمونه‌ای که در غیر مرکز میان قاب مصالح بنایی باشد نسبت به نمونه‌ای که در مرکز میان قاب مصالح بنایی باشد به ترتیب کاهش مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل پذیری داشته است.

فصل ۵: تأثیر اثرات خارج از صفحه بر میان قاب‌های مصالح بنایی

۵-۱ مقدمه

در بسیاری از زلزله‌ها یا حتی طوفان‌های شدید میان‌قاب‌های مصالح بنایی در جهت خارج از صفحه^۱ (عمود بر صفحه) دچار شکست می‌شوند. مقاومت خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی عمدتاً ناشی از عمل قوسی^۲ می‌باشد که تابعی از لاغری میان‌قاب، شرایط مرزی و مقاومت فشاری مصالح میان‌قاب است. تئوری عمل قوسی اثرات آسیب داخل صفحه میان‌قاب را در نظر نمی‌گیرد و برای لاغری‌های پایین معتبر نمی‌باشد. عدم درک درست از چگونگی تسلیم و رفتار سازه‌های بنایی و اجزای آن در محدوده غیر ارتجاعی می‌تواند منجر به بروز مشکلات اساسی در رفتار لرزه‌ای سازه گردد. به همین دلیل یکی از مسائل جامعه مهندسی، ارزیابی لرزه‌ای و بهسازی این نوع سازه‌ها در مقابل زلزله‌های محتمل می‌باشد. در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها، اولین گام شناخت درست از رفتار لرزه‌ای و مودهای محتمل و مؤثر می‌باشد. اثر اندرکنشی^۳ رفتار خارج از صفحه دیوارهای آجری بر رفتار داخل صفحه از حیث مقاومت و ظرفیت تغییر شکلی جزو رفتارهایی می‌باشد که انجام و کنترل آن در شرایط آزمایشگاهی بسیار مشکل می‌باشد، زیرا شرایط آزمایشگاهی با یکدیگر متفاوت است. رفتار اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه با مدل‌سازی در نرم افزار اجزای محدود تا حدودی قابل شناسایی است. در چند سال اخیر پس از زلزله‌هایی متعددی که رخ داده است مسئله مهمی که مورد توجه محققین قرار گرفته است اثر اندرکنشی رفتار خارج از صفحه و رفتار داخل صفحه بر روی یکدیگر است. در شکل ۵-۱ اثرات آسیب داخل صفحه بر پاسخ خارج از صفحه قابل مشاهده است، به دلیل جابه‌جایی داخل صفحه این دیوارها به طور قابل توجهی در برابر هرگونه بی‌حرکی خارج از صفحه آسیب‌پذیر هستند.

نتایج آزمایشگاهی نشان داده است که بارگذاری از یک سمت مقاومت در سوی دیگر را کاهش می‌دهد و منجر به شکست و انهدام دیوار زودتر از حد تصور می‌گردد، اما تا به امروز محققین به نظر

^۱ Out of Plane

^۲ Arc Action

^۳ Interaction

واحدی نرسیده‌اند و این موضوعی نگران کننده است [۸۴]. در این فصل ابتدا قاب میان پر مصالح بنایی در بارگذاری خارج از صفحه صحت‌سنجی شده است. پس از آن به بررسی رفتار خارج از صفحه در شرایط مرزی مختلف که شامل اتصال میان قاب به قاب اطراف است، و پس از آن به بررسی ظرفیت داخل صفحه با بارگذاری در خارج از صفحه و بررسی ظرفیت خارج از صفحه پس از بارگذاری در داخل از صفحه پرداخته شده است، و همین روند بارگذاری نیز بر روی میان قاب دارای بازشودار درب و پنجره نیز اعمال گردید.



شکل ۵-۱. آسیب دیوارهای مصالح بنایی نتیجه اندرکنش داخل و خارج از صفحه [۸۴]

۲-۵ دسته بندی مطالعات آزمایشگاهی خارج از صفحه

مطالعات آزمایشگاهی بر روی رفتار خارج از صفحه را می‌توان در سه دسته متمایز خلاصه نمود:

(۱) دسته اول شامل میان قاب‌های مصالح بنایی غیر مسلح در معرض فشار ناگهانی هوا، انفجار مواد متحرکه، تونل شوک می‌باشد، که می‌توان به پژوهش‌های محققینی از جمله مک داوول^۱ [۲۳]، مانک^۲ [۱۱۰] اشاره کرد.

(۲) دسته دوم شامل بارگذاری میان قاب با استفاده از محرک هیدرولیکی یا کیسه هوا و به ترتیب تحت اثر بار استاتیکی متمرکز و یا گسترده عمود بر سطح دیوار در قسمت مرکزی و یا در کل

^۱ Mc Dowell

^۲ Monk

سطح نمونه می‌باشد، که می‌توان به تحقیقات محققینی از جمله کوین^۱ و همکاران [۱۱۱] اشاره کرد.

۳) دسته سوم مربوط به کاربرد میز لرزان جهت وارد کردن شتاب زمین در جهت خارج از صفحه میان قاب می‌باشد که می‌توان به تحقیقات محققینی از جمله لیو^۲ و تو^۳ [۱۱۲, ۱۱۳] اشاره کرد.

- بار خارج از صفحه در نمونه‌های نرم افزاری به صورت نیرو-کنترل بررسی می‌شود.
- نیرو-کنترل^۴ تلاش‌هایی که مجاز به تجاوز از حدود الاستیک خود نیستند رفتار آنها به طور عمده به شکنندگی و عدم شکل‌پذیری مربوط می‌شود و بلافاصله پس از عبور از تغییر شکل حد تسلیم، افت قابل توجهی را تجربه می‌کنند [۲۹].

۵-۳ نیروی خارج از صفحه و بررسی کفایت آیین‌نامه‌ها

با توجه به موارد ذکر شده در فصل دوم اهمیت مدل‌سازی و بررسی اثر میان‌قاب‌ها در فرآیند طراحی یا ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مشخص می‌باشد. بدین منظور در برخی از آیین‌نامه‌ها و پیش‌استانداردهای معتبر جهانی نظیر گزارش FEMA 356 [۹۲]، FEMA 306 [۱۱۴] و آیین‌نامه‌های UBC و EUROCODE EC6 [۱۱۵] در زمینه طراحی سازه‌های مصالح بنایی EUROCODE EC8 [۱۱۶] در زمینه طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، موجود هستند. همچنین در ایران آیین‌نامه‌های از جمله مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان با عنوان طرح و اجرای ساختمان‌های مصالح بنایی و همچنین دستور العمل تحلیل و آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های مصالح بنایی غیر مسلح (نشریه شماره ۳۶۰)

^۱ Kevin

^۲ liu

^۳ tu

^۴ Force-Contorol

توسط دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان منتشر شده است [۲۹]. همچنین در آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم در مورد آسیب پذیری اجزا غیر سازه‌ای در برابر زلزله ذکر شده است [۱۱۷].

۵-۳-۱ نشریه شماره ۳۶۰

اجزای دیوار باید مقاومت کافی را برای تحمل نیروهای خارج از صفحه دیوار داشته باشد، این نیروها از رابطه (۵-۱) محاسبه می‌شود [۲۹]:

$$F_p = \beta \times S_{XS} \times W \quad (۵-۱)$$

F_p : نیروی طراحی در جهت خارج از صفحه‌ی وارد بر واحد سطح دیوار است.

β : ضریبی که از جدول (۳-۱۰) نشریه شماره ۳۶۰ برای سطح عملکرد مورد نظر انتخاب می‌شود.

W : وزن دیوار در واحد سطح

۵-۳-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم)

آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم بیان کرد که با توجه به تعداد قاب‌های میان‌پر، نوع میان‌قاب و نحوه آرایش آنها این توصیه را برای همه حالت‌های گوناگون درست نمی‌باشد، بلکه با در نظر گرفتن عملکرد واقعی قاب‌های میان‌پر در هر حالت ضوابط خاص خود را ارائه نموده‌اند. اصل اساسی در کار طراحی لرزه‌ای وجود دارد، و آن این است که حد المقذور از عناصری که وزنشان به سازه تحمیل شده است برای بالا بردن مقاومت استفاده شده است، به طوری که نسبت مقاومت به وزن سازه هر اندازه ممکن است بیشتر شود. دلیل این امر روشن است، چون عناصری که وزن قابل توجهی دارند به همان میزان نیروی زلزله را تضعیف خواهند کرد. با توجه به وزن زیاد میان‌قاب‌ها از یک سو و نقش بسیار چشمگیر آنها در افزایش مقاومت جانبی سازه از سوی دیگر کاملاً منطقی می‌نماید که در طراحی لرزه‌ای به کار گرفته شود.

در آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم روابطی را با الگو گرفتن از آیین‌نامه‌های معتبر دنیا نظیر UBC جهت محاسبه نیروی عمود بر صفحه زلزله وارد به اجزای غیر سازه‌ای و قطعات الحاقی ارائه می‌کند. اما

این روابط برگرفته از آیین‌نامه‌های دهه ۸۰ و ۹۰ بوده و با توجه به تغییرات اساسی آیین‌نامه‌ها مورد بحث در دهه اخیر، کفایت این روابط ارائه شده مورد تردید بوده است. در فصل سوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ نیروی وارد بر قطعات الحاقی (F_p) به صورت کسری از شتاب ثقل بیان می‌گردد و رابطه (۲-۵) را ارائه کرده‌اند:

$$F_p = A \times B_p \times I_p \times W_p \quad (2-5)$$

که در این رابطه B_p : ضریب نیروی افقی مطابق یا جدول ۷ آیین‌نامه ۲۸۰۰ جهت دیوارهای خارجی و تیغه‌های جدا کننده در امتداد عمود بر دیوار، برابر است با ۰/۷ می‌باشد. ضرایب دیگر همان ضرایب متداول شتاب مبنای طرح و ضریب اهمیت می‌باشند.

W_p : وزن جز غیر سازه‌ای می‌باشد.

۵-۳-۳ آیین‌نامه UBC88 & NEHRP85

رابطه (۲-۵) آیین‌نامه ۲۸۰۰ تقریباً مشابه با این دو آیین‌نامه بوده و تنها در ضریب نیروی افقی اندکی تفاوت مشاهده می‌شود، این روابط بدون توجه به عواملی چون ضریب تشدید و ضریب رفتار که ناشی از رفتار اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای داشته و همچنین اثر خاک و از همه مهمتر بدون توجه به اثر ارتفاع از تراز پایه مطرح شده و با توجه به نواقص و کاستی‌های مورد ذکر، در ویرایش‌های بعدی مورد تجدید نظر اساسی قرار گرفته و به طور جامع‌تری به این مسئله می‌پردازد.

۵-۳-۴ آیین‌نامه UBC97

آیین‌نامه UBC97 برای بررسی نیروی خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی رابطه (۳-۵) را ارائه می‌کند:

$$F_p = a_p \times C_a \times I_p \times W_p \times \left(\frac{1 + 3h_c/h_n}{R_p} \right) \quad (3-5)$$

$$F_{P(\min)} = 0.7 \times C_a \times I_p \times W_P \quad (1-3-5)$$

$$F_{P(\text{Alternative})} = 4 \times C_a \times I_p \times W_P \quad (2-3-5)$$

در این رابطه :

R_P : ضریب اصلاح پاسخ قطعات الحاقی

a_p : ضریب تشدید اجزای سازه

h_c : ارتفاع قطعات الحاقی از روی زمین

h_n : ارتفاع کل ساختمان از روی زمین

C_a : شتاب مبنای طرح

بر اساس آیین نامه UBC98 ضرایب R_P و a_p برای دیوارهای غیر سازه‌ای به ترتیب برابر ۳ و ۱ بوده و ضرایب دیگر را می‌توان مشابه آیین نامه ۲۸۰۰ در نظر گرفت.

۵-۳-۵ آیین نامه NEHRP2003

آیین نامه NEHRP2003 نیز رابطه (۴-۵) را برای محاسبه نیروی خارج از صفحه میان قاب‌های مصالح بنایی به شرح زیر ارائه می‌دهد:

$$F_P = 0.4 \times a_p \times S_{DS} \times I_p \times W_P \times \left(\frac{1 + 2h_x/h_r}{R_P} \right) \quad (4-5)$$

$$F_{P(\min)} = 0.3 \times S_{DS} \times I_p \times W_P \quad (1-4-5)$$

$$F_{P(\text{Alternative})} = 1.6 \times S_{DS} \times I_p \times W_P \quad (2-4-5)$$

ضرایب فوق از نظر تعریف مشابه رابطه (۳-۵) بوده، و بر اساس جدول ۶-۱۳ آیین نامه FEMA302، ضرایب R_P و a_p برای دیوارهای غیر سازه‌ای به ترتیب برابر ۱/۲۵ و ۱ بوده و S_{DS} که شتاب طیف پاسخ طراحی بر اساس خطر نسبی منطقه و نوع پروفیل خاک می‌باشد از رابطه (۳-۴-۵) به دست می‌آید [۱۱۸]:

$$S_{DS} = 2/3 \times S \quad (3-4-5)$$

S را می توان از جدول ۳ آیین نامه ۲۸۰۰ استخراج کرد.

آیین نامه IBC2003 چه از لحاظ ضوابط طراحی و چه از لحاظ ضوابط جابه جایی بر توصیه های NEHRP2003 منطبق می باشد و فقط تفاوت هایی در خصوص ضرایب دارد.

۵-۳-۶ مقایسه روابط آیین نامه ای

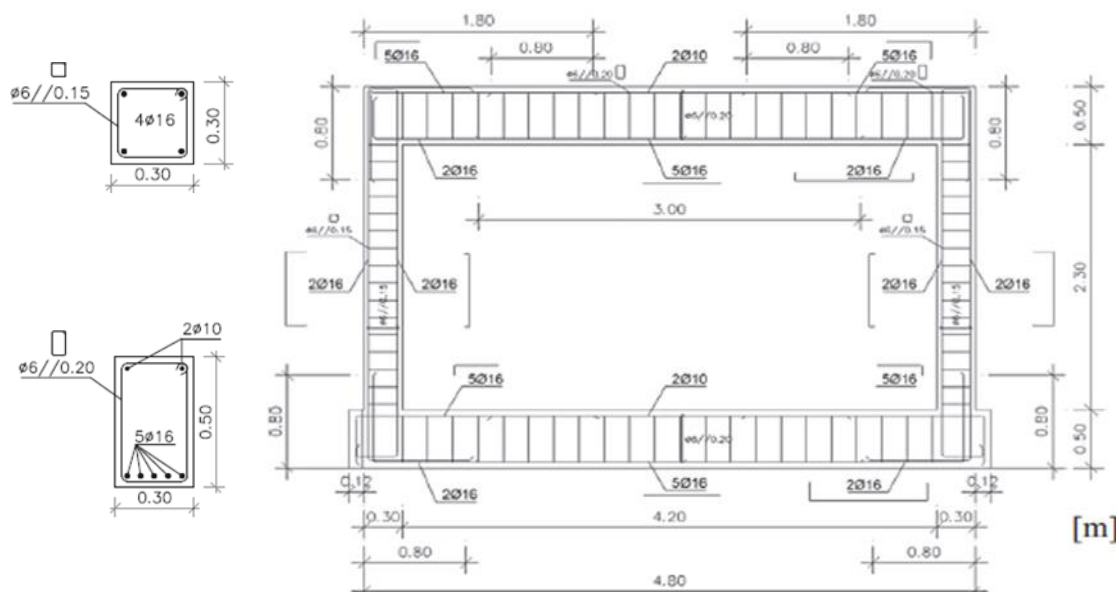
با توجه به روابط بیان شده آیین نامه ها مقادیر نیروی عمود بر صفحه متفاوتی را برآورد می کنند. در این میان علاوه بر مقادیر نیرو، روند تغییرات نیرو در ارتفاع مورد توجه بوده و مشاهده می شود که آیین نامه های UBC و NEHRP با افزایش ارتفاع، نیروی بیشتری را پیش بینی نموده به گونه ای که نیرو در طبقه ده تقریباً سه برابر نیرو در تراز زمین می باشد. نیرو به دست آمده در طبقات یک تا چهار کمتر از حداقل آیین نامه های فوق بوده، که حداقل نیروی ارائه شده در روابط فوق در این طبقات مورد قبول می باشد. اما آیین نامه ۲۸۰۰ بدون توجه به اثر ارتفاع، مقدار ثابتی نیرو را ارائه می کند، که برابر حداقل نیروی پیش بینی شده در آیین نامه UBC بوده و حتی حداقل نیروی به دست آمده از آیین نامه NEHRP را برآورد نمی سازد.

۵-۴ صحت سنجی قاب میان پر در جهت خارج از صفحه

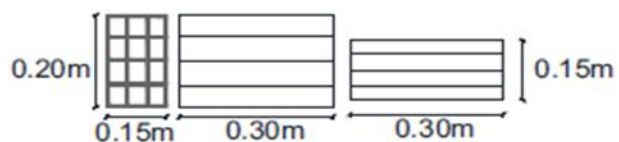
در این بخش ابتدا به صحت سنجی نمونه آزمایشگاهی برای نیروی خارج از صفحه و مدل سازی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس پرداخته می شود. نمونه آزمایشگاهی مطابق فصل سه مدل سازی می شود.

۵-۴-۱ مشخصات مدل آزمایشگاهی

یک مدل آزمایشگاهی قاب میان‌پر مصالح بنایی توسط فورتادو و همکاران در سال ۲۰۱۶ ساخته شده بود، این مدل قاب میان‌پر نماینده قاب‌های میان‌پر متداول ساخته شده در اروپای جنوبی است [۱۳]. شکل ۵-۲ و شکل ۵-۳ به ترتیب نشان دهنده قاب بتن مسلح نمونه آزمایشی آجر سوراخ دار مورد استفاده برای ساخت میان‌قاب مصالح بنایی است. قاب بتن مسلح از بتن معمولی C20/25 ساخته شده است. مقاومت فشاری آجر با استفاده از آزمایش مقاومت فشاری بر روی شش نمونه مقاومت فشاری به دست آمده است. از سه نوع میلگرد نیز برای آرماتوربندی نیز استفاده شده که مشخصات آن در جدول ۵-۱ مشاهده می‌شود. تماس کامل بین قاب و میان‌قاب وجود دارد و تمام درزهای افقی و عمودی با استفاده از ملات پر می‌شوند.



شکل ۵-۲. مشخصات قاب آزمایشگاهی فورتادو و همکاران (بر حسب متر) [۱۳]



Brick type A: 0.15x0.3x0.2m

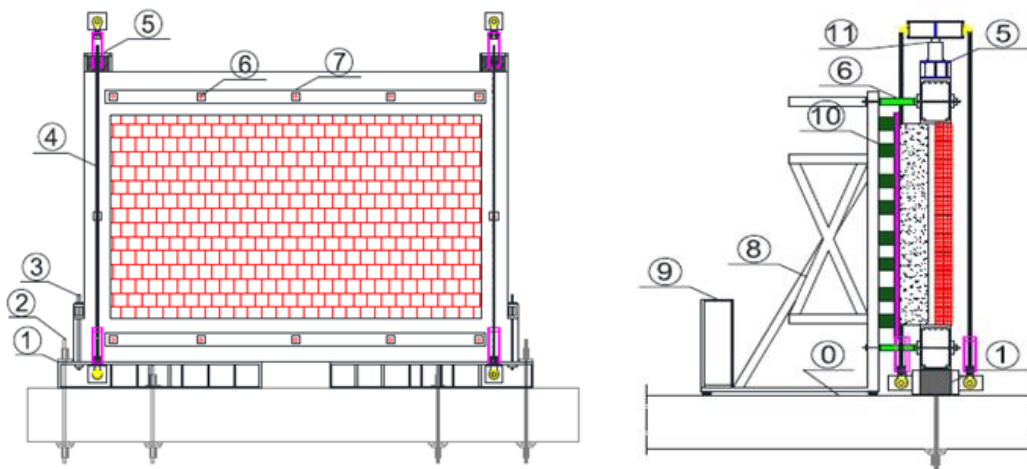
شکل ۵-۳. مشخصات ابعادی آجر سوراخ دار میان قاب فورتادو و همکاران (ابعاد بر حسب متر) [۱۳]

جدول ۵-۱. مشخصات مصالح قاب میان پر مصلح بنایی فور تادو و همکاران [۱۳]

مصلح	مشخصات	مقدار اندازه گیری شده (MPa)	کرنش نهایی (%)
بتن	مقاومت فشاری	۲۶/۸	-----
منشور بنایی	مقاومت فشاری	۱۶/۵۵	-----
میلگردهای طولی (شماره ۱۶)	مقاومت تسلیم	۴۹۲/۸	۲۶/۹
	مقاومت نهایی	۶۱۶/۶	
میلگردهای طولی (شماره ۱۰)	مقاومت تسلیم	۶۸۰/۸	۲۰/۷
	مقاومت نهایی	۵۸۶/۳	
میلگردهای عرضی (شماره ۶)	مقاومت تسلیم	۵۷۰/۵	۱۶/۲
	مقاومت نهایی	۴۵۰/۳	

۵-۴-۲ بار گذاری نمونه آزمایشگاهی

ابتدا بار محوری ۳۰۰ کیلو نیوتن قبل از آزمایش به ستون‌های قاب بتن مسلح وارد شده است، تأثیر بار محوری در پاسخ مورد بررسی قرار گرفته است. پس از آن برای اعمال بار خارج از صفحه از سیستم فولادی که از هفت عدد کیسه هوا و هفت تا میله عمودی و چهار میله افقی تشکیل شده استفاده گردید. در جلوی میله‌های فولادی یک سکوی چوبی عمودی قرار داشته، مطابق با شکل ۵-۴ این کیسه‌های هوا به قسمتی از سطح میانی میان قاب به عنوان بار خارج از صفحه نیرو وارد می‌کند.





شکل ۴-۵. نحوه بارگذاری نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی آزمایشگاهی در جهت خارج از صفحه [۱۳]

۳-۴-۵ مدل‌سازی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس

با توجه به فصل سوم که مدل‌سازی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس به طور مفصل توضیح داده شده است، با استفاده از تحلیل صریح و مدل‌سازی با رویکرد مزو و با استفاده از بتن پلاستیک نیز این نمونه آزمایشگاهی در نرم افزار مدل شده است. آجر مورد استفاده در آزمایشگاه به صورت سوراخ دار است، اما برای مدل‌سازی در نرم افزار آجر را به صورت توپر مدل می‌شود زیرا در صورت ایجاد حفرات، مش بندی باید ریز بوده تا بتواند رفتار قابل قبولی را از نظر دقت در نتایج داشته باشد. افزایش تعداد المان از یک طرف که با زمان آنالیز رابطه خطی دارد و نیز کوچک‌تر شدن اندازه آنها از طرف دیگر که زمان آنالیز را در روش دینامیکی صریح با آن نسبت معکوس دارد، سبب افزایش زمان آنالیز به میزان چند برابر حالت موجود می‌گردد. از آنجا که آنالیز دیوارهای مصالح بنایی حتی با قوی‌ترین سیستم‌های سخت‌افزاری موجود در بازار زمان قابل ملاحظه‌ای را طلب می‌کنند اصرار بر کاهش زمان آنالیز حتی با ساده‌سازی از این قبیل توجیه می‌یابد. البته ساده‌سازی فوق‌الذکر باید آگاهانه بوده و برای هر یک توجیه داشته باشیم. همچنین حدالمقدور، اقداماتی را باید انجام دهیم تا تقریب‌های ناشی از این ساده‌سازی‌ها به حداقل برسد. در این راستا باید تغییرات اندکی در خصوصیات مصالح آجر توپر اعمال گردد تا رفتار آجر تو خالی شبیه‌سازی شود. دو آجر (یکی حفره دار و دیگری توپر) را در نظر گرفته می‌شود که کرنش محوری به میزان $0/001$ در راستای ارتفاع سطح مقطع به آن اعمال شده است، به این ترتیب اگر از

تمرکز تنش در گوشه‌های حفره‌ها صرف نظر کنیم میزان تنش در مصالح این دو آجر باید باهم برابر باشد، به این ترتیب مدول الاستیسیته مصالح آجر باید یکسان باشد اما آجر معادل توپر باید مقاومت یکسانی را با آجر حفره دار نشان دهد. به این ترتیب میزان مقاومت فشاری مصالح آن باید به عدد (سطح افقی آجر توپر به سطح افقی آجر حفره دار) تقسیم گردد. البته مصالح معادل ایده‌آل به هیچ عنوان نمی‌توان جایگزین مصالح اصلی نمود چرا که با فرض تنش برابر نیرو نابرابر شده و برعکس و همچنین ممان اینرسی‌های آجر نیز برابری خود را حفظ نخواهد کرد. البته انتخاب روش مدل‌سازی (پارامتر مورد نظر که بین آجر اصلی و آجر معادل یکسان فرض می‌گردد). همچنین اگر شرایط مسأله طوری باشد که مصالح آجرها بیشتر در فاز الاستیک خطی باشد. بهتر است فرض برابری نیرو را قرار داد و به این ترتیب مدول الاستیسیته آجر توپر معادل را بر عدد (سطح افقی آجر توپر به سطح افقی آجر حفره دار) تقسیم نمود. مشخصات مکانیکی بتن آسیب دیده CDP در جدول ۵-۲ و مشخصات مکانیکی المان سطح تماسی در جدول ۵-۳ نشان داده شده است.

جدول ۵-۲. مشخصات مکانیکی بتن آسیب دیده پلاستیک نمونه مدل سازی فورتادو و همکاران

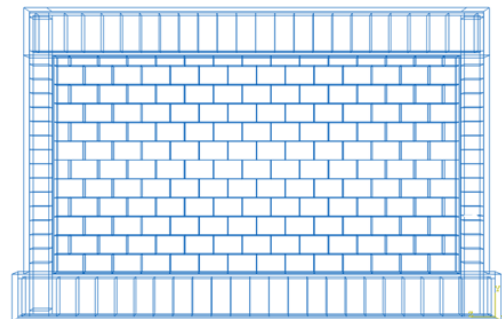
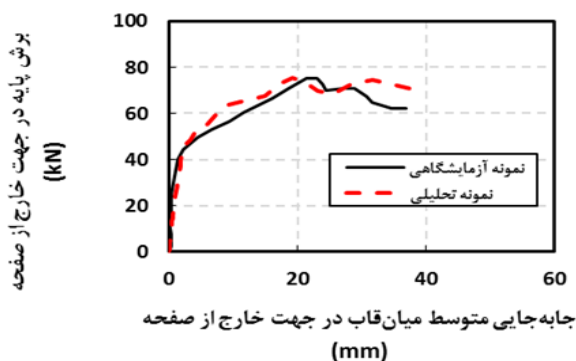
پارامتر ویسکوزیته	K	σ_{b0}/σ_{c0}	خروج از مرکزیت	زاویه اتساع	مصالح	نمونه شاهد
۰/۰۰۱	۰/۶۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۳۰	بتن	نمونه مدل سازی
۰/۰۰۱	۰/۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۱۰	آجر	فورتادو

جدول ۵-۳. مشخصات مکانیکی المان سطح تماسی نمونه مدل سازی فورتادو و همکاران

رفتار کشش-جداشدگی							رفتار نرمال	رفتار مماسی
شروع خرابی				تکامل خرابی			$\mu = \tan\phi$	
G_f^I (N.mm/mm ²)	G_f^{II} (N.mm/mm ²)	$C = 1.4f_t$ (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	K_{nm} (N/mm ³)	K_{ss} (N/mm ³)	K_{tt} (N/mm ³)		
۰/۰۱۲	۰/۰۵	۰/۱۶	۰/۲۴	۱۱۰	۵۰	۵۰	Hard	۰/۷۵

۵-۴-۴ صحت سنجی نمونه مدل سازی در بارگذاری خارج از صفحه

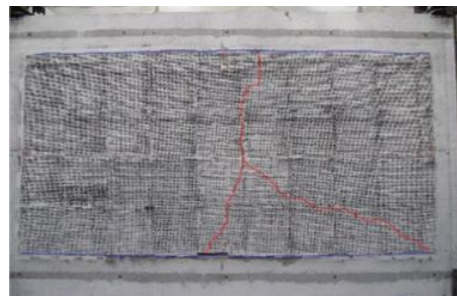
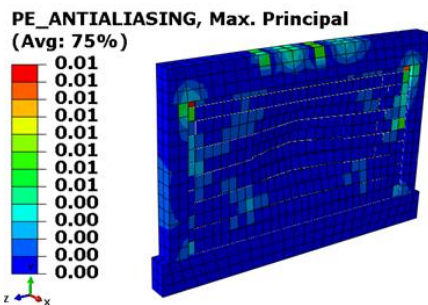
در شکل ۵-۵ الف قاب شاهد آزمایشگاهی با جزئیات غیر لرزه‌ای تحت بار محوری ۳۰۰ کیلو نیوتن در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل سازی شد و با تحلیل دینامیکی صریح تحت بارگذاری یک طرفه با مقدار بار خارج از صفحه تحلیل شده است. شکل ۵-۵ ب سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی فورتادو و همکاران را با اختلاف سطح ۱۱/۹٪ را نشان می‌دهد. در جدول ۴-۵ نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۷۵ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۶/۴۵ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل پذیری ۳/۵۵ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۷۵/۴ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۶/۸۵ کیلو نیوتن بر میلی‌متر، شکل پذیری ۳/۷۱ است. درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر هر کدام به ترتیب برابر با ۰/۵۴٪، ۶/۲٪، ۴/۵٪ است. در نمونه شاهد قاب میان‌پر مصالح بنایی آزمایشگاهی آسیب‌هایی از جمله ترک‌های افقی، قائم و مورب در محل درزهای ملات و در نقاط مختلف میان‌قاب از جمله مرکز میان‌قاب ایجاد شدند، که عملکرد قوسی دو طرفه در میان‌قاب اتفاق افتاده است. با توجه به شکل ۵-۶ الف خرابی در نمونه شاهد قاب میان‌پر که در آزمایشگاه مشاهده شده است. شکل ۵-۶ ب تغییر شکل‌های پلاستیک ترک‌های مرزی و خردشدگی گوشه و وسط میان‌قاب مصالح بنایی در نمونه تحلیلی است. در شکل ۵-۶ پ-ت-ج به ترتیب تنش ون میسر، خرابی در فشار، خرابی در کشش در نمونه تحلیلی قابل مشاهده است.



ب. نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه تحلیلی با نمونه شاهد آزمایشگاهی

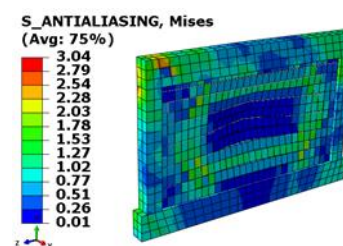
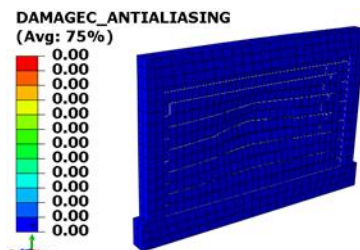
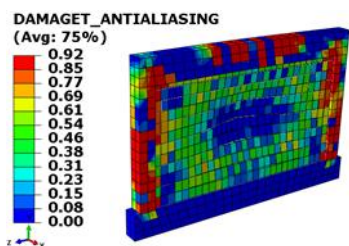
الف. مدل سازی نمونه شاهد قاب میان‌پر در جهت خارج از صفحه

شکل ۵-۵. صحت سنجی قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای با بارگذاری خارج از صفحه در جابه‌جایی نسبی ۰/۸۵٪



ب. تغییر شکل‌های پلاستیک

الف. خرابی آزمایشگاهی [۱۳]



ج. خرابی در کشش

ت. خرابی در فشار

پ. تنش ون میسر

شکل ۵-۶. خرابی و تغییر شکل‌های نمونه قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای در جابجایی نسبی ۰/۸۵٪

جدول ۴-۵. مقایسه نمونه شاهد آزمایشگاهی با نمونه تحلیلی برای صحت سنجی

نوع نمونه	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل‌پذیری	سطح زیر نمودار (mm)	% اختلاف سطح زیر دو نمودار
آزمایشگاهی	۷۵	۶/۴۵	۳/۵۵	۲۲۸۱/۴۴	٪۱۱/۹
تحلیلی	۷۵/۴	۶/۸۵	۳/۷۱	۲۵۵۴/۵	

۵-۵ بررسی پارامترهای مؤثر در رفتار خارج از صفحه میان‌قاب مصالح بنایی

برای بررسی عددی رفتار خارج از صفحه نمونه قاب‌های میان‌پر مصالح بنایی یک طبقه و یک دهانه

ابتدا چند پارامتر را مورد مطالعه قرار گرفته است، که به ترتیب عبارتند از:

(۱) شرایط تکیه‌گاهی تیرها بر روی مقاومت خارج از صفحه چه مقدار تأثیر دارد.

(۲) چه سطحی از میان‌قاب مصالح بنایی نیروی خارج از صفحه وارد شود.

۳) چه نقطه‌ای از میان قاب را به عنوان جابه‌جایی در جهت خارج از صفحه در نظر گرفته شود.

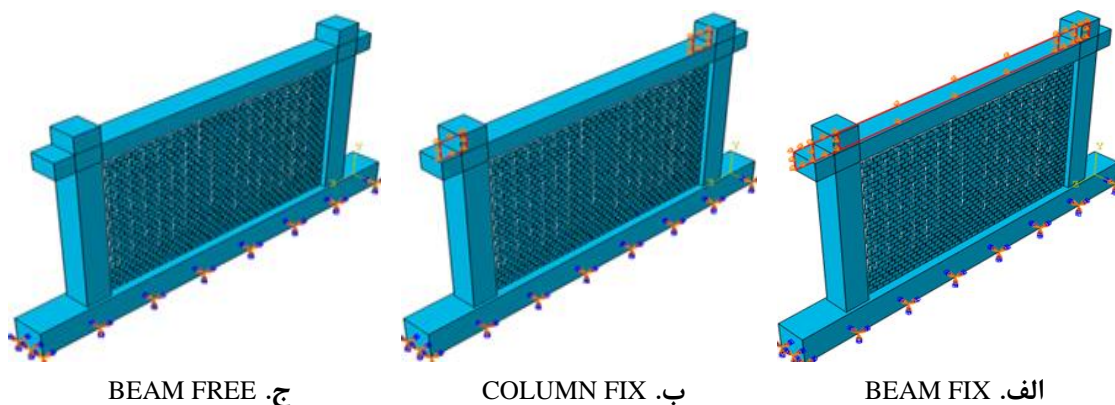
۵-۵-۱ شرایط تکیه‌گاهی تیرها بر روی مقاومت خارج از صفحه

در ساختمان‌های بتن مسلح که دارای میان‌قاب مصالح بنایی است، حرکت قاب بتن مسلح در جهت خارج از صفحه بوسیله دال محدود می‌شود تا دیافگرام اصلی سازه حفظ شود. در این بخش در سه حالت تکیه‌گاهی قاب بتن مسلح مورد بررسی قرار می‌گیرد، شکل ۵-۷:

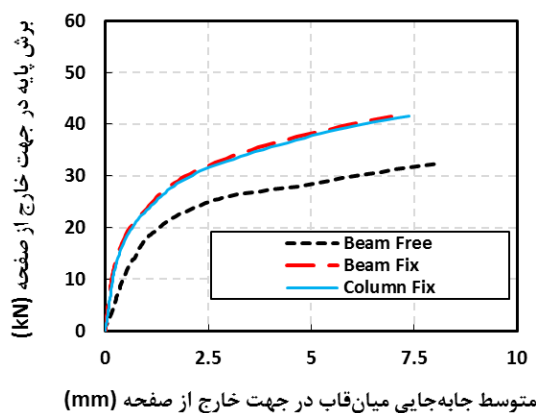
۱) حرکت تیر بتن مسلح در جهت خارج از صفحه به طور کامل بسته شده است. (Beam Fix)

۲) در محل ستون‌ها حرکت تیر در جهت خارج از صفحه بسته شده است. (Column Fix)

۳) حرکت تیر در جهت خارج از صفحه کاملاً آزاد است. (Beam Free)



شکل ۵-۷. شرایط تکیه‌گاهی قاب میان‌پر مصالح بنایی در بارگذاری خارج از صفحه

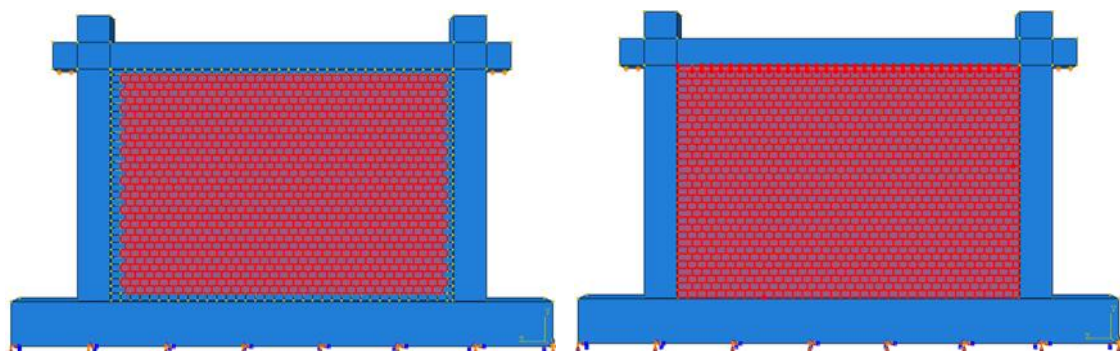


شکل ۵-۸. تأثیر شرایط تکیه‌گاهی تیر در بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب مصالح بنایی

نتایج تحلیل سه حالت تکیه‌گاهی در شکل ۵-۸ نشان داده شده است، در حالت اول کل تیر در جهت خارج از صفحه بسته شده است و در حالت دوم ناحیه اتصال تیر به ستون در جهت خارج از صفحه بسته شده است تفاوتی چندانی با حالت اول ندارد، اما در حالت سوم که تیر در جهت خارج از صفحه تکیه‌گاهی ندارد، از سختی و مقاومت آن کاسته می‌شود لذا شرایط تکیه‌گاهی تیرها در بارگذاری خارج از صفحه باید در مدل‌سازی در نرم افزار منظور شوند. در مدل‌سازی حرکت تیر بتن مسلح در جهت خارج از صفحه به طور کامل بسته می‌شود تا دیافگرام سازه حفظ شود.

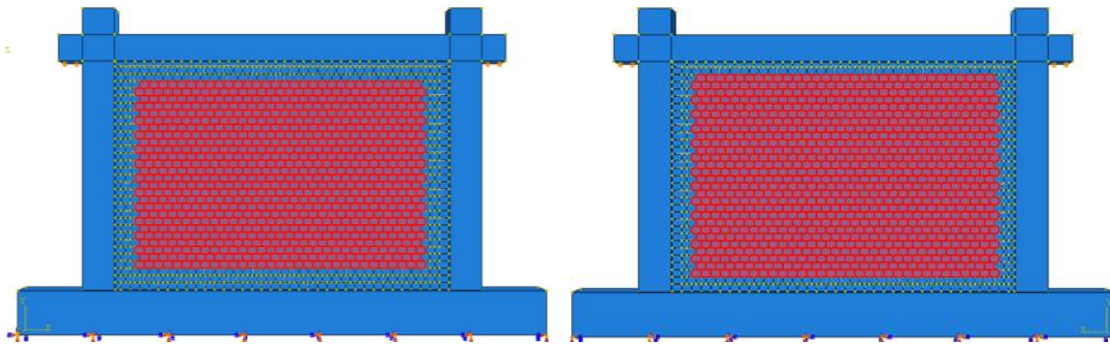
۵-۵-۲ نیروی خارج از صفحه میان قاب مصالح بنایی

همانطور که در ابتدای این فصل ذکر شد نیروی خارج از صفحه به صورت نیرو-کنترل به سطح میان قاب وارد می‌شود و به صورت جابه‌جایی کنترل وارد نمی‌شود و به دلیل اینکه میان قاب مصالح بنایی به قاب اطراف از چهار طرف متصل است و شرایط تکیه‌گاهی به گونه‌ای است انعطاف‌پذیری مدل در این ناحیه بسیار کم است، و ظرفیت خارج از صفحه به درستی برآورد نمی‌شود. در کارهای آزمایشگاهی هم نیروی خارج از صفحه بیشتر در یک سوم میانی سطح میان قاب وارد می‌شود. به همین علت مطابق شکل ۵-۹ در سطح‌های مختلف بررسی می‌شود.



