

تأثیر کامپوزیت سیمانی مهندسی در تقویت لرزه‌یی
قاب‌های بتن مسلح غیرشکل‌پذیر با میان‌قاب آجری

علیرضا تجری (دانشجوی دکتری)

محمد کاظم شربتدار* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

هدف از پژوهش حاضر، ارزیابی عملکرد لرزه‌یی قاب‌های بتن مسلح غیرشکل‌پذیر با میان‌قاب آجری از جنس آجر سفال مجوف تقویت شده با کامپوزیت سیمانی مهندسی (ECC) تحت بارگذاری رفت و برگشتی درون‌صفحه است. پس از بررسی آزمایشگاهی خواص مکانیکی مصالح، سه نمونه قاب بتن مسلح یک دهانه‌ی یک طبقه با مقیاس $\frac{1}{3}$ ساخته شد. نمونه‌ی اول، بدون میان‌قاب آزمایش شد (BF). نمونه‌ی دوم، با میان‌قاب آجری تقویت نشده آزمایش شد (IF-E^o). نمونه‌ی سوم، با میان‌قاب آجری تقویت شده با کامپوزیت سیمانی مهندسی آزمایش شد (IF-DF-E^o-۱). قاب با میان‌قاب آجری تقویت شده (IF-DF-E^o-۱) به ترتیب مقاومت جانبی، سختی و جذب انرژی (۲/۳۱، ۱/۱۱ و ۱/۳۷ برابر قاب با میان‌قاب آجری تقویت نشده (IF-E^o) از خود نشان داد. در ادامه، منحنی‌های پوش هیستریزیس با یک مدل دوخطی تخمین زده شد. طبق نتایج به دست آمده، روش تقویت پیشنهادی نه فقط مقاومت جانبی و جذب انرژی قاب با میان‌قاب آجری را افزایش می‌دهد؛ بلکه عامل مقاومت افزون قاب را نیز افزایش می‌دهد و از مدهای شکست ترد میان‌قاب آجری جلوگیری به عمل می‌آورد.

واژگان کلیدی: کامپوزیت سیمانی مهندسی، تقویت لرزه‌یی، میان‌قاب آجری، قاب بتن مسلح غیرشکل‌پذیر، بارگذاری رفت و برگشتی.

۱. مقدمه

تحقیقات انجام شده توسط پژوهشگران مختلف^[۱-۶] با وجود کاهش دوره‌ی تناوب ساختمان‌های کوتاه‌مرتبه (کمتر از ۵ طبقه) در اثر وجود میان‌قاب بنایی، در مقدار نیروی زلزله‌تغییری ایجاد نمی‌شود. با وقوع زلزله، به علت ایجاد نیروی فشاری و کششی قطری در میان‌قاب بنایی، احتمال شکست برون‌صفحه و پیش از موعد آن افزایش می‌یابد.

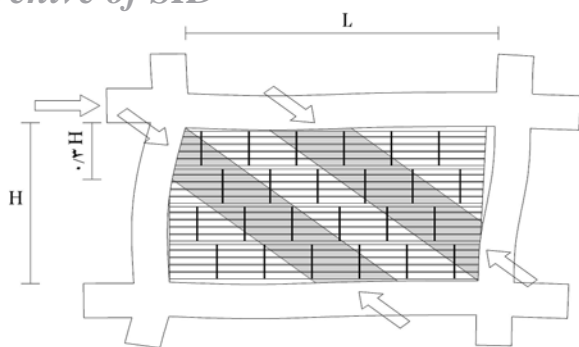
با وجود شواهد آزمایشگاهی مبنی بر بهبود عملکرد سازه‌های بتنی غیرشکل‌پذیر توسط میان‌قاب بنایی، بسیاری از ساختمان‌های بتن مسلح با میان‌قاب بنایی، هنگام زلزله‌های اخیر، تخریب فاجعه‌بار داشته‌اند. جایگزینی عناصر غیرسازه‌یی غیرشکل‌پذیر با عناصر جدید به گونه‌یی که بتوانند بار زلزله را تحمل کنند، از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه نیست و گاهی مواقع به لحاظ ارزش تاریخی بنا، غیرممکن است. بهبود رفتار برشی درون‌صفحه‌ی پانل‌های میان‌قابی با استفاده از روش‌ها و مصالح جدید، یک روش امیدوارکننده برای حل مشکل مذکور است. پژوهشگران برای بهبود رفتار میان‌قاب بنایی، روش‌های بهسازی مختلفی را بررسی کرده‌اند، از قبیل: استفاده از دیواره‌های پیش‌ساخته یا درجا از جنس بتن مسلح^[۷-۱۱] و تراکت شاتکریت شده به همراه مش فولادی جوش شده. با استفاده از روش‌های ذکر شده، وزن قابل توجهی به سازه افزوده می‌شود، که ممکن است نیاز به مقاوم‌سازی

با بررسی مطالعات آزمایشگاهی صورت گرفته روی عملکرد لرزه‌یی قاب‌های میان‌قاب بنایی و بررسی‌های میدانی زلزله‌های اخیر در سراسر جهان، به تأثیر میان‌قاب بنایی در عملکرد سازه‌های قابی می‌توان پی برد. میان‌قاب بنایی به دلیل ویژگی‌های عایق حرارتی و صوتی خوب، زیبایی‌شناختی و مقاومت در برابر آتش‌سوزی در بسیاری از نقاط جهان به طور گسترده‌یی استفاده می‌شود. اگرچه در طراحی سازه، میان‌قاب بنایی به عنوان عناصر غیرسازه‌یی در نظر گرفته می‌شود، اما در هنگام زلزله با قاب‌های متصل به خود اندرکنش دارد و باعث افزایش سختی و مقاومت جانبی سازه خواهد شد.^[۱۲] اغلب موارد، اندرکنش میان‌قاب بنایی با قاب‌های سازه‌یی و مشارکت آنها در تغییر رفتار لرزه‌یی ساختمان‌ها، توسط مهندسان سازه نادیده گرفته می‌شود. با توجه به معماری، میان‌قاب بنایی ممکن است هنگام وقوع زلزله در طبقات، طبقه‌ی نرم ایجاد کند.^[۱۳] به طور کلی با افزایش سختی جانبی سازه، دوره‌ی تناوب طبیعی سازه کاهش می‌یابد، در نتیجه با توجه به تعداد طبقات و ارتفاع سازه، مقدار بار جانبی وارد شده به سازه تغییر می‌کند.^[۱۴-۱۵] با بررسی

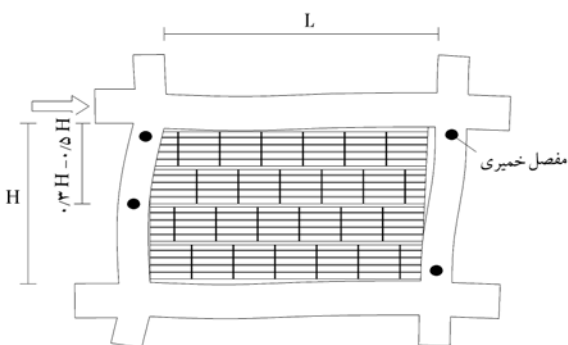
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۰/۲۲/۱۳۹۸، اصلاحیه ۲۰/۵/۱۳۹۹، پذیرش ۲۷/۵/۱۳۹۹.

DOI:10.24200/J30.2020.55103.2700



شکل ۱. رفتار قاب و میان قاب در برابر بار جانبی.



شکل ۲. محل تشکیل مفصل خمیری در ستون‌ها.