ب. سطح میان قاب با ابعاد (۱۲۳۰ * ۲۰۰۸)

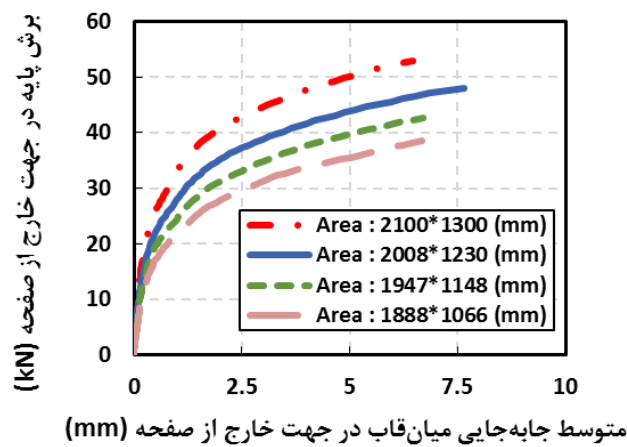
الف. سطح کل میان قاب با ابعاد (۱۳۰۰ * ۲۱۰۰)



ب. سطح میان قاب با ابعاد (۱۸۸۸*۱۰۶۶)

ب. سطح میان قاب با ابعاد (۱۹۴۷*۱۱۴۸)

شکل ۵-۹. سطح‌های مختلف بارگذاری خارج از صفحه در میان قاب مصالح بنایی



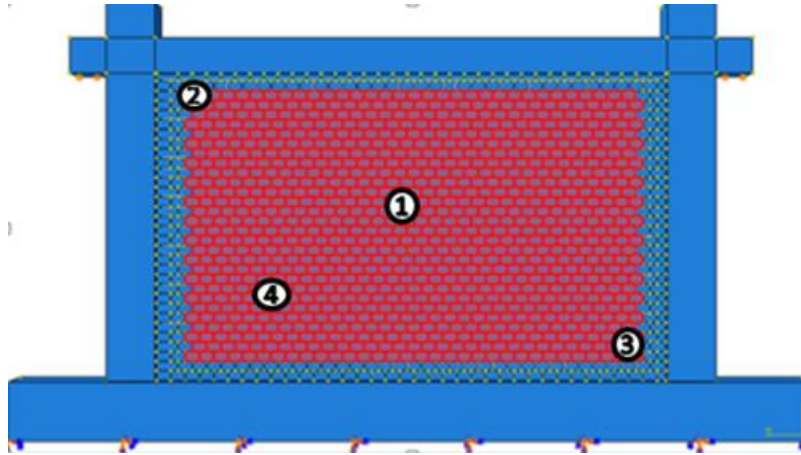
شکل ۵-۱۰. تأثیر سطح میان قاب مصالح بنایی در بارگذاری خارج از صفحه

با توجه به شکل ۵-۱۰ نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی در بارگذاری خارج از صفحه نمونه با سطح (۱۹۴۷*۱۱۴۸) را به عنوان سطح بارگذاری خارج از صفحه در نظر گرفته می‌شود، لازم به ذکر است نیروی بارگذاری به صورت تنش به سطح وارد می‌گردد.

۵-۵-۳ جابه‌جایی خارج از صفحه میان قاب مصالح بنایی

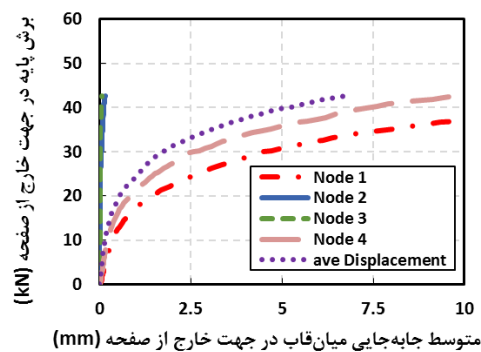
بارگذاری در جهت خارج از صفحه باعث عملکرد قوسی می‌شود که بسته به شرایط تکیه‌گاهی مختلف که میان قاب مصالح بنایی با قاب بتن مسلح دارد، می‌تواند این عملکرد قوسی یک طرفه یا دو طرفه

باشد، به همین دلیل جابه‌جایی میان‌قاب در جهت خارج از صفحه به میزان یکسان نمی‌باشد. مطابق با شکل ۵-۱۱ جابه‌جایی نقاط مختلف میان‌قاب در جهت خارج از صفحه بررسی می‌گردد.



شکل ۵-۱۱. نقاط جابه‌جایی مختلف میان‌قاب در جهت خارج از صفحه

در شکل ۵-۱۲ با مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان نقاط مختلف مشاهده می‌گردد، نقاط کناری شماره دو و سه در سطح میان‌قاب کمترین جابه‌جایی را در جهت خارج از صفحه دارد، همانطور که در شکل ۵-۱۲ مشاهده می‌شود، نقاط دو و سه سختی و مقاومت بالایی دارد و بلعکس آن، نقطه یک که در مرکز میان‌قاب قرار دارد، سختی و مقاومت کمتری دارد و بیشترین جابه‌جایی را در جهت خارج از صفحه تجربه کرده است. به علت اینکه این نقاط تنها جابه‌جایی یک نقطه را نشان می‌دهد بهتر است میانگین این نقاط را به عنوان جابه‌جایی در جهت خارج از صفحه در نظر گرفت که سختی و مقاومت متوسطی در جهت خارج از صفحه دارد.



شکل ۵-۱۲. تأثیر نقاط مختلف میان‌قاب در جهت جابه‌جایی خارج از صفحه

۵-۶ محاسبه بار خارج از صفحه

در این پژوهش نیروی خارج از صفحه به صورت وزن واحد سطح دیوار مطابق رابطه (۵-۵) در سطح شتاب‌های مختلف بررسی می‌شود، و مقدار نیروی خارج از صفحه در سطح شتاب‌های مختلف در جدول ۵-۵ نشان داده شده است:

$$w = \rho g * t$$

$$w = 185 \times 10^{-7} \left(\frac{N}{mm^3} \right) * 106 (mm) = 0.00196 \cong 0.002g \left(\frac{N}{mm^2} \right) \quad (5-5)$$

ρ : چگالی مصالح بنایی (بر حسب $\frac{N}{mm^3}$ است).

g : شتاب گرانشی زمین (بر حسب $\frac{mm}{s^2}$ $g = 9810$)

t : ضخامت میان قاب مصالح بنایی (بر حسب mm است).

جدول ۵-۵. مقدار بار خارج از صفحه در سطح شتاب‌های مختلف

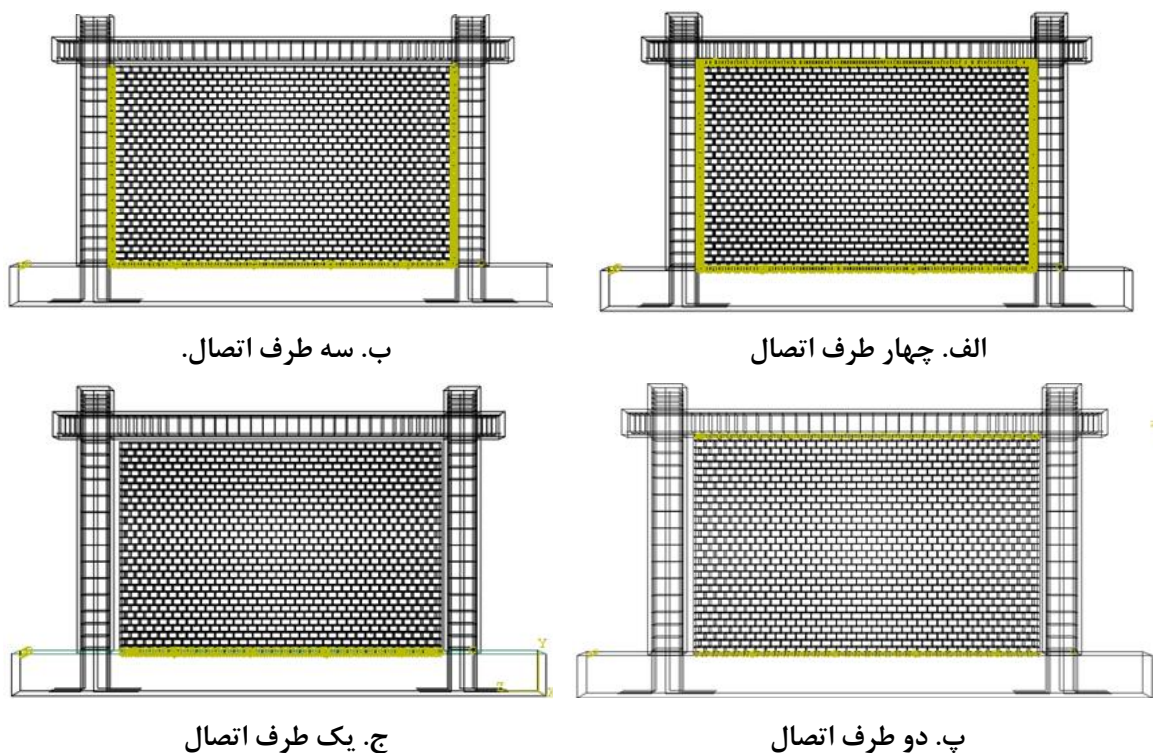
بارگذاری در سطح‌های مختلف شتاب	مقدار بار خارج از صفحه بر سطح (N/mm^2)
۱g	۰/۰۰۲
۲g	۰/۰۰۴
۴g	۰/۰۰۸
۶g	۰/۰۱۲
۸g	۰/۰۱۶
۱۰g	۰/۰۲

۵-۷ شرایط مرزی اتصال قاب به میان قاب مصالح بنایی

در فصل دو بیان شد که اگر میان قاب مصالح بنایی از چهار طرف به قاب اطراف اتصال داشته باشد، عملکرد قوسی دو جهته اتفاق می‌افتد و اگر فقط از دو طرف (بالا و پایین میان قاب مصالح بنایی)، یا از سه طرف (پایین و دو طرف قائم) اتصال داشته باشد، عملکرد قوسی یک جهته اتفاق خواهد افتاد. در

این فصل قاب میان‌پر مصالح بنایی با چهار اتصال متفاوت با قاب اطراف مطابق با شکل ۱۳-۵ در بارگذاری خارج از صفحه بررسی گردید:

- (۱) قاب به میان‌قاب مصالح بنایی در چهار طرف اتصال دارد، شکل ۱۳-۵ الف.
- (۲) قاب به میان‌قاب مصالح بنایی در سه طرف اتصال دارد، شکل ۱۳-۵ ب.
- (۳) قاب به میان‌قاب مصالح بنایی در دو طرف اتصال دارد، شکل ۱۳-۵ پ.
- (۴) قاب به میان‌قاب مصالح بنایی در یک طرف اتصال دارد، شکل ۱۳-۵ ج.



شکل ۱۳-۵. شمای اتصال مختلف میان‌قاب به قاب بتن مسلح.

۵-۸ الگوهای مختلف بارگذاری جهت بررسی اندرکنش رفتار داخل و خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی

در این بخش قاب‌های میان‌پر مصالح بنایی را که در بخش ۵-۷ در اتصالات مختلف معرفی گردید، در سه سطح بارگذاری با تحلیل استاتیکی غیر خطی بررسی شد:

- (۱) بارگذاری در خارج از صفحه

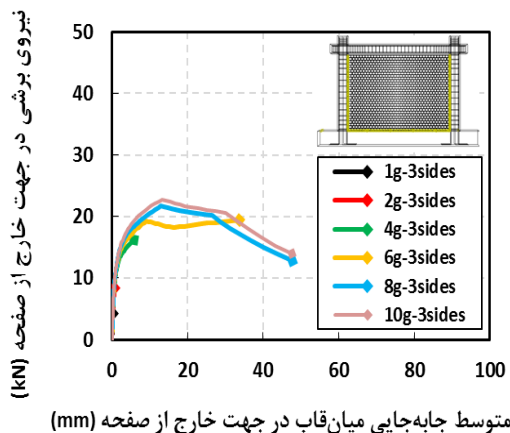
۲) بارگذاری خارج از صفحه بعد از بارگذاری در داخل صفحه

۳) بارگذاری داخل صفحه بعد از بارگذاری در خارج از صفحه

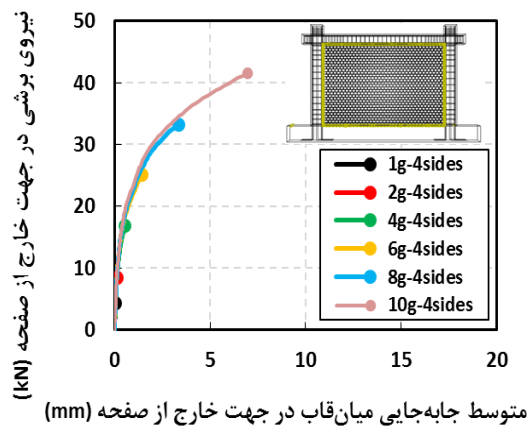
۵-۸-۱ بارگذاری خارج از صفحه میان قاب مصالح بنایی

چهار نوع اتصال داریم که در جهت خارج از صفحه در سطح شتاب‌های مختلف که در بخش ۵-۷ شرح

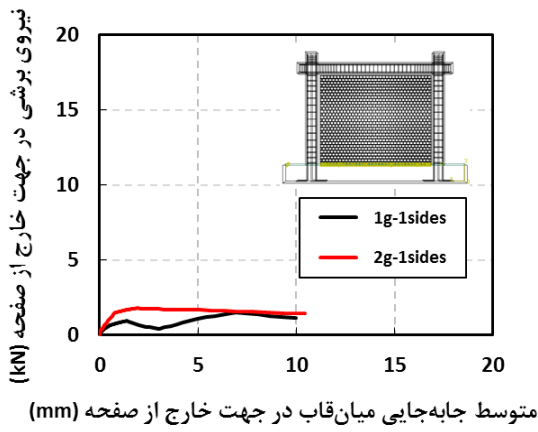
داده شد مورد بررسی قرار می‌گیرد:



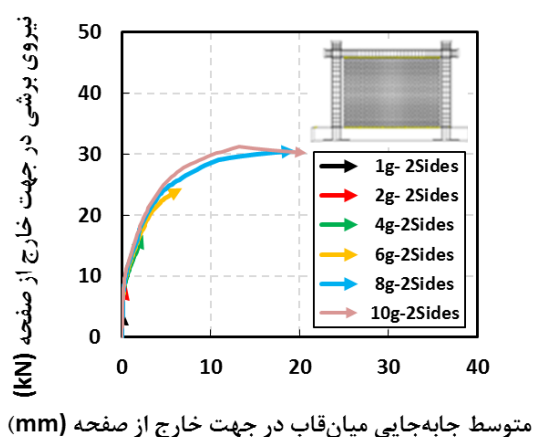
ب. اتصال در سه طرف



الف. اتصال در چهار طرف



ت. اتصال در یک طرف



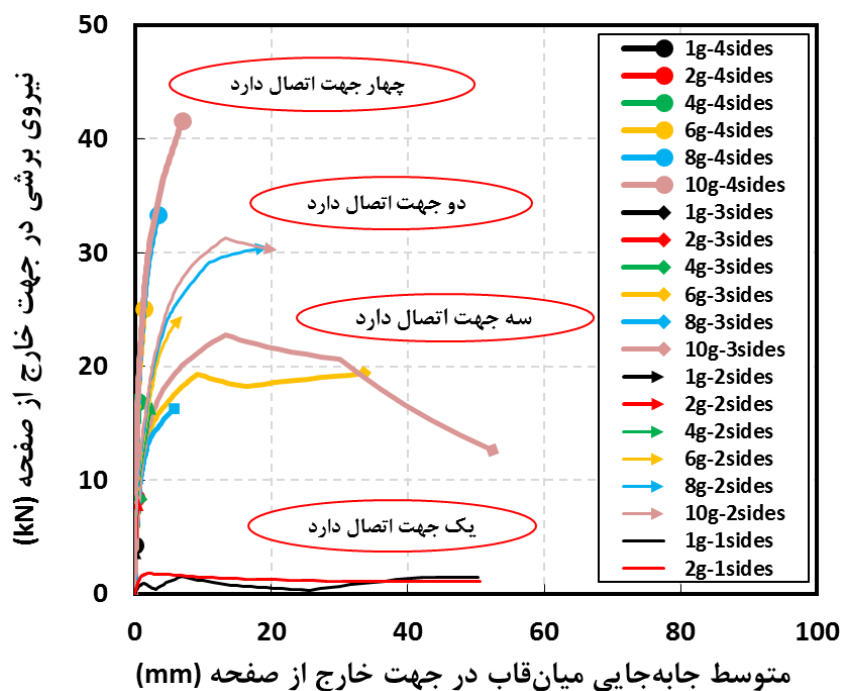
پ. اتصال در دو طرف

شکل ۵-۱۴. بارگذاری در جهت خارج از صفحه تنها در سطح شتاب‌های مختلف و اتصالات مختلف قاب میان مصالح بنایی

شکل ۵-۱۴ بارگذاری در جهت خارج از صفحه در سطح شتاب‌های مختلف از ۱ تا ۱۰ برابر شتاب

گران‌ش سطح زمین را در اتصالات مختلف را نشان می‌دهد.

علاوه بر آن به صورت کلی مقایسه‌ای بین نمونه‌های تحلیلی که در شکل ۵-۱۵ نشان داده شده است، هرچه میان قاب مصالح بنایی از اطراف به قاب بتن مسلح اتصال داشته باشد، مقاومت و سختی مؤثر بالاتری نیز دارد، به طوری که در نمونه‌ای که از چهار طرف میان قاب مصالح بنایی با قاب اطراف اتصال دارد مقاومت، سختی مؤثر و شکل پذیری آن از دیگر نمونه‌های تحلیلی در سطح‌های مختلف شتاب بیشتر است. بعد از آن نمونه‌هایی که از بالا و پایین به قاب بتن مسلح اتصال دارد در جهت خارج از صفحه بیشترین مقاومت، سختی و شکل پذیری را دارد اما اگر بالای میان قاب اتصال نداشته باشد و در کناره و پایین آن نیز اتصال داشته باشد، مقاومت و سختی افت قابل توجهی را نشان می‌دهد. میان قاب اگر در یک جهت فقط اتصال داشته باشد، با سطح شتاب ۱g مقاومت و سختی مؤثر خود را از دست داده و فرو می‌ریزد.



شکل ۵-۱۵ مقایسه نمودارهای نیرو-تغییر مکان با اتصال‌های مختلف قاب به میان قاب مصالح بنایی

همانطور که در شکل ۵-۱۵ مشاهده می‌گردد، تغییر سختی فقط در شتاب‌های بسیار بالا اتفاق می‌افتد. دلیل این امر ناشی از این مسئله است که در شتاب‌های کوچک تغییر مکان میان قاب در جهت

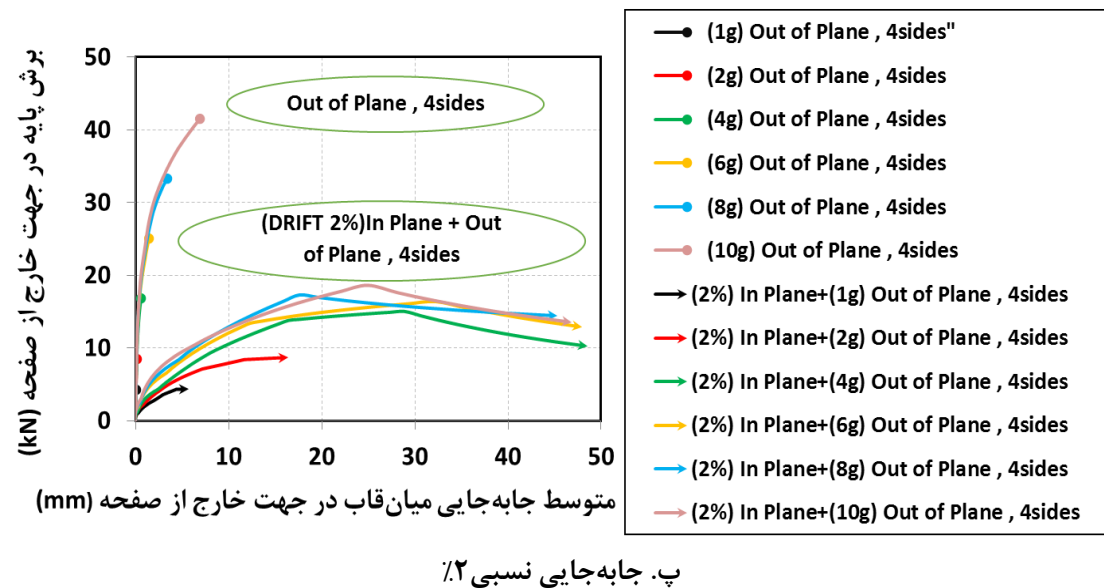
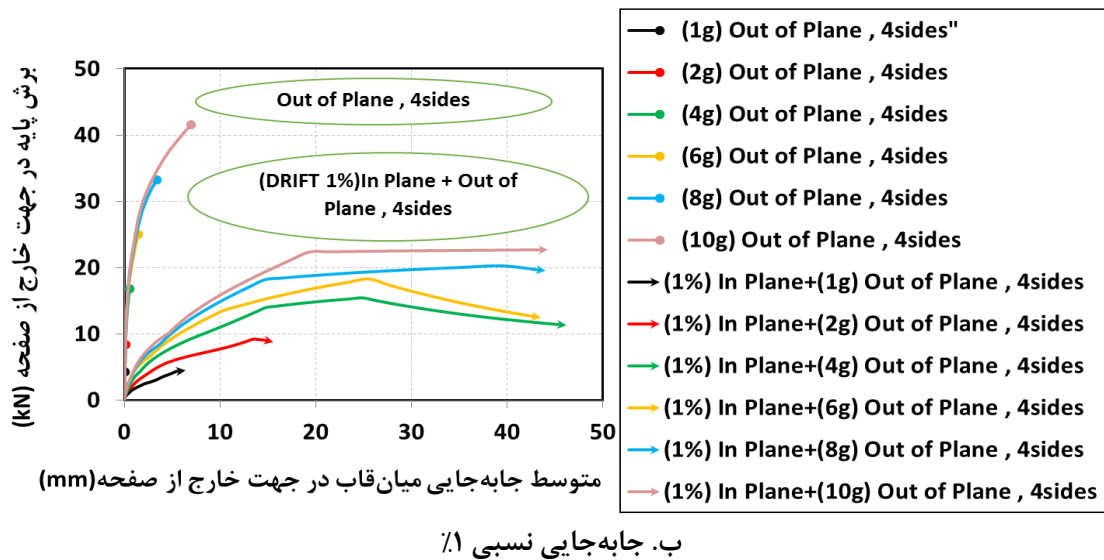
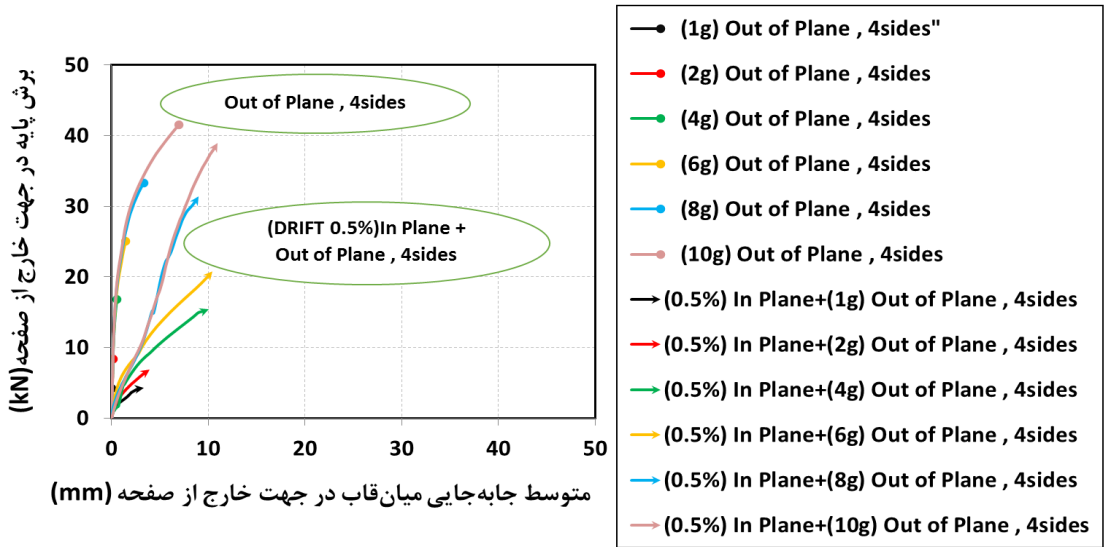
خارج از صفحه بسیار کوچک است، در واقع می‌توان گفت میان‌قاب که در تماس کامل با قاب پیرامون خود است به علت کنش قوسی دو طرفه در جهت خارج از صفحه خود بسیار پایدار می‌باشد.

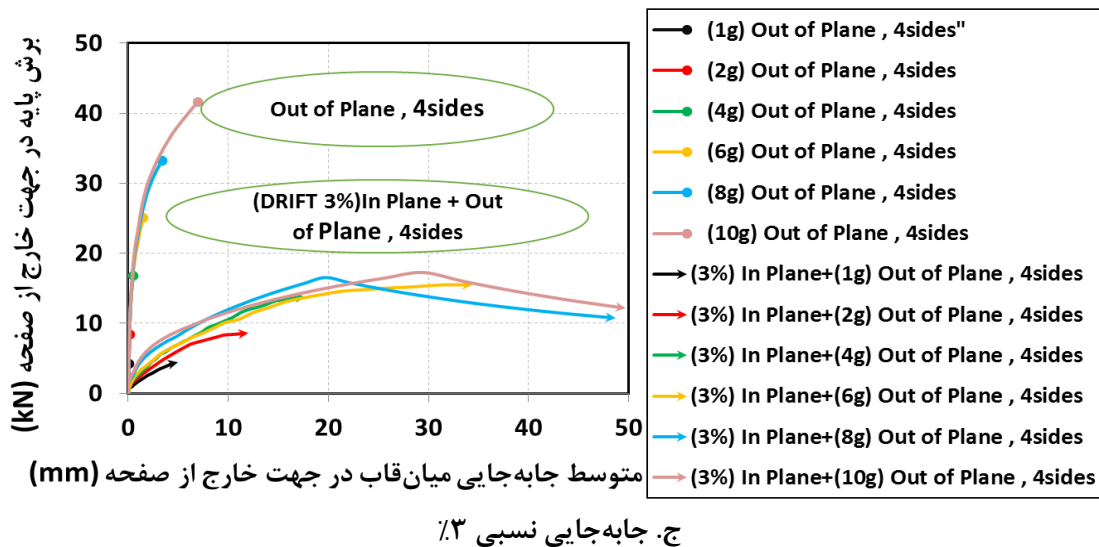
۵-۸-۲ بارگذاری خارج از صفحه بعد از بارگذاری داخل صفحه میان‌قاب مصالح بنایی

طی رخداد زلزله میان‌قاب همزمان در جهت داخل و خارج از صفحه تحت اثر نیرو قرار می‌گیرد، لذا بررسی مقاومت خارج از صفحه بدون در نظر گرفتن آسیب و ترک‌خوردگی در اثر جابه‌جایی داخل صفحه میان‌قاب ممکن است منجر به نتایج غیر منطقی و تخمین بالای مقاومت و سختی خارج از صفحه میان‌قاب مصالح شود. در این بخش برای بررسی اثرات آسیب دیدگی میان‌قاب در اثر جابه‌جایی داخل صفحه در ظرفیت خارج از صفحه، چهار سطح جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪، ۱٪، ۲٪ و ۳٪ بر روی سازه در نظر گرفته می‌شود. ابتدا قاب بتن مسلح دارای میان‌قاب مصالح بنایی در جهت داخل صفحه پوش داده می‌شود و سپس بارگذاری در جهت خارج از صفحه در سطح شتاب‌های مختلف ۱ تا ۱۰ برابر گرانش سطح زمین با تحلیل استاتیکی غیر خطی روی میان‌قاب‌های مصالح بنایی انجام شده است. پس از تحلیل نمونه مورد نظر با نمونه‌ای که تنها بارگذاری خارج از صفحه دارد، مقایسه می‌شود.

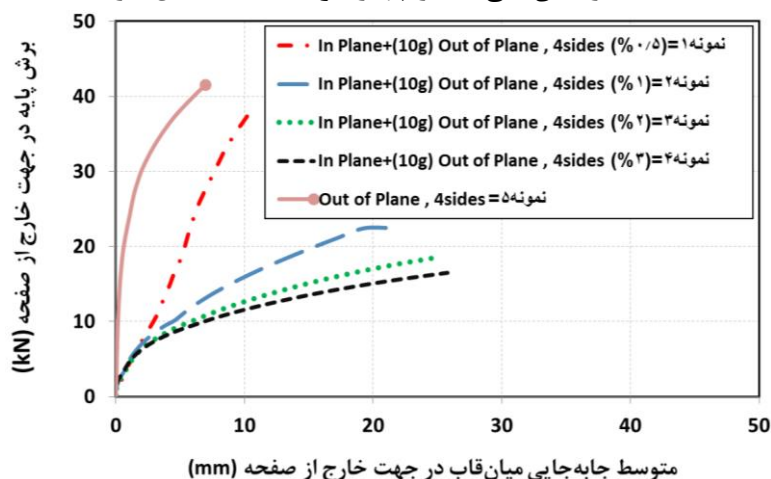
۵-۸-۲-۱ بررسی میان‌قاب مصالح بنایی با اتصال کامل از چهار طرف با قاب بتن مسلح

همانطور که از شکل ۵-۱۶ در نمونه‌های که قاب میان‌پر مصالح بنایی که در چهار طرف با قاب بتن مسلح اتصال دارد، زمانی که ابتدا بارگذاری داخل صفحه و بعد بارگذاری خارج از صفحه در نمونه صورت می‌گیرد. سختی و مقاومت افت قابل توجهی دارد. حتی آسیب دیدگی‌ها در داخل صفحه با کاهش مقاومت و سختی ارتباط مستقیمی دارد. به طوری که مشاهده می‌شود هرچه جابه‌جایی نسبی در داخل صفحه افزایش پیدا کند، ظرفیت میان‌قاب مصالح بنایی در خارج از صفحه کاهش پیدا می‌کند.





شکل ۵-۱۶. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی مختلف در بارگذاری خارج از صفحه در میان‌قاب‌هایی که در چهار طرف با قاب اتصال دارد.

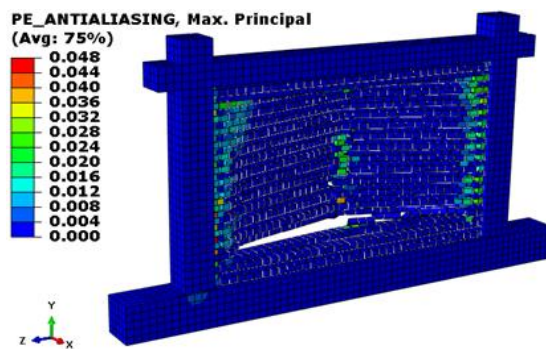


شکل ۵-۱۷. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه با سطح شتاب (۱۰g) میان‌قاب مصالح بنایی

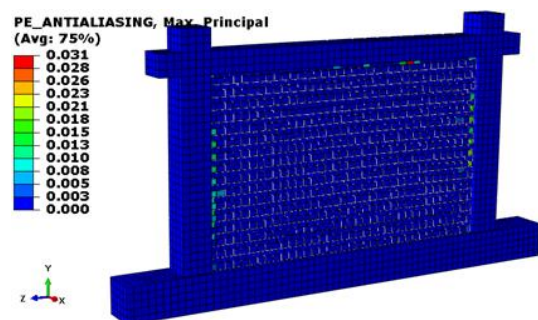
جدول ۵-۶. نتایج دو خطی نمونه‌هایی دارای سطح شتاب (۱۰g) در جابه‌جایی نسبی مختلف

نمونه قاب میان‌پر دارای چهار جهت اتصال	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)
خارج از صفحه (۱۰g)	۴۱/۶	۱۱
داخل صفحه (۰.۵٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۴۱	۴
داخل صفحه (۱٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۲۲/۵	۱/۷۵
داخل صفحه (۲٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۸/۵	۱/۱۵
داخل صفحه (۳٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۶/۵	۱

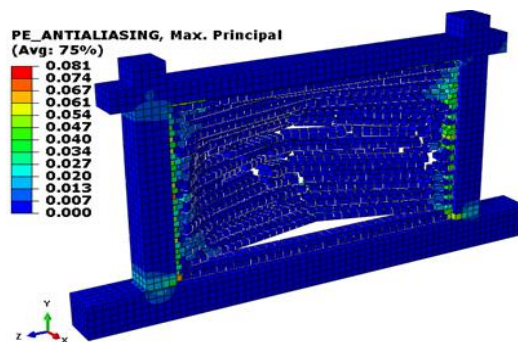
در شکل ۵-۱۷ میان قاب مصالح بنایی که از چهار طرف با قاب بتن مسلح اتصال دارد زمانی که ابتدا نمونه در جهت داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی پوش داده می‌شود و سپس در جهت خارج از صفحه به میزان (۱۰g) برابر شتاب گرانش زمین بارگذاری می‌گردد. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۹٪ و ۶۴٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۱٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۴۶٪ و ۸۶٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۲٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۵۵٪ و ۹۰٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۳٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۶۰٪ و ۹۱٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند، تغییرشکل‌های پلاستیک نمونه‌های مورد نظر در شکل ۵-۱۸ نشان داده شده است.



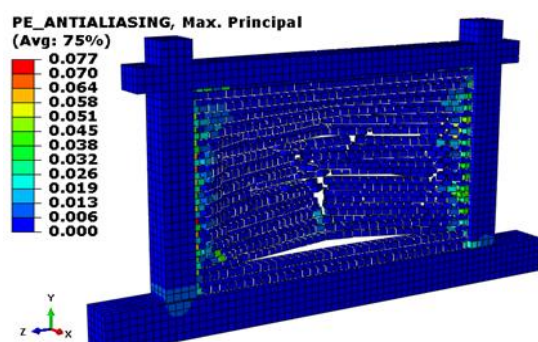
ب. داخل صفحه (۱٪) + خارج از صفحه (۱۰g)



الف. داخل صفحه (۰/۵٪) + خارج از صفحه (۱۰g)



ت. داخل صفحه (۳٪) + خارج از صفحه (۱۰g)



پ. داخل صفحه (۲٪) + خارج از صفحه (۱۰g)

شکل ۵-۱۸. تغییرشکل‌های پلاستیک و آسیب‌های نمونه قاب میان‌پر در چهار طرف اتصال

۵-۸-۲-۲ بررسی میان قاب مصالح بنایی با سه طرف اتصال با قاب بتن مسلح

در بسیاری از میان قاب‌های موجود در ساختمان‌های بتن مسلح موجود به علت نبود کافی فضا و یا سختی اجرایی، ردیف بالایی میان قاب با یک ردیف آجر کامل چیده نمی‌شود و یا با ملات کافی پر نمی‌شود. آندو^۱ و همکاران در سال ۲۰۰۶ [۱۲۰] گزارش نمودند که عدم اتصال کامل میان قاب به تیر بالایی قاب در قاب فولادی باعث کاهش سختی اولیه می‌شود، اما بر روی ظرفیت نهایی تأثیری ندارد. کاهش سختی اولیه قاب میان پر مصالح بنایی به علت عدم تماس کامل قاب به میان قاب در مراحل اولیه بارگذاری و در نتیجه کاهش سهم باربری میان قاب می‌شود. آنها همچنین پیشنهاد دادند با تعبیه یک ورق باربر در گوشه‌ها می‌توان این مشکل را حل نمود. کاریدیس^۲ در سال ۱۹۹۲ [۱۲۱] اثر عدم تماس میان قاب به قاب در قسمت بالایی را قابل ملاحظه می‌داند. نگرو و تیلور^۳ نیز در سال ۱۹۹۶ [۱۲۲] گزارش دادند اگر فاصله میان قاب به قاب در قسمت بالایی کمتر از ۱۰ میلی‌متر باشد اثر این فاصله بر ظرفیت خارج از صفحه میان قاب ناچیز است.

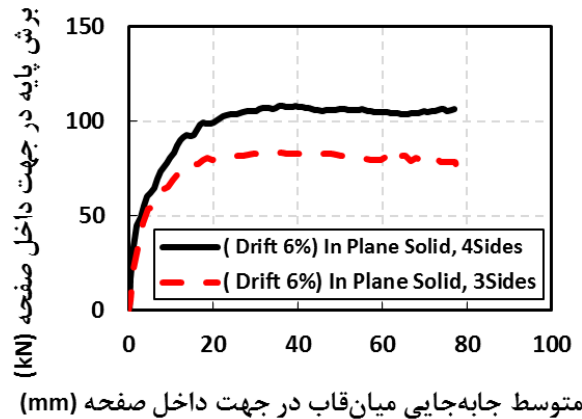
در نمونه‌هایی که قاب میان پر مصالح بنایی که در سه طرف با قاب بتن مسلح اتصال دارد و میان قاب به فاصله یک آجر از بالای تیر قاب بتن مسلح فاصله دارد. ابتدا اثر آن را در داخل صفحه بررسی می‌شود. شکل ۵-۱۹ نشان می‌دهد زمانی که میان قاب در بارگذاری داخل صفحه در سه جهت اتصال دارد، مقاومت نهایی، سختی مؤثر به ترتیب ۱۸٪ و ۳۳٪ نسبت به نمونه دارای چهار جهت اتصال دارد، کاهش می‌یابد. در حالتی که میان قاب از چهار جهت اتصال دارد عمکرد قوسی دو طرفه اتفاق می‌افتد اما زمانی که میان قاب مصالح بنایی از سه طرف با قاب اطراف در ارتباط است در جابه‌جایی‌های زیاد خارج از صفحه به علت افزایش حجم میان قاب در اثر افزایش بارگذاری خارج از صفحه، میان قاب به تیر بالایی می‌چسبد و عمل قوسی دو جهته در آن شکل می‌گیرد. لذا مقاومت خارج از صفحه میان قاب در این

^۱ Andu

^۲ Carydis

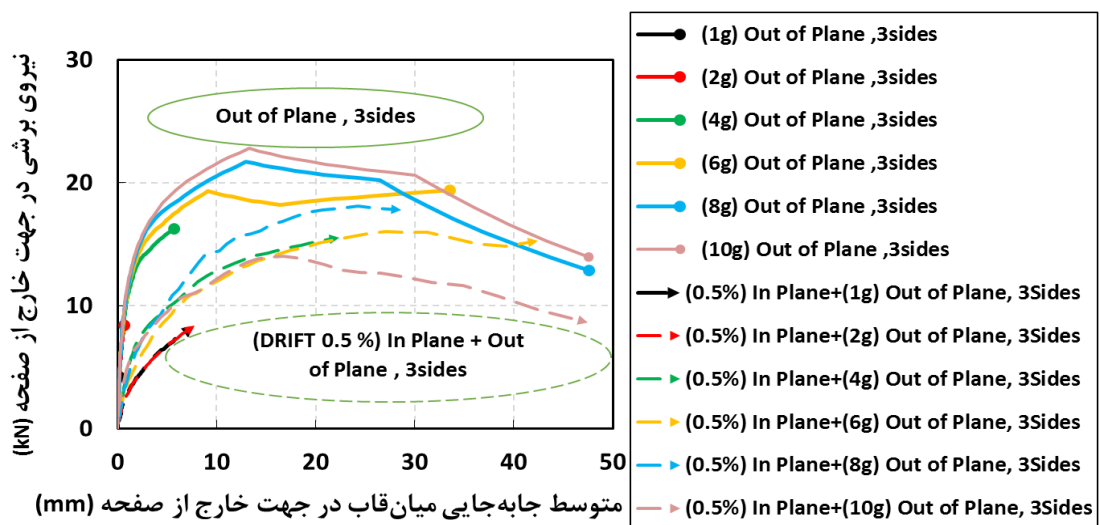
^۳ Negro & Tylor

حالت دچار تغییر زیادی نمی‌شود.