(۳) خصوصیات مکانیکی ملات، (۴) مقاومت قاب و میان قاب. برای قاب‌های با نسبت طول به ارتفاع بزرگ‌تر از ۱، رفتار جانبی سازه به صورت شکل ۱ خواهد بود. میان قاب رفتاری به صورت دو نوار فشاری با زاویه‌ی حدود ۴۵ درجه، که ارتفاع آن حدود $\frac{1}{3}$ ارتفاع میان قاب است، خواهد داشت. با توجه به شکل ۱، قسمت پایین ستون کششی و قسمت بالای ستون فشاری با میان قاب در تماس نخواهد بود. در لحظه‌ی شکست، عموماً یکی از حالت‌های (۱) شکست فشاری قطری میان قاب، (۲) شکست برشی ستون کششی (ستون کوتاه ایجاد خواهد شد) رخ می‌دهد. [۲۸] با توجه به شکل ۲، در صورتی که تیر قوی و ستون ضعیف باشد، دو مفصل خمیری در ستون کششی در بالا و $\frac{1}{3}$ بالای ستون تشکیل می‌شود و در قسمت ذکر شده، ستون کوتاهی تشکیل می‌شود، که در قسمت بالایش به صورت برشی می‌شکند. نوع شکست بستگی به مقاومت جانبی قاب و میان قاب دارد. در صورتی که مقاومت جانبی قاب بزرگ‌تر از مقاومت جانبی میان قاب باشد، شکست فشاری قطری میان قاب و در صورتی که مقاومت جانبی قاب کوچک‌تر از مقاومت جانبی میان قاب باشد، شکست برشی ستون کششی رخ می‌دهد. [۲۸]

۳. مطالعه‌ی آزمایشگاهی

برنامه‌ی آزمایشگاهی انجام شده شامل سه قسمت است: (۱) ساخت و ارزیابی خصوصیات مکانیکی کامپوزیت سیمانی مهندسی؛ (۲) ساخت و آزمایش دیوارهای بنایی مقاوم‌سازی شده با کامپوزیت سیمانی مهندسی و (۳) مقاوم‌سازی میان قاب بنایی قاب‌های بتن مسلح غیرشکل‌پذیر با کامپوزیت سیمانی مهندسی و ارزیابی لرزه‌یی آن.

فونداسیون را در پی داشته باشد و در نتیجه طرح تقویت غیراقتصادی را سبب شود. روش بهسازی میان قاب بنایی دیگری که توسط پژوهشگران مختلف به صورت تجربی و تحلیلی به آن پرداخته شده است، استفاده از ورق‌های FRP است. [۱۹-۲۲] ورق‌های FRP در افزایش مقاومت میان قاب بنایی بسیار مؤثر هستند. با وجود این، جداسدگی ورق‌های FRP از سطح میان قاب بنایی به دلیل ضعف در سطح مشترک دو مصالح، یکی از مکانیسم‌های کنترل‌کننده‌ی شکست است. علاوه بر این، مسائل دیگری از قبیل: نیاز به آماده‌سازی سطح، هزینه‌ی نسبتاً بالای اپوکسی‌ها، ناسازگاری بین رزین‌های اپوکسی و بعضی مصالح بستر می‌تواند مانع از موفقیت استفاده از FRP در بهسازی میان قاب بنایی شود. برای غلبه بر محدودیت‌های اشاره شده، استفاده از مواد کامپوزیتی بر پایه‌ی سیمان به دلیل خواص مکانیکی و فیزیکی آنها (ضریب انبساط حرارتی، انرژي شکست و تغییر شکل کم ناشی از جمع‌شدگی پس از نصب) و همچنین سایر ملاحظات مهم، مانند: هزینه، در دسترس بودن، سازگاری و سهولت نصب برای تقویت پانل‌های بنایی توسط پژوهشگران مختلف پیشنهاد شده است. روش‌های مذکور عبارت‌اند از: ملات مسلح شده با الیاف بافته شده، [۲۰] کامپوزیت‌های سیمانی با عملکرد بالا و مقاوم شده با الیاف، ملات‌های مقاوم شده با الیاف فولادی، [۲۱] ملات مسلح شده با شبکه‌ی فولادی، [۲۲ و ۲۳] ملات مسلح شده با صفحات فولادی سوراخ شده [۲۲] و کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی (ECC). [۲۱] در میان روش‌های اخیر، کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی یک ماده است که به طور گسترده‌ی برای تقویت میان قاب بنایی استفاده می‌شود. [۲۴ و ۲۵] کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی، نوعی خاص از کامپوزیت‌های سیمانی با عملکرد بالا و مقاوم شده با الیاف‌های کوتاه هستند، که مقاومت کششی و انعطاف‌پذیری بالا و قابلیت ترک‌خوردگی چندگانه دارند. [۲۷] مطالعات آزمایشگاهی نشان می‌دهند که قابلیت انعطاف‌پذیری فوق‌العاده بالای کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی می‌تواند به طور قابل توجهی سبب بهبود عملکرد سیستم سازه‌یی تقویت شده شود. از دیگر مزایای کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی برای تقویت میان قاب بنایی می‌توان از مقاومت بالا در برابر جداسدگی از سطح مصالح، سهولت اجرا و عدم نیاز به کارگر ماهر نام برد. [۲]