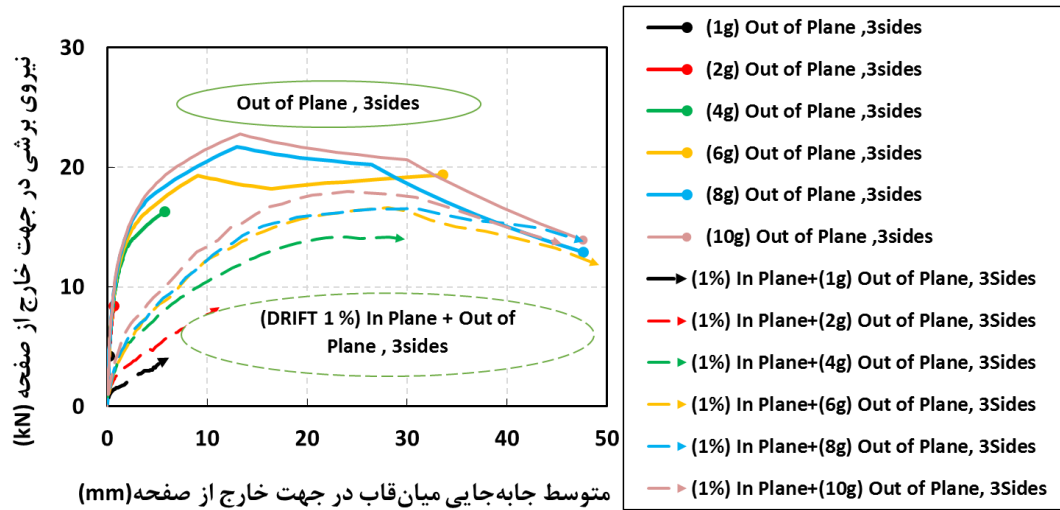


شکل ۵-۱۹. مقایسه منحنی نیرو-تغییر مکان داخل صفحه در قاب سه و چهار طرف اتصال

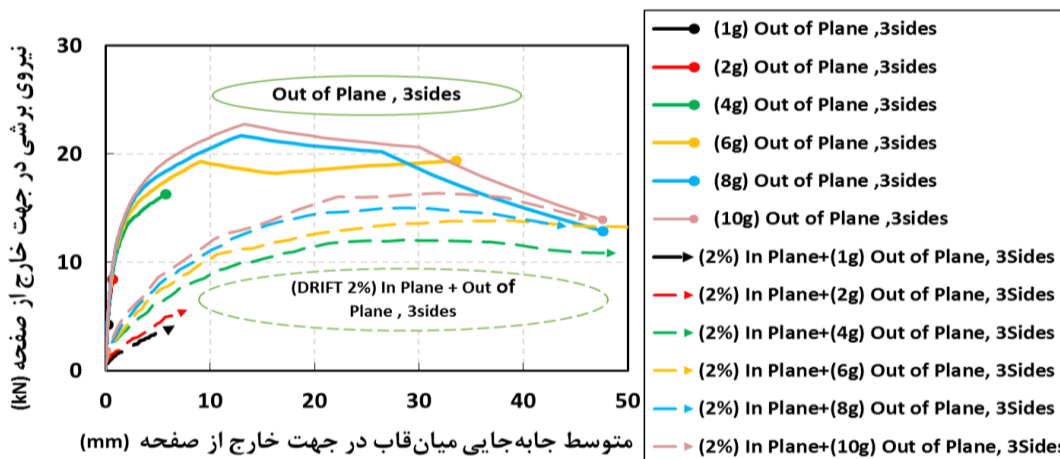
برای بررسی اثرات آسیب دیدگی میان‌قاب در اثر جابه‌جایی داخل صفحه در ظرفیت خارج از صفحه، چهار سطح جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪، ۱٪، ۲٪ و ۳٪ بر روی سازه در نظر گرفته می‌شود. ابتدا قاب بتن مسلح دارای میان‌قاب مصالح بنایی که از سه جهت اتصال دارد در جهت داخل صفحه پوش داده می‌شود، و سپس بارگذاری در جهت خارج از صفحه در سطح شتاب‌های مختلف ۱ تا ۱۰ برابر گرانش سطح زمین با تحلیل استاتیکی غیر خطی روی میان‌قاب‌های مصالح بنایی انجام شده است. پس از تحلیل نمونه مورد نظر با نمونه‌ای که تنها بارگذاری خارج از صفحه دارد مقایسه می‌شود.



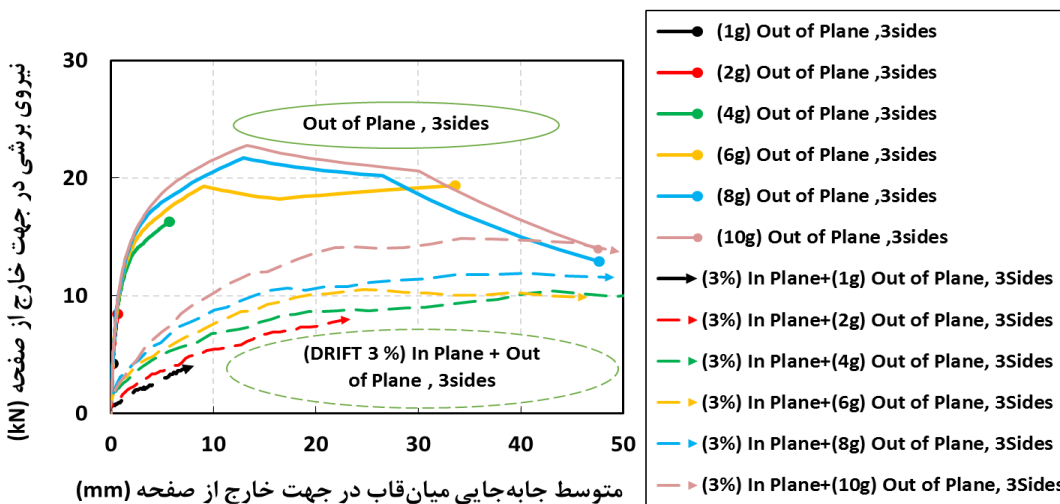
الف. جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪



ب. جابه‌جایی نسبی ۱٪

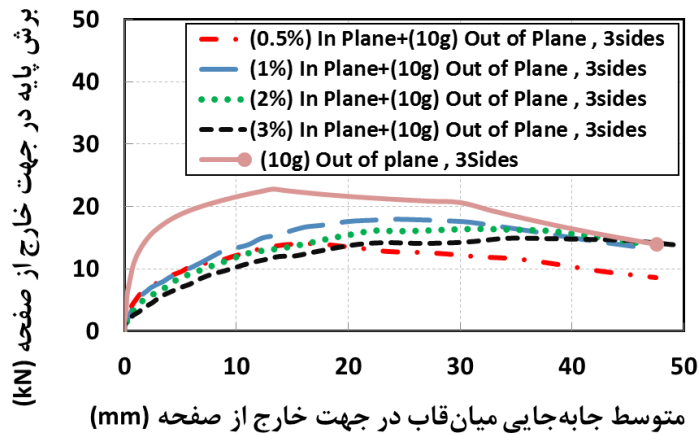


ب. جابه‌جایی نسبی ۲٪



ج. جابه‌جایی نسبی ۳٪

شکل ۵-۲۰. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی مختلف در بارگذاری خارج از صفحه در میان‌قابی که در سه طرف با قاب اتصال دارد.



شکل ۵-۲۱. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه با سطح شتاب (۱۰g) میان‌قاب مصالح بنایی با سه طرف اتصال

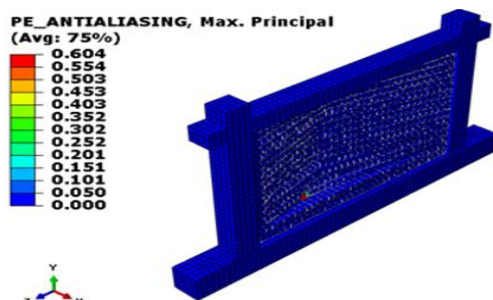
در شکل ۵-۲۱ مشاهده می‌شود در سطح شتاب (۱۰g) در حالتی که جابه‌جایی نسبی داخل صفحه ۰/۵٪ است. نسبت به نمونه‌ای که جابه‌جایی نسبی داخل صفحه ۳٪ است در ابتدا سختی با افت بیشتری مواجه می‌شود. به علت اینکه جابه‌جایی نسبی داخل صفحه ۰/۵٪ باعث پر شدن فضای بین میان‌قاب مصالح بنایی و قاب بتن مسلح نمی‌شود، به همین علت سختی آن از نمونه‌ای که جابه‌جایی نسبی ۳٪ دارد، کمتر است. ولی در حالتی که نمونه دارای جابه‌جایی نسبی داخل صفحه ۳٪ به علت افزایش حجم میان‌قاب مصالح بنایی به قاب پیرامونی خود می‌چسبد، در این حالت سختی نمونه مورد نظر افزایش پیدا می‌کند.

جدول ۵-۷. نتایج دو خطی نمونه‌هایی دارای سطح شتاب (۱۰g) در جابه‌جایی نسبی مختلف

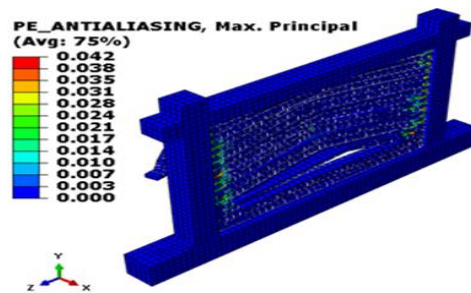
نمونه قاب میان‌پر دارای سه طرف اتصال	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)
خارج از صفحه (۱۰g)	۲۴	۴/۳۶
داخل صفحه (۰/۵٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۴	۱/۴
داخل صفحه (۱٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۸	۱/۲۸
داخل صفحه (۲٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۶	۱/۰۶
داخل صفحه (۳٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۴	۱

در شکل ۵-۲۱ میان قاب مصالح بنایی که از سه طرف با قاب بتن مسلح اتصال دارد، زمانی که ابتدا نمونه در جهت داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی پوش داده می‌شود و سپس در جهت خارج از صفحه به میزان (۱۰g) شتاب گرانش زمین بارگذاری می‌گردد. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۴۲٪ و ۶۸٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۱٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۲۵٪ و ۷۱٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۲٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۳۴٪ و ۷۶٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۳٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۴۲٪ و ۷۷٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند.

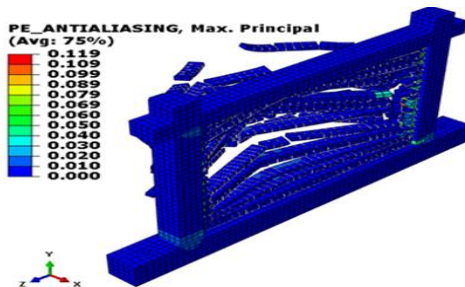
وجود فاصله بین قاب و میان قاب اثر قابل ملاحظه‌ای در رفتار داخل و خارج از صفحه میان قاب دارد. تعیین فاصله بحرانی بین قاب و میان قاب در فاصله‌های بیشتر از آن از اثرات فاصله قاب و میان قاب غیر قابل صرف نظر است، که می‌تواند موضوع مطالعات آتی باشد.



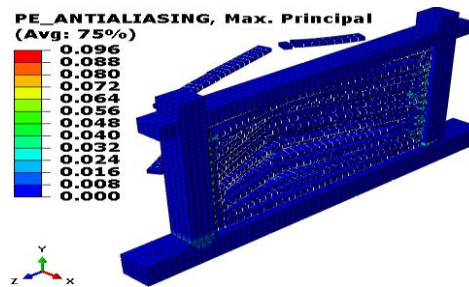
ب. داخل صفحه (۱٪) + خارج از صفحه (۱۰g)



الف. داخل صفحه (۰/۵٪) + خارج از صفحه (۱۰g)



ت. داخل صفحه (۳٪) + خارج از صفحه (۱۰g)

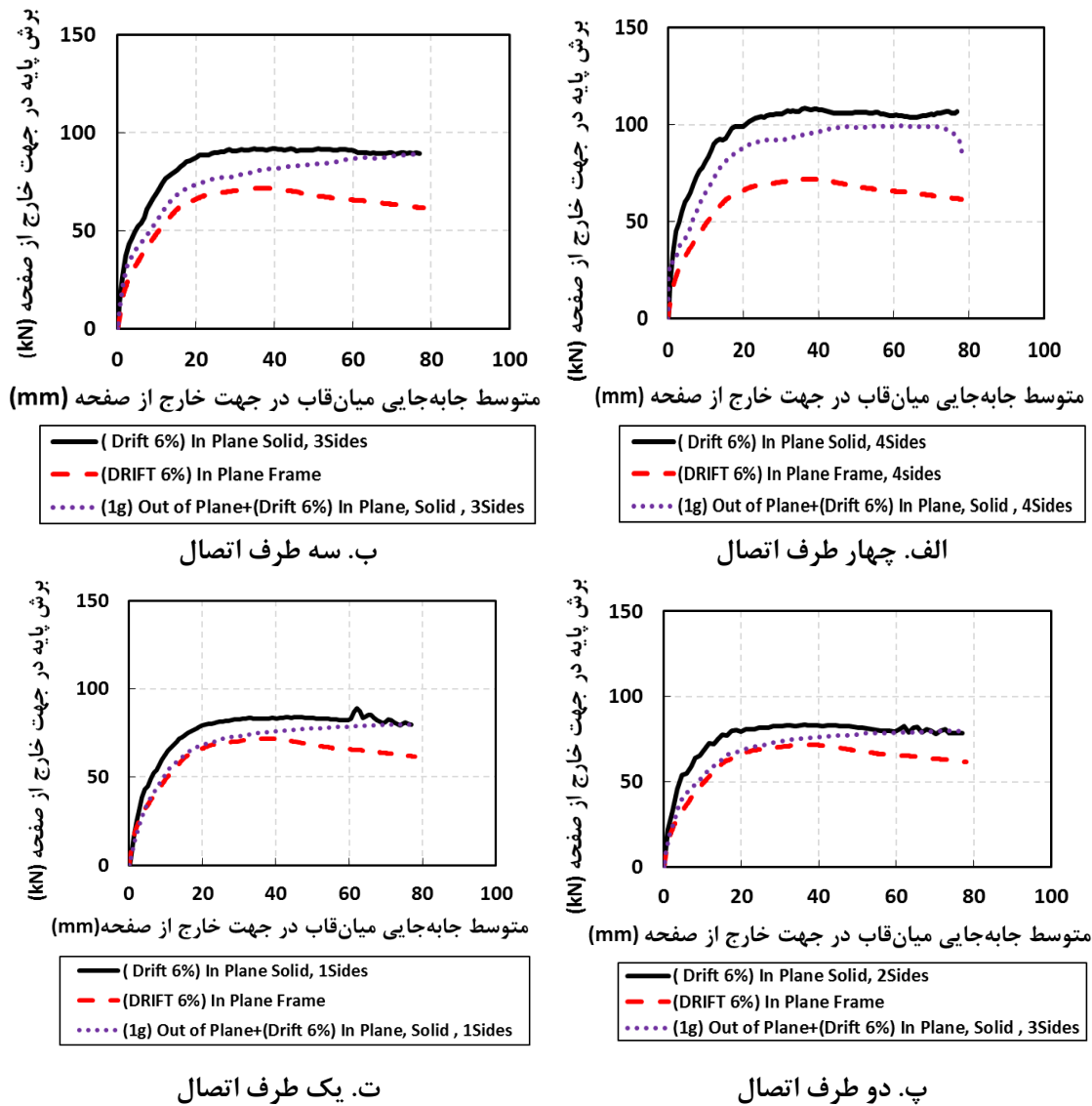


پ. داخل صفحه (۲٪) + خارج از صفحه (۱۰g)

شکل ۵-۲۲. تغییر شکل‌های پلاستیک و آسیب‌های نمونه قاب میان‌پر در سه جهت اتصال در بارگذاری خارج از صفحه

۵-۸-۳ بارگذاری داخل صفحه بعد از بارگذاری خارج از صفحه

در این بخش اثرات آسیب خارج از صفحه در سطح شتاب‌های مختلف در بارگذاری داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی ۶٪ برای اتصال مختلف قاب به میان‌قاب مصالح بنایی مورد تحلیل قرار می‌گیرد. که نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌ها در شکل ۵-۲۳ مشاهده می‌گردد.



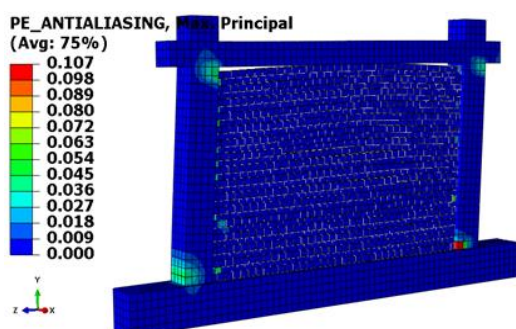
شکل ۵-۲۳. منحنی نیرو-تغییر مکان داخل صفحه برای قاب‌های آسیب دیده در سطح شتاب (1+g) در جهت خارج از صفحه

همانطور که در شکل ۵-۲۳ مشاهده می‌گردد میان‌قاب در جهت خارج از صفحه وارده محدوده غیر خطی می‌شود و زمانی که در خارج از صفحه دچار آسیب می‌شود در داخل صفحه افت شدید مقاومت

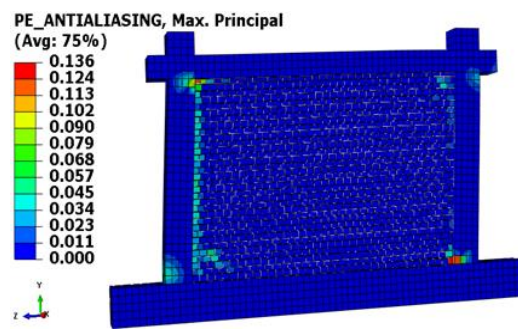
و سختی را تجربه می‌کند، با توجه به نتایج دو خطی نمونه‌ها در جدول ۵-۸ زمانی که قاب میان‌پر مصالح بنایی در چهار طرف اتصال دارد، مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری به ترتیب ۶٪، ۲۵٪، ۲۰٪ نسبت به نمونه‌ای که در خارج از صفحه دچار آسیب نشده است، کاهش می‌یابد. اگر قاب میان‌پر مصالح بنایی از سه طرف اتصال داشته باشد، مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری به ترتیب ۱۳٪، ۳۳٪، ۲۴٪ نسبت به نمونه‌ای که در خارج از صفحه دچار آسیب نشده است، کاهش پیدا می‌کند. اگر قاب میان‌پر مصالح بنایی از دو طرف اتصال داشته باشد، (از بالا و پایین میان‌قاب مصالح بنایی)، مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری به ترتیب ۱۱/۵٪، ۴۰٪، ۳۵٪ نسبت به نمونه‌ای که در جهت خارج از صفحه آسیب ندیده، کاهش پیدا کرده است. تغییر شکل‌های پلاستیک نمونه‌ها در بارگذاری داخل صفحه با تأثیر بارگذاری خارج از صفحه در شکل ۵-۲۴ نشان داده شده است.

جدول ۵-۸. نتایج دو خطی نمونه‌های بارگذاری شده با اتصالات مختلف

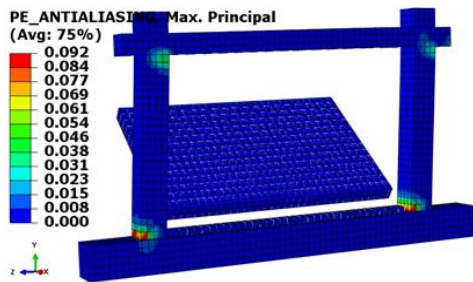
نوع اتصال قاب و میان‌قاب	نوع بارگذاری	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل‌پذیری
چهار طرف اتصال	داخل صفحه (۱/۶)	۱۰۱	۸/۸	۶/۷
	خارج از صفحه (۱g) + داخل صفحه (۱/۶)	۹۵	۶/۵۷	۵/۳۴
سه طرف اتصال	داخل صفحه (۱/۶)	۸۶	۷/۱	۶/۴
	خارج از صفحه (۱g) + داخل صفحه (۱/۶)	۷۴	۴/۷۵	۵
دو طرف اتصال	داخل صفحه (۱/۶)	۸۱	۶/۷۵	۶/۴
	خارج از صفحه (۱g) + داخل صفحه (۱/۶)	۷۰	۴/۶	۵
یک طرف اتصال	داخل صفحه (۱/۶)	۸۰	۶/۱۵	۵/۹۲
	خارج از صفحه (۱g) + داخل صفحه (۱/۶)	۶۹	۴/۳	۴/۷۵



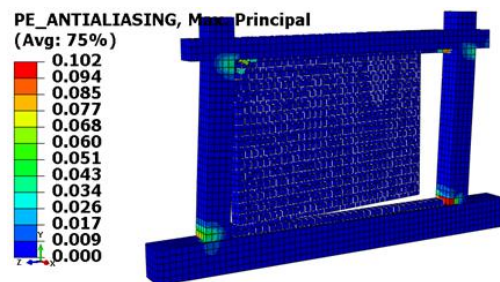
ب. سه طرف اتصال



الف. چهار طرف اتصال



ت. یک طرف اتصال



پ. دو طرف اتصال

شکل ۵-۲۴. تغییر شکل‌های پلاستیک اتصالات مختلف قاب با میان‌قاب مصالح بنایی در بارگذاری داخل صفحه و تأثیر آسیب خارج از صفحه

۵-۹ اثرات اندرکنش رفتار داخل صفحه و خارج از صفحه میان‌قاب در نمونه‌های بازشودار

در این بخش به بررسی اثرات همزمانی نیروهای داخل و خارج از صفحه بر رفتار میان‌قاب‌های دارای بازشو پرداخته می‌شود. در این پژوهش برای بررسی اثرات همزمانی سه نوع بارگذاری با تحلیل استاتیکی غیر خطی در میان‌قاب دارای بازشو مورد بررسی قرار می‌گیرد:

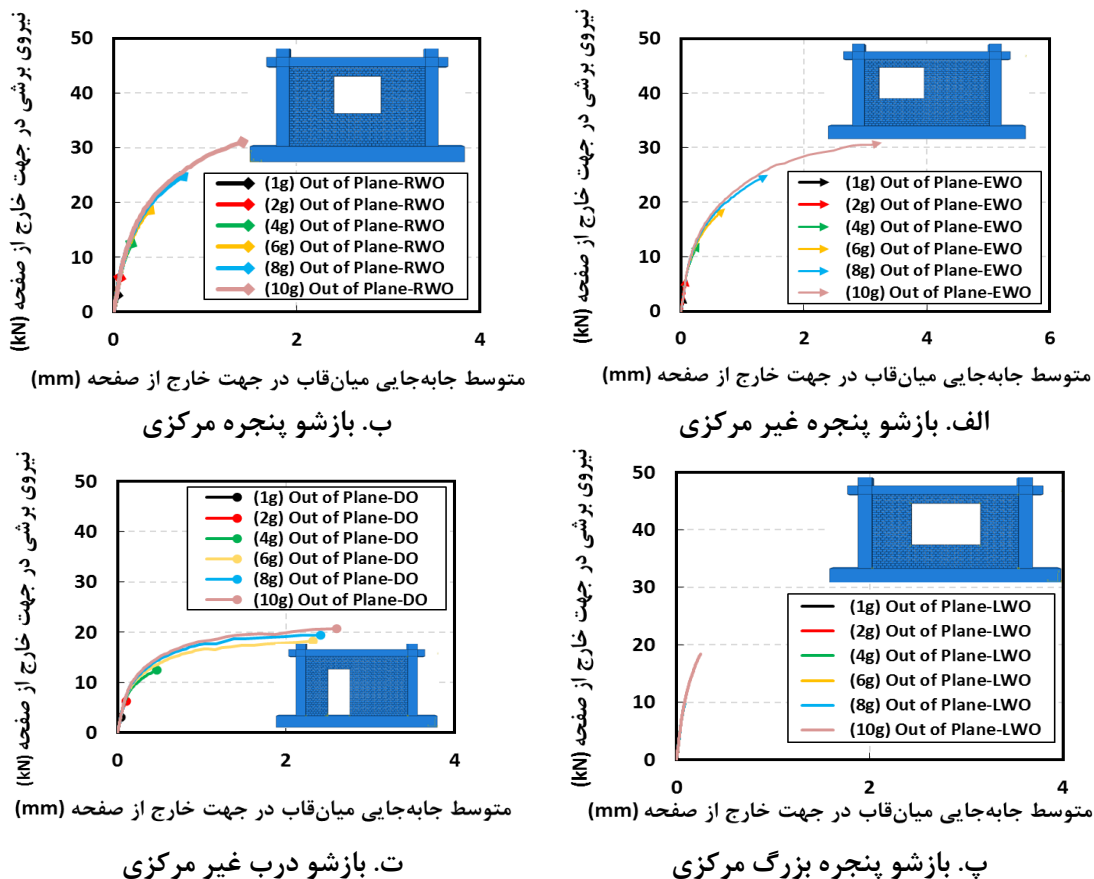
- (۱) بارگذاری در خارج از صفحه
- (۲) بارگذاری خارج از صفحه بعد از بارگذاری داخل صفحه
- (۳) بارگذاری داخل صفحه بعد از بارگذاری خارج از صفحه

همانطور که در فصل دوم ذکر شده است، تحقیقات در زمینه میان‌قاب‌های آجری در رفتار داخل صفحه و یا رفتار خارج از صفحه بدون در نظر گرفتن اندرکنش این نیروها بوده است. محققانی نظیر هاشمی و مسلم، کادیفسکی و مسلم، گوانگ و یون و زمردی اثر اندرکنش نیروهای داخل و خارج از صفحه را قابل ملاحظه دانسته‌اند. اما در مقابل محققانی نظیر الچار، فلاناگان و بنت، اندرکنش نیروهای داخل و خارج از صفحه را در میان‌قابی که در جهت خارج از صفحه در سطوح کم تا متوسط بارگذاری می‌شود ناچیز می‌دانند. از بین محققان مورد اشاره تنها مطالعات فلاناگان و بنت به صورت لرزه‌ای بوده و نمونه‌ها روی میز لرزان مورد آزمایش قرار گرفته‌اند، بقیه مطالعات به صورت استاتیکی انجام گرفته

شد که بعضاً دارای الگوی بارگذاری متفاوتی بوده‌اند و به نظر می‌رسد این همان نکته‌ای است که باعث اختلاف نظر محققان در این زمینه شده است. در حالت واقعی نیروهای داخل و خارج از صفحه همزمان به مقدار ماکزیم خود نمی‌رسد و نسبت این دو نیرو در زمان‌های مختلف متغیر است، لذا الگوهای بارگذاری استاتیکی همزمان منعکس کننده آنچه میان قاب طی یک رخداد زلزله متحمل می‌شوند نیستند، مضاف بر اینکه نحوه بارگذاری خارج از صفحه میان قاب در مراجع مختلف دارای اختلافات زیادی هستند که باعث ایجاد اختلاف در نتایج می‌شوند.

۵-۹-۱ بارگذاری خارج از صفحه

منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه‌های دارای بازشو در شکل ۵-۲۵ نشان داده شده که در جهت خارج از صفحه در تحلیل‌های جداگانه تحت شتاب گرانش زمین از (۱g) تا (۱۰g) بارگذاری شده است.



شکل ۵-۲۵. بارگذاری در جهت خارج از صفحه تنها در سطح شتاب‌های مختلف و اتصالات مختلف قاب میان پر مصالح بنایی

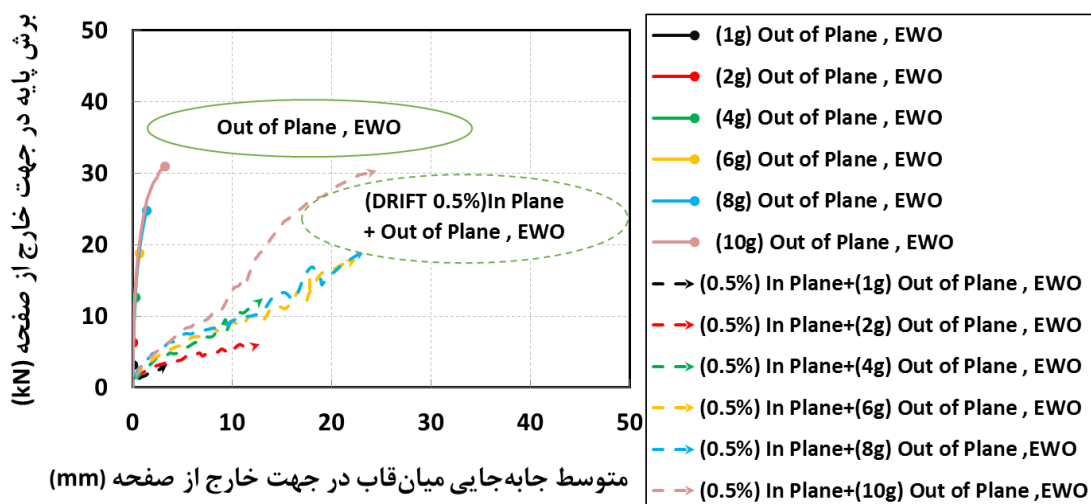
هرچه میزان ابعاد بازشو بزرگتر یا از مرکز دورتر باشد در بارگذاری خارج از صفحه باعث کاهش مقاومت و سختی در نمونه‌های بازشودار می‌گردد، که در شکل ۵-۲۵ نشان داده شده است.

۵-۹-۲ بارگذاری خارج از صفحه بعد از بارگذاری داخل صفحه

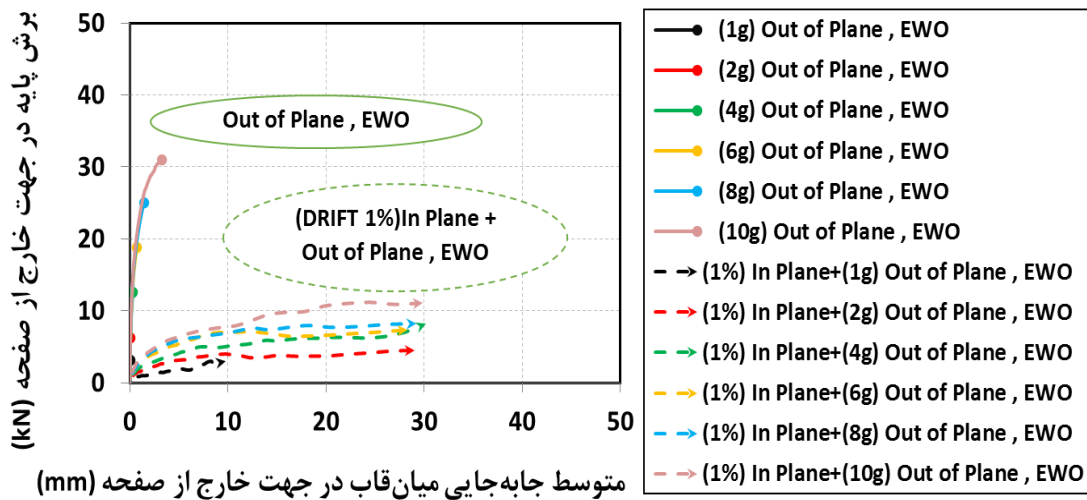
در این بخش ابتدا چهار سطح جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪، ۱٪، ۲٪، ۳٪ بارگذاری داخل صفحه می‌شود، سپس در سطح‌های شتاب مختلف (۱g) تا (۱۰g) بارگذاری در خارج از صفحه می‌شود و میزان افت مقاومت و سختی با ظرفیت بارگذاری خارج از صفحه سنجیده می‌شود.

۵-۹-۲-۱ نمونه میان‌قاب دارای بازشو پنجره غیر مرکزی

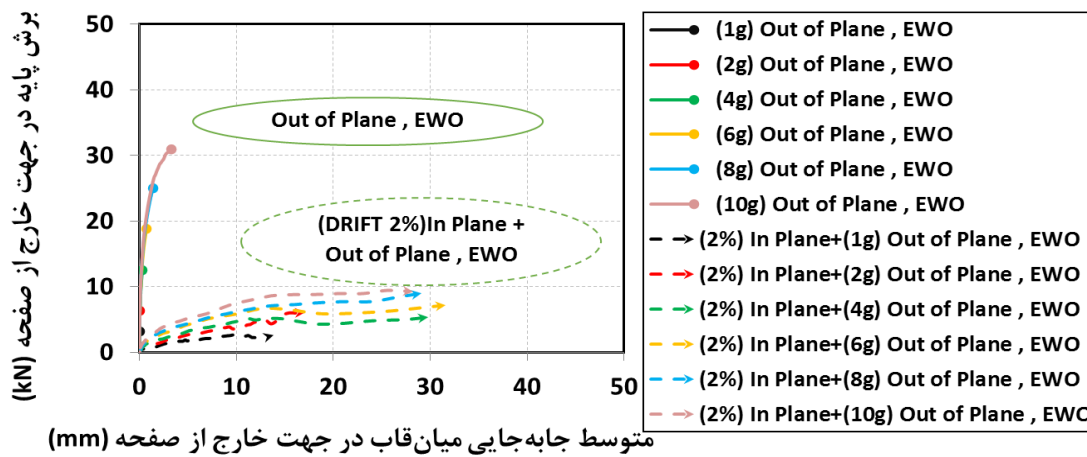
در نمونه‌های دارای بازشو پنجره غیر مرکزی در بارگذاری داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪، ۱٪، ۲٪، ۳٪ و سپس در بارگذاری خارج از صفحه در سطح شتاب‌های مختلف (۱g) تا (۱۰g) افت مقاومت و سختی خیلی زیادی را تجربه کرده است به طوری که در مقایسه با نمونه میان‌قاب این سختی و مقاومت افت بیشتری کرده است.



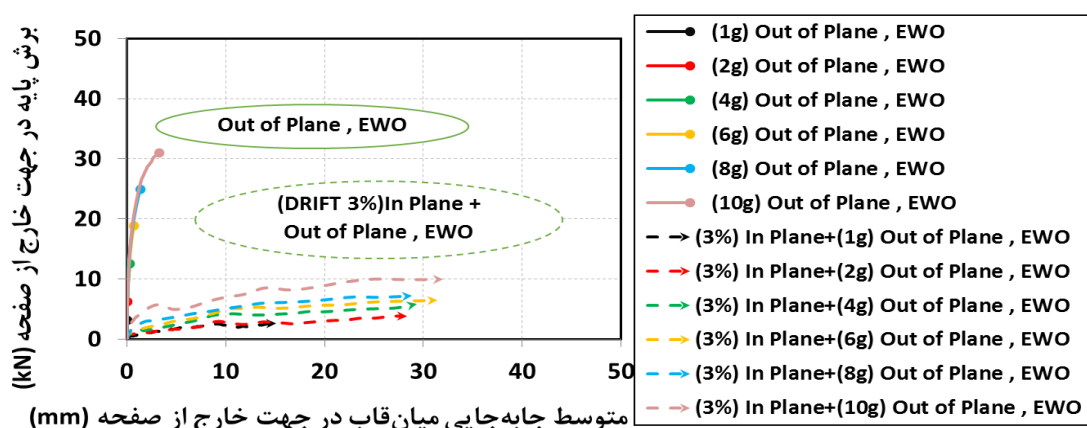
الف. جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪



ب. جابه‌جایی نسبی ۱٪

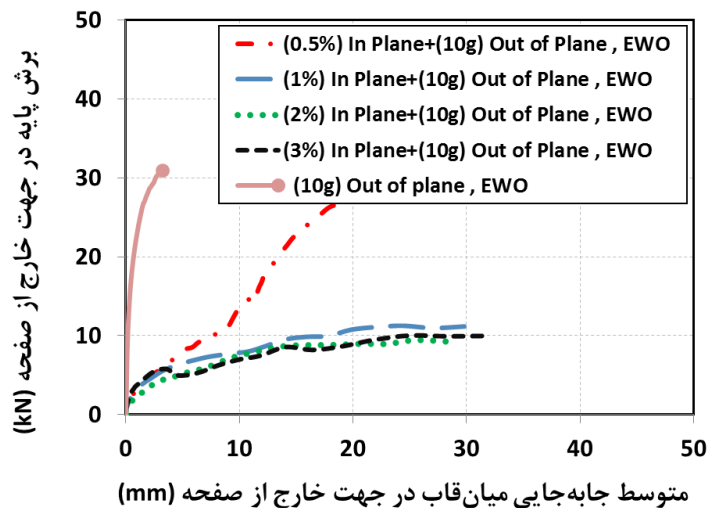


پ. جابه‌جایی نسبی ۲٪



جابه‌جایی نسبی ۳٪

شکل ۵-۲۶. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی مختلف در بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب دارای باز شو پنجره غیر مرکزی EWO



شکل ۵-۲۷. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه با سطح شتاب (10g) میان‌قاب دارای بازشو پنجره غیر مرکزی

جدول ۵-۹. نتایج دو خطی نمونه بازشو پنجره مرکزی دارای سطح شتاب (10g) در جابه‌جایی نسبی مختلف

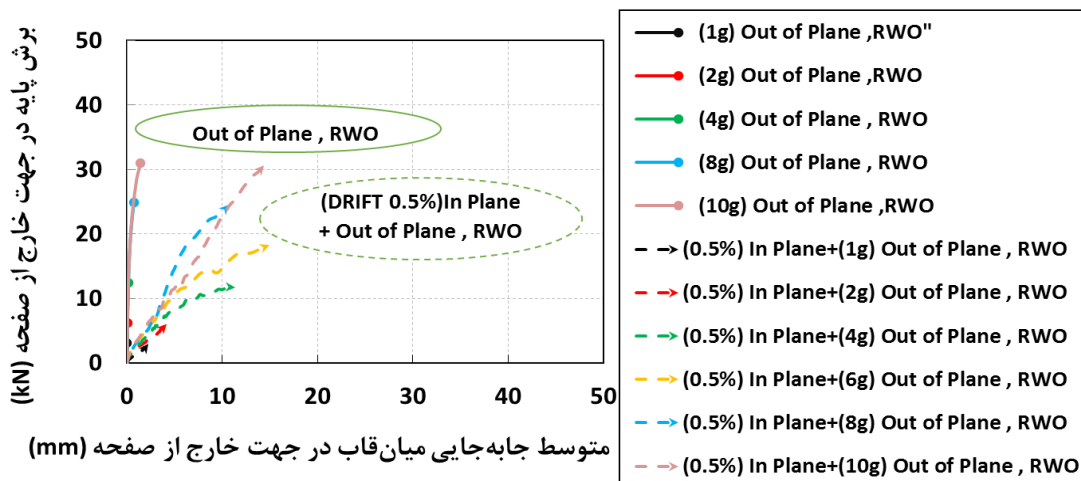
نمونه بازشو پنجره مرکزی EWO	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)
خارج از صفحه (10g)	۲۸	۱۴
داخل صفحه (۰/۵٪) + خارج از صفحه (10g)	۲۵	۱/۴
داخل صفحه (۰/۱٪) + خارج از صفحه (10g)	۹/۵	۰/۷۹
داخل صفحه (۰/۲٪) + خارج از صفحه (10g)	۸	۰/۶۹
داخل صفحه (۰/۳٪) + خارج از صفحه (10g)	۸	۰/۴۴

در شکل ۵-۲۷ میان‌قاب مصالح بنایی که دارای بازشو پنجره غیر مرکزی است، ابتدا نمونه در جهت داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی پوش داده می‌شود و سپس در جهت خارج از صفحه به میزان (10g) برابر شتاب گرانش زمین بارگذاری می‌گردد، نتایج دو خطی آن در جدول ۵-۹ نشان داده است که نمونه با جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۰/۱۱٪ و ۰/۹۰٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۰/۱٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۰/۶۶٪ و ۰/۹۴٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۰/۲٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۰/۷۱٪ و ۰/۹۵٪ نسبت به نمونه بدون

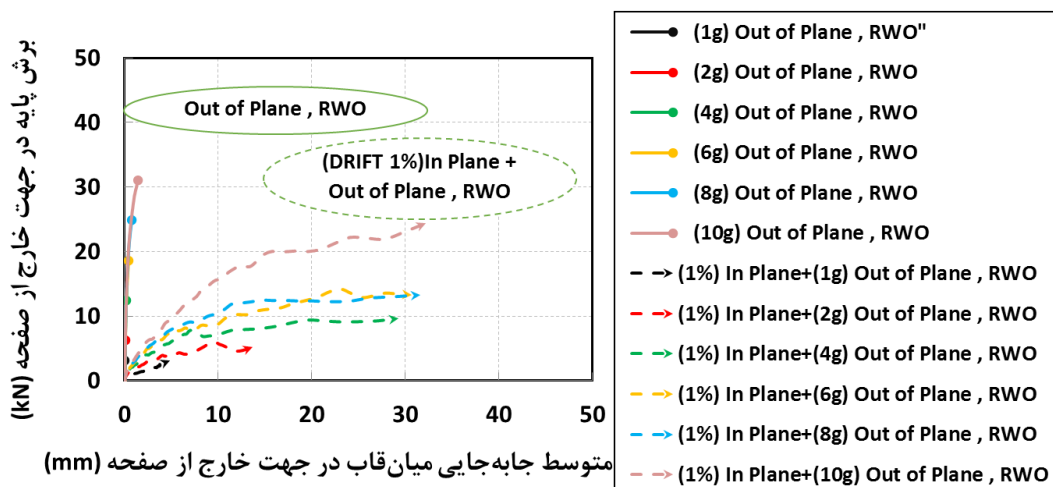
آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۰.۳٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۷۲٪ و ۹۷٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند.

۵-۹-۲-۲ نمونه میان‌قاب دارای بازشو پنجره مرکزی

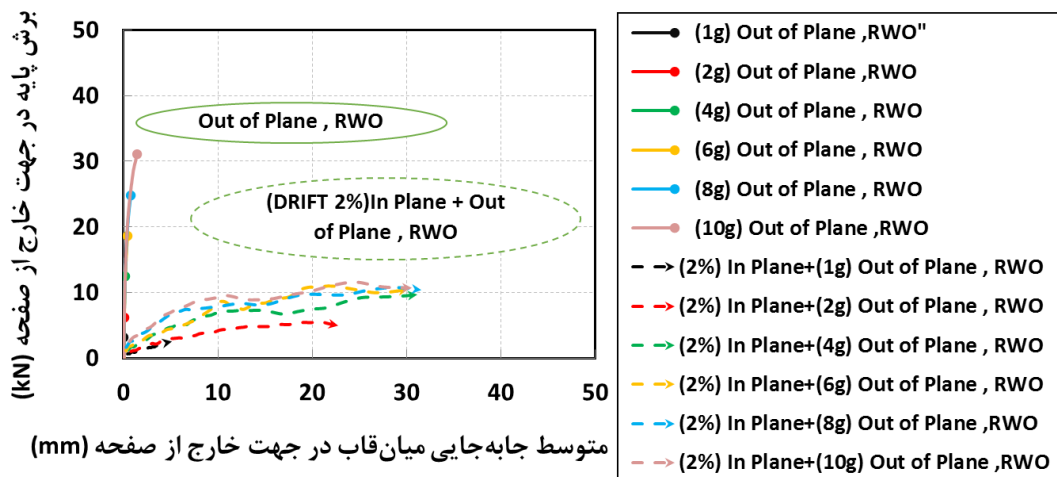
در نمونه‌های دارای بازشو پنجره مرکزی در بارگذاری داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی ۰.۵٪، ۱٪، ۲٪، ۳٪ و سپس بارگذاری در سطح شتاب‌های مختلف (۱g) تا (۱۰g) در شکل ۵-۲۹ نشان داده شده است، که نمونه میان‌قاب بازشودار افت مقاومت و سختی خیلی زیادی را تجربه کرده است به طوری که در مقایسه با نمونه میان‌پر این سختی و مقاومت افت بیشتری کرده است.



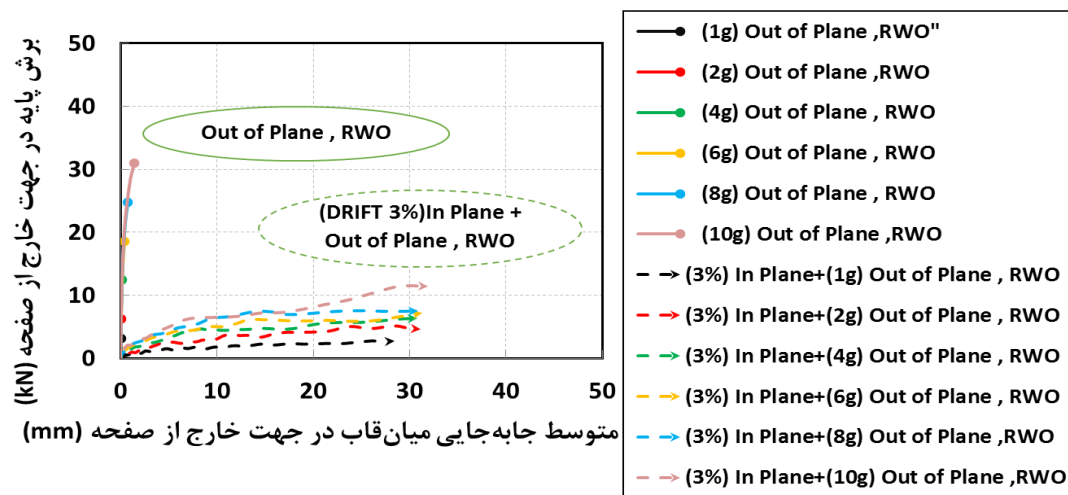
الف. جابه‌جایی نسبی ۰.۵٪



ب. جابه‌جایی نسبی ۱٪

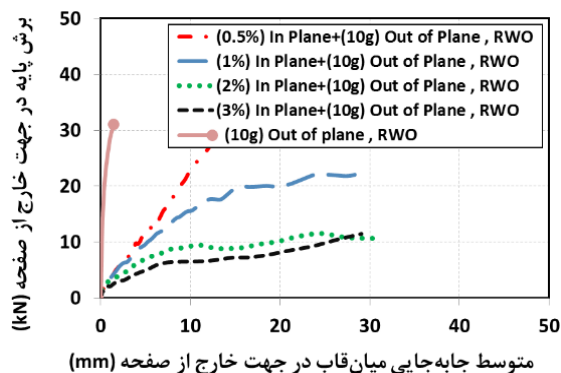


ب. جابه‌جایی نسبی ۲٪



ج. جابه‌جایی نسبی ۳٪

شکل ۵-۲۸. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی مختلف در بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب داراب بازشو پنجره غیر مرکزی RWO



شکل ۵-۲۹. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه با سطح شتاب (۱۰g) میان‌قاب دارای بازشو پنجره مرکزی

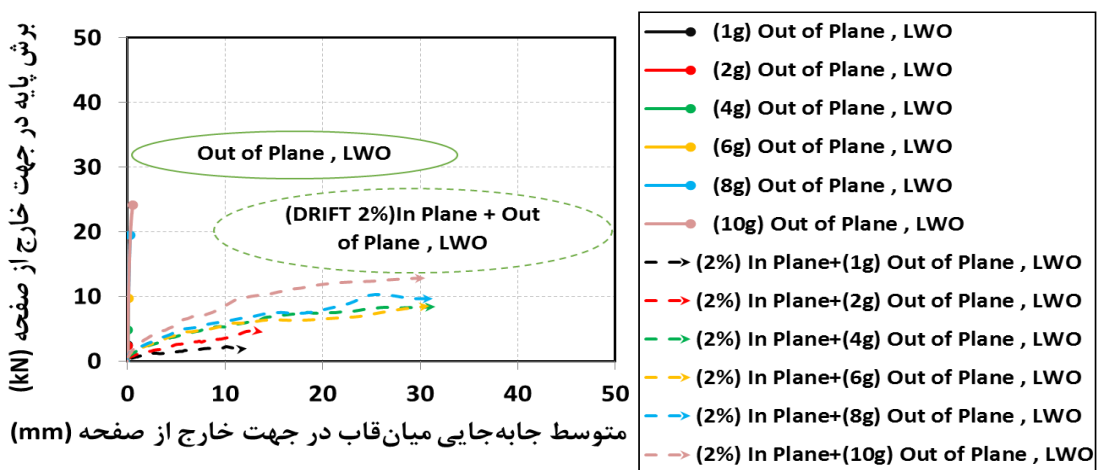
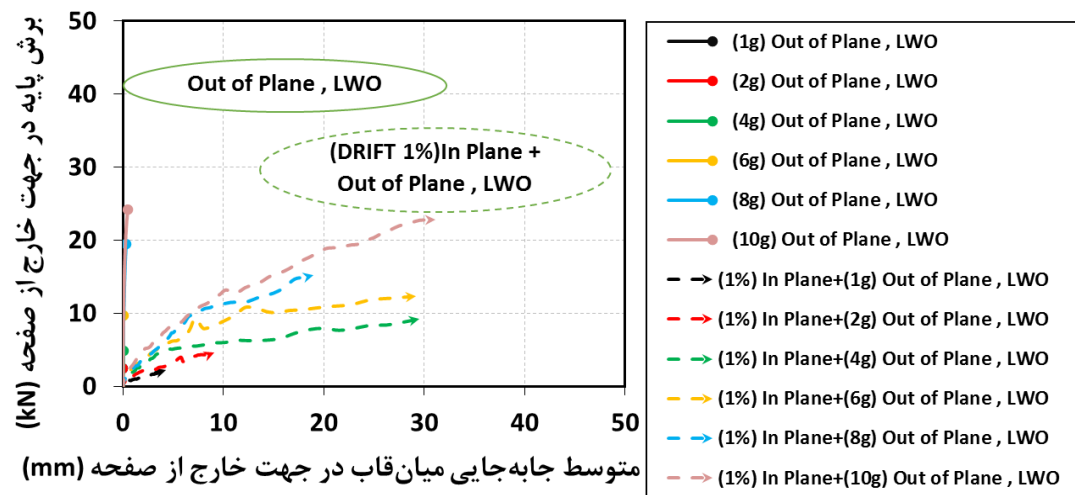
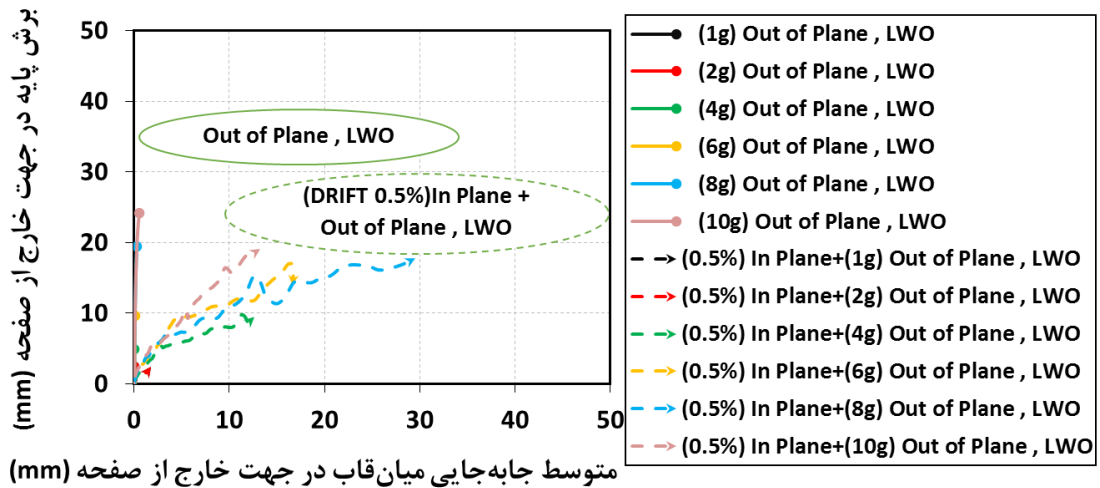
جدول ۵-۱۰. نتایج دو خطی نمونه بازشو پنجره مرکزی دارای سطح شتاب (۱۰g) در جابه‌جایی نسبی مختلف

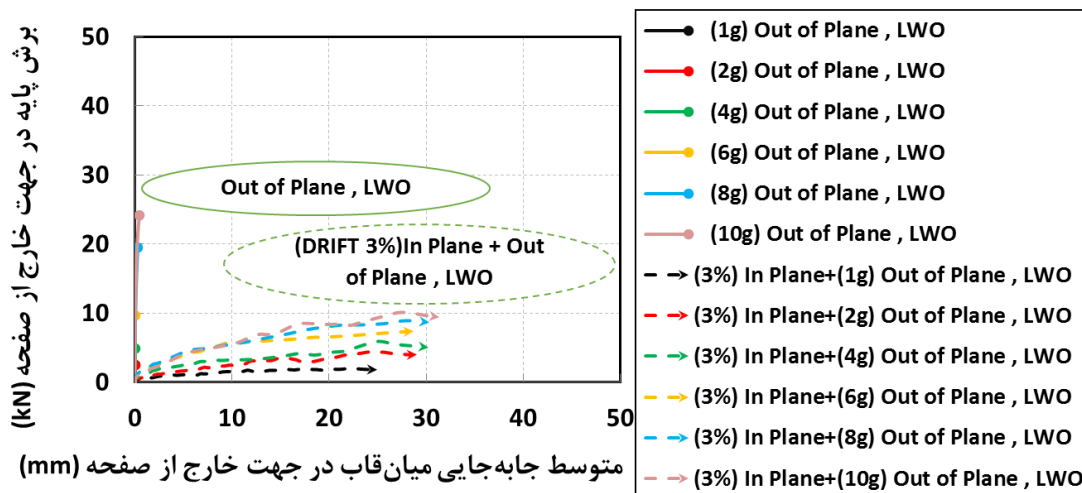
نمونه بازشو پنجره مرکزی RWO	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)
خارج از صفحه (۱۰g)	۲۵	۲
داخل صفحه (۵٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۲۴	۱/۸
داخل صفحه (۱٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۹	۱/۳
داخل صفحه (۲٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۰	۱
داخل صفحه (۳٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۰	۰/۴۳

در شکل ۵-۲۹ میان‌قاب مصالح بنایی که دارای بازشو پنجره مرکزی است، ابتدا نمونه در جهت داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی پوش داده می‌شود و سپس در جهت خارج از صفحه به میزان (۱۰g) شتاب گرانش زمین بارگذاری می‌گردد. نتایج دو خطی در جدول ۵-۱۰ نمونه با جابه‌جایی نسبی ۵٪/۱۰ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۴٪ و ۱۰٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۱٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۲۰٪ و ۳۵٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۲٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۶۰٪ و ۵۰٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۳٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۶۰٪ و ۷۹٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند.

۵-۹-۲-۳ نمونه میان‌قاب دارای بازشو پنجره بزرگ مرکزی

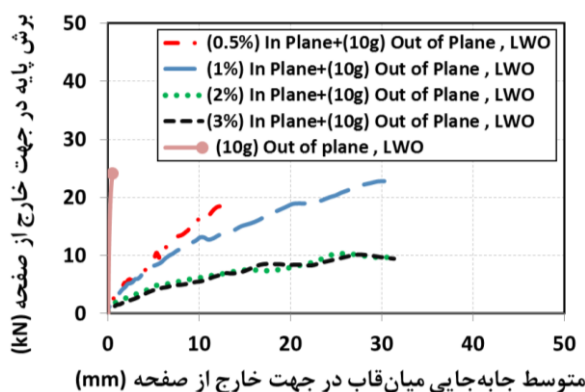
در نمونه‌های دارای بازشو پنجره بزرگ مرکزی در بارگذاری داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی ۵٪/۱۰ ، ۱٪/۲ ، ۳٪ و سپس بارگذاری در سطح شتاب‌های مختلف (۱g) تا (۱۰g) در شکل ۵-۳۰ نشان داده شده است که نمونه میان‌قاب بازشودار افت مقاومت و سختی خیلی زیادی را تجربه کرده است. به طوری که در مقایسه با نمونه میان‌پر این سختی و مقاومت افت بیشتری کرده است.





ج. جابه‌جایی نسبی ۳٪

شکل ۳-۵. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی مختلف در بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب دارای بازشو پنجره بزرگ مرکزی LWO



شکل ۳-۱۱. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه با سطح شتاب (10g) میان‌قاب دارای بازشو پنجره مرکزی LWO

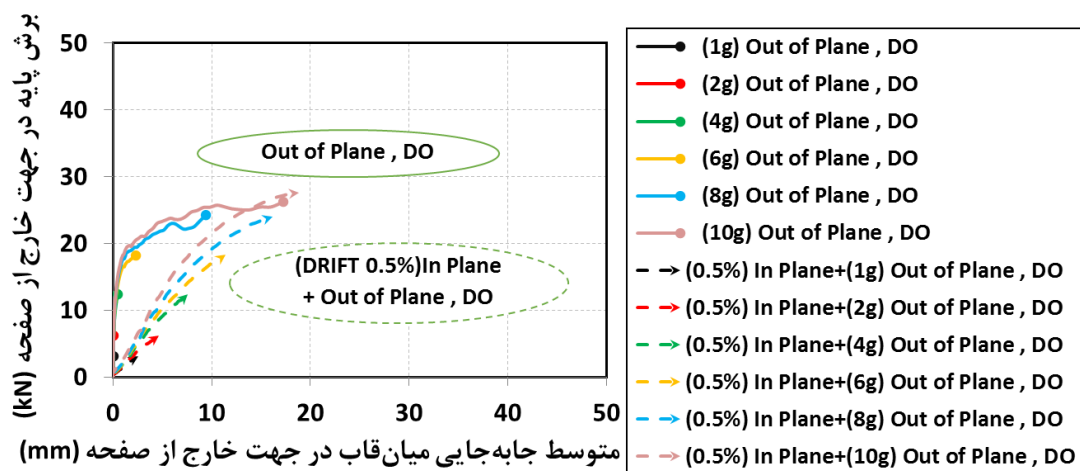
جدول ۳-۱۱. نتایج دو خطی نمونه بازشو پنجره بزرگ مرکزی دارای سطح شتاب (10g) در جابه‌جایی نسبی مختلف

نمونه بازشو پنجره مرکزی LWO	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)
خارج از صفحه (10g)	۲۰	۶۲/۵
داخل صفحه (۰/۵٪) + خارج از صفحه (10g)	۱۸	۱/۷
داخل صفحه (۱٪) + خارج از صفحه (10g)	۱۸	۰/۹۵
داخل صفحه (۲٪) + خارج از صفحه (10g)	۱۰	۰/۴
داخل صفحه (۳٪) + خارج از صفحه (10g)	۹	۰/۴۵

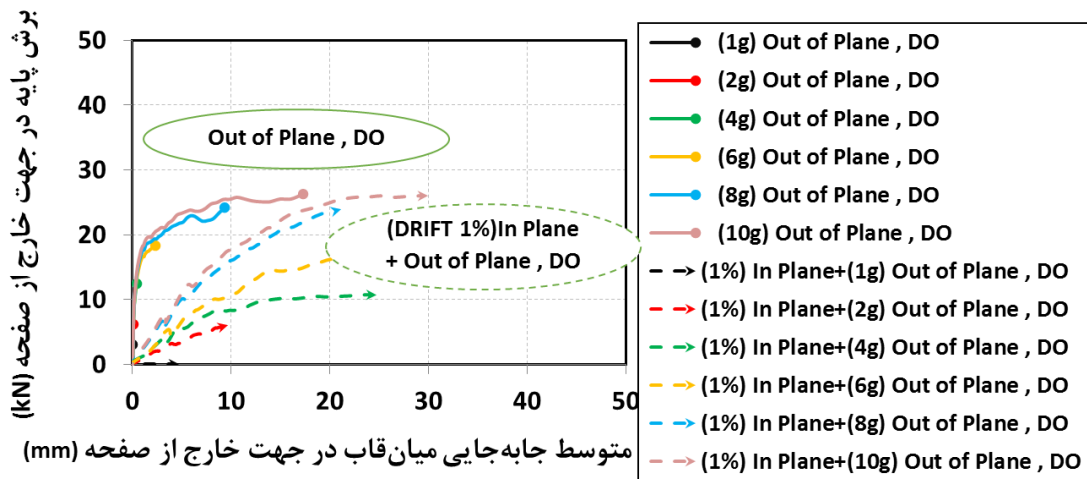
در شکل ۵-۳۱ میان قاب مصالح بنایی که دارای بازشو پنجره مرکزی است، ابتدا نمونه در جهت داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی پوش داده می‌شود و سپس در جهت خارج از صفحه به میزان (۱۰g) شتاب گرانش زمین بارگذاری می‌گردد، با توجه به نتایج دو خطی در جدول ۵-۱۱ نمونه با جابه‌جایی نسبی ۵/۰٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۱۰٪ و ۹۷٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۱٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۱۰٪ و ۹۸٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۲٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۵۰٪ و ۹۹٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۳٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۵۵٪ و ۹۹٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند.

۵-۹-۲-۴ نمونه میان قاب دارای بازشو درب غیر مرکزی

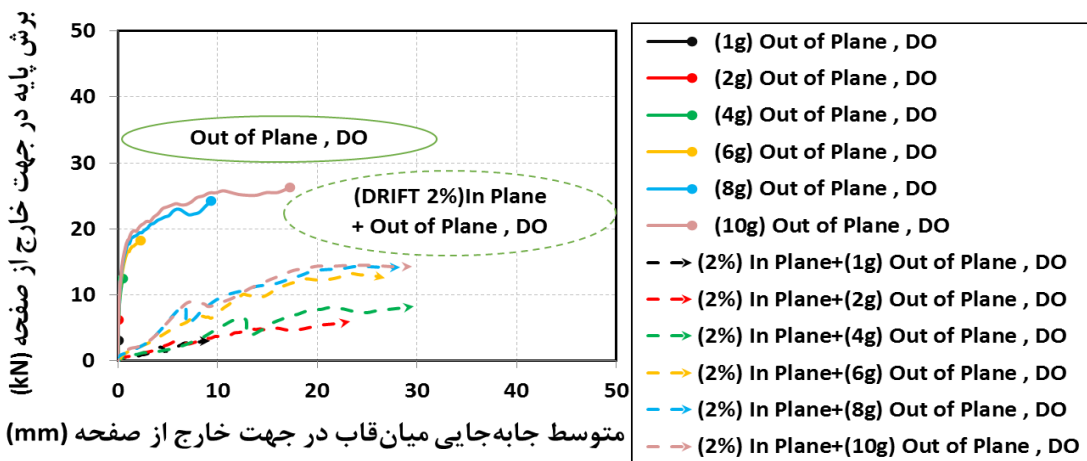
در نمونه‌های دارای بازشو درب غیر مرکزی در بارگذاری داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی ۵/۰٪، ۱٪، ۲٪، ۳٪ و سپس بارگذاری در سطح شتاب‌های مختلف (۱g) تا (۱۰g) در شکل ۵-۳۲ نشان داده شده است که نمونه میان قاب بازشودار افت مقاومت و سختی خیلی زیادی را تجربه کرده است به طوری که در مقایسه با نمونه میان‌پر این سختی و مقاومت افت بیشتری کرده است.



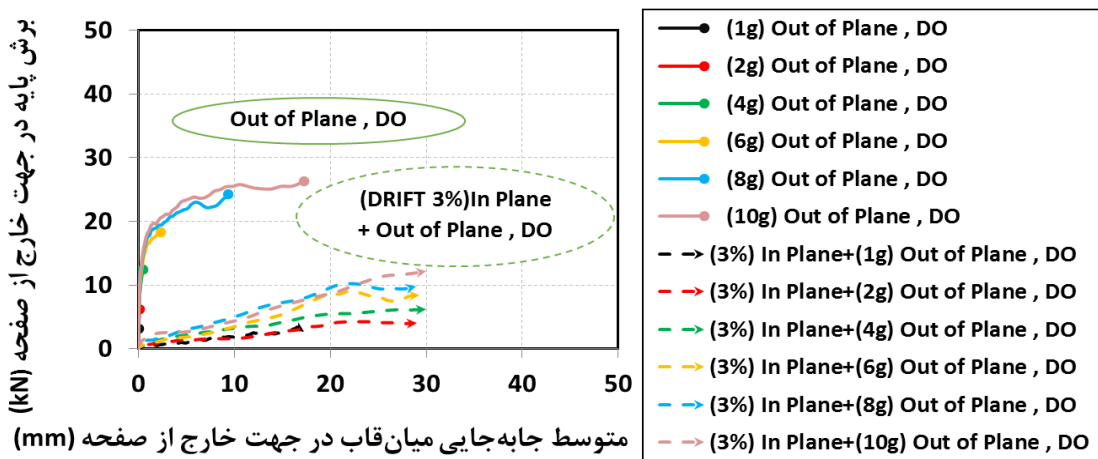
الف. جابه‌جایی نسبی ۵/۰٪



الف. جابه‌جایی نسبی ۱٪

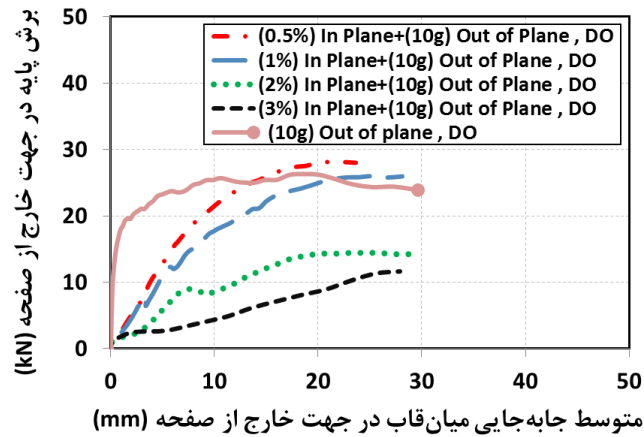


الف. جابه‌جایی نسبی ۲٪



الف. جابه‌جایی نسبی ۳٪

شکل ۵-۳۲. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه تحت جابه‌جایی نسبی مختلف در بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب دارای بازشو درب غیر مرکزی DO



شکل ۵-۳۳. تأثیر آسیب دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه با سطح شتاب (۱۰g) میان‌قاب دارای بازشو درب غیر مرکزی

جدول ۵-۱۲. نتایج دو خطی نمونه بازشو درب غیر مرکزی با سطح شتاب (۱۰g) در جابه‌جایی نسبی مختلف

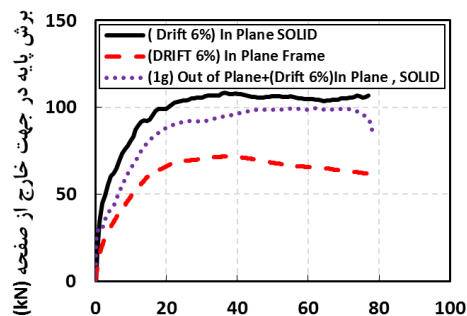
نمونه بازشو پنجره مرکزی DO	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)
خارج از صفحه (۱۰g)	۲۵	۹/۶
داخل صفحه (۰/۵٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۲۵	۲
داخل صفحه (۰/۱٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۲۲	۱/۶۴
داخل صفحه (۰/۲٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۳	۰/۸۶
داخل صفحه (۰/۳٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۰	۰/۴۵

در شکل ۵-۳۳ میان‌قاب مصالح بنایی که دارای درب غیر مرکزی است، ابتدا نمونه در جهت داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی پوش داده می‌شود و سپس در جهت خارج از صفحه به میزان (۱۰g) شتاب گرانش زمین بارگذاری می‌گردد، با توجه به نتایج دو خطی در جدول ۵-۱۲ نشان می‌دهد، نمونه با جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۰٪ و ۷۹٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۰/۱٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۱۲٪ و ۸۳٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۰/۲٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۴۸٪ و ۹۱٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۰/۳٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۶۰٪ و ۹۵٪ نسبت به نمونه بدون آسیب دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. با افزایش

جابه‌جایی داخلی صفحه از سختی میان‌قاب در جهت خارج از صفحه کاسته می‌شود. این نکته نشان دهنده این امر است که با افزایش آسیب داخلی صفحه از سختی و مقاومت خارج از صفحه میان‌قاب کاسته می‌شود. تغییرات سختی نسبت به تغییر مقاومت بسیار قابل ملاحظه‌تر می‌باشد. پس می‌توان به صورت کلی بیان نمود، اندرکنش داخلی صفحه و خارج از صفحه بیشتر روی سختی تأثیر دارد و روی مقاومت سازه تأثیر چشم‌گیری ندارد. قابل به ذکر است که نمونه دارای بازشو پنجره مرکزی بزرگ و بازشوی درب غیر مرکزی بیشترین کاهش سختی را دارد.

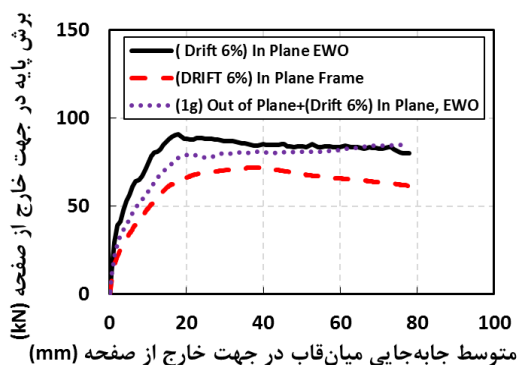
۵-۹-۳ بارگذاری داخلی صفحه بعد از بارگذاری خارج از صفحه

چهار میان‌قاب بازشودار در جهت خارج از صفحه با شتاب (1g) بارگذاری می‌شود و بعد از آن در داخل صفحه به میزان جابه‌جایی نسبی ۶٪ پوش داده می‌شود، شکل ۵-۳۴. برای اثر آسیب دیدگی خارج از صفحه بر روی ظرفیت داخلی صفحه میان‌قاب با تحلیل استاتیکی غیر خطی بررسی گردید.

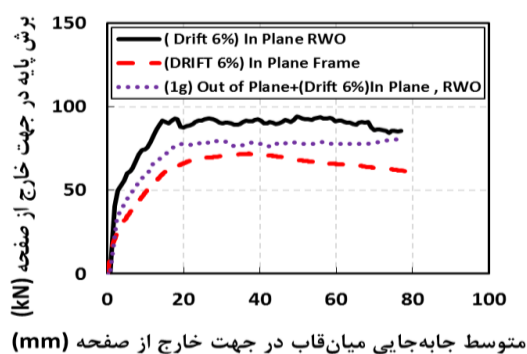


متوسط جابه‌جایی میان‌قاب در جهت خارج از صفحه (mm)

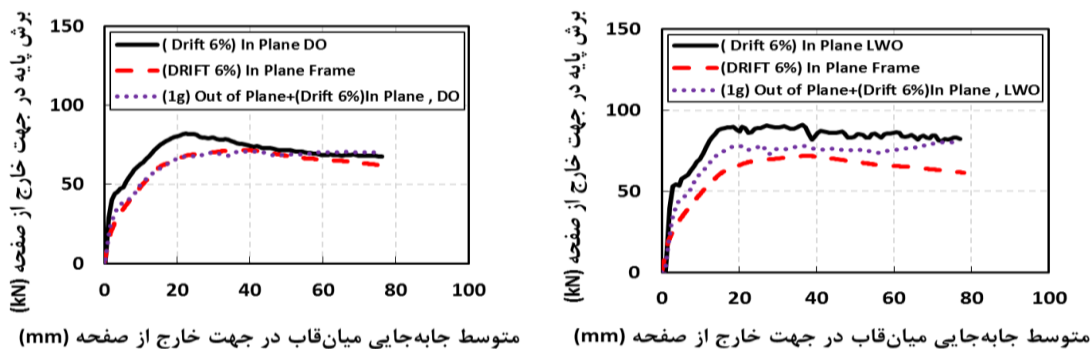
الف. قاب میان پر مصالح بنایی



ب. میان قاب دارای بازشو پنجره غیر مرکزی



پ. میان قاب دارای بازشو پنجره مرکزی



ت. میان قاب دارای بازشو پنجره بزرگ مرکزی
 ج. نمونه دارای بازشو درب غیر مرکزی
 شکل ۳۴-۵. منحنی نیرو-تغییر مکان داخل صفحه برای قابهای آسیب دیده در سطح شتاب (۱g) در جهت خارج از صفحه

نتایج دو خطی منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه‌های دارای بازشو تحت آسیب خارج از صفحه و تاثیر آن بر روی ظرفیت داخل صفحه در جدول ۵-۱۳ نشان داده شده است .

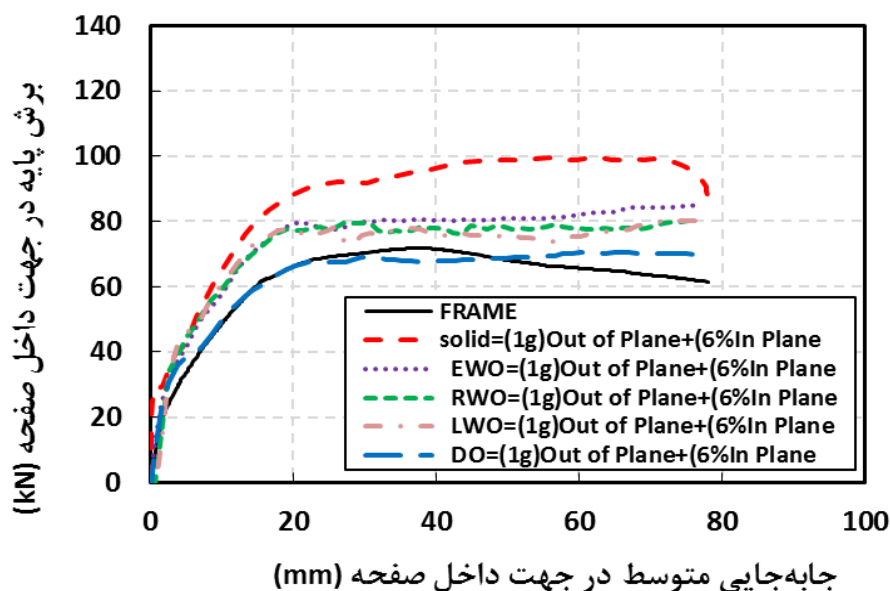
جدول ۵-۱۳. نتایج تحلیل دو خطی نمودارهای تحلیلی نیرو-تغییر مکان بارگذاری داخل صفحه با تأثیر آسیب در خارج از صفحه

نام نمونه	δ_y	δ_U	P_U	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل پذیری
FRAME	۱۶	۷۸	۶۷	۶۷	۴/۲۵	۴/۶۸
SOLID	۱۱/۵	۷۷	۹۵	۹۵	۶/۵۷	۵/۳۴
RWO	۱۳	۷۷	۷۷	۷۷	۵/۵	۵/۲۸
LWO	۱۳	۷۶	۸۸	۷۵	۵/۱۷	۵/۱۷
EWO	۱۴	۷۷	۸۸	۷۲	۵	۵/۰۵
DO	۱۲/۵	۶۰	۷۷	۶۸	۴/۵	۴/۷

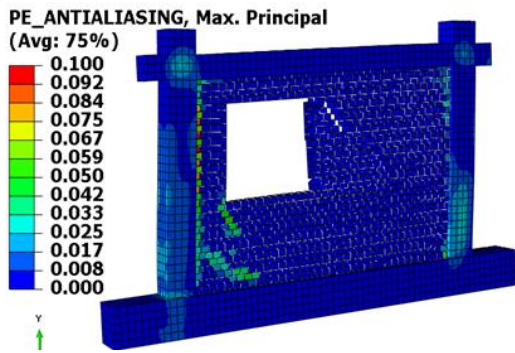
همانطور که در شکل ۳۴-۵ مشاهده می‌گردد میان قاب در جهت خارج از صفحه وارده محدوده غیر خطی می‌شود و زمانی که در خارج از صفحه دچار آسیب می‌شود در داخل صفحه افت شدید مقاومت و سختی را تجربه می‌کند و به طوری که قاب میان پر مصالح بنایی در چهار طرف اتصال دارد مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل پذیری به ترتیب ۶٪، ۲۵٪، ۲۰٪ نسبت به نمونه‌ای که در خارج از صفحه

دچار آسیب نشده است، کاهش می‌یابد. نمونه با بازشو پنجره مرکزی مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل‌پذیری به ترتیب ۱۵٪، ۲۰٪، ۱۱٪ نسبت به نمونه‌ای که در خارج از صفحه دچار آسیب نشده است، کاهش می‌یابد. نمونه با بازشو پنجره بزرگ مرکزی مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل‌پذیری به ترتیب ۱۵٪، ۲۳٪، ۱۱٪ نسبت به نمونه‌ای که در خارج از صفحه دچار آسیب نشده است، کاهش می‌یابد. نمونه با بازشو پنجره غیر مرکزی مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل‌پذیری به ترتیب ۱۸٪، ۲۰٪، ۱۰٪ نسبت به نمونه‌ای که در خارج از صفحه دچار آسیب نشده است کاهش می‌یابد. نمونه با بازشو درب غیر مرکزی مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل‌پذیری به ترتیب ۱۲٪، ۲۷٪، ۲٪ نسبت به نمونه‌ای که در خارج از صفحه دچار آسیب نشده است، کاهش می‌یابد.