در مطالعه‌ی حاضر، تقویت دیوار آجری با استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی برای بهسازی قاب بتن مسلح با میان قاب موجود پرداخته شده است. ابتدا جهت بررسی رفتار تنش - کرنش فشاری دیوارهای بنایی، که با کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی تقویت شده‌اند، مطالعات آزمایشگاهی بر روی آنها انجام شد. سپس سه نمونه، شامل: قاب بتن مسلح بدون میان قاب (BF)، قاب بتن مسلح با میان قاب آجری تقویت نشده (IF) و قاب بتن مسلح با میان قاب آجری تقویت شده در هر دو طرف با کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی (IF-DF) تحت بار ثابت ثقلی و بار جانبی رفت و برگشتی آزمایش شدند. در نوشتار حاضر، کارایی پوشش‌های کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی تحت ارزیابی قرار گرفته و بر روی رفتار نمونه‌هایی که تحت بارگذاری جانبی رفت و برگشتی شبه استاتیکی قرار دارند، از نظر: مقاومت، سختی و ظرفیت جذب انرژی بحث شده است.

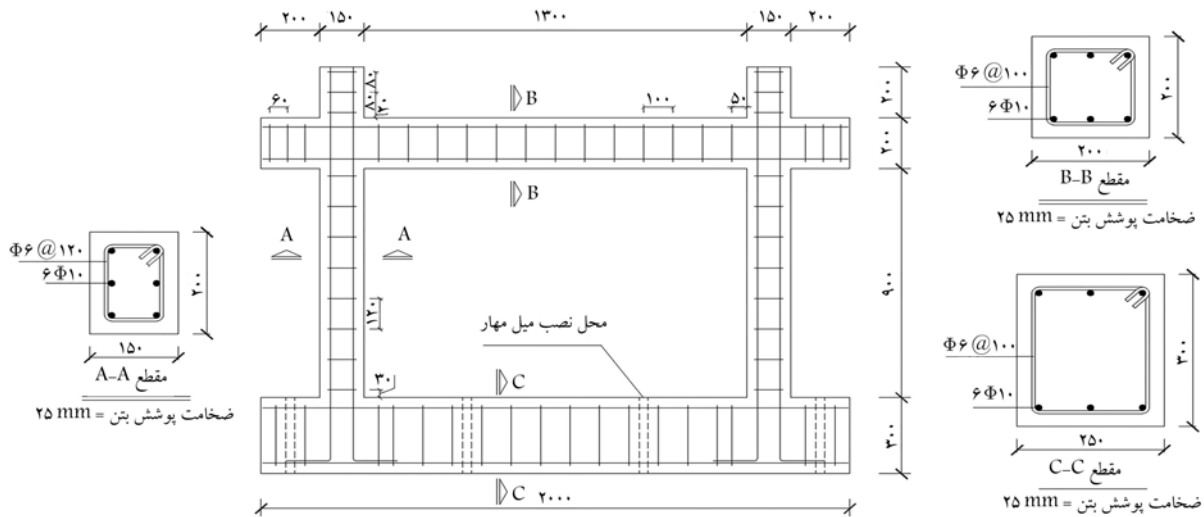
۲. مکانیسم‌های شکست میان قاب و قاب بتن‌آرمه‌ی

غیرشکل‌پذیر

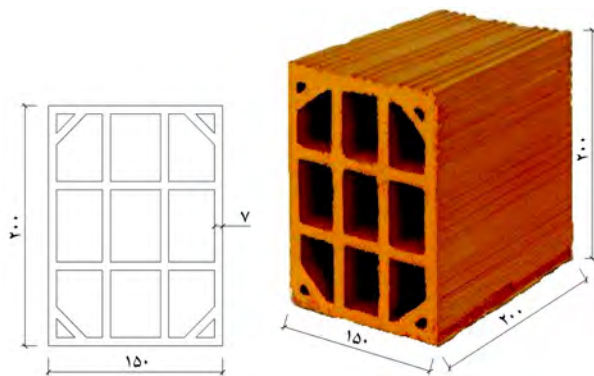
با بررسی مطالعات انجام شده می‌توان پی برد پارامترهای مختلفی در عملکرد لرزه‌یی میان قاب وجود دارند، که عبارت‌اند از: (۱) نوع آجر، (۲) نسبت ابعادی میان قاب،

جدول ۱. جزئیات قاب‌ها.

نام نمونه	جنس میان قاب	ضخامت میان قاب (mm)	نوع اندود روی میان قاب	ضخامت اندود (mm)
BF	بدون میان قاب	-	-	-
IF-E0	آجر سفال مجوف	۱۵°	اندود گچ بر روی دو طرف میان قاب	۳
IF-DF-E۲۰-۱	آجر سفال مجوف	۱۵°	اندود کامپوزیت سیمانی مهندسی بر روی دو طرف میان قاب	۲۰



شکل ۳. جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌ها (اندازه‌ها بر حسب میلی‌متر است).



شکل ۴. جزئیات آجرهای مجوف سفالی (ابعاد بر حسب میلی‌متر هستند).

ساخته شدند، که جزئیات آنها در شکل ۴ مشاهده می‌شود. قبل از ساخت دیوار، آجرها زنجاب داده شدند تا آب ملات را به سرعت جذب نکنند. دیوارهای بنایی توسط بنای ماهر ساخته شدند. ضخامت ملات بین آجرها ۲۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد، که با استفاده از یک الگوی چوبی اجرا شد. ملات استفاده شده در ساخت میان قاب بنایی از سیمان، ماسه و آب با نسبت وزنی به ترتیب ۱، ۸ و ۱ ساخته شد و پس از ساخت، سطح دیوارها به مدت ۷ روز آبیاری شد.

پس از اجرای میان قاب‌ها، جهت یک پارچگی میان قاب نمونه تقویت شده‌ی IF-DF-E۲۰-۱، بر روی دو وجه میان قاب، سوراخ‌هایی در ۵ ردیف و هر ردیف ۷ عدد به فاصله‌ی ۲۰۰ میلی‌متر ایجاد و با استفاده از رول پلاک، پیچ‌هایی به قطر ۳ میلی‌متر و طول ۴۰ میلی‌متر نصب شدند. سپس سیم‌های به قطر ۱ میلی‌متر به دور پیچ‌های مذکور متصل شد (شکل ۵). برای انتقال بهتر نیروی برشی بر روی