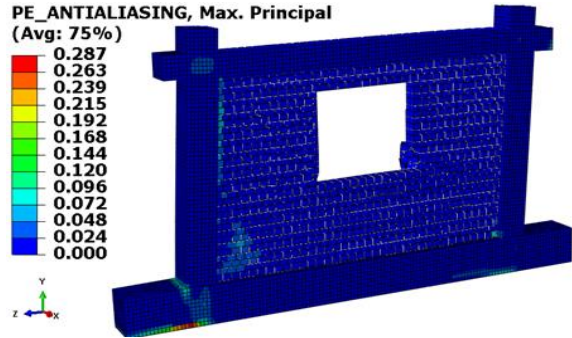
اثر آسیب خارج از صفحه بر روی ظرفیت داخل صفحه در شکل ۵-۳۵ قابل مشاهده است به طوری که میان قاب با بازشو درب بیشترین کاهش سختی را در بین نمونه‌های بازشودار تجربه کرده است و سختی آن حدوداً برابر با قاب بتن مسلح است.



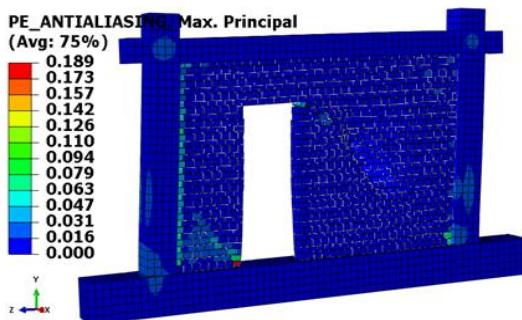
شکل ۵-۳۵. مقایسه منحنی نیرو-تغییر مکان داخل صفحه برای قاب‌های آسیب دیده در سطح شتاب (1g) در جهت خارج از صفحه برای قاب‌های میان‌پر و میان‌قاب دارای بازشو



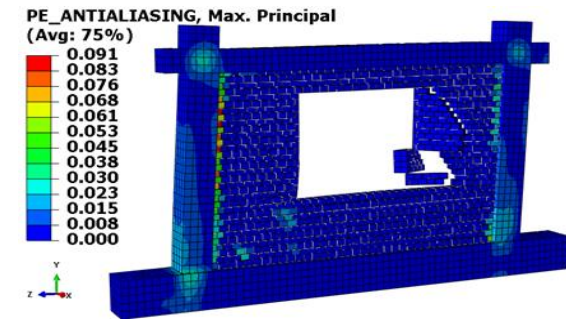
ب. میان قاب دارای باز شو پنجره غیر مرکزی



الف. میان قاب دارای باز شو پنجره مرکزی



ج. میان قاب دارای باز شو درب غیر مرکزی



پ. میان قاب دارای باز شو پنجره بزرگ مرکزی

شکل ۵-۳۶. تغییر شکل های پلاستیک میان قاب دارای باز شو در بارگذاری داخل صفحه و تأثیر آسیب خارج از صفحه

۵-۱۰ ارائه ضریب کاهش^۱ سختی و مقاومت برای میان قاب دارای باز شو

برای پیش بینی سختی و مقاومت مدل سازی میان قاب های سازه های چند طبقه-چند دهانه روش های مختلفی ارائه شده است. یک مدل سازی دستک فشاری یکی از ساده ترین و کاربردی ترین روش های مدل سازی میان قاب های مصالح بنایی است. مطالعات مختلفی برای محاسبه عرض مؤثر دستک فشاری ارائه شده است، یکی از رایج ترین مطالعات رامینستون و همکاران در سال ۱۹۷۱ انجام داد [۱۲۳]، که

^۱ Reduction factor

محاسبه عرض مؤثر دستک فشاری بر اساس سختی نسبی میان قاب و قاب بتنی است. لازم به ذکر است که موارد فوق توسط FEMA 306 [۱۱۴] و FEMA 356 [۹۲] تصویب شده است.

زمانی که میان قاب مصالح بنایی دارای بازشو است می توان دستک فشاری را با عرض کمتر مورد استفاده قرار داد. تعدادی معادله توسط محققینی برای عوامل کاهش دهنده پیشنهاد شده است که نسبت مساحت بازشو به مساحت میان قاب A_o/A_p یکی از این عوامل است که در روابط ارائه شده توسط محققینی چون الجار و همکاران در سال ۲۰۰۳ [۱۲۴]، ماندال و جین در سال ۲۰۰۸ [۱۲۵]، آستریس و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۱۲۶]، تسنیمی و محب خواه در سال ۲۰۱۱ [۱۲۷]، محمدی و نیک فر در سال ۲۰۱۲ [۱۲۸] ارائه شده است. کاکالتسیس و کارایانیس در سال ۲۰۰۷ و ۲۰۰۸ و ۲۰۰۹ [۱۲۹-۱۳۱] بیان کردند که عوامل دیگری همچون شکل و اندازه بازشو، اندازه دهانه و موقعیت مکانی بازشو در کاهش سختی و مقاومت مؤثر است. در تمام تحقیقات محققین نشان داده است که کاهش سختی و مقاومت یکسان نیست و همیشه یک عامل برای کاهش وجود دارد.

۵-۱۰-۱ ضریب کاهش سختی و مقاومت بدون در نظر گرفتن اثرات اندرکنش داخل و خارج از صفحه میان قاب مصالح بنایی

منصوری و همکاران با استفاده از مدل های بازشودار با بارگذاری داخل صفحه بدون در نظر گرفتن اثرات اندرکنش داخل و خارج از صفحه میان قاب رابطه (۵-۶) تحت عنوان RF_1 برای ضریب کاهش سختی و

رابطه (۵-۷) تحت عنوان RF_2 ضریب کاهش مقاومت ارائه داده است [۹۵]:

$$RF_1 = \left(1 - 0.31 \frac{A_o}{A_p}\right) \times \left(2.78 - 1.78 \frac{d_o}{\sqrt{2h_o l_o}}\right) \quad (۶-۵)$$

$$RF_2 = \left(1 - 1.1 \frac{A_o}{A_p}\right) \times \left(1.6 - 0.6 \frac{d_o}{\sqrt{2h_o l_o}}\right) \times \left(1 - 0.3 \frac{X}{L}\right) \quad (۷-۵)$$

۵-۱۰-۲ ضریب کاهش سختی و مقاومت بار در نظر گرفتن اثرات اندرکنش داخل و خارج از صفحه میان قاب‌های مصالح بنایی

در این پژوهش سعی شده است فرمولی که برای ضریب کاهش سختی و مقاومت در داخل صفحه توسط منصوری و همکاران در سال ۲۰۱۴ [۹۵] ارائه در بخش ۵-۱۰-۱ شده است. با عامل اندرکنش خارج از صفحه بر داخل صفحه میان قاب‌های مصالح بنایی دارای بازشو که ظرفیت داخل صفحه میان قاب‌های مصالح بنایی دارای بازشو را کاهش می‌دهد را اصلاح گردید. ضرایب فرمول‌های ارائه شده با استفاده از برازش مدل از روش کمترین مربعات خطای جزئی (Partial Least Square) (PLS) در زبان برنامه نویسی آماری R برآورد شده‌اند [۱۳۲]. زمانی که متغیرهایی توضیحی با همدیگر دارای همبستگی (همخطی) هستند مدل‌های رگرسیونی ساده کارساز نیستند، در حالی که با وجود این اثرات هم خطی، این روش اثرات متغیرها را می‌تواند با دقت بالایی برآورد کند. در این روش ابتدا بردارهای همبسته را با استفاده از الگوریتم متعامد سازی گرام اشمیت به مؤلفه‌های متعامد تبدیل کرده و مدل رگرسیونی را روی مؤلفه‌های متعامد برازش داده شده است.

در بخش ۵-۱۰ ذکر شد اگر میان قابی دارای بازشو باشد می‌توان عرض مؤثر کمتری را برای آن در نظر گرفته شود، به طوری اگر ضریب کاهش را در سختی میان قاب مصالح بنایی ضرب کنیم به ما سختی میان قاب دارای بازشو را طبق رابطه ارائه (۵-۸) می‌دهد:

$$K_O = RF_S \times K_P \quad (۵-۸)$$

پارامترهای مورد استفاده در رابطه :

- K_O : سختی میان قاب دارای بازشو (بر حسب کیلو نیوتن بر میلیمتر)
 - RF_S : ضریب کاهش سختی (بدون بعد)
 - K_P : سختی میان قاب مصالح بنایی بدون بازشو (بر حسب کیلو نیوتن بر میلیمتر)
- با توجه به توضیحات فوق رابطه (۵-۹) به عنوان ضریب کاهش سختی ارائه شده است:

$$RF_S = \left(1 + 0.347 \frac{A_O}{A_P}\right) \times \left(0.75 - 0.21 \frac{d_o}{\sqrt{2h_o l_o}}\right) \quad (9-5)$$

پارامترهای مورد استفاده در رابطه (۹-۵) عبارتند از :

- A_O : مساحت بازشو (بر حسب میلیمتر مربع)
- A_P : مساحت میان قاب مصالح بنایی (بر حسب میلیمتر مربع)
- h_o : ارتفاع بازشو (بر حسب میلیمتر)
- l_o : طول بازشو (بر حسب میلیمتر)
- d_o : طول قطر بازشو (بر حسب میلیمتر)

لازم به ذکر است در فرمول موقعیت مکانی بازشو در نظر گرفته نشده است، زیرا تأثیر قابل توجهی در کاهش سختی ندارد. در جدول ۵-۱۴ نتایج ضریب کاهش تخمینی که از رابطه ارائه شده حاصل می‌شود با RF_S نشان داده می‌شود، و ضریب کاهش که از نتایج تحلیلی با نسبت سختی بازشو به نسبت سختی قاب میان‌پر حاصل می‌شود که با RF_{S1} نشان داده شده است. که این ضریب کاهش تخمینی و ضریب کاهش تحلیلی به دست آمده دارای درصد اختلاف در حدود ۱٪ است، که رضایت بخش است.

جدول ۵-۱۴. مقایسه مقادیر سختی مؤثر نمونه‌های بازشودار تحلیلی و تخمینی

نمونه	بازشو	$\frac{A_O}{A_P}$	$\frac{d_o}{\sqrt{2h_o l_o}}$	K_{solid}	$k_{open.}$	$RF_{S1} = \frac{K_{Opening}}{K_{SOLID}}$	RF_S	$\frac{RF_{S1}}{RF_S} \%$
DO	درب	۰/۱۶۵	۱/۱۶	۸/۷۸	۵	۰/۵۱	۰/۵۳۵	۱/۰۴
RWO	پنجره	۰/۱۶۵	۱/۰۱	۸/۷۸	۶/۵۷	۰/۶۳	۰/۵۶۸	۱/۱
LWO	پنجره	۰/۲۷۵	۱/۰۲	۸/۷۸	۵/۵	۰/۷۶	۰/۵۸۷	۱/۳
EWO	پنجره	۰/۱۶۵	۱/۰۱	۸/۷۸	۵/۱۷	۰/۵۷	۰/۵۶۸	۰/۷۴

تأثیر شکل بازشو، اندازه دهانه بازشو، موقعیت قرار گیری بازشو در اثرات اندرکنش خارج از صفحه بر داخل صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی در کاهش مقاومت تأثیر دارد. به طوری اگر ضریب کاهش را در مقاومت میان‌قاب مصالح بنایی ضرب شود، مقاومت میان‌قاب دارای بازشو را طبق رابطه (۵-۱۰) ارائه می‌شود.

$$V_O = RF_S \times V_P \quad (10-5)$$

پارامترهای مورد استفاده در رابطه (۵-۱۰) :

- V_o : مقاومت میان قاب دارای بازشو (بر حسب کیلو نیوتن بر میلیمتر)
 - RF_V : ضریب کاهش مقاومت (بدون بعد)
 - V_P : مقاومت میان قاب مصالح بنایی بدون بازشو (بر حسب کیلو نیوتن بر میلیمتر)
- با توجه به توضیحات فوق رابطه (۵-۱۱) به عنوان ضریب کاهش مقاومت ارائه شده است:

$$RF_M = \left(1 + 0.136 \frac{A_o}{A_p}\right) \times \left(0.94 - 0.162 \frac{d_o}{\sqrt{2h_o l_o}}\right) \times \left(1 - 0.044 \frac{X}{L}\right) \quad (۵-۱۱)$$

پارامترهای مورد استفاده در رابطه (۵-۱۱) عبارتند از :

- A_o : مساحت بازشو (بر حسب میلیمتر مربع)
- A_p : مساحت میان قاب مصالح بنایی (بر حسب میلیمتر مربع)
- h_o : ارتفاع بازشو (بر حسب میلیمتر)
- l_o : طول بازشو (بر حسب میلیمتر)
- d_o : طول قطر بازشو (بر حسب میلیمتر)
- X : فاصله افقی بین مرکز میان قاب و مرکز بازشو
- L : طول میان قاب مصالح بنایی

جدول ۵-۱۵. مقایسه مقادیر مقاومت نهایی نمونه‌های بازشودار تحلیلی و تخمینی

نمونه	شکل بازشو	$\frac{A_o}{A_p}$	$\frac{d_o}{\sqrt{2h_o l_o}}$	$\frac{X}{L}$	V_{solid}	V_o	$RF_{V1} = \frac{V_{Opening}}{V_{SOLID}}$	RF_V	$\frac{RF_{V1}}{RF_V} \%$
DO	درب	۰/۱۶۵	۱/۱۶	۰/۲	۱۰۱	۶۸	۰/۶۷	۰/۷۶	۱/۰۴
RWO	پنجره	۰/۱۶۵	۱/۰۱	۰/۰	۱۰۱	۷۷	۰/۷۶	۰/۷۹	۱/۱
LWO	پنجره	۰/۲۷۵	۱/۰۲	۰/۰	۱۰۱	۷۵	۰/۷۴	۰/۸	۱/۳
EWO	پنجره	۰/۱۶۵	۱/۰۱	۰/۲	۱۰۱	۷۲	۰/۷۱	۰/۷۸	۰/۷۴

۵-۱۰-۳ مقایسه ضریب کاهش مقاومت و سختی با کارهای گذشتگان

ضریب کاهش سختی و مقاومت با بارگذاری داخل صفحه با کارهای محققینی از جمله کاکالتیس و

کارایانیس^۱ در سال ۲۰۰۷، ۲۰۰۸، ۲۰۰۹، [۱۳۱-۱۲۹] تسنیمی و محب‌خواه^۲ در سال ۲۰۱۱ [۱۲۷] توسط منصوری^۳ و همکاران در سال ۲۰۱۴ [۹۵] محاسبه گردید، که مشخصات نمونه‌های مورد استفاده این محققین در جدول ۵-۱۶ نشان داده شده است.

جدول ۵-۱۶. نتایج و مشخصات کلی کارهای آزمایشگاهی محققین [۹۵]

محققین	نمونه	بازشو	h_{inf} (mm)	l_{inf} (mm)	h_o (mm)	l_o (mm)	$\frac{X}{L}$	$V(kN)$	$K(kN/mm)$
کاکالیتس و کارایانیس (۲۰۰۹، ۲۰۰۸، ۲۰۰۷)	S	میان قاب	۸۰۰	۱۲۰۰	-----	-----	-----	۸۱/۵	۲۰/۷
	WO2	پنجره	۸۰۰	۱۲۰۰	۳۳۳	۳۰۰	۰	۶۶/۶	۱۴/۶
	WO3	پنجره	۸۰۰	۱۲۰۰	۳۳۳	۴۵۶	۰	۶۶/۴	۱۴/۶
	WO4	پنجره	۸۰۰	۱۲۰۰	۳۳۳	۶۰۰	۰	۶۵/۱	۱۶/۶
	DO2	درب	۸۰۰	۱۲۰۰	۶۴۰	۳۰۰	۰	۶۱/۶	۱۳/۱
	DO3	درب	۸۰۰	۱۲۰۰	۶۴۰	۴۵۶	۰	۵۷/۱	۱۵
	DO4	درب	۸۰۰	۱۲۰۰	۶۴۰	۶۰۰	۰	۵۵/۳	۱۵
	WX1	پنجره	۸۰۰	۱۲۰۰	۳۳۳	۳۰۰	۰/۳۳	۶۷/۲	۱۷/۹
	WX2	پنجره	۸۰۰	۱۲۰۰	۳۳۳	۳۰۰	۰/۱۷	۶۳	۱۵/۲
	DX1	درب	۸۰۰	۱۲۰۰	۶۴۰	۳۰۰	۰/۳۳	۴۹	۱۳/۵
	DX2	درب	۸۰۰	۱۲۰۰	۶۴۰	۳۰۰	۰/۱۷	۶۱	۱۲/۷
	IS	میان قاب	۸۰۰	۱۲۰۰	-----	---	-----	۷۲/۹	۲۱/۹
	IWO2	پنجره	۸۰۰	۱۲۰۰	۳۳۳	۳۰۰	۰	۶۸/۱	۲۰/۹
	IDO2	درب	۸۰۰	۱۲۰۰	۶۴۰	۳۰۰	۰	۵۹/۱	۱۴/۵
تسنیمی (۲۰۱۱)	SW	میان قاب	۱۸۰۰	۲۲۶۰	-----	---	-----	۲۰/۱/۵	۲۰/۸
	PW1	پنجره	۱۸۰۰	۲۲۶۰	۵۰۰	۵۰۰	۰	۱۷۶/۱	۲۲/۲
	PW2	پنجره	۱۸۰۰	۲۲۶۰	۸۰۰	۷۰۰	۰	۱۵۱/۹	۲۱/۹
	PW3	پنجره	۱۸۰۰	۲۲۶۰	۶۰۰	۱۲۰۰	۰	۱۳۷	۱۹/۲
	PW4	درب	۱۸۰۰	۲۲۶۰	۱۴۵۰	۷۰۰۰	۰	۱۱۶/۵	۱۷/۴
منصوری (۲۰۱۴)	SOLID	میان قاب	۲۱۰۰	۱۳۰۰	-----	---		۱۱۵/۴	۷/۶
	DO	درب	۲۱۰۰	۱۳۰۰	۱۰۰۰	۴۵۰	۰/۲	۷۷/۲	۴/۹
	RWO	پنجره	۲۱۰۰	۱۳۰۰	۶۰۰	۷۵۰	۰	۹۱/۲	۶/۹
	LWO	پنجره	۲۱۰۰	۱۳۰۰	۷۵۰	۱۰۰۰	۰	۸۳/۶	۵/۵
	EWO	پنجره	۲۱۰۰	۱۳۰۰	۶۰۰	۷۵۰	۰/۲	۸۴/۵	۶/۳

^۱ Kakaletsis & Karayannis

^۲ Tasnimi & Mohebkah

^۳ Mansori

RF_1 و RF_2 ضرایبی هستند که منسوری با بارگذاری داخل صفحه به ترتیب برای کاهش سختی و کاهش مقاومت نمونه‌های بازشودار محققین تخمین زده است. طبق رابطه‌های (۵-۹) و (۵-۱۱) که در این پژوهش برای ضرایب کاهش سختی و مقاومت که به ترتیب با RF_S و RF_V نشان داده می‌شود، برای اندرکنش داخل و خارج از صفحه ارائه گردید. ضرایب کاهش سختی و مقاومت برای هرکدام از نمونه‌های ارائه شده در جدول ۵-۱۶ محاسبه گردید. درصد اختلاف این دو ضرایب نیز محاسبه گردید، از بررسی نتایج حاصل می‌گردد مهندسین برای طراحی میان‌قاب‌های مصالح بنایی با فرض اندرکنش داخل و خارج از صفحه سختی را در حدود ۳۰٪ کمتر در نظر گرفته شود.

جدول ۵-۱۷. مقایسه سختی و مقاومت با در نظر گرفتن اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه

نمونه	$\frac{A_0}{A_p}$	$\frac{d_0}{\sqrt{2h_0l_0}}$	$\frac{X}{L}$	RF_1	RF_2	RF_S	RF_V	$\frac{RF_S - RF_1}{RF_1}$	$\frac{RF_V - RF_2}{RF_2}$	
کاکائیس و کارایائیس (۲۰۰۷، ۲۰۰۹، ۲۰۰۸)	WO2	۰/۱۰۴	۱	۰	۰/۹۶	۰/۸۸۶	۰/۵۵۹	۰/۷۸	٪-۴۲	٪-۱۰
	WO3	۰/۱۵۸	۱/۰۲	۰	۰/۹۱	۰/۸۱۶	۰/۵۶۵	۰/۷۹	٪-۳۸	٪-۳
	WO4	۰/۲۰۸	۱/۰۹	۰	۰/۷۸	۰/۷۳۰	۰/۵۵۹	۰/۷۸	٪-۲۸	٪۷
	DO2	۰/۲۰۰	۱/۱۴	۰	۰/۷۰	۰/۷۱۴	۰/۵۴۶	۰/۷۷	٪-۲۲	٪۹
	DO3	۰/۳۰۴	۱/۰۳	۰	۰/۸۵	۰/۶۵	۰/۵۸	۰/۸۰	٪-۳۱	٪۲۳
	DO4	۰/۴۰۰	۱	۰	۰/۸۷	۰/۵۶	۰/۶۱	۰/۸۲	٪-۳۰	٪۴۶
	WX1	۰/۱۰۴	۱	۰/۳۳	۰/۹۶	۰/۷۹	۰/۵۵	۰/۷۷	٪-۴۲	٪-۲
	WX2	۰/۱۰۴	۱	۰/۱۷	۰/۹۶	۰/۸۴	۰/۵۵	۰/۷۸	٪-۴۲	٪-۶
	DX1	۰/۲۰۰	۱/۱۴	۰/۳۳	۰/۷۰	۰/۶۴	۰/۵۴	۰/۷۶	٪-۲۲	٪۱۸
	DX2	۰/۲۰۰	۱/۱۴	۰/۱۷	۰/۷۰	۰/۶۷	۰/۵۴	۰/۷۷	٪-۲۲	٪۱۳
	IWO2	۰/۱۰۴	۱	۰	۰/۹۶	۰/۸۸	۰/۵۵	۰/۷۸	٪-۴۲	٪-۱۰
IDO2	۰/۲۰۰	۱/۱۴	۰	۰/۷۰	۰/۷۱	۰/۵۴	۰/۷۷	٪-۲۲	٪۸	
تسنیمی (۲۰۱۱)	PW1	۰/۰۶۱	۱	۰	۰/۹۸	۰/۹۳	۰/۵۵	۰/۷۸	٪-۴۳	٪-۱۵
	PW2	۰/۱۳۸	۱	۰	۰/۹۵	۰/۸۴	۰/۵۶	۰/۷۹	٪-۴۰	٪-۶
	PW3	۰/۱۷۷	۱/۱۲	۰	۰/۷۴	۰/۷۴	۰/۵۴	۰/۷۷	٪-۲۶	٪۴
	PW4	۱/۲۵۰	۱/۱۳	۰	۰/۷۰	۰/۶۶	۰/۵۵	۰/۷۸	٪-۲۱	٪۱۷
منسوری (۲۰۱۴)	DO	۰/۱۶۵	۱/۱۶	۰/۲	۰/۶۷	۰/۶۹	۰/۵۳	۰/۷۶	٪-۲۱	٪۹
	RWO	۰/۱۶۵	۱/۰۱	۰	۰/۹۳	۰/۸۱	۰/۵۶	۰/۷۹	٪-۳۸	٪-۲
	LWO	۰/۲۷۵	۱/۰۲	۰	۰/۸۸	۰/۶۸	۰/۵۸	۰/۸۰	٪-۳۳	٪۱۶
	EWO	۰/۱۶۵	۱/۰۱	۰/۲	۰/۹۳	۰/۷۶	۰/۵۶	۰/۷۸	٪-۳۹	٪۳
میانگین								٪-۳۰		

در نمونه‌های بازشو دار ضرایب کاهش باعث کاهش سختی نمونه در آسیب‌های خارج از صفحه در بارگذاری داخل از صفحه به میانگین ۳۰٪ در نسبت به نمونه‌های با بارگذاری داخل صفحه کاهش داشته است. اما نمونه‌های محققین در بعضی از موارد به جای کاهش مقاومت در اندرکنش داخل و خارج از صفحه باعث افزایش مقاومت گردیده است به طوری که در نمونه D04 نمونه بازشودار کاکالتیس و کارایانیس در جدول ۵-۱۷ حتی افزایش مقاومت به ۴۶٪ نیز رسیده است. شاید علت آن عملکرد قوسی قاب و میان قاب باشد در نمونه‌های بازشودار باشد که بهتر است در مطالعات آتی مورد بررسی قرار بگیرد.

فصل ۶: مقاوم سازی دیوارهای مصالح بنایی در بارگذاری داخل و خارج از

صفحه

۶-۱ مقدمه

مصالح بنایی از قدیمی‌ترین مصالح ساختمانی هستند، که در سازه‌های موجود یا تاریخی به کار رفته است. تحلیل آسیب‌پذیری ساختمان‌های مصالح بنایی تحت اثر زلزله، اهمیت بسیار زیادی دارد. زیرا ضوابط آیین‌نامه‌های مختلف در مورد دیوارهای مصالح بنایی عموماً بر مبنای مطالعات آزمایشگاهی و مشاهده خسارت‌های وارده به این دسته از سازه‌ها در زلزله‌های گذشته می‌باشد و روابط تحلیلی مناسبی برای ارزیابی مقاومت و شکل‌پذیری^۱ مصالح بنایی وجود ندارد. مصالح بنایی از جمله آجر و ملات در برابر نیروهای فشاری عملکرد بسیار خوبی دارند ولی در برابر نیروهای جانبی و کششی مقاومت زیادی نداشته و پس از رسیدن به مقاومت نهایی، خردشدگی را تجربه می‌کنند و شکل‌پذیری محدودی دارند [۱۳۳، ۹۸]. ساختمان‌های مصالح بنایی در کشور ایران به دلایل متعددی از اهمیت فراوانی برخوردار می‌باشند؛ زیرا اکثر ساختمان‌های موجود یا ساختمان‌های قدیمی که در حال حاضر وجود دارند از مصالح بنایی ساخته شده‌اند، که بیشترین آسیب‌پذیری در زلزله‌های گذشته کشورمان بر روی سازه‌های مصالح بنایی آجری بوده است. سازه‌های مصالح بنایی به علت عدم رعایت ضوابط مهندسی در طراحی و اجرای آنها جزء آسیب‌پذیرترین سازه‌ها در زمان وقوع زلزله محسوب می‌شوند. در زلزله‌ها سهم عمده‌ای از خسارات مالی و جانی از ساختمان‌های مصالح بنایی حاصل می‌شود [۱۳۴].

در ادبیات فنی در آیین‌نامه‌های ASCE، FEMA356، نشریه ۳۶۰ و دیگر آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، روش‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های مصالح بنایی ارائه گردیده است [۱۳۵ و ۲۸-۲۹]. با توجه به اینکه هنوز هم بسیاری از سازه‌های موجود در کشور از نوع سازه‌های مصالح بنایی است، برای جلوگیری از خسارت ساختمان‌های موجود، باید مقاوم‌سازی و بهسازی شوند. شناخت دقیق انواع آسیب‌های وارده به ساختمان و یافتن روش‌های مناسب مقاوم‌سازی با تقویت

^۱ Ductility

قسمت‌های اصلی و باربر ساختمان و افزودن عناصر باربر اضافی و نوع سازه بنایی می‌تواند راهی برای دسترسی به ایمنی بالاتر در مقابل زلزله باشد [۲۹]. تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی بسیاری برای تقویت نمونه‌های دیوارهای مصالح بنایی انجام پذیرفته شده است، از جمله روش‌های تقویت می‌توان استفاده از FRP^۱ بر روی سطح دیوار مصالح بنایی [۱۳۶]، استفاده از نوار فولادی ضد زنگ^۲ [۱۳۷]، استفاده از ژئوگرید در اتصالات بین آجرها [۱۳۸]، جلوگیری از ترک‌های برشی دیوارهای مصالح بنایی با استفاده از مهاربندهای فولادی، تزریق دوغاب ملات سیمان [۱۳۹]، کامپوزیت‌های سیمانی و یا چسب اپوکسی [۱۴۰]، شاتکریت بتنی [۱۴۱] و دیگر روش‌ها برای مقاوم‌سازی دیوارهای مصالح بنایی اشاره کرد [۱۴۲].

در این بخش با استفاده از بررسی عملکرد مقاوم‌سازی دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح^۳ با استفاده از چیدمان‌های مختلف تسمه‌های فولادی^۴ در دو طرف دیوار از جمله قائم، افقی، قطری، مورب، ضربدری، شبکه‌ای در بارگذاری داخل صفحه پرداخته شده است. پس از آن مدلی که نتیجه‌ای مطلوبی برای دیوارهای مصالح بنایی غیرمسلح دارد پیشنهاد شده و در انتها نشان داده شده که دیوارهای مصالح بنایی مقاوم شده با تسمه‌های فولادی در اندرکنش بارگذاری خارج از صفحه و داخل صفحه نیز عملکرد بسیار خوبی دارد.

۶-۲ معرفی مدل‌های آزمایشگاهی اولیه برای صحت سنجی

مدل تحلیلی

از مدل آزمایشگاهی که توسط درب هنزی و همکاران در آزمایشگاه سازه دانشگاه تهران ساخته شده بود، برای صحت‌سنجی استفاده شده است [۱۴۳، ۱۴۴]. این دیوارهای بنایی غیر مسلح از کیفیت

^۱ Fiber Reinforced Polymer

^۲ Stainless Steel Strip

^۳ Unreinforced Masonry Wall

^۴ Steel Tie

مناسبی در نحوه اجرا و مصالح مصرفی از جمله آجر و ملات برخوردار بوده است و مشخصات مصالح آنها به گونه‌ای است که متوسط شرایط ساختمان‌های مصالح بنایی موجود را داشته باشد. بر این اساس دو نمونه دیوار در دو نسبت ابعادی ارتفاع به طول ۰/۵ و ۰/۷ که به ترتیب ضخامت‌های آنها ۱۶۰ و ۱۱۰ میلیمتر است، که تحت اثر بارگذاری جانبی یک طرفه مورد بررسی قرار گرفته‌اند، که جزئیات دیوارهای مرجع در جدول ۶-۱ آمده است. نمونه‌های آزمایشگاهی به علت محدودیت‌های موجود در ساخت نمونه و بارگذاری در آزمایشگاه از مقیاس ابعادی ۱:۲ و ملات درز آجرها هم نیز مقیاس شده است.

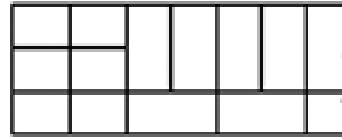
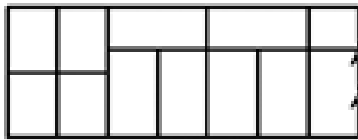
جدول ۶-۱. مشخصات آزمایشگاهی دیوارهای مصالح بنایی [۱۴۳]

نمونه مرجع	تنش محوری (MPa)	تنش برشی ملات (MPa)	ارتفاع (mm)	ضخامت (mm)	طول (mm)	نمونه تقویت شده
URMW-C-0.5	۰/۱	۰/۲	۱۴۰۰	۱۶۰	۲۷۰۰	URMW-C-R1-0.5
URMW-C-0.7	۰/۱	۰/۲	۱۴۰۰	۱۱۰	۱۹۰۰	URMW-C-R1-0.7

دو نوع دیوار بنایی غیر مسلح مرجع، با نام‌های URMW-C-0.5 و URMW-C-0.7 نام‌گذاری شده است. همچنین ابعاد دیوارهای بنایی غیر مسلح URMW-C-0.5 (۱۶۰*۲۷۰۰*۱۴۰۰) میلیمتر و URMW-C-0.7 (۱۱۰*۱۹۰۰*۱۴۰۰) میلیمتر که به ترتیب (ارتفاع*طول*ضخامت) است. علاوه بر آن یک تیر بتنی^۱ برای بالا و پایین دیوار ساخته شده است، وجود این تیر به منظور اعمال یکنواخت سربار و نیز امکان اعمال بار جانبی می‌باشد، این تیر در واقع شرایط سقف را شبیه‌سازی می‌کند، و می‌توان با ایجاد ریلی روی آن سقف صلب را شبیه‌سازی نمود، همچنین در پای دیوار این تیر می‌تواند شرایط پی را شبیه‌سازی کند.

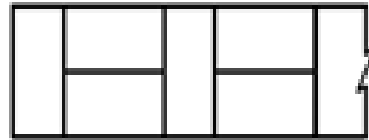
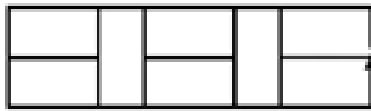
^۱ Loading Beam

آجرهای مورد استفاده در دیوارهای آزمایشگاهی از کیفیت مناسبی برخوردار بوده و ابعاد آجرها یکنواخت و یکسان می‌باشد. این آجرها دارای مقاومت فشاری و کششی متناسب با پراکندگی ناچیزی هستند. آجرها با مقیاس ۱:۲ مدل شده‌اند با ابعاد (۳۱*۴۹*۱۰۵) میلیمتر که به ترتیب (طول*ارتفاع*ضخامت) آجر است. آجرچینی هر دو نمونه دیوار که ابعاد مختلفی دارد، در شکل ۶-۱ و شکل ۶-۲ نشان داده شده است. ملات به عنوان اتصال دهنده واحد بنایی باید از کیفیت مناسبی برخوردار باشد، در مدل آزمایشگاهی ملات با نسبت وزنی ماسه به سیمان ۱:۶ است و ضخامت ملات در دیوار مصالح بنایی آزمایشگاهی ۶ میلیمتر است.



الف. الگوی آجرچینی URMW-C-0.5 ردیف اول ب. الگوی آجرچینی URMW-C-0.5 ردیف دوم

شکل ۶-۱. الگوی آجرچینی نمونه URMW-C-0.5 با ضخامت ۱۶۰ میلیمتر و نسبت ارتفاع به طول ۰/۵



الف. الگوی آجرچینی URMW-C-0.7 ردیف اول ب. الگوی آجرچینی URMW-C-0.7 ردیف دوم

شکل ۶-۲. الگوی آجرچینی نمونه URMW-C-0.7 با ضخامت ۱۱۰ میلیمتر و نسبت ارتفاع به طول ۰/۷

برای مقاوم‌سازی دیوارهای بنایی غیر مسلح در دو طرف دیوار از تسمه‌های فولادی (عرض ۳۰ میلیمتر و ضخامت ۳ میلیمتر) توسط بست‌های افقی (تسمه فولادی ۳*۳۰*۱۵۰ میلیمتر) که در شکل ۶-۳ مشاهده می‌شود، استفاده شده است. جهت مهار تسمه‌ها بر روی دیوار از میله مهارهایی به قطر ۶ میلیمتر (فاصله افقی و قائم به ترتیب ۱۵ و ۲۰ سانتیمتر استفاده شده است) و جهت اجرا دیوار در محل‌های مورد نظر با مته سوراخ و میله مهارها توسط چسب در جای خود قرار داده می‌شوند و سپس تسمه در محل خود نصب و توسط مهره محکم می‌گردد [۱۴۳].



شکل ۳-۶. مشخصات تسمه‌های فولادی برای مقاوم‌سازی دیوارهای مصالح بنایی [۱۴۳]

۳-۶ معرفی مصالح در نرم افزار اجزای محدود آباکوس

از آنجا که روش مورد استفاده در این مقاله برای مدل‌سازی دیوار مصالح بنایی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس رویکرد مزو که در فصل سوم بخش ۳-۳-۱-۳ توضیح داده شده است، ملات در آن به صورت مستقیم مدل‌سازی نشده است و تنها اثرات آن (اصطکاک و چسبندگی) در قالب تعریف اندرکنش^۱ بین آجرها شبیه‌سازی شده است. رفتار اندرکنشی بین آجرها که ناشی از ملات بوده و دارای دو خاصیت رفتاری‌اند: ۱- چسبندگی در فازهای کششی و برشی ۲- اصطکاک در فاز برشی می‌باشد. به این ترتیب مقاومت فشاری ملات و اثر ترکیبی آن بر روی منشور بنایی به خودی خود در نظر گرفته نمی‌شود. در راستای در نظرگیری این اثر باید به جای تعریف خصوصیات مکانیکی آجر بر روی آجرها، خصوصیات مکانیکی منشور بنایی تعریف گردد، متأسفانه این نکته در بسیاری از تحقیقات قبلی داخل کشور در این زمینه نادیده گرفته شده است.

در جدول ۲-۶ پارامترهای در نظر گرفته شده در مدل رفتاری پلاستیسیته بتن آسیب دیده در نرم افزار اجزای محدود آباکوس برای تعریف رفتار پلاستیک مصالح بنایی تعریف می‌گردد:

جدول ۲-۶. مشخصات مکانیکی بتن آسیب دیده پلاستیک واحد بنایی نمونه‌های تحلیلی

نمونه‌های مرجع	Dilation Angle	Eccentricity	σ_{b0}/σ_{c0}	K	Viscosity Parameter
URMW-C-0.5	۲۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۷	۰/۰۱
URMW-C-0.7	۲۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۷	۰/۰۱

^۱ Interaction

زاویه اتساع^۱ در بتن آسیب دیده پلاستیک مقدار آن بسیار ناچیز است و در سربارهای قابل توجه مقدار آن در حد صفر است. البته این پارامتر از آزمایش مستقیم و استاندارد حاصل نمی‌شود، برای مصالح بنایی مقدار آن ۵ تا ۲۰ در مدل خسارت دیده بتن است. در واقع پارامتر زاویه اتساع (انبساط برشی)، مقدار بلندشدگی در اثر جابجایی برشی را مشخص می‌کند. این پدیده اثر زبری سطح است، که به این صورت نمایان می‌شود. بایستی توجه شود که مقدار انبساط برشی بستگی به مقدار تنش فشاری محصورشدگی دارد و با افزایش این تنش فشاری، زاویه اتساع کم می‌شود. همچنین، با شروع لغزش و تحت تنش‌های فشاری زیاد، به علت از بین رفتن ناهمواری‌های سطحی و صاف شدن سطوح قبل از لغزش، زاویه اتساع به سمت صفر میل می‌کند [۹۶].

خروج از مرکزیت^۲، تابع پتانسیل جریان در ابتدا محور افقی تنش هیدرواستاتیک را با زاویه ۹۰ درجه قطع می‌کند که تحت این شرایط، این تابع در واقع یک منحنی خواهد بود. مقدار این پارامتر اگر بسیار کوچک در نظر گرفته شود، باعث واگرایی حل در مراحل اولیه خواهد شد.

نسبت تنش فشاری حداکثر دو محوره به تک محوره است، مقدار این پارامتر بین ۱ تا ۱/۲۷ متغیر است. هرچه این مقدار بیشتر باشد ماده رفتار سخت‌تری از خود نشان خواهد داد [۱۰۰]. پارامتر K در واقع شکل مقطع عرضی سطوح بارگذاری را تعیین می‌کند، مقدار این پارامتر بین ۰/۵ تا ۱ است. اگر مقدار این پارامتر برابر با یک در نظر گرفته شود، شکل مقطع عرضی سطح تسلیم شبیه دراکر-پراگر می‌گردد [۱۰۱].

پارامتر ویسکوزیته^۳، در تحلیل اجزای محدود بر اساس تئوری بتن آسیب دیده پلاستیسیته دارای پتانسیل بسیار زیادی برای واگرایی زودرس است. دلایل بسیار زیادی برای این مسأله می‌توان بیان کرد که مهمترین آنها کاهش سختی بسیار شدید پس از ترک‌خوردگی و تغییرات شیب بسیار زیاد در

^۱ Dilation Angle

^۲ Eccentricity

^۳ Viscosity Parameter

مقطع عرضی سطح تسلیم است. دووات و لیونز برای حل این مشکل پیشنهاد کردند که ماده بتن، به صورت یک ماده ویسکوپلاستیک در نظر گرفته شود. این موضوع باعث می‌شود که در طی به دست آمدن معادلات در هر مرحله، یک زمان آرامش وجود داشته باشد. وجود این زمان آرامش باعث می‌شود که حساسیت حل نسبت به سطوح تسلیم کاهش یابد و در نتیجه مشکلات همگرایی تا حدی بهبود یابد. طبیعی است که مقدار این زمان آرامش باید به حدی کوچک باشد که بتوان از تأثیرات آن بر پاسخ کلی سازه صرف نظر کرد.

باتوجه به اینکه برای صحت سنجی مدل‌سازی تحلیلی، از نتایج آزمایشگاهی استفاده می‌شود، خواص مصالح در جدول ۳-۶ و جدول ۴-۶ ذکر شده است:

جدول ۳-۶. خصوصیات مکانیکی مصالح بنایی و بتنی

اجزا	چگالی (Ton/mm ³)	مدول الاستیسیته (N/mm ²)	ضریب پواسون	مقاومت فشاری (MPa)
منشور بنایی	۱۸۰۰*۱۰ ^{-۱۲}	۴۷۸۵	۰/۱۵	۸/۷
تیر بتنی	۲۴۰۰*۱۰ ^{-۱۲}	۲۱۰۰۰	۰/۳	-----

میزان جرم حجمی یا چگالی منشور بنایی که عددی بین ۱۸۰۰ تا ۱۸۵۰ کیلوگرم بر متر مربع است. ضریب پواسون مربوط به منشور بنایی عددی بین ۰/۱ تا ۰/۱۵ است. مقاومت فشاری مربوط به منشور بنایی طبق دستور العمل موجود استاندارد ASTM حداقل سه نمونه منشور بنایی تهیه شده است، به این ترتیب پس از ساخت نمونه‌ها بر اساس توصیه‌های موجود در استاندارد مورد نظر و مدت زمان مشخص، نمونه‌ها در دستگاه مربوط تحت آزمایش قرار گرفته‌اند؛ بدیهی است برای تعیین مقاومت فشاری نمونه‌ها در راستای عمود بر درزهای افقی نمونه به صورت عادی تحت نیروهای فشاری قرار می‌گیرد. در حالی که برای تعیین مقاومت فشاری نمونه‌ها در راستای افقی نمونه از کنار تحت آزمایش قرار می‌گیرد و مقاومت فشاری منشور بنایی به دست می‌آید تیر بارگذاری بتنی در بالا و پایین دیوار بنایی غیر مسلح قرار دارد، این تیر بتنی مطمئناً رفتار الاستیک و خطی خواهد داشت به همین

علت مقاومت فشاری بتن در نرم افزار تعریف نمی‌شود و بر حسب چنین تعریفی هیچ گونه خسارتی در آن مجاز نخواهد بود.

جدول ۶-۴. مشخصات مکانیکی المان سطح تماسی

نمونه مرجع	رفتار چسبنده				رفتار نرمال			رفتار مماسی	
	خرابی				رفتار کشش-جداشدگی				
	تکامل خرابی		شروع خرابی		K_{mm}	K_{ss}	K_{tt}	$\tan \theta$	
	G_f^I	G_f^{II}	$C = 1.4f_t$	f_t					
URMW-C-0.5	۰/۰۱۲	۰/۰۵	۰/۱۶	۰/۲۲	۸۲	۳۶	۳۶	Hard	۰/۷۵
URMW-C-0.7	۰/۰۱۸	۰/۱۲۵	۰/۲۵	۰/۳۵	۸۲	۳۶	۳۶	Hard	۰/۷۵

G_f^I پارامتر غیر خطی به نام انرژی شکست در کشش است، این پارامتر در حقیقت انرژی مورد نیاز برای ایجاد ترک با مساحت واحد در سطح تماس آجر و ملات است، این پارامتر از سطح زیر منحنی تنش-تغییر طول از آزمایش کشش مستقیم بر روی درزهای ملات به دست می‌آید و واحد آن $(N \cdot mm/mm^2)$ است. G_f^{II} پارامتر غیر خطی به نام انرژی شکست در برش است، این پارامتر در حقیقت سطح زیر منحنی نیرو-جابجایی درز ملات در برش می‌باشد و واحد آن $(N \cdot mm/mm^2)$ است. f_t این پارامتر مقاومت کششی ملات است، جهت تعیین مقاومت کششی مستقیم ملات، از آزمایش کشش مستقیم نمونه‌های پایبونی ملات استفاده شده است؛ بدین ترتیب شش نمونه پایبونی از ملات استاندارد تهیه شده و طبق دستورالعمل استاندارد ASTM-C307-94 در دستگاه آزمایش کشش مستقیم تحت آزمایش قرار گرفته‌اند و واحد آن (N/mm^2) است. C چسبندگی درز ملات که از فرمول $C = 1.4f_t$ به دست می‌آید. K_{mm} سختی ملات در جهت عمودی (کششی)، که واحد آن (N/mm^3) است. K_{ss} سختی برشی ملات در جهت ۱ دستگاه مختصات، که واحد آن (N/mm^3) است. K_{tt} سختی برشی ملات در جهت ۲ دستگاه مختصات، که واحد آن (N/mm^3) است.

از جمله رفتار مماسی که آجرها باهم دارند، از نوع پناستی^۱ است و $\tan \theta$ ضریب اصطکاک عددی بین ۰/۷ تا ۰/۸ است. در واقع زمانی که چسبندگی از بین می‌رود، فقط اصطکاک است که بر روی رفتار سطوح تأثیر گذار است. در رفتار نرمال موضوع مهم دیگر در رفتار تنش-جداشدگی، نحوه‌ی رفتار سطوح پس از بین رفتن چسبندگی آنها است. این رفتار به صورت رفتار فشاری و اصطکاک مدل‌سازی می‌گردد. هنگامیکه سطوح در تماس با یکدیگر نیستند، فشاری بین آنها منتقل نمی‌شود، ولی هنگامیکه دو سطح با یکدیگر در تماس هستند، نیروی فشاری می‌تواند بین آنها منتقل گردد. رفتار سطوح در راستای عمودی تماس سخت، در نظر گرفته می‌شود. یعنی هنگامیکه چسبندگی سطوح یا به اصطلاح ملات بین واحدهای بنایی از بین رفت دو سطح هیچ نفوذی در یکدیگر نداشته و رفتاری سختی خواهند داشت.

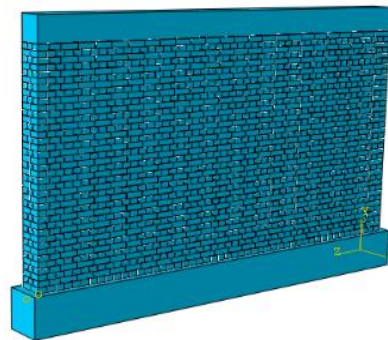
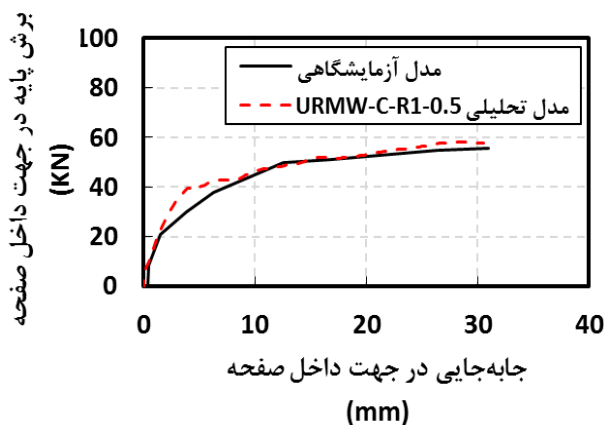
۶-۴ کالیبره کردن و صحت سنجی مدل تحلیلی

ابتدا به بررسی چگونگی رفتار دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح ساخته شده در آزمایشگاه سازه دانشگاه تهران تحت بار پوش‌آور یک طرفه قرار گرفته است، با مدل‌سازی در نرم‌افزار و مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج نرم‌افزاری جهت صحت‌سنجی دو نمونه دیوار مصالح بنایی غیر مسلح شاهد URMW-C-0.5 و URMW-C-0.7 پس از آن هم به صحت سنجی دو نمونه شاهد تقویت شده با استفاده از تسمه‌های فولادی به نام‌های URMW-C-R1-0.5 و URMW-C-R1-0.7 پرداخته شده است [۱۴۳]. در داخل نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس با تحلیل صریح مدل‌ها آنالیز شده است و نتایج حاصل از کار عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است، نتایج دارای تطابق قابل قبولی هستند.

۶-۴-۱ صحت سنجی نمونه مدل‌سازی شده URMW-C-0.5

^۱ Penalty

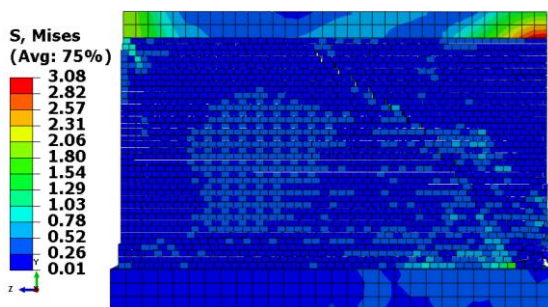
شکل ۴-۶ الف نمونه شاهد آزمایشگاهی URMW-C-0.5 در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل سازی شد، شکل ۴-۶ ب تفاوت سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه URMW-C-0.5 آزمایشگاهی و تحلیلی ۵/۶٪ است، در نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۳۶/۵ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۲۴ کیلو نیوتن بر میلی متر، شکل پذیری ۱۰ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۳۷ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۲۵ کیلو نیوتن بر میلی متر، شکل پذیری ۱۰ است. درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر هر کدام به ترتیب برابر با ۱/۳۶٪، ۴/۱٪، ۰٪ است. با توجه شکل ۵-۶ الف مد گسیختگی حاکم در نمونه مرجع URMW-C-0.5 در جابه جایی نسبی ۱/۱٪ مد لغزشی است که در آزمایشگاه مشاهده شده است و در نمونه تحلیلی شکل ۵-۶ ب مد گسیختگی هم لغزشی است، شکل ۵-۶ پ و شکل ۵-۶ ت خرابی دیوار مصالح بنایی مدل سازی شده را در فشار و کشش را به ترتیب نشان می دهد. در رابطه با عدم تطابق شکل گیری ترکها در مدل های تحلیلی در مقایسه با نمونه های آزمایشگاهی، لازم به ذکر است که در مقاله آزمایشگاهی که از نمونه های آن جهت صحت سنجی استفاده شده است بارگذاری به صورت رفت و برگشتی بوده است، اما در نرم افزار اجزای محدود آباکوس فقط از یک سمت پوش داده شده است، به همین علت شکل ترک های به دست آمده مقدار کمی با ترک های که در داخل آزمایشگاه به دست آمده فرق دارد.



ب. نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه تحلیلی و شاهد آزمایشگاهی

الف. مدل سازی اجزای محدود

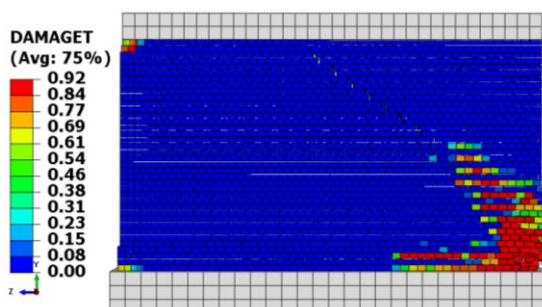
شکل ۴-۶. صحت سنجی نمونه شاهد URMW-C-0.5



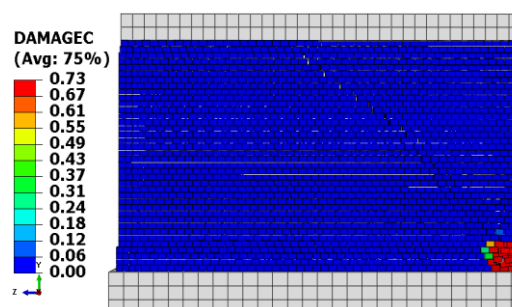
ب. تنش ون میسز



الف. خرابی آزمایشگاهی [۱۴]



ت. خرابی در کشش



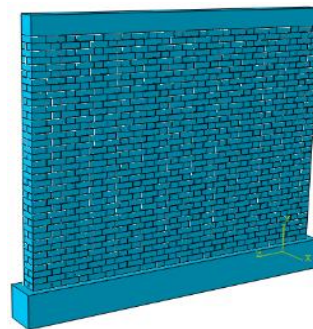
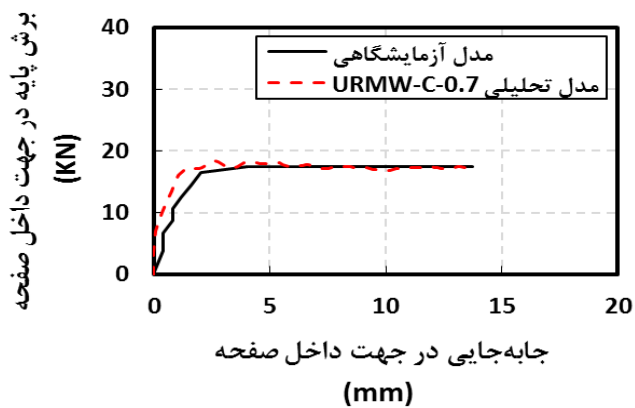
پ. خرابی در فشار

شکل ۶-۵. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی URMW-C-0.5

۶-۴-۲ صحت سنجی نمونه مدل سازی شده URMW-C-0.7

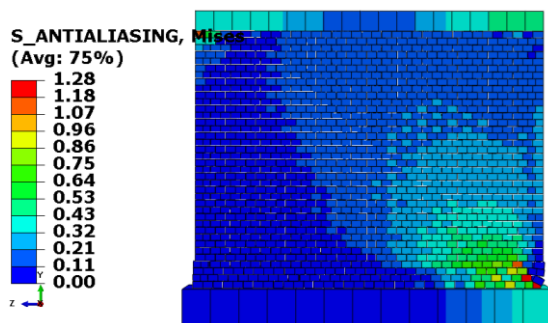
در شکل ۶-۶ الف نمونه شاهد آزمایشگاهی در URMW-C-0.7 نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل سازی شد، شکل ۶-۶ ب تفاوت زیر سطح نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه URMW-C-0.7 آزمایشگاهی و تحلیلی ۱۴/۳٪ است. در نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۱۷ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۱۷ کیلونیوتن بر میلی متر و شکل پذیری ۱۴ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۱۷/۵ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۱۸ کیلونیوتن بر میلی متر و شکل پذیری ۱۵ است، درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر هر کدام به ترتیب برابر با ۲/۹۴٪، ۵/۸۸٪، ۵/۸۸٪ است. با توجه به شکل ۶-۷ الف مد گسیختگی حاکم در نمونه مرجع URMW-C-0.7 در جابه جایی نسبی ۱/۱٪ مد برشی است که در آزمایشگاه مشاهده شده است و در نمونه تحلیلی شکل ۶-۷ ب مد گسیختگی هم برشی است، شکل ۶-۷ پ و شکل ۶-۷ ت خرابی دیوار مصالح بنایی مدل سازی شده را در فشار و کشش را به ترتیب نشان می دهد.

در رابطه با عدم تطابق شکل‌گیری ترک‌ها در مدل‌های تحلیلی در مقایسه با نمونه‌های آزمایشگاهی، لازم به ذکر است که در مقاله آزمایشگاهی که از نمونه‌های آن جهت صحت‌سنجی استفاده شده است بارگذاری به صورت رفت و برگشتی بوده است، اما در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس فقط از یک سمت پوش داده شده است، به همین علت شکل ترک‌های به دست آمده مقدار کمی با ترک‌های که در داخل آزمایشگاه به دست آمده فرق دارد.



الف. مدل‌سازی اجزای محدود ب. نمودار نیرو-جاب‌جایی نمونه تحلیلی و شاهد آزمایشگاهی

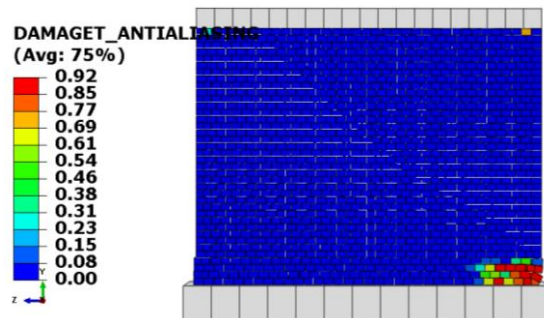
شکل ۶-۶. صحت‌سنجی نمونه شاهد URMW-C-0.7



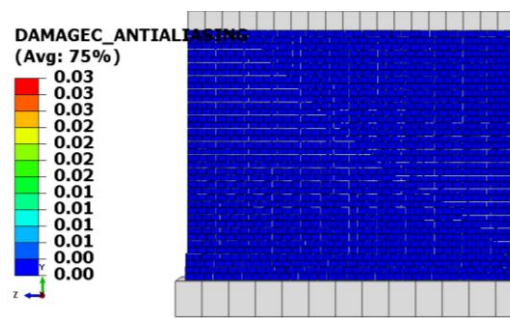
ب. تنش ون میسز



الف. خرابی آزمایشگاهی [۱۴]



ت. خرابی در کشش

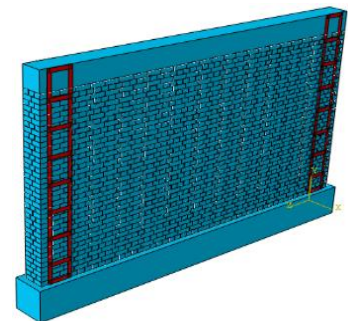
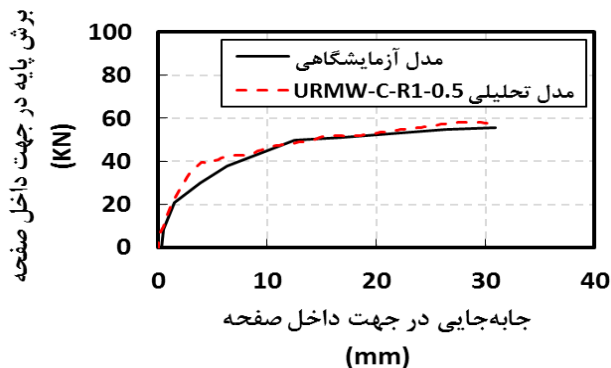


پ) خرابی در فشار

شکل ۶-۷. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی URMW-C-0.7

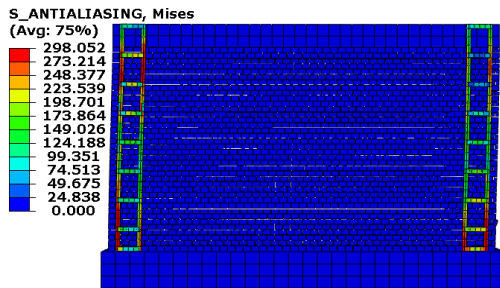
۶-۴-۳ صحت سنجی نمونه تقویت شده URMW-C-R1-0.5

در شکل ۶-۸ الف نمونه شاهد آزمایشگاهی تقویت شده آزمایشگاهی URMW-C-R1-0.5 در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل سازی شد، شکل ۶-۸ ب تفاوت زیر سطح نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه URMW-C-R1-0.5 آزمایشگاهی و تحلیلی ۳/۲٪ است، در نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۵۵/۷ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۱۰/۲ کیلونیوتن بر میلی متر و شکل پذیری ۷/۲ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۵۷/۶ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۱۲/۲ کیلو نیوتن بر میلی متر و شکل پذیری ۸/۵ است، درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر هر کدام به ترتیب برابر با ۳/۴٪، ۱۹٪، ۱۸٪ است. با توجه به شکل ۶-۹ الف مد گسیختگی حاکم در نمونه مرجع URMW-C-R1-0.5 در جابه جایی ۲/۱۹٪ مد چرخشی- لغزشی است که در آزمایشگاه مشاهده شده است و در نمونه تحلیلی شکل ۶-۹ ب مد گسیختگی چرخشی-لغزشی است، شکل ۶-۹ پ و شکل ۶-۹ ت خرابی دیوار مصالح بنایی مدل سازی شده را در فشار و کشش را به ترتیب نشان می دهد. در رابطه با عدم تطابق شکل گیری ترک ها در مدل های تحلیلی در مقایسه با نمونه های آزمایشگاهی، لازم به ذکر است که در مقاله آزمایشگاهی که از نمونه های آن جهت صحت سنجی استفاده شده است بارگذاری به صورت رفت و برگشتی بوده است، اما در نرم افزار اجزای محدود آباکوس فقط از یک سمت پوش داده شده است، به همین علت شکل ترک های به دست آمده مقدار کمی با ترک های که در داخل آزمایشگاه به دست آمده فرق دارد.



الف. مدل سازی اجزای محدود ب. نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه تحلیلی با نمونه شاهد آزمایشگاهی

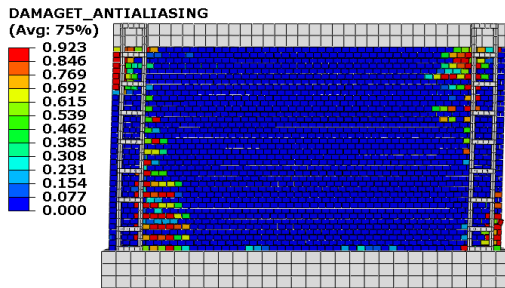
شکل ۶-۸. صحت سنجی نمونه شاهد URMW-C-R1-0.5



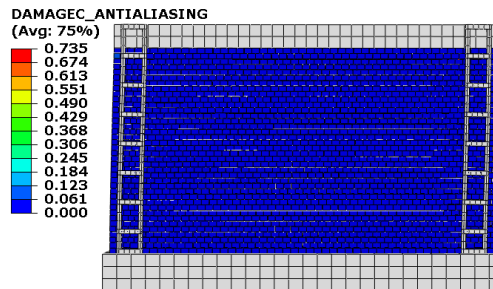
ب. تنش ون میسر



الف. خرابی آزمایشگاهی [۱۴]



ت. خرابی در کشش



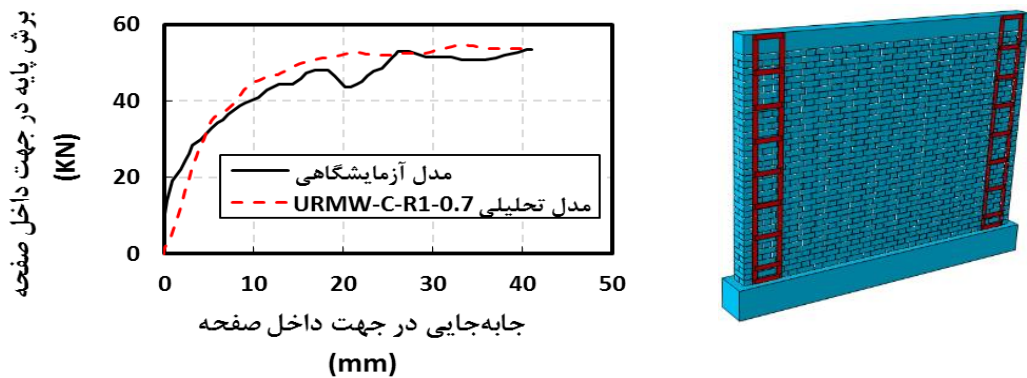
پ. خرابی در فشار

شکل ۶-۹. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی URMW-C-R1-0.5

۶-۴-۴ صحت سنجی نمونه شاهد تقویت شده URMW-C-R1-0.7

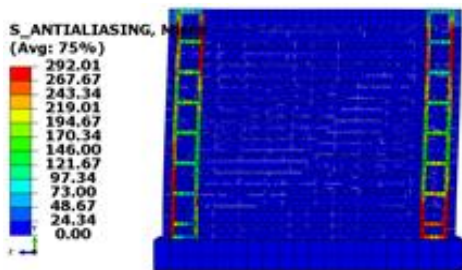
در شکل ۶-۱۰ الف نمونه شاهد تقویت شده آزمایشگاهی URMW-C-R1-0.7 در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل سازی شد، شکل ۶-۱۰ ب نمودار نیرو-تغییر مکان مدل آزمایشگاهی و تحلیلی را نشان می دهد، در نمونه URMW-C-R1-0.7 تفاوت سطح زیر هر نمودار پوش آور آزمایشگاهی با نمودار پوش آور تحلیلی ۳/۱٪ است، در نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۵۴ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۱۰ کیلو نیوتن بر میلی متر و شکل پذیری ۱۰ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۵۴ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۸ کیلونیوتن بر میلی متر و شکل پذیری ۸ است. درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر هر کدام به ترتیب برابر با ۰٪، ۲۰٪، ۲۰٪ است. با توجه به شکل ۶-۱۱ الف مد گسیختگی حاکم در نمونه مرجع URMW-C-R1-0.7 در جابه جایی نسبی ۲/۱۹٪ مد چرخشی-لغزشی است و خردشدگی در قسمت پایین تسمه های فولادی در آزمایشگاه مشاهده شده است و در نمونه تحلیلی شکل ۶-۱۱ ب مد گسیختگی چرخشی-لغزشی است، شکل ۶-۱۱ پ و شکل ۶-۱۱ ت خرابی دیوار مصالح بنایی

مدل‌سازی شده را در فشار و کشش را به ترتیب نشان می‌دهد. در رابطه با عدم تطابق شکل‌گیری ترک‌ها در مدل‌های تحلیلی در مقایسه با نمونه‌های آزمایشگاهی، لازم به ذکر است که در مقاله آزمایشگاهی که از نمونه‌های آن جهت صحت‌سنجی استفاده شده است بارگذاری به صورت رفت و برگشتی بوده است، اما در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس فقط از یک سمت پوش داده شده است، به همین علت شکل ترک‌های به دست آمده مقدار کمی با ترک‌های که در داخل آزمایشگاه به دست آمده فرق دارد.



الف. مدل‌سازی اجزا محدودی ب. نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه تحلیلی با نمونه شاهد آزمایشگاهی

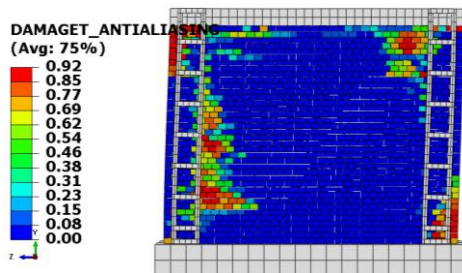
۱۰-۶. صحت‌سنجی نمونه شاهد URMW-C-R1-0.5



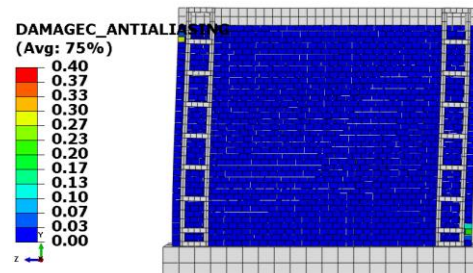
ب. تنش و ن میسز



الف. خرابی آزمایشگاهی [۱۴]



ت. خرابی در کشش



پ. خرابی در فشار

شکل ۶-۱۱. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی URMW-C-R1-0.5

در جدول ۵-۶ پارامترهای مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل پذیری، سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های شاهد آزمایشگاهی و نمونه‌هایی که در نرم‌افزار اجزای محدود مدل‌سازی و تحلیل شده را نشان می‌دهد. درصد اختلاف هر پارامتر بین نمونه آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی محاسبه شده است.

جدول ۵-۶. مقایسه نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی

نام نمونه	نوع نمونه	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل پذیری	سطح زیر نمودار (mm)	% اختلاف
URMW-C-0.5	آزمایشگاهی	۳۶/۵	۲۴	۱۰	۵۵۳/۷۳	%۵/۶
	تحلیلی	۳۷	۲۵	۱۰	۵۲۲/۶۷	
URMW-C-0.7	آزمایشگاهی	۱۷	۱۷	۱۴	۲۷۳/۲۹	%۱۴/۳
	تحلیلی	۱۷/۵	۱۸	۱۵	۲۳۴/۱۳	
URMW-C-R1-0.5	آزمایشگاهی	۵۵/۷	۱۰/۲	۷/۲	۱۴۰۷/۹۳	%۳/۲
	تحلیلی	۵۷/۶	۱۲/۲	۸/۵	۱۴۵۸/۰۹	
URMW-C-R1-0.7	آزمایشگاهی	۵۴	۱۰	۱۰	۱۸۷۵/۱۹۹	%۳/۱
	تحلیلی	۵۴	۸	۸	۱۸۱۸/۷۴	

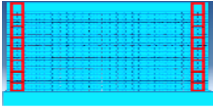
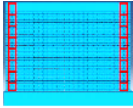
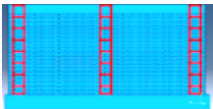
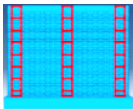
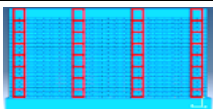
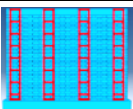

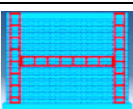
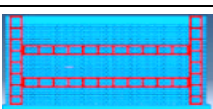
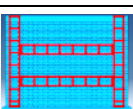
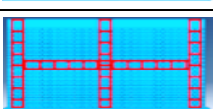
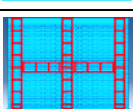
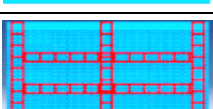
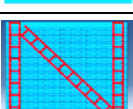
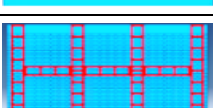
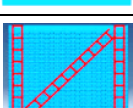
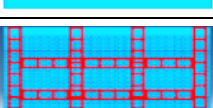
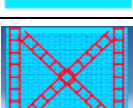
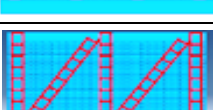
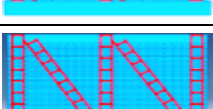
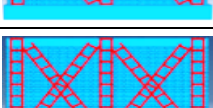
۵-۶ معرفی مدل‌های تحلیلی مقاوم‌سازی شده با تسمه فولادی

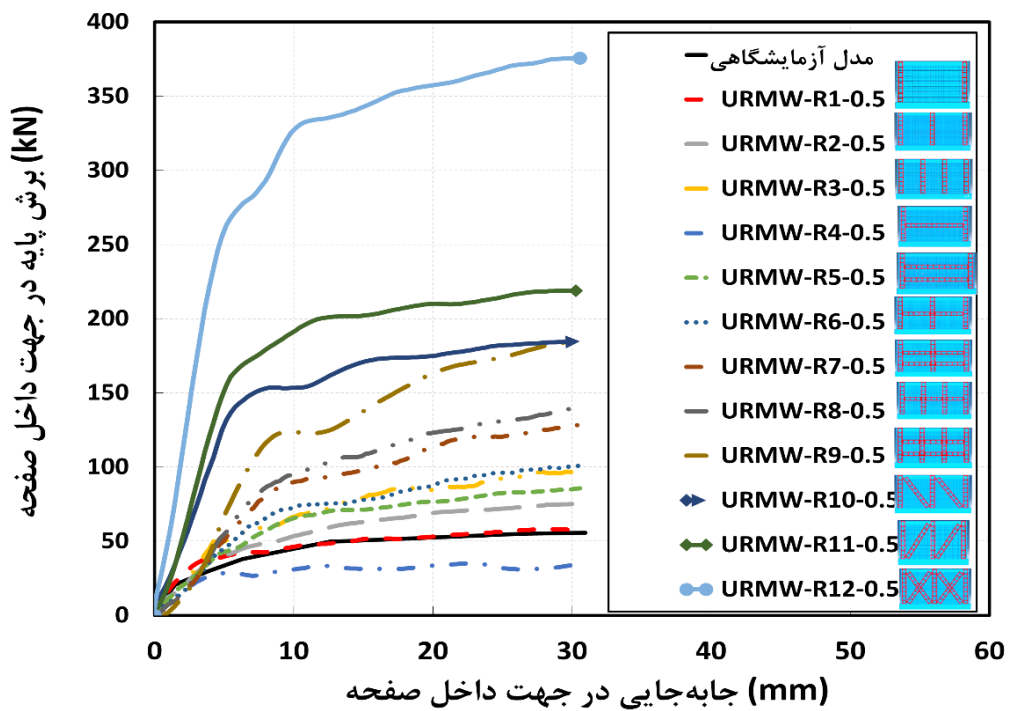
با توجه به این موضوع که بیشتر ساختمان‌ها در ایران ساختمان‌های بنایی غیر مسلح چه به صورت کلاف‌دار یا بدون کلاف است. در زلزله‌ها این ساختمان‌ها به دلیل ضعف‌های عمده‌ای که دارند بسیار آسیب‌پذیر هستند، که می‌توانیم به زلزله اخیر در سال ۱۳۹۶ که در کرمانشاه رخ داده است اشاره کنیم. متأسفانه به دلیل قدیمی بودن بعضی از این سازه‌ها و یا عدم نظارت مناسب بر ساخت این ساختمان‌ها اجرای آنها از گذشته تاکنون دارای اشکالات فراوانی است برای این منظور امروزه بحث مقاوم‌سازی، ترمیم ساختمان‌های مصالح بنایی غیر مسلح موجود مطرح است، یکی از این روش‌ها مقاوم‌سازی با استفاده از تسمه‌های فولادی است. مقاوم‌سازی با تسمه‌های فولادی به دلیل اجرا آسانی که دارد و نیازی

به تمیز کردن سطح دیوار ندارد، در این رابطه باعث کاهش هزینه‌ها خواهد شد و نیاز به نیروی متخصص ندارد و همچنین رفتار و درگیری خرابی بتن با آجر باعث تقویت دیوارهای باربر با تسمه فولادی می‌شود. نمونه‌های مقاوم‌سازی با شمای قرار گیری تسمه‌های فولادی و نام‌گذاری نمونه‌ها در جدول ۶-۶ نشان داده شده است. در این نمونه‌ها تسمه‌های فولادی به صورت دو طرف دیوار قرار گرفته است.

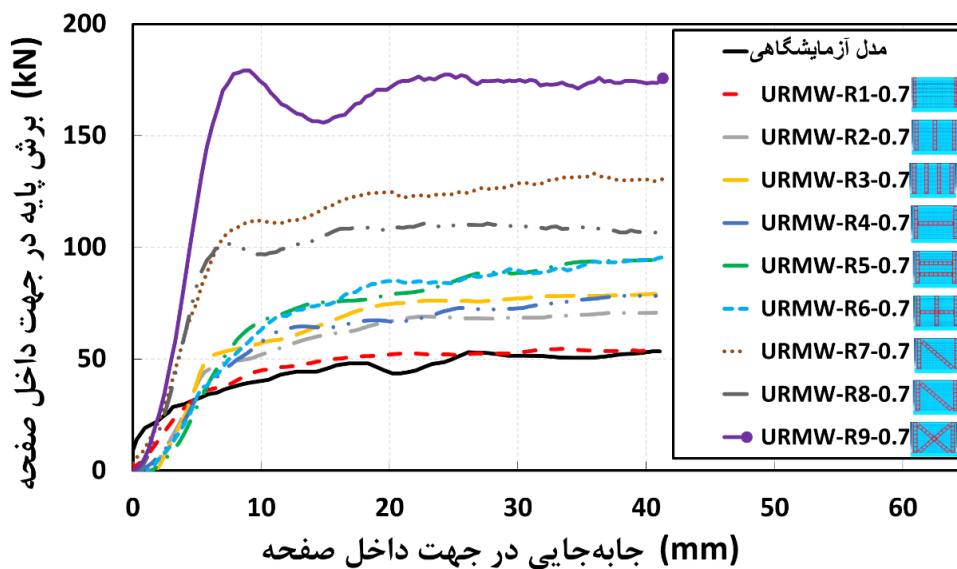
نمونه‌های تحلیلی بر اساس نام‌گذاری و نحوه مدل‌سازی جدول ۶-۶، در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی شدند. با به دست آوردن نمودار نیرو-تغییرمکان آن با استفاده از روش پریستلی و پائولی دو خطی شده است [۱۰۵]. در شکل ۶-۱۲ و شکل ۶-۱۳ تمام نمودارهای نمونه‌های مقاوم‌سازی شده با تسمه فولادی در روی دیوار URMW-R-0.5 و URMW-R-0.7 نشان داده شده، که تغییرات و اثرات تسمه‌های فولادی بر روی دیوار مصالح بنایی قابل مشاهده است. در جدول ۷ و ۸ نتایج دو خطی دیگر نمونه‌ها را می‌توان با یکدیگر مقایسه نمود.

جدول ۶-۶. نام‌گذاری نمونه‌های تحلیلی اجزای محدود

$h/b=0.5$		$h/b=0.7$	
شمای قرارگیری تسمه‌های فولادی	نام نمونه	شمای قرارگیری تسمه‌های فولادی	نام نمونه
	URMW-C-R1-0.5		URMW-C-R1-0.7
	URMW-R2-0.5		URMW-R2-0.7
	URMW-R3-0.5		URMW-R3-0.7
	URMW-R4-0.5		URMW-R4-0.7
	URMW-R5-0.5		URMW-R5-0.7
	URMW-R6-0.5		URMW-R6-0.7
	URMW-R7-0.5		URMW-R7-0.7
	URMW-R8-0.5		URMW-R8-0.7
	URMW-R9-0.5		URMW-R9-0.7
	URMW-R10-0.5		
	URMW-R11-0.5		
	URMW-R12-0.5		



شکل ۶-۱۲. نمودارهای نیرو-تغییر مکان همه‌ی نمونه‌های تقویت شده URMW-R-0.5 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵



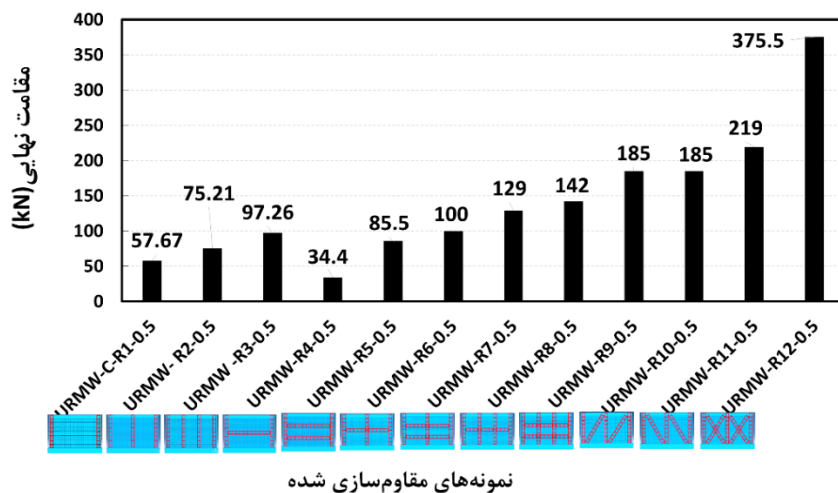
شکل ۶-۱۳. نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه‌های مقاوم‌سازی شده URMW-R-0.7 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۷

۶-۶ نتایج تحلیلی در بارگذاری داخل صفحه

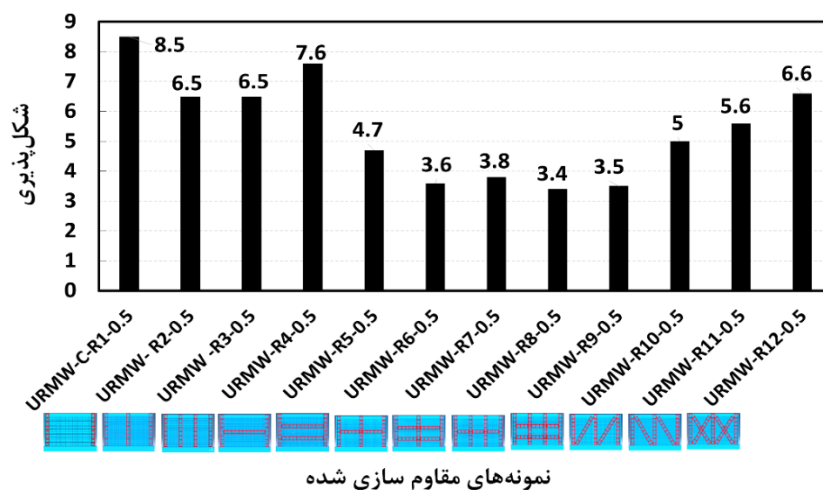
جدول ۶-۷ نتایج دو خطی دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵ و جدول ۸-۶ نتایج دو خطی دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح با نسبت ارتفاع به طول ۰/۷ نمونه‌های تقویت شده با استفاده از تسمه‌های فولادی است.