۱.۳. مدل سازی اصلی و نمونه‌های آزمایشگاهی

یک ساختمان ۵ طبقه با ۴ دهانه در هر طرف از قاب خمشی بتن مسلح غیرشکل پذیر به عنوان سازی اصلی در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات ۳ متر و فاصله‌ی دهانه‌ها ۴/۳۵ متر در نظر گرفته شد. بار جانبی سازه، طبق آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰- ایران، ویرایش دوم) محاسبه شد. [۲۹] بار جانبی به صورت بار استاتیکی معادل جانبی لحاظ شد و بارهای ثقلی از استاندارد ۵۱۹ ایران استخراج شدند. [۳۰] در طراحی سازه، اثر میان قاب لحاظ نشد. بعد از طراحی سازه، ابعاد و آرماتورهای تیر و ستون نمونه‌ی اصلی در طبقه‌ی همکف دهانه‌ی داخلی به عنوان قاب مورد آزمایش در نظر گرفته شد. ابعاد به دست آمده با مقیاس ۱/۲ برای ساخت قاب مورد آزمایش در نظر گرفته شد. شکل قاب و جزئیات آرماتورگذاری و ابعاد نمونه‌ها در شکل ۳ مشاهده می‌شود. همانند ساختمان‌های موجود در ایران، که بر اساس آیین‌نامه‌های گذشته طراحی شده‌اند (آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰- ایران، ویرایش دوم)) و ضعف‌هایی از قبیل: تیر قوی و ستون ضعیف، فاصله‌ی زیاد تنگ‌های ستون و قلاب انتهایی ۹۰ درجه‌ی خاموت‌ها و عدم وجود تنگ در محل اتصال تیر و ستون دارند؛ در ساخت قاب‌های مورد آزمایش، ضعف‌های ذکر شده لحاظ شد. سه قاب با شکل‌پذیری کم با مقیاس ۱/۲ ساخته شدند. نمونه‌ی اول، به عنوان نمونه‌ی کنترلی بدون میان قاب (BF)، نمونه‌ی دوم با میان قاب بنایی از جنس آجر سفال مجوف (IF-E۰)، نمونه‌ی سوم با میان قاب تقویت شده از دو طرف IF-DF-E۲۰-۱ با لایه‌ی ۲۰ میلی‌متری از کامپوزیت سیمانی مهندسی ساخته شدند. جزئیات قاب‌های ساخته شده در جدول ۱ ارائه شده است.

میان قاب‌های بنایی از آجر سفال مجوف به ابعاد ۲۰۰ × ۲۰۰ × ۱۵۰ میلی‌متر

جدول ۲. طرح اختلاط کامپوزیت سیمانی مهندسی.

الیاف پلی وینیل الکل	افزودنی کاهنده‌ی آب	هیدروکسی پروپیل متیل سلولز	زئولیت	میکروسیلیس	خاکستر بادی سیلیسی	ماسه‌ی سیلیسی	آب	سیمان
۰/۱۵	۰/۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۵	۰/۰۵	۰/۳	۰/۸	۰/۵۲۵	۰/۹

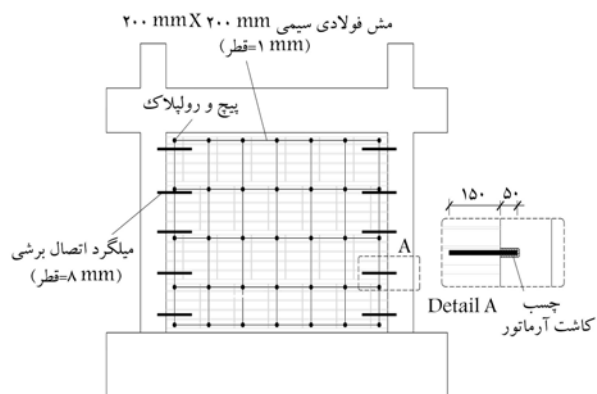
جدول ۳. مشخصات الیاف پلی وینیل الکل (KURALON-II) (REC۱۵).