جدول ۶-۷. نتایج دو خطی کردن نمونه‌های تقویت شده URMW-R-0.5

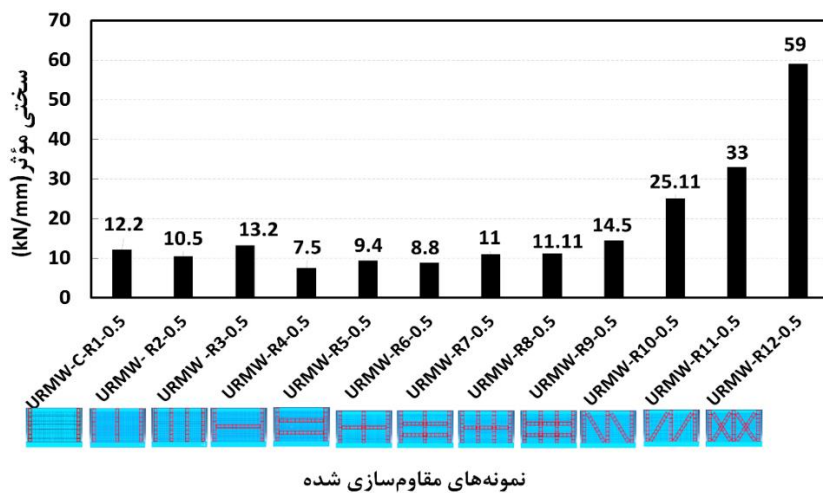
نام نمونه	P_U	δ_U	δ_y	شکل پذیری	سختی موثر (KN/mm)	مقاومت نهایی (kN)
URMW-C-R1-0.5	۳/۶	۳۰/۵	۴۴	۸/۵	۱۲/۲	۵۷/۶
URMW-R2-0.5	۴/۷	۳۰/۵	۴۹	۶/۵	۱۰/۵	۷۵/۲۱
URMW-R3-0.5	۴/۷	۳۰/۵	۶۲	۶/۵	۱۳/۲	۹۷/۲۶
URMW-R4-0.5	۴	۳۰/۵	۲۹	۷/۶	۷/۵	۳۴/۴
URMW-R5-0.5	۶/۵	۳۰/۵	۶۱	۴/۷	۹/۴	۸۵/۵
URMW-R6-0.5	۸/۵	۳۰/۵	۷۵	۳/۶	۸/۸	۱۰۰
URMW-R7-0.5	۸/۲	۳۰/۵	۹۱	۳/۸	۱۱	۱۲۹
URMW-R8-0.5	۹	۳۰/۵	۱۰۰	۳/۴	۱۱/۱۱	۱۴۲
URMW-R9-0.5	۸/۷	۳۰/۵	۱۲۶	۳/۵	۱۴/۵	۱۸۵
URMW-R10-0.5	۶	۳۰/۵	۱۵۵	۵	۲۵/۱۱	۱۸۵
URMW-R11-0.5	۵/۵	۳۰/۵	۱۸۲	۵/۶	۳۳	۲۱۹
URMW-R12-0.5	۵	۳۰/۵	۲۹۵	۶/۶	۵۹	۳۷۵/۵
میانگین نمونه‌های تقویت شده				۵/۷	۱۵/۴۴	۱۶۱/۵



شکل ۶-۱۴. نمودار مقایسه مقاومت نهایی نمونه‌های URMW-R-0.5 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵



شکل ۶-۱۵. نمودار مقایسه شکل پذیری نمونه‌های URMW-R-0.5 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵



شکل ۶-۱۶. نمودار مقایسه سختی مؤثر نمونه‌های URMW-R-0.5 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵

همانطور که در شکل ۶-۱۴ مشاهده می‌شود، با مقاوم کردن دیوار مصالح بنایی نمونه‌های URMW-R-0.5 که نسبت ارتفاع به طول این نمونه‌ها برابر است با ۰/۵ و با تسمه‌های فولادی مقاوم شده‌اند، مقاومت نهایی آن‌ها نسبت به دیوار بنایی غیر مسلح افزایش پیدا کرده است. هرچه تعداد این تسمه‌های فولادی بیشتر شود مقاومت نهایی هم بیشتر می‌شود میانگین مقاومت نهایی در تمام نمونه‌های تقویت شده حدوداً ۱۶۱ کیلونیوتن است. در نمونه‌های URMW-C-R1-0.5 و URMW-R2-0.5 و URMW-R3-0.5 که شکل آن‌ها را در جدول ۶-۶ قرار دارد، با تسمه‌های فولادی قائم تقویت شده‌اند. شکل ۶-۱۴ نشان می‌دهد مقاومت نهایی آن‌ها نسبت به نمونه‌ای که دیوار بدون تقویت است به ترتیب ۵۵٪، ۱۰۳٪، ۱۶۳٪ افزایش مقاومت داشته است. در شکل ۶-۱۶ نشان می‌دهد سختی مؤثر نسبت به نمونه بدون تقویت به ترتیب ۵۱٪، ۵۸٪، ۴۷٪ کاهش داشته است. در شکل ۶-۱۵ نشان می‌دهد شکل‌پذیری نسبت به نمونه بدون تقویت به ترتیب ۱۵٪، ۳۵٪، ۳۵٪ کاهش داشته است. در شکل ۶-۱۴ مشاهده می‌شود بیشترین مقاومت را در تقویت با تسمه‌های قائم نمونه‌ای می‌دهد که تعداد بیشتری تسمه قائم داشته باشد، که میانگین درصد مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری در نمونه‌های تقویت شده با تسمه فولادی به ترتیب برابر با ۱۱۷٪، ۵۲٪ و ۲۸٪ است.

در نمونه‌های URMW-R4-0.5 و URMW-R5-0.5 که شکل آن‌ها را در جدول ۶-۶ قرار دارد، با تسمه‌های افقی که به تسمه‌های قائم کنار دیوار متصل است تقویت شده‌اند، شکل ۶-۱۴ نشان می‌دهد مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب برابر با ۳۴/۴، ۸۵/۵ کیلونیوتن است که نسبت به نمونه‌ای که دیوار بدون تقویت است به ترتیب ۷٪، ۱۳۱٪ کاهش و افزایش مقاومت داشته است. در شکل ۶-۱۶ نشان می‌دهد سختی مؤثر نسبت به نمونه بدون تقویت به ترتیب ۷۰٪، ۱۲/۴٪ کاهش داشته است. در شکل ۶-۱۵ نشان می‌دهد شکل‌پذیری نسبت به نمونه بدون تقویت به ترتیب ۲۴٪، ۵۳٪ کاهش داشته است. در شکل ۶-۱۴ مشاهده می‌شود، بیشترین مقاومت نهایی را در تقویت با تسمه‌های افقی نمونه‌ای دارد که تعداد بیشتری تسمه افقی داشته باشد. میانگین درصد مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری آن‌ها به ترتیب ۶۰٪، ۴۱/۲٪ و ۳۸٪ است.

در نمونه‌های URMW-R6-0.5 و URMW-R7-0.5 و URMW-R8-0.5 و URMW-R9-0.5 که شکل آن‌ها را در جدول ۶-۶ قرار دارد، با تسمه‌های فولادی به صورت شبکه‌ای تقویت شده‌اند. شکل ۱۴-۶ نشان می‌دهد مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب برابر با ۱۰۰ ، ۱۲۹ ، ۱۴۲ ، ۱۸۵ کیلونیوتن است، که نسبت به نمونه‌ای که دیوار بدون تقویت است به ترتیب ۱۷۰٪ ، ۲۴۸٪ ، ۲۸۴٪ ، ۴۰۰٪ افزایش مقاومت داشته است. در شکل ۱۶-۶ نشان می‌دهد سختی مؤثر نسبت به نمونه بدون تقویت به ترتیب ۶۵٪ ، ۵۶٪ ، ۵۶٪ ، ۴۲٪ کاهش داشته است. در شکل ۱۵-۶ نشان می‌دهد شکل‌پذیری نسبت به نمونه بدون تقویت به ترتیب ۶۴٪ ، ۶۲٪ ، ۶۶٪ ، ۶۵٪ کاهش داشته است. در شکل ۱۴-۶ مشاهده می‌شود بیشترین مقاومت را در تقویت با تسمه‌های فولادی نمونه‌ای می‌دهد که تعداد بیشتری شبکه داشته باشد. میانگین درصد مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری به ترتیب برابر با ۲۷۵٪ ، ۵۵٪ و ۶۵٪ است.

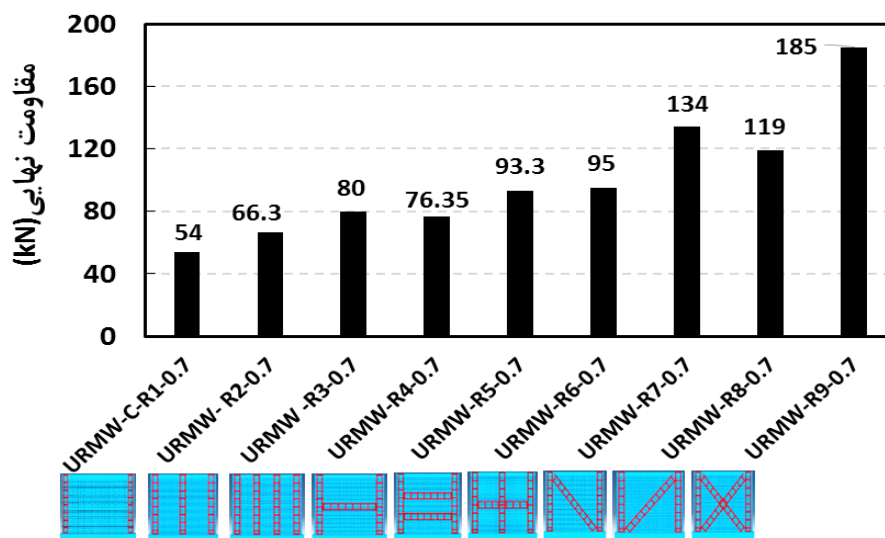
در نمونه‌های URMW-R10-0.5 و URMW-R11-0.5 و URMW-R12-0.5 که شکل آن‌ها را در جدول ۶-۶ قرار دارد، با تسمه‌های مورب و ضربدری تقویت شده‌اند، در شکل ۱۴-۶ نشان می‌دهد مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب برابر با ۱۸۵ ، ۲۱۹ ، ۳۷۵/۵ کیلونیوتن است که نسبت به نمونه‌ای که دیوار بدون تقویت است، به ترتیب ۴۰۰٪ ، ۴۹۲٪ ، ۹۱۵٪ افزایش مقاومت داشته است. در شکل ۱۶-۶ نشان می‌دهد، سختی مؤثر نسبت به نمونه بدون تقویت به ترتیب ۴۴٪ ، ۳۲٪ ، ۱۳۶٪ افزایش داشته است. در شکل ۱۵-۶ نشان می‌دهد شکل‌پذیری نسبت به نمونه بدون تقویت به ترتیب ۵۰٪ ، ۴۴٪ ، ۳۴٪ کاهش داشته است. در شکل ۱۴-۶ مشاهده می‌شود بیشترین مقاومت را در تقویت با تسمه‌های مورب نمونه‌ای می‌دهد که به صورت ضربدری است. میانگین درصد مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری به ترتیب برابر با ۶۰۰٪ ، ۷۰٪ و ۴۳٪ است.

نمونه ضربدری دیوار بنایی با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵ بیشترین مقاومت نهایی در دو سمت دیوار دارد، که حدوداً ۱۰ برابر مقاومت نهایی نمونه بدون تقویت افزایش پیدا کرده است و افزایش دو برابری سختی مؤثر و بیشترین شکل‌پذیری را داشته است. چون شکل‌پذیری پدیده‌ای حساسی است و به

δ_y و S_U بستگی دارد، مقدار آن به راحتی تغییر می‌کند با افزایش δ_y شکل پذیری کاهش می‌یابد، ولی نمونه ضربداری و مورب نسبت به دیگر نمونه‌ها شکل پذیری بیشتری دارد و میانگین شکل پذیری و سختی مؤثر در نمونه‌های تقویت شده به ترتیب برابر $5/7$ و $15/44$ است.

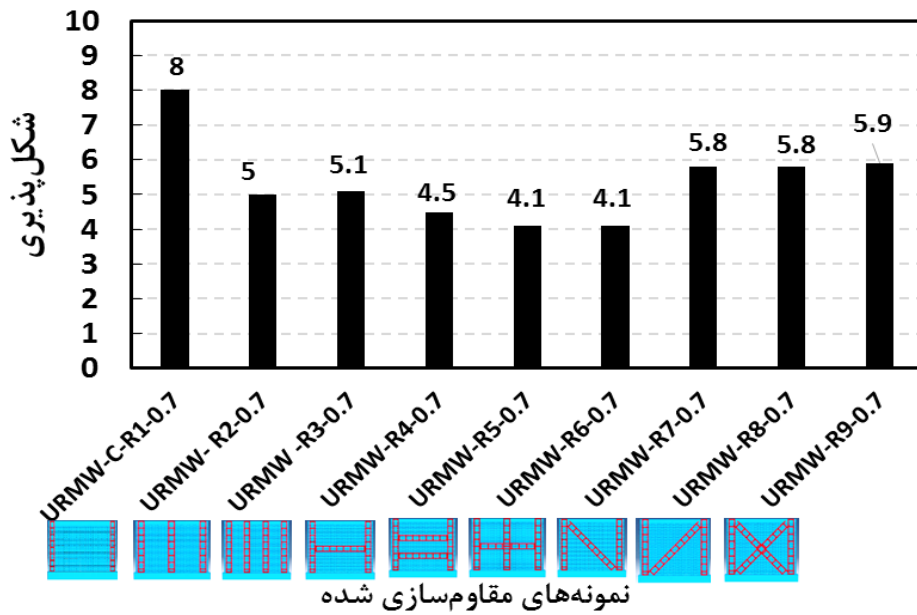
جدول ۶-۸. نتایج دو خطی کردن نمونه‌های تقویت شده URMW-R-0.7

نام نمونه	P_U	δ_U	δ_y	شکل پذیری	سختی مؤثر (Kn/mm)	مقاومت نهایی (kN)
URMW-C-R1-0.7	۵/۵	۴۱	۴۵	۸	۸	۵۴
URMW- R2-0.7	۸	۴۱	۵۰	۵	۶/۲۵	۶۶/۳
URMW -R3-0.7	۸	۴۱	۵۷	۵/۱	۷/۱	۸۰
URMW-R4-0.7	۹	۴۱	۵۸	۴/۵	۶/۴	۷۶/۳۵
URMW-R5-0.7	۷	۴۱	۷۰	۴/۱	۷	۹۳/۳
URMW-R6-0.7	۱۰	۴۱	۶۷	۴/۱	۶/۷	۹۵
URMW-R7-0.7	۷	۴۱	۱۱۱	۵/۸	۱۵/۸	۱۳۴
URMW-R8-0.7	۷	۴۱	۱۰۰	۵/۸	۱۴/۲۷	۱۱۹
URMW-R9-0.7	۷	۴۱	۱۷۰	۵/۹	۲۴	۱۸۵
میانگین نمونه‌های تقویت شده				۵/۴	۱۰/۶	۱۰۰/۳۳

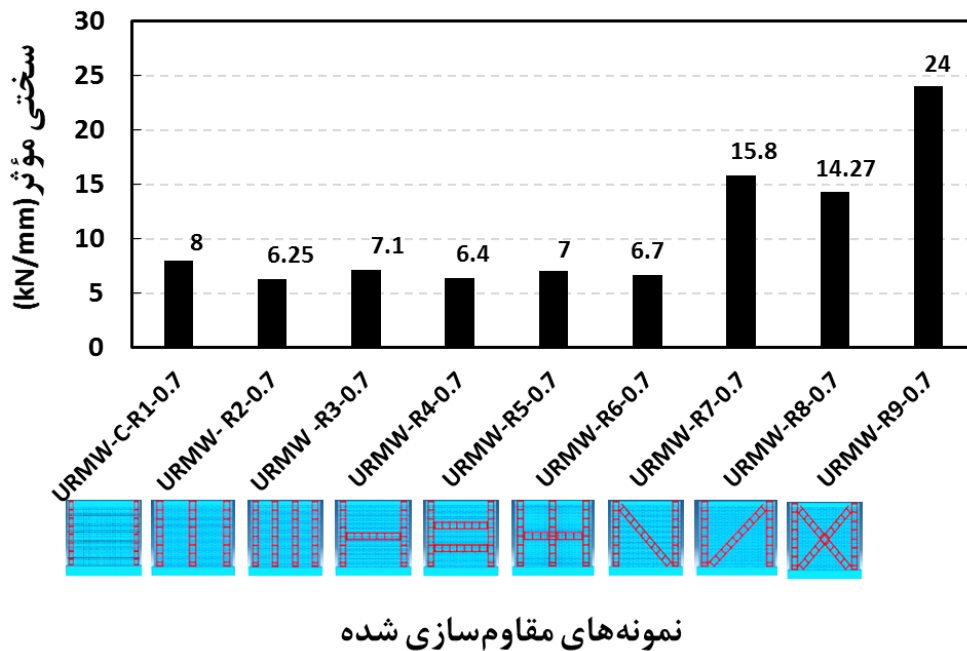


نمونه‌های مقاوم‌سازی شده

شکل ۶-۱۷. نمودار مقایسه مقاومت نهایی نمونه‌های URMW-R-0.7 با نسبت ارتفاع به طول 0.7 .



شکل ۶-۱۸. نمودار مقایسه شکل پذیری نمونه‌های URMW-R-0.7 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۷



شکل ۶-۱۹. نمودار مقایسه سختی مؤثر نمونه‌های URMW-R-0.7 با نسبت ارتفاع به طول ۰/۷

با توجه به شکل ۶-۱۷ همانطور که مشاهده می‌شود، با مقاوم کردن دیوار مصالح بنایی نمونه‌های URMW-R-0.7 که نسبت ارتفاع به طول این نمونه‌ها برابر با ۰/۷ و با تسمه‌های فولادی مقاوم شده‌اند، مقاومت نهایی آن‌ها نسبت به دیوار بنایی غیر مسلح افزایش پیدا کرده است. هرچه تعداد این تسمه‌های

فولادی بیشتر شود مقاومت نهایی هم بیشتر می‌شود؛ میانگین مقاومت نهایی نمونه‌های تقویت شده حدوداً ۱۰۰ کیلونیوتن است. در نمونه‌های URMW-C-R1-0.7 و URMW-R2-0.7 و URMW-R3-0.7 که شکل آن‌ها را در جدول ۶-۶ قرار دارد، با تسمه‌های قائم تقویت شده‌اند. در شکل ۶-۱۷ نشان می‌دهد، مقاومت نهایی آنها به ترتیب برابر با ۵۴ ، ۶۶/۳ ، ۸۰ کیلونیوتن است، که نسبت به نمونه‌ای که دیوار بدون تقویت است به ترتیب ۲۰۸٪ ، ۲۷۸٪ ، ۳۵۷٪ افزایش مقاومت داشته است. در شکل ۶-۱۹ نشان می‌دهد، سختی مؤثر نسبت به نمونه اولیه به ترتیب ۵۵٪ ، ۶۵٪ ، ۶۰٪ کاهش داشته است. در شکل ۶-۱۸ نشان می‌دهد، شکل‌پذیری نسبت به نمونه بدون تقویت به ترتیب ۴۷٪ ، ۶۶٪ ، ۶۶٪ کاهش داشته است. همانطور که در شکل ۶-۱۷ مشاهده می‌شود، بیشترین مقاومت را در تقویت با تسمه‌های قائم نمونه‌ای می‌دهد که تعداد بیشتری تسمه قائم داشته باشد. میانگین درصد مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری به ترتیب برابر با ۲۸۱٪ ، ۶۰٪ و ۶۰٪ است.

در نمونه‌های URMW-R4-0.7 و URMW-R5-0.7 که شکل آن‌ها را در جدول ۶-۶ قرار دارد، با تسمه‌های افقی که به تسمه‌های قائم کنار دیوار متصل است تقویت شده‌اند. در شکل ۶-۱۷ نشان می‌دهد، مقاومت آنها به ترتیب برابر با ۷۶/۳۵ ، ۹۳/۳ کیلونیوتن است که نسبت به نمونه‌ای که دیوار بدون تقویت است به ترتیب ۳۳۷٪ ، ۴۳۳٪ افزایش مقاومت داشته است. در شکل ۶-۱۹ نشان می‌دهد، سختی مؤثر نسبت به دیوار بدون تقویت به ترتیب ۶۴٪ ، ۶۱٪ کاهش داشته است. در شکل ۶-۱۸ شکل‌پذیری نسبت به دیوار بدون تقویت به ترتیب ۷۰٪ ، ۷۳٪ کاهش داشته است. همانطور که در شکل ۶-۱۷ مشاهده می‌شود، بیشترین مقاومت را در تقویت با تسمه‌های افقی نمونه‌ای می‌دهد که تعداد بیشتری تسمه افقی داشته باشد. میانگین درصد مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری به ترتیب برابر با ۳۸۵٪ ، ۶۲٪ است.

در نمونه‌های URMW-R6-0.7 که شکل آن را در جدول ۶-۶ قرار دارد، با تسمه‌های فولادی به صورت شبکه‌ای تقویت شده‌اند. در شکل ۶-۱۷ نشان می‌دهد، مقاومت آنها به ترتیب برابر با ۹۵ کیلونیوتن است، که نسبت به نمونه‌ای که دیوار بدون تقویت است به ترتیب ۴۴۳٪ افزایش مقاومت

داشته است. در شکل ۶-۱۹ نشان می‌دهد، سختی مؤثر نسبت به نمونه اولیه به ترتیب ۶۳٪- کاهش داشته است. در شکل ۶-۱۸ نشان می‌دهد، شکل‌پذیری نسبت به نمونه بدون تقویت به ترتیب ۷۳٪- کاهش داشته است.

همانطور که در شکل ۶-۱۷ مشاهده می‌شود در نمونه‌های URMW-R7-0.7 و URMW-R8-0.7 و URMW-R9-0.7 که شکل آن‌ها را در جدول ۶-۶ قرار دارد، با تسمه‌های مورب تقویت شده‌اند، مقاومت آنها به ترتیب برابر با ۱۳۴ ، ۱۱۹ ، ۱۸۵ کیلونیوتن است که نسبت به نمونه‌ای که دیوار بدون تقویت است به ترتیب ۶۶۵٪ ، ۵۸۰٪ ، ۹۵۸٪ افزایش مقاومت داشته است. شکل ۶-۱۹ نشان می‌دهد، سختی مؤثر نسبت به نمونه بدون تقویت به ترتیب ۱۲٪- ، ۲۰٪- ، ۳۴٪ کاهش داشته است. شکل ۶-۱۸ نشان می‌دهد، شکل‌پذیری نسبت به نمونه بدون تقویت به ترتیب ۶۱٪- ، ۶۱٪- ، ۶۰٪- کاهش داشته است. همانطور که در شکل ۶-۱۷ مشاهده می‌شود، بیشترین مقاومت را در تقویت با تسمه‌های مورب نمونه‌ای می‌دهد که به صورت ضربدری است. میانگین درصد آنها برابر با ۷۳۵٪ ، ۰/۶٪ و ۶۰٪- است.

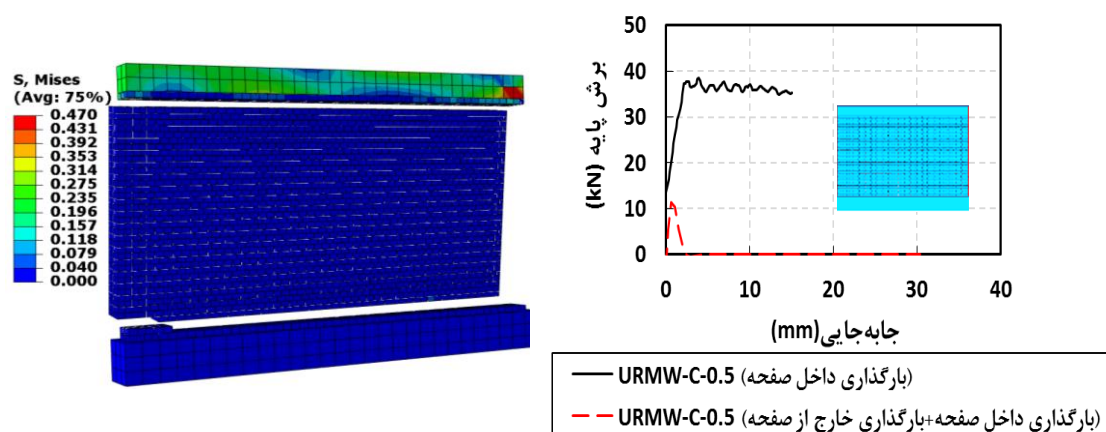
در نمونه ضربدری دیوار بنایی با نسبت ارتفاع به طول ۰/۷ افزایش ۱۰ برابری مقاومت نهایی و افزایش دو برابری سختی مؤثر مشاهده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده در هر دو دیوار که نسبت ارتفاع به طول ۰/۵ و ۰/۷ را دارند، شمای قرارگیری تسمه‌های فولادی بهترین حالت قرارگیری نمونه ضربدری که به تسمه‌های فولادی قائم کنار دیوار متصل شده است؛ علاوه بر افزایش مقاومت نهایی و شکل‌پذیری در هنگام زلزله به دلیل محبوس شدن دیوارها در داخل تسمه‌های فولادی شکست برشی ترد و ناگهانی نبوده است، و از وقوع شکست زود هنگام جلوگیری به عمل می‌آید و در هنگام شکست خارج از صفحه از پرتاب مصالح به بیرون جلوگیری می‌نماید.

۶-۷ نتایج تحلیلی نمونه‌های مقاوم سازی شده در بارگذاری

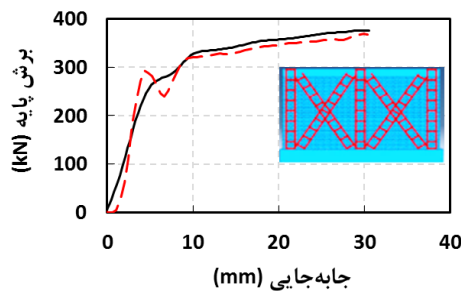
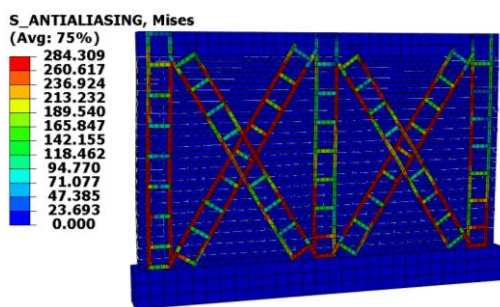
خارج از صفحه

همان‌طور که در بخش ۶-۶ نشان داده شد، که دیوار مصالح بنایی با دو نسبت ارتفاع به طول ۰/۵ و ۰/۷ با استفاده از تسمه‌های فولادی به صورت ضربدری مقاوم‌سازی شده است، بهترین عملکرد را در بارگذاری داخل از صفحه دارد به طوری که افزایش مقاومت نهایی و سختی مؤثر چشم‌گیری را نشان داده‌اند، در این بخش به بررسی عملکرد دیوارهای مصالح بنایی در بارگذاری اندرکنش داخل و خارج از صفحه پرداخته شد.

اگر دیوار مصالح بنایی غیر مسلح به نسبت ارتفاع به طول ۰/۵ با بارگذاری در جهت خارج از صفحه به اندازه شتاب (۱g) سپس بارگذاری در جهت داخل صفحه به اندازه ۱/۲٪ به دیوار وارد می‌شود دیوار دچار شکست می‌شود و به طور کامل گسیخته می‌شود، شکل ۶-۲۰ حال اگر دیوار در دو طرف با شمای قرارگیری تسمه‌های فولادی به صورت ضربدری که به تسمه‌های فولادی قائم کنار دیوار متصل شده است، مقاوم سازی شود از گسیختگی دیوار و پرتاب آن به سمت خارج از صفحه جلوگیری شده است و فقط ترک‌هایی در قسمت راست بالای دیوار مشاهده می‌شود، شکل ۶-۲۱.



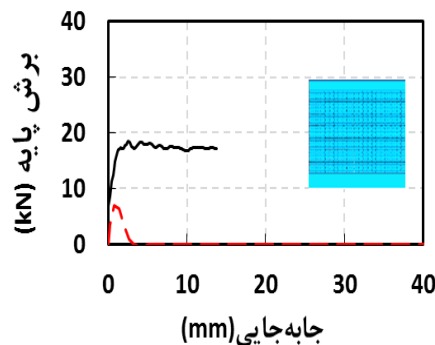
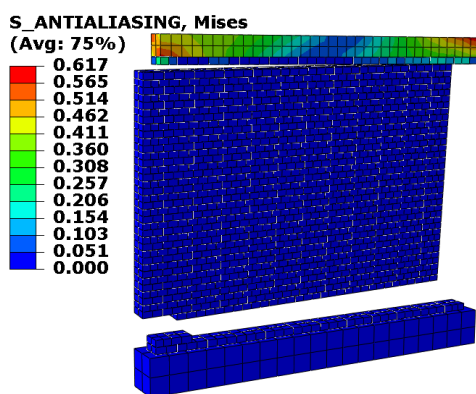
شکل ۶-۲۰. نمودار نیرو-تغییر مکان در بارگذاری دیوار مصالح بنایی با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵



— بارگذاری داخل صفحه (URMW-R12-0.5)
 - - - بارگذاری داخل صفحه + بارگذاری خارج از صفحه (URMW-R12-0.5)

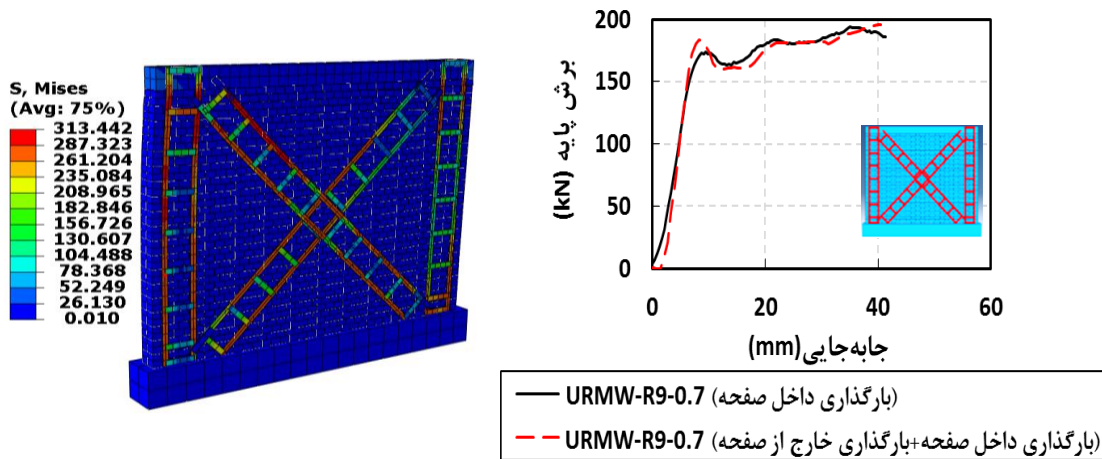
شکل ۶-۲۱. نمودار نیرو-تغییر مکان در بارگذاری دیوار مصالح بنایی مقاوم سازی شده با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵

اگر دیوار مصالح بنایی غیر مسلح به نسبت ارتفاع به طول ۰/۷ با بارگذاری در جهت خارج از صفحه به اندازه شتاب (g) سپس بارگذاری در جهت داخل صفحه به اندازه ۰/۷٪ به دیوار وارد می شود دیوار دچار شکست می شود و به طور کامل گسیخته می شود، شکل ۶-۲۲ حال اگر دیوار در دو طرف با شمای قرارگیری تسمه های فولادی به صورت ضربدری که به تسمه های فولادی قائم کنار دیوار متصل شده است، مقاوم سازی شود از گسیختگی دیوار و پرتاب آن به سمت خارج از صفحه جلوگیری شده است و فقط ترک هایی در قسمت راست بالای دیوار مشاهده می شود، شکل ۶-۲۳.



— بارگذاری داخل صفحه (URMW-C-0.7)
 - - - بارگذاری داخل صفحه + بارگذاری خارج از صفحه (URMW-C-0.7)

شکل ۶-۲۲. نمودار نیرو-تغییر مکان در بارگذاری دیوار مصالح بنایی با نسبت ارتفاع به طول ۰/۷



شکل ۶-۲۳. نمودار نیرو- تغییر مکان در بارگذاری دیوار مصالح بنایی مقاوم سازی شده با نسبت ارتفاع به طول ۰/۵

پس نتیجه گرفته می شود، دیوار مقاوم سازی شده با تسمه های فولادی به صورت ضربدری عملکرد لرزه ای دیوار را در بارگذاری داخل صفحه بهبود می دهد. و عملکرد لرزه ای دیوار مصالح بنایی را در اندرکنش بارگذاری داخل صفحه و خارج از صفحه بهبود می بخشد، و از گسیختگی دیوار به سمت خارج از صفحه جلوگیری می شود.

فصل ۷: نتیجه گیری و پیشنهادات

۷-۱ نتیجه‌گیری

۷-۱-۱ نتیجه‌گیری فصل چهارم

در فصل چهارم شش نمونه قاب بتن مسلح و ۱۲ نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی تحت بار جانبی داخل صفحه مدل‌سازی شده‌اند و تأثیر سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها، با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای قاب بتنی و ضخامت‌های مختلف میان‌قاب مصالح بنایی مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است. بعد از آن چهار نوع میان‌قاب مصالح بنایی با ابعاد مختلف درب و پنجره در داخل صفحه در جابه‌جایی نسبی ۶٪ مورد تحلیل قرار گرفته است. مهمترین نتایج به دست آمده به قرار زیر می‌باشد:

- قاب بتنی لرزه‌ای در مقایسه با قاب بتنی غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها میانگین مقاومت نهایی ۲/۸۴٪ افزایش، سختی مؤثر ۸/۴۵٪ افزایش و شکل‌پذیری ۲۲/۹٪ افزایش پیدا می‌کند.
- قاب بتنی لرزه‌ای در مقایسه با قاب بتنی غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها میانگین مقاومت نهایی ۲/۸۴٪ افزایش، سختی مؤثر ۸/۴۵٪ افزایش و شکل‌پذیری ۲۲/۹٪ افزایش پیدا می‌کند.
- قاب بتنی لرزه‌ای در مقایسه با قاب بتنی غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها میانگین مقاومت نهایی ۲/۸۴٪ افزایش، سختی مؤثر ۸/۴۵٪ افزایش و شکل‌پذیری ۲۲/۹٪ افزایش پیدا می‌کند.
- درصد اختلاف قاب میان‌پر لرزه‌ای در مقایسه با قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر در مقاومت نهایی به ترتیب ۰/۲٪، ۰٪ و ۴/۵٪ است، که با میانگین ۳/۲۵٪ افزایش مقاومت داشته است. درصد اختلاف سختی مؤثر به ترتیب

درصد اختلاف شکل‌پذیری به ترتیب ۱۳/۲۵٪، ۱۲/۵۷٪، ۱۱/۳۲٪، ۱۷/۷۸٪ است. درصد اختلاف شکل‌پذیری به ترتیب ۱۳/۲۵٪، ۱۲/۵۷٪، ۱۱/۳۲٪، ۱۷/۷۸٪ است.

- درصد اختلاف قاب میان‌پر لرزه‌ای در مقایسه با قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ با ضخامت ۱۰۰ میلیمتر در مقاومت نهایی به ترتیب ۲٪، ۰٪ و ۴/۵٪ است که با میانگین ۳/۲۵٪ افزایش مقاومت داشته است. درصد اختلاف سختی مؤثر به ترتیب ۱۳/۲۵٪، ۱۲/۵۷٪، ۱۱/۳۲٪، ۱۷/۷۸٪ است. درصد اختلاف شکل‌پذیری به ترتیب ۱۳/۲۵٪، ۱۲/۵۷٪، ۱۱/۳۲٪، ۱۷/۷۸٪ است.

- درصد اختلاف قاب میان‌پر لرزه‌ای در مقایسه با قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ با ضخامت ۱۰۰ میلیمتر در مقاومت نهایی به ترتیب ۲٪، ۰٪ و ۴/۵٪ است، که با میانگین ۳/۲۵٪ افزایش مقاومت داشته است. درصد اختلاف سختی مؤثر به ترتیب ۱۳/۲۵٪، ۱۲/۵۷٪، ۱۱/۳۲٪، ۱۷/۷۸٪ است. درصد اختلاف شکل‌پذیری به ترتیب ۱۳/۲۵٪، ۱۲/۵۷٪، ۱۱/۳۲٪، ۱۷/۷۸٪ است.

- درصد اختلاف قاب میان‌پر لرزه‌ای در مقایسه با قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ با ضخامت ۱۰۰ میلیمتر در مقاومت نهایی به ترتیب ۲٪، ۰٪ و ۴/۵٪ است که با میانگین ۳/۲۵٪ افزایش مقاومت داشته است. درصد اختلاف سختی مؤثر به ترتیب ۱۳/۲۵٪، ۱۲/۵۷٪، ۱۱/۳۲٪، ۱۷/۷۸٪ است. درصد اختلاف شکل‌پذیری به ترتیب ۱۳/۲۵٪، ۱۲/۵۷٪، ۱۱/۳۲٪، ۱۷/۷۸٪ است.

- لرزه‌ای شدن قاب بتنی و قاب میان‌پر باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری نسبت به قاب بتنی غیر لرزه‌ای می‌شود.

- درصد اختلاف قاب میان‌پر لرزه‌ای در مقایسه با قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ با ضخامت ۵۰ میلیمتر در مقاومت نهایی به ترتیب ۲٪، ۰٪ و ۱/۶٪ است، که با میانگین ۱/۸٪ افزایش مقاومت داشته است. درصد اختلاف سختی مؤثر به ترتیب

برابر با $11/4\%$ ، $11/4\%$ ، $10/6\%$ است. درصد اختلاف شکل پذیری به ترتیب برابر $9/03\%$ ، $11/31\%$ ، $12/4\%$ است.