چگالی	کرنش	مدول کشسانی	مقاومت کششی	طول الیاف	قطر
(gr/cm^3)	(%)	(GPa)	(MPa)	(mm)	(μm)
۱/۳	۶	۴۲/۸	۱۶۲۰	۱۲	۳۹

وزن سیمان طرح اختلاط ارائه شده توسط کیم و همکاران کاسته شد و میکروسیلیس و زئولیت هر کدام ۵٪ جایگزین سیمان شد. مصالح تشکیل دهنده کامپوزیت سیمانی مهندسی استفاده شده در پژوهش حاضر، شامل: سیمان پرتلند تیپ II، آب، ماسه‌ی سیلیسی با اندازه‌ی بیشینه‌ی ۰/۲ میلی‌متر، خاکستر بادی، میکروسیلیس، زئولیت، هیدروکسی پروپیل متیل سلولز به منظور افزایش ویسکوزیته‌ی ملات برای پراکندگی الیاف، افزودنی کاهنده‌ی آب و ۱/۵٪ الیاف پلی وینیل الکل (PVA) در حجم بود. تناسب وزنی طرح اختلاط کامپوزیت سیمانی مهندسی در جدول ۲ و نیز مشخصات الیاف پلی وینیل الکل استفاده شده در جدول ۳ ارائه شده‌اند. ابتدا همه‌ی مصالح جامد به جز ماسه‌ی سیلیسی به صورت خشک با سرعت پایین حدود یک دقیقه با هم مخلوط شدند، سپس آب و فوق‌روان کننده به آن اضافه شد و با سرعت کم حدود یک دقیقه و با سرعت زیاد حدود ۲ دقیقه با هم مخلوط شدند. پس از یکساخت شدن مخلوط، الیاف پلی وینیل الکل به صورت تدریجی به آن اضافه و حدود ۴ دقیقه با بالا با هم مخلوط شدند. سپس هیدروکسی پروپیل متیل سلولز اضافه و به مدت ۳ دقیقه مخلوط شد (با توجه به آنکه هیدروکسی پروپیل متیل سلولز به صورت پودر جامد سفیدرنگ است، ابتدا باید با کمی از آب طرح اختلاط در ظرفی مخلوط شود و پس از مدت ۱۰ دقیقه که به صورت ژلی بی‌رنگ تبدیل شد، در طرح اختلاط استفاده شود). گام آخر، ماسه‌ی سیلیسی اضافه و حدود ۲ دقیقه با بالا با هم مخلوط شدند، تا مخلوطی یکساخت به دست آید. مخلوط ساخته شده، چسبندگی بالا داشت و با استفاده از مال به روی دیوار اجرا شد و هیچ‌گونه ریزش مصالح مشاهده نشد.

رفتار فشاری کامپوزیت سیمانی مهندسی بر اساس ۳ نمونه‌ی استوانه‌یی به قطر ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر تحت بارگذاری فشاری با نرخ سرعت ثابت ۰/۵ میلی‌متر بر دقیقه مطابق استاندارد EN ۱۲۳۹۰-۳ بررسی شد.^[۲۴] به منظور حصول شرایط اعمال کامپوزیت سیمانی مهندسی با استفاده از مال به برای تقویت میان‌قاب‌های بنایی، نمونه‌های ساخته شده و بیره نشدند و با استفاده از مال، قالب‌ها پُر شدند. قبل از انجام آزمایش، دو انتهای نمونه‌ها با اره بریده شد، تا سطحی صاف حاصل شود. میانگین وزن مخصوص خشک نمونه‌ها، ۱۶۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب و همچنین میانگین مقاومت فشاری، ۲۶/۸۶ مگاپاسکال به دست آمد.