- افزایش ضخامت میان قاب مصالح بنایی از ۵۰ میلیمتر به ۱۰۰ میلیمتر باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل پذیری در قاب میان پر می شود.
- نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان پر زمانی که ضخامت میان قاب از ۵۰ میلیمتر به ۱۰۰ میلیمتر افزایش پیدا می کند با افزایش سطوح مختلف بار محوری ۰/۱ ، ۰/۲ و ۰/۳ به طور میانگین مقاومت نهایی $5/4\%$ ، سختی مؤثر $8/37\%$ ، شکل پذیری $6/38\%$ افزایش پیدا می کند.
- نمونه قاب لرزه‌ای میان پر زمانی که ضخامت میان قاب از ۵۰ میلیمتر به ۱۰۰ میلیمتر افزایش پیدا می کند با افزایش سطوح مختلف بار محوری ۰/۱ ، ۰/۲ و ۰/۳ به طور میانگین مقاومت نهایی $6/46\%$ ، سختی مؤثر $12/37\%$ ، شکل پذیری $8/4\%$ افزایش پیدا می کند.
- زمانی که میان قاب مصالح بنایی در داخل قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای قرار می گیرد، مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل پذیری قاب میان پر به طور میانگین، حدوداً به ترتیب برابر با 60% و 100% و 75% بیشتر از قاب بتنی بدون میان قاب می شود.
- در قاب‌های لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای میان پر مصالح بنایی با ضخامت میان قاب ۱۰۰ میلیمتر و ۵۰ میلیمتر و نمونه قاب‌های بتن مسلح در نمونه‌های لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای با افزایش بار محوری ستون‌های قاب‌های بتن مسلح، مقاومت و سختی مؤثر افزایش پیدا می کند، اما پس از نقطه حداکثر مقاومت به دلیلی ایجاد اثرات $P-\Delta$ مقاومت و سختی کاهش پیدا می کند، علاوه بر این با افزایش بار محوری نیز شکل پذیری کاهش می یابد.
- نمونه قاب‌های دارای میان قاب بازشودار مقاومت ترک خوردگی و مقاومت نهایی را به میزان قابل توجهی کاهش می دهند، البته هرچه بازشوها از مرکز میان قاب مصالح بنایی فاصله داشته باشد وجود بازشو باعث کاهش سختی نمونه گردیده است که میزان این کاهش در نمونه دارای بازشوی درب بیش از نمونه دارای بازشوی پنجره بوده است.

- در میان قاب‌های مصالح بنایی هرچه بازشو به کناره میان قاب مصالح بنایی نزدیک‌تر باشد، مقاومت نهایی بیشتر تحت تأثیر قرار می‌گیرند و هرچه بازشو به مرکز میان قاب مصالح بنایی نزدیک‌تر باشد، این تأثیر کمتر است.
- وجود بازشو درب در میان قاب منجر به کاهش بیشتری در مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری نسبت به بازشو پنجره می‌شود.

۷-۱-۲ نتایج فصل پنجم

- در این فصل قاب میان‌پر مصالح بنایی در چهار نوع اتصال که عبارتند از: ۱- از چهار طرف اتصال دارد. ۲- از سه طرف اتصال دارد (میان قاب مصالح بنایی با تیر بالای قاب فاصله دارد). ۳- از دو طرف اتصال دارد (میان قاب در دو طرف قائم با قاب فاصله دارد). ۴- از یک طرف اتصال دارد (تنها میان قاب با کف قاب اتصال دارد) بررسی گردید. میان قاب‌ها تحت سه نوع بارگذاری شامل: ۱- بارگذاری خارج از صفحه، ۲- بارگذاری داخل صفحه بعد از بارگذاری خارج از صفحه، ۳- بارگذاری خارج از صفحه بعد از بارگذاری داخل صفحه مورد بررسی قرار گرفته‌اند، نتایج حاصل از تحلیل‌ها در نرم افزار آباکوس عبارتند از:
- میان قاب مصالح بنایی که از چهار طرف اتصال دارد، نسبت به میان قاب مصالح بنایی که از سه طرف اتصال دارد، در بارگذاری خارج از صفحه سختی و مقاومت بالاتری دارد.
 - تغییر سختی میان قاب‌های مصالح بنایی در شتاب‌های بسیار بالا اتفاق می‌افتد، زیرا در شتاب‌های بسیار پایین تغییر مکان میان قاب در جهت خارج از صفحه اتفاق نمی‌افتد.
 - میان قاب مصالح بنایی که از چهار طرف به میان قاب اتصال دارد، تأثیر بارگذاری داخل صفحه بر بارگذاری خارج از صفحه در جابه‌جایی نسبی 0.5% ، 1% ، 2% ، 3% هرچه جابه‌جایی نسبی بیشتر شود ظرفیت خارج از صفحه افت بیشتری دارد. به طوری که کاهش سختی و مقاومت با آسیب‌های داخل صفحه ارتباط مستقیمی دارد.

- در میان قاب‌های مصالح بنایی که با قاب از سه طرف اتصال دارند در بررسی آسیب داخل صفحه در بارگذاری خارج از صفحه هنگامی که جابه‌جایی نسبی داخل صفحه 0.5% است نسبت به نمونه‌ای که جابه‌جایی نسبی داخل صفحه 3% است، سختی با افت بیشتری مواجه می‌شود. به علت اینکه نمونه دارای جابه‌جایی نسبی داخل صفحه 3% ، با افزایش حجم میان قاب به قاب پیرامونی خود می‌چسبد در این حالت سختی نمونه مورد نظر افزایش پیدا می‌کند.
- در بررسی آسیب خارج از صفحه در بارگذاری داخل صفحه در اتصالات مختلف میان قاب مصالح بنایی به قاب بتن مسلح، در چهار نوع اتصال افت مقاومت و سختی مشاهده گردید اما کمترین افت مقاومت و سختی را نمونه با چهار طرف اتصال مشاهده شد.
- قاب میان‌پر مصالح بنایی در اتصالات مختلف در بررسی آسیب خارج از صفحه در بارگذاری داخل صفحه بیشترین کاهش سختی را نمونه با اتصال یک طرفه داشته است که در حدود 40% محاسبه گردید.
- در قاب‌های دارای میان قاب مصالح بنایی دارای بازشو در بارگذاری خارج از صفحه در هر نوع بازشو (بازشو پنجره و درب) بازشو با ابعاد بزرگتر باشد یا دورتر از مرکز منجر به، کاهش مقاومت و سختی بیشتر میان قاب می‌شود.
- در بارگذاری خارج از صفحه در آسیب‌های داخل صفحه نمونه‌های بازشودار افت سختی در رفتار خارج از صفحه میان قاب حدود 90% بوده، که بیشترین سختی را نمونه با بازشو درب داشته است، که سختی آن برابر با سختی قاب بتن مسلح است.
- تغییرات سختی نسبت به تغییرات مقاومت بسیار قابل ملاحظه است، اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه بر روی سختی تأثیر گذاری بیشتری دارند.
- در نمونه‌های بازشودار ضرایب کاهش سختی نمونه در آسیب‌های خارج از صفحه در بارگذاری داخل از صفحه، میانگین 30% نسبت به نمونه‌ها با بارگذاری داخل صفحه کاهش داشته است.

۷-۱-۳ نتیجه‌گیری فصل ششم

مقاوم‌سازی دیوار بنایی غیر مسلح با نسبت ارتفاع به طول $0/5$ و $0/7$ استفاده شده است با استفاده از تسمه‌های فولادی انجام چنین تحلیلی با چیدمان‌های مختلف تسمه‌های فولادی از قبیل افقی، قائم، مورب، ضربدری و شبکه در دو طرف دیوار بنایی غیر مسلح با یکدیگر مقایسه شده است. از مهم‌ترین اثراتی که بر بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوار بنایی، می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- در نمونه‌های تقویت شده در دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح با نسبت‌های ارتفاع به طول $0/5$ و $0/7$ ، میانگین افزایش مقاومت به ترتیب $161/5$ و 100 کیلونیوتن نسبت به نمونه‌های دیوارهای بنایی شاهد بدون تقویت می‌باشد.
- برای نمونه‌های با نسبت ارتفاع به طول $0/5$ و $0/7$ مقاومت نهایی دیوار بنایی تقویت شده با تسمه فولادی در دو طرف دیوار به صورت قائم به مراتب بیشتر از مقاومت نظیر دیوار بدون تسمه فولادی است حدود 117% و 208% به ترتیب مقاومت نمونه‌ها افزایش پیدا می‌کند.
- تسمه‌های فولادی که به صورت ضربدری بر روی دیوار نصب شده است، نقش مؤثرتری در افزایش مقاومت نهایی نسبت به تسمه‌های فولادی که به صورت افقی و قائم بر روی دیوار نصب شده‌اند دارند. در حالی که در ایجاد مقاومت برشی لازم تسمه‌های فولادی قائم و افقی دارای سهم یکسان می‌باشند. تسمه‌های فولادی ضربدری افزایش 10 برابری مقاومت نهایی و دو برابری سختی مؤثر نسبت به نمونه تقویت نشده را نیز دارند.
- بهترین حالت‌های قرارگیری برای تقویت بر روی دیوارهای مصالح بنایی مشابه نمونه دیوار مصالح بنایی با نسبت ارتفاع به طول $0/5$ در نمونه‌های مقاوم شده با تسمه قائم، نمونه دیوار URMW-R3-0.5 و برای نمونه‌های مقاوم شده با تسمه افقی، نمونه دیوار URMW-R5-0.5 و برای نمونه‌های مقاوم شده به صورت شبکه‌ای، نمونه دیوار

URMW-R9-0.5 و برای نمونه‌های مقاوم شده با تسمه مورب، نمونه دیوار |
URMW-R12-0.5 پیشنهاد می‌شود.

- بهترین حالت‌های قرارگیری برای تقویت بر روی دیوارهای مصالح بنایی مشابه نمونه دیوار مصالح بنایی با نسبت ارتفاع به طول ۰/۷ در نمونه‌های مقاوم شده با تسمه قائم، نمونه دیوار URMW-R3-0.7 و برای نمونه‌های مقاوم شده با تسمه افقی، نمونه دیوار URMW-R5-0.7 و برای نمونه‌های مقاوم شده به صورت شبکه‌ای، نمونه دیوار URMW-R6-0.7 و برای نمونه‌های مقاوم شده با تسمه مورب، نمونه دیوار URMW-R9-0.7 پیشنهاد می‌شود.
- با مقاوم کردن دیوار مصالح بنایی با استفاده از تسمه‌های فولادی به دلیل محبوس شدن دیوارها در داخل تسمه‌های فولادی شکست برشی ترد و ناگهانی نبوده است و از وقوع شکست زود هنگام و پرتاب به سمت خارج از صفحه جلوگیری به عمل می‌آید.

۲-۷ پیشنهادات

- بررسی اندرکنش داخل و خارج از صفحه با استفاده از تحلیل دینامیکی
- بررسی اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه با استفاده از مدل دستک فشاری
- بررسی اندرکنش داخل و خارج از صفحه در سازه‌های دارای میان‌قاب مصالح بنایی چند طبقه

مراجعه

[1] Fiore, A., Netti, A., & Monaco, P. (2012). The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC frame buildings. *Engineering structures*, 44, 133-145.

[2] Papia, M., Cavaleri, L., & Fossetti, M. (2003). Infilled frames: developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Structural engineering and mechanics*, 16(6), 675-693.

[3] Fiore, A., Spagnoletti, G., & Greco, R. (2016). On the prediction of shear brittle collapse mechanisms due to the infill-frame interaction in RC buildings under pushover analysis. *Engineering Structures*, 121, 147-159.

[4] Fiore, A., Porco, F., Raffaele, D., & Uva, G. (2012). About the influence of the infill panels over the collapse mechanisms activated under pushover analyses: two case studies. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 39, 11-22.

[5] محمدی خواه، ا. (۱۳۸۶). مدل‌سازی غیر خطی قاب‌های مرکب فولادی با میان‌قاب‌های آجری دارای بازشو، رساله دکتری، دانشگاه تربیت مدرس.

[6] Angel, R. I. C. H. A. R. D., Abrams, D. P., Shapiro, D. A. N. I. E. L., Uzarski, J., & Webster, M. (1994). Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills. University of Illinois Engineering Experiment Station. *College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign*.

[7] Hashemi, S. A. (2007). Seismic evaluation of reinforced concrete buildings including effects of masonry infill walls. *University of California, Berkeley*.

[8] Dolatshahi, K. M. (2012). Computational, analytical and experimental modeling of masonry structures. *State University of New York at Buffalo*.

[9] Dolatshahi, K. M., & Yekrangnia, M. (2015). Out-of-plane strength reduction of unreinforced masonry walls because of in-plane damages. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(13), 2157-2176.

[۱۰] نجفقلی پور حقیقی م. ا. (۱۳۹۰). اندرکنش نیروهای برشی درون صفحه و خمشی خارج از صفحه در دیوارهای آجری غیر مسلح، رساله دکتری، دانشکده مهندسی عمران (دانشگاه شیراز).

[11] Asteris, P. G., Cavaleri, L., Di Trapani, F., & Tsaris, A. K. (2017). Numerical modelling of out-of-plane response of infilled frames: State of the art and future challenges for the equivalent strut macromodels. *Engineering Structures*, 132, 110-122.

[12] Kadysiewski, S., & Mosalam, K. M. (2009). Modeling of unreinforced masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction (Vol. 70). *Berkeley, California, USA: Pacific Earthquake Engineering Research Center*.

[13] Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A., & Varum, H. (2016). Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls. *Engineering Structures*, 111, 48-63.

[14] Smith, B. S. (1966). Behavior of square infilled frames. *Journal of the Structural Division*, 92(1), 381-404.

[۱۵] شریفی رس م. (۱۳۸۸). تحلیل تاریخیچه زمانی مدل قاب معادل بر روی میان قاب‌های آجری بازشودار، پایان نامه کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.

[16] Murty, C. V. R., Brzev, S., Faison, H., Comartin, C. D., & Irfanoglu, A. (2006). At risk: the seismic performance of reinforced concrete frame buildings with masonry infill walls. *Earthquake Engineering Research Institute, Publication No. WHE-2006-03*, 70.

[17] Timoshenko, S. P., & Woinowsky-Krieger, S. (1959). *Theory of plates and shells*. McGraw-hill.

[18] Hendry, A. W. (1973). The lateral strength of unreinforced brickwork. *The Structural Engineer*, 51(2), 43-50.

[19] Hendry, A. W., & Kheir, A. M. A. (1976, April). The lateral strength of certain brickwork panels. In *Proceedings of the Fourth International Brick Masonry Conference* (pp. 3-1).

[20] Haseltine, B. A., West, H. W. H., & Tutt, J. N. (1978). Design of laterally loaded wall panels: II. In *Proceedings of the British Ceramic Society* (No. 27, pp. 147-67).

[21] Haseltine, B. A., West, H. W. H., & Tutt, J. N. (1977). design of walls to resist lateral loads. 2. *structural engineer*, 55(10), 422-430.

[22] Drysdale, R. G., & Essawy, A. S. (1988). Out-of-plane bending of concrete block walls. *Journal of Structural Engineering*, 114(1), 121-133.

[23] McDowell, E. L., McKee, K., & Sevin, E. (1956). Arching action theory of masonry walls. *Journal of the Structural Division*, 82(2), 1-8.

[24] Leite, J. C. (2014). Seismic behaviour of masonry infill walls: *test and design* (Doctoral dissertation).

[25] Thomas, F. G. (1953). The strength of brickwork. *The Structural Engineer*, 31(2), 35-46.

[26] Lefter, J. (1974). Reinforcing existing buildings to resist earthquake forces.

[27] Dawe, J. L., & Seah, C. K. (1989). Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 16(6), 854-864.

[28] Prestandard, F. E. M. A. (2000). commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356). *Washington, DC: Federal Emergency Management Agency*, 7.

[۲۹] نشریه ۳۶۰. (۱۳۹۲). دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود. تجدید نظر اول، معاونت نظارت راهبردی امور نظام فنی، ایران.

[30] Bashandy, T., Rubiano, N. R., & Klingner, R. E. (1991). Evaluation and analytical verification of infilled frame test data. *Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory*, University of Texas at Austin.

[31] Klinger, R. E., Rubiano, N. R., Bashandy, T. R., & Sweeney, S. C. (1997). Evaluation and analytical verification of shaking table data from infilled frames. *The Masonry Society Journal*, 15(2), 33-41.

[32] Moghaddam, H., & Goudarzi, N. (2010). Transverse resistance of masonry infills. *ACI Structural Journal*, 107(4), 461-467.

[۳۳] علی نژاد م. (۱۳۹۰). رفتار لرزه‌ای میان‌قاب‌های آجری غیر مسلح تحت اثر همزمان نیروهای داخل و خارج از صفحه در قاب‌های بتنی، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس.

[34] Flanagan, R. D., & Bennett, R. M. (1999). Arching of masonry infilled frames: Comparison of analytical methods. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 4(3), 105-110.

[35] Anić, F., Penava, D., Abrahamczyk, L., & Sarhosis, V. (2019). A review of experimental and analytical studies on the out-of-plane behaviour of masonry infilled frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1-56.

[36] Komaraneni, S., Rai, D. C., & Singhal, V. (2011). Seismic behavior of framed masonry panels with prior damage when subjected to out-of-plane loading. *Earthquake Spectra*, 27(4), 1077-1103.

[37] Johnson, F. B., & Thompson, J. N. (1969). Development of diametral testing procedures to provide a measure of strength characteristics of masonry assemblages. *Designing, engineering and constructing with masonry products*, Ed. FH Johnson, Gulf Publishing Company, Houston, Texas, 51-57.

[38] Sinha, B. P., & Hendry, A. W. (1969). Racking Tests on Storey-Height Shear Wall Structures with Openings Subjected to Precompression. *Designing, engineering and constructing with masonry products*, Gulf Publication Co., Houston, Texas, 192-199.

[39] Mayes, R. L., & Clough, R. W. (1975). A literature survey. Compressive, tensile, bond and shear strength of masonry.

[40] Mayes, R. L., & Clough, R. W. (1975). State-of-the-art in seismic shear strength of masonry: An evaluation and review.

[41] Atkinson, R. H., Amadei, B. P., Saeb, S., & Sture, S. (1989). Response of masonry bed joints in direct shear. *Journal of Structural Engineering*, 115(9), 2276-2296.

- [42] Maier, G., Nappi, A., & Papa, E. (1991). On damage and failure of brick masonry. *Experimental and numerical methods in earthquake engineering*, 223-245.
- [43] Naraine, K., & Sinha, S. (1989). Behavior of brick masonry under cyclic compressive loading. *Journal of Structural Engineering*, 115(6), 1432-1445.
- [44] Naraine, K., & Sinha, S. (1992). Stress-strain curves for brick masonry in biaxial compression. *Journal of Structural Engineering*, 118(6), 1451-1461.
- [45] Abrams, D. P., & Shah, N. (1992). Cyclic load testing of unreinforced masonry walls (No. ACTC-92-26-10). *illinois univ at urbana advanced construction technology center*.
- [46] Moroni, M. O., Astroza, M., Gómez, J., & Guzmán, R. (1996). Establishing R_w and C_d factors for confined masonry buildings. *Journal of Structural Engineering*, 122(10), 1208-1215.
- [47] Tomaževič, M., & Klemenc, I. (1997). Seismic behaviour of confined masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(10), 1059-1071.
- [48] El-Sakhawy, N. R., Abdel Raof, H., & Gouhar, A. (2002). Shearing behavior of joints in load-bearing masonry wall. *Journal of materials in civil engineering*, 14(2), 145-150.
- [49] Oliveira, D. V., Lourenço, P. B., & Roca, P. (2006). Cyclic behaviour of stone and brick masonry under uniaxial compressive loading. *Materials and structures*, 39(2), 247-257.
- [50] Abdou, L., Saada, R. A., Meftah, F., & Mebarki, A. (2005). Experimental investigation of the brick-mortar interface behavior, Experimental investigation of the mortar joint in masonry structures. *Mechanics Research Communications*, 969.
- [51] Reddy, B. V., & Vyas, C. V. U. (2008). Influence of shear bond strength on compressive strength and stress-strain characteristics of masonry. *Materials and structures*, 41(10), 1697-1712.
- [52] Pourazin, K., & Eshghi, S. (2009). Experimental and analytical studies for development of capacity curves in a confined masonry wall. *Journal of Performance for Constructed Facilities*, 5, 123-134.
- [53] da Porto, F., Guidi, G., Garbin, E., & Modena, C. (2010). In-plane behavior of clay masonry walls: experimental testing and finite-element modeling. *Journal of structural engineering*, 136(11), 1379-1392.
- [54] Maheri, M. R., Motielahi, F., & Najafgholipour, M. A. (2011). The effects of pre and post construction moisture condition on the in-plane and out-of-plane strengths of brick walls. *Materials and structures*, 44(2), 541-559.
- [55] Golding, J. M. (1991). Practical design of laterally loaded masonry panels. *Construction and Building Materials*, 5(3), 135-146.

- [56] Sinha, B. P., Ng, C. L., & Pedreschi, R. F. (1997). Failure criterion and behavior of brickwork in biaxial bending. *Journal of materials in civil engineering*, 9(2), 70-75.
- [57] Doherty, K., Griffith, M. C., Lam, N., & Wilson, J. (2002). Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(4), 833-850.
- [58] Milani, G., Lourenço, P., & Tralli, A. (2006). Homogenization approach for the limit analysis of out-of-plane loaded masonry walls. *Journal of structural engineering*, 132(10), 1650-1663.
- [59] Popehn, J. R. B., Schultz, A. E., Lu, M., Stolarski, H. K., & Ojard, N. J. (2008). Influence of transverse loading on the stability of slender unreinforced masonry walls. *Engineering Structures*, 30(10), 2830-2839.
- [60] Griffith, M. C., Lam, N. T., Wilson, J. L., & Doherty, K. (2004). Experimental investigation of unreinforced brick masonry walls in flexure. *Journal of Structural Engineering*, 130(3), 423-432.
- [61] Kanit, R., & Atimtay, E. (2006). Experimental assessment of the seismic behavior of load-bearing masonry walls loaded out-of-plane. *Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences*, 30(2), 101-113.
- [62] Griffith, M. C., Vaculik, J., Lam, N. T. K., Wilson, J., & Lumantarna, E. (2007). Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(6), 801-821.
- [63] Polyakov, S. V. (1956). Masonry in framed buildings (an investigation into the strength and stiffness of masonry infilling).[Gosudarstvennoe izdatel'stvo Literaturny po stroitel'stvu iarkhitekture](GL Cairns Trans.).
- [64] Riddington, J. R. (1977). Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations.
- [65] Sobaih, M., & Abdin, M. M. (1988). Seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. *Computers & Structures*, 30(3), 457-464.
- [66] Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.
- [67] Mehrabi, A. B., Benson Shing, P., Schuller, M. P., & Noland, J. L. (1996). Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural engineering*, 122(3), 228-237.
- [68] Asteris, P. G., Cotsovos, D. M., Chrysostomou, C. Z., Mohebkah, A., & Al-Chaar, G. K. (2013). Mathematical micromodeling of infilled frames: state of the art. *Engineering Structures*, 56, 1905-1921.
- [69] Zhai, C., Kong, J., Wang, X., & Chen, Z. (2016). Experimental and finite element analytical investigation of seismic behavior of full-scale masonry infilled RC frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 20(7), 1171-1198.

[70] Nasiri, E., & Liu, Y. (2017). Development of a detailed 3D FE model for analysis of the in-plane behaviour of masonry infilled concrete frames. *Engineering Structures*, 143, 603-616.

[71] M.Ö. Timurağaoğlu, A. Doğangün, R. Livaoğlu. (2017). Comparison of Different Analytical Models of Infilled RC Frame.

[72] K.M. Kareem, B. Pantò. (2019) . Simplified macro-modelling strategies for the seismic assessment of non-ductile infilled frames: a critical appraisal, *Journal of Building Engineering*, 22, 397-414.

[73] .A. Hill. (1994). Out-of-plane response of unreinforced masonry infill frame panels, in: *Proceedings of the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills*, San Francisco, CA.

[74] K. Martini. (1997). Finite element studies in the out-of-plane failure of unreinforced masonry, in: *Proceedings of the international conference on computing in civil and building engineering*, Citeseer, 1997.

[75] Dafnis, A., Kolsch, H., & Reimerdes, H. G. (2002). Arching in masonry walls subjected to earthquake motions. *Journal of structural engineering*, 128(2), 153-159.

[76] Flanagan, R. D., & Bennett, R. M. (1999). Bidirectional behavior of structural clay tile infilled frames. *Journal of structural engineering*, 125(3), 236-244.

[77] Al-Chaar, G. (2002). Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures (No. erdc/cerl-tr-02-1). *engineer research and development center champaign il construction engineering research lab*.

[78] Hashemi, A., & Mosalam, K. M. (2006). Shake-table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35(14), 1827-1852.

[79] Tasnimi, A. A., & Zomorodi, E. (2010). The effect of onplane behavior on inplane interaction of URM infilled RC frame under lateral loads. In *14th European Conference on Earthquake Engineering*.

[۸۰] خان محمدی م. و بهنام ح، مروری بر روش‌های نوین مدل‌سازی اندرکنش رفتار خارج از صفحه و داخل صفحه دیوارهای آجری، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، (۱۳۸۹).

[81] Najafgholipour, M. A., Maheri, M. R., & Lourenço, P. B. (2013). Capacity interaction in brick masonry under simultaneous in-plane and out-of-plane loads. *Construction and building materials*, 38, 619-626.

[82] Casolo, S., & Milani, G. (2013). Simplified out-of-plane modelling of three-leaf masonry walls accounting for the material texture. *Construction and Building Materials*, 40, 330-351.

[83] Dolatshahi, K. M., Aref, A. J., & Yekrangnia, M. (2014). Bidirectional behavior of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(15), 2377-2397.

[84] Dolatshahi, K. M., Aref, A. J., & Whittaker, A. S. (2015). Interaction curves for in-plane and out-of-plane behaviors of unreinforced masonry walls. *Journal of earthquake engineering*, 19(1), 60-84.

[85] Kuang, J. S., & Yuen, Y. P. (2010). Effect of out-of-plane loading on in-plane behaviour of unreinforced infilled RC frames. *ICCCBE, Nottingham*.

[۸۶] علی‌نژاد م، (۱۳۹۰)، بررسی لرزه‌ای میان‌قاب‌های آجری غیر مسلح تحت اثر همزمان نیروهای داخل و خارج از صفحه در قاب‌های بتنی، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس.

[87] Hak, S., Morandi, P., & Magenes, G. (2014, January). Out-of-plane experimental response of strong masonry infills. In *2nd European conference on earthquake engineering and seismology*.

[88] Dizhur, D., Walsh, K., Giongo, I., Derakhshan, H., & Ingham, J. (2018, August). Out-of-plane proof testing of masonry infill walls. In *Structures* (Vol. 15, pp. 244-258). Elsevier.

[89] Walsh, K., Dizhur, D., Giongo, I., Derakhshan, H., & Ingham, J. (2018, August). Predicted versus experimental out-of-plane force-displacement behaviour of unreinforced masonry walls. In *Structures* (Vol. 15, pp. 292-306). Elsevier.

[90] Palieraki, V., Zeris, C., Vintzileou, E., & Adami, C. E. (2018). In-plane and out-of-plane response of currently constructed masonry infills. *Engineering Structures*, 177, 103-116.

[91] Moretti, M. L. (2015). Seismic design of masonry and reinforced concrete infilled frames: a comprehensive overview. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 8(4), 748.

[92] Prestandard, F. E. M. A. (2000). commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356). *Washington, DC: Federal Emergency Management Agency*, 7.

[93] Proença, J. M., Gago, A. S., & Vilas Boas, A. (2019). Structural window frame for in-plane seismic strengthening of masonry wall buildings. *International Journal of Architectural Heritage*, 13(1), 98-113.

[۹۴] باقری ب. و عباسی م، (۱۳۹۱)، مرجع کاربردی نرم افزار آباکوس، انتشارات کیان رایانه سبز، تهران (جلد ۱، چاپ اول)، ۲۳-۲۴۹.

[95] Mansouri, A., Marefat, M. S., & Khanmohammadi, M. (2014). Experimental evaluation of seismic performance of low-shear strength masonry infills with openings in reinforced concrete frames with deficient seismic details. *The Structural Design of Tall*

and *Special Buildings*, 23(15), 1190-1210.

[96] Lourenço, P. B. (1996). A user/programmer guide for the micro-modeling of masonry structures. *Report*, 3(1.31), 35.

[97] Pantò, B., Silva, L., Vasconcelos, G., & Lourenço, P. B. (2019). Macro-modelling approach for assessment of out-of-plane behavior of brick masonry infill walls. *Engineering Structures*, 181, 529-549.

[98] Lourenço, P. J. B. B. (1997). Computational strategies for masonry structures.

[99] Drougkas, A., Roca, P., & Molins, C. (2019). Experimental analysis and detailed micro-modeling of masonry walls subjected to in-plane shear. *Engineering Failure Analysis*, 95, 82-95.

[100] ABAQUS, I. (2011). ABAQUS/Thyory User manual.

[101] ACI Committee, & International Organization for Standardization. (2008). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary. American Concrete Institute.

[102] Dugdale, D. S. (1960). Yielding of steel sheets containing slits. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 8(2), 100-104.

[103] Barenblatt, G. I. (1962). The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture. In *Advances in applied mechanics* (Vol. 7, pp. 55-129). Elsevier.

[104] Needleman, A. (1987). A continuum model for void nucleation by inclusion debonding. *Journal of applied mechanics*, 54(3), 525-531.

[105] Shafaei, J., Hosseini, A., & Marefat, M. S. (2014). Seismic retrofit of external RC beam–column joints by joint enlargement using prestressed steel angles. *Engineering Structures*, 81, 265-288.

[106] Sigmund, V., & Penava, D. (2014). Influence of openings, with and without confinement, on cyclic response of infilled rc frames—an experimental study. *Journal of earthquake engineering*, 18(1), 113-146.

[107] ACI. (2001). Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (T1. 1-01) and Commentary (T1. 1R-01).

[۱۰۸] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان. (۱۳۸۴). مقررات ملی ساختمانی ایران مبحث ۹: طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه. نشر توسعه/ایران.

[109] Marefat, M. S., Khanmohammadi, M., Bahrani, M. K., & Goli, A. (2006). Experimental assessment of reinforced concrete columns with deficient seismic details under cyclic load. *Advances in Structural Engineering*, 9(3), 337-347.

[110] Monk, C. B. (1958). *Resistance of structural clay masonry to dynamic forces*. Structural Clay Products Research Foundation.

[111] Walsh, K. Q., Dizhur, D. Y., Shafaei, J., Derakhshan, H., & Ingham, J. M. (2015, August). In situ out-of-plane testing of unreinforced masonry cavity walls in as-built and improved conditions. In *Structures* (Vol. 3, pp. 187-199). Elsevier.

[112] Liu, M., Cheng, Y., & Liu, X. (2011). Shaking table test on out-of-plane stability of infill masonry wall. *Transactions of Tianjin University*, 17(2), 125.

[113] Tu, Y. H., Chuang, T. H., Liu, P. M., & Yang, Y. S. (2010). Out-of-plane shaking table tests on unreinforced masonry panels in RC frames. *Engineering Structures*, 32(12), 3925-3935.

[114] FEMA 306. (1998). Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: Basic procedures manual. *ATC, Redwood City, CA, USA*.

[115] EN, E. E. (1996). European Union norm on construction. *Design of masonry structures*, 9(11).

[116] Eurocode, E. C. (1994). Structures in seismic regions. In *Part 5: Foundations, Retaining Structures, and Geotechnical Aspects*. Commission of the European Communities Brussels.

[۱۱۷] آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۸۴)، ویرایش سوم.

[118] Holmes, W. T. (2000). The 1997 NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. *Earthquake Spectra*, 16(1), 101-114.

[۱۱۹] شهبازی ر. و یکرنگ نیام، (۱۳۹۵). راهنمای کاربردی آباکوس به همراه مسائل مهندسی عمران، سازه و ژئوتکنیک، علم عمران، ویرایش سوم، فصل سوم.

[120] Ng andu, B. M., Martens, D. R., & Vermeltoort, A. T. (2006). The contribution of CASIEL infill walls to the shear resistance of steel frames. *HERON-ENGLISH EDITION*, 51(4), 201.

[121] Carydis, P. G., Mouzakis, H. P., Taflambas, J. M., & Vougioukas, E. A. (1992, July). Response of infilled frames with brickwalls to earthquake motions. In *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 2829-2834).

[122] Negro, P., & Taylor, C. A. (1996). Effect of infills on the global seismic behaviour of R/C frames: results of pseudodynamic and shaking table tests. In *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Pergamon, Jun* (pp. 23-28).

[123] Mainstone, R. J. (1971). SUMMARY OF PAPER 7360. ON THE STIFFNESS AND STRENGTHS OF INFILLED FRAMES. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 49(2), 230.

[124] Al-Chaar, G., Lamb, G. E., & Issa, M. A. (2003). Effect of openings on structural performance of unreinforced masonry infilled frames. *ACI SPECIAL PUBLICATIONS*, 211, 247-262.

- [125] Mondal, G., & Jain, S. K. (2008). Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening. *Earthquake spectra*, 24(3), 701-723.
- [126] Asteris, P. G., Chrysostomou, C. Z., Giannopoulos, I. P., & Smyrou, E. (2011, May). Masonry infilled reinforced concrete frames with openings. In *COMPADYN 2011 III ECCOMAS Thematic Conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering*.
- [127] Tasnimi, A. A., & Mohebkah, A. (2011). Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. *Engineering Structures*, 33(3), 968-980.
- [128] Mohammadi, M., & Nikfar, F. (2012). Strength and stiffness of masonry-infilled frames with central openings based on experimental results. *Journal of structural engineering*, 139(6), 974-984.
- [129] Kakaletsis, D., & Karayannis, C. (2007). Experimental investigation of infilled R/C frames with eccentric openings. *Structural Engineering and Mechanics*, 26(3), 231-250.
- [130] Kakaletsis, D. J., & Karayannis, C. G. (2008). Influence of masonry strength and openings on infilled R/C frames under cycling loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(2), 197-221.
- [131] Kakaletsis, D. J., & Karayannis, C. G. (2009). Experimental Investigation of Infilled Reinforced Concrete Frames with Openings. *ACI Structural Journal*, 106(2).
- [132] Hastie, T., Tibshirani, R., & Friedman, J. (2009). *The elements of statistical learning: data mining, inference, and prediction*. Springer Science & Business Media.
- [133] Korkmaz, K. A., Demir, F., & Sivri, M. (2007). Earthquake assessment of R/C structures with masonry infill walls. *International journal of science & technology*, 2(2), 155-164.
- [134] Borah, B., Singhal, V., & Kaushik, H. B. (2019). Sustainable housing using confined masonry buildings. *SN Applied Sciences*, 1(9), 983.
- [135] ASCE/SEL41-06. (2007). *Seismic rehabilitation of existing buildings*, American Society of Civil Engineers.
- [136] Parghi, A., & Alam, M. S. (2018). A review on the application of sprayed-FRP composites for strengthening of concrete and masonry structures in the construction sector. *Composite Structures*, 187, 518-534.
- [137] Borri, A., Corradi, M., Castori, G., & Molinari, A. (2019). Stainless steel strip—A proposed shear reinforcement for masonry wall panels. *Construction and Building Materials*, 211, 594-604.
- [138] Sadek, H., & Lissel, S. (2013). Seismic performance of masonry walls with GFRP and Geogrid Bed joint reinforcement. *Construction and Building Materials*, 41, 977-989.
- [139] Doran, B., Yuzer, N., Aktan, S., Oktay, D., & Ulukaya, S. (2019). Numerical

Modeling of Traditional Masonry Walls Strengthened with Grout Injection. *International Journal of Architectural Heritage*, 1-16.

[140] Deng, M., Dong, Z., & Ma, P. (2019). Cyclic loading tests of flexural-failure dominant URM walls strengthened with engineered cementitious composite. *Engineering Structures*, 194, 173-182.

[141] ElGawady, M. A., Lestuzzi, P., & Badoux, M. (2006, March). Retrofitting of masonry walls using shotcrete. *In 2006 NZSEE Conference*, Paper (Vol. 45).

[142] Dadras Eslamlou, S., Masia, M. J., Totoev, Y. Z., & Page, A. W. (2019). Effect of retrofitting on the structural factors for seismic assessment of unreinforced masonry structures: a review. *Australian Journal of Structural Engineering*, 20(1), 26-53.

[143] Darbhanzi, A., Marefat, M. S., & Khanmohammadi, M. (2014). Investigation of in-plane seismic retrofit of unreinforced masonry walls by means of vertical steel ties. *Construction and Building Materials*, 52, 122-129.

[144] Darbhanzi, A., Marefat, M. S., Khanmohammadi, M., Moradimanesh, A., & Zare, H. (2018). Seismic performance of retrofitted URM walls with diagonal and vertical steel strips. *Earthquakes and Structures*, 14(5), 449-458.

ABSTRACT

In our country, most of the common concrete constructions have a concrete frame system with brick masonry in the middle and surrounding areas of buildings. Considering the interaction between frame and infill frame masonry in analyzing and designing is one of the major challenges in structural engineering research. Observations of past earthquake damage indicate that damage to the inplane and a decrease in the contact surface of the infill-frame masonry and the surrounding frame results in increased vulnerability out of plane. Predicting the Interaction and Influence of inplane Behavior on out of plane Behavior is one of the new issues in evaluating seismic behavior of masonry infill-frame, which can have positive and negative effects on structural performance. The studies in this research are divided into two parts: In the first part, the seismic performance inplane the reinforced concrete frames of infill-frame masonry is examined with seismic and non-seismic details at different load-bearing surfaces and different thicknesses of the building materials interfaces, the results show that the ultimate strength, the effective stiffness and ductility of the seismic frame and infill-frame are similar to those of the seismic frame and non-seismic frame. Increasing the infill masonry thickness of increases the ultimate strength and effective stiffness of the frames with seismic and non-seismic properties. Due to considerations and the presence of openings in the masonry infill, the behavior of the reinforced concrete frame with infill (window and door) is investigated. The results show that the infill reduces the ultimate strength and effective stiffness of the structure and The larger the size of the opening or the distance from the center of the masonry interstate, the greater the loss of ultimate strength and the greater the effective stiffness reduction. In the second part, we investigate the interaction of performance inplane and out of plane the infill by analyzing three types of loading, including: 1- Out of plane loading under different acceleration. 2- Out of plane loading After loading inplane at relative displacements of 0.5%, 1%, 2%, 3% and comparing with out of plane loading capacity, any relative displacement and damage within the infill is greater than the stiffness and strength capacity of the of plane is reduced. 3- Inplane loading up to 6% relative displacement after out of plane and checking inplane damage that occurred at (1) acceleration of the Earth's gravity, significant strength and stiffness were observed in order to apply the results of this research to the engineering community in analysis. The design of the infill provided the coefficients of reduction in stiffness and strength by considering the inplane and out of plane interaction for the infill-frame and the open partition. Using the proposed coefficients, the design engineer can apply in-plane and out-of-plane interactive effects modeling to the full-bodied interfaces using a compression wrench. Based on the analyzes performed, the average reduction in effective stiffness was calculated to be 30% with respect to the interaction inplane and out of plane. It should be noted that in this study different conditions of contact between the frame and the infill-frame were investigated due to the different conditions of contact between the infill and the concrete frame. In all analyzes, analytical models were first validated using laboratory results in ABAQUS finite element software, and then the effect of different parameters considered in this study was investigated.

Keywords: Infill Masonry, Inplane-Out of Plane Interaction, Out of Plane Loading, Finite Element Analysis.



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

Analytical investigation behavior of masonry infill with considering inplane-out of plane interaction

By: Delaram Ostad

**Supervisor:
Dr. Jalil Shafaei**

January, 2020