به منظور بررسی رفتار کرنش سخت‌شوندگی کششی کامپوزیت سیمانی مهندسی، سه نمونه به ابعاد مقطع ۱۰۰ × ۲۵ میلی‌متر و طول ۴۰۰ میلی‌متر با نرخ سرعت ثابت ۱ میلی‌متر بر دقیقه آزمایش شدند. تغییر طول وسط نمونه‌ها به طول ۱۵۰ میلی‌متر با استفاده از یک تغییر طول‌سنج اندازه‌گیری شد. نمودار تنش - کرنش



شکل ۵. طرح تقویت میان‌قاب بنایی قاب بتن مسلح.

وجه‌های تقویت شده و جلوگیری از تشکیل ستون کوتاه، میلگردهای اتصال برشی داخل بتن ستون‌ها نصب شد. بیج سوراخ به قطر ۱۰ میلی‌متر و طول ۵۰ میلی‌متر داخل بتن پوشش ستون در دو طرف میان‌قاب بنایی زده شد. از آرماتور به قطر ۸ میلی‌متر و به طول ۲۰۰ میلی‌متر جهت میلگردهای اتصال برشی و برای اتصال آنها داخل بتن ستون‌ها از چسب کاشت میلگرد هیلتی استفاده شده است. سپس کامپوزیت سیمانی مهندسی با استفاده از مال به توسط استادکار ماهر بر روی سطوح نمونه‌ها اجرا شد. برای جلوگیری از جذب آب سریع کامپوزیت سیمانی مهندسی، که منجر به ایجاد لایه‌ی ضعیف در سطح مشترک لایه‌ی تقویتی و دیوار بنایی می‌شود، ابتدا سطوح دیوار خیس شد.^[۲۵] همچنین برای یک‌پارچگی میان‌قاب بنایی نمونه‌ی تقویت نشده (IF-E⁰)، اندود گچ به ضخامت ۳ میلی‌متر توسط استادکار ماهر بر روی آنها اعمال شد.

۲.۳. خواص مصالح

• کامپوزیت سیمانی مهندسی (ECC)

طرح اختلاط کامپوزیت سیمانی مهندسی پژوهش حاضر جهت مقاوم‌سازی میان‌قاب‌های بنایی، از کامپوزیت سیمانی مهندسی مناسب برای شاکریت تر توسعه داده شده توسط کیم و همکاران اقتباس شده است.^{[۲۱] و [۲۲]} با توجه به آنکه عمده‌ی مصالح تشکیل دهنده کامپوزیت سیمانی مهندسی، مصالح سیمانی است، این امر سبب افزایش جمع‌شدگی مصالح می‌شود.^[۲۳] لذا در پژوهش حاضر، ۱٪ از

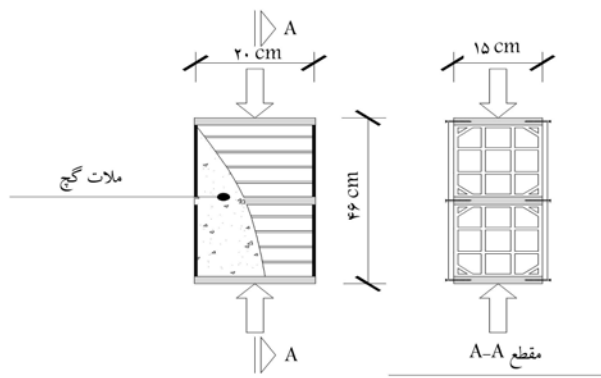
جدول ۴. مشخصات مکانیکی آرماتورهای فولادی.

مدول کشسانی (GPa)	مقاومت حد نهایی (MPa)	مقاومت حد تسلیم (MPa)	نوع	قطر (mm)
۱۷۸٫۵	۴۸۹٫۸۵	۳۲۰٫۴۹	ساده	۶٫۵
۲۳۳٫۴۷	۶۷۸٫۳۹	۴۷۰٫۱۳	آجدار	۱۰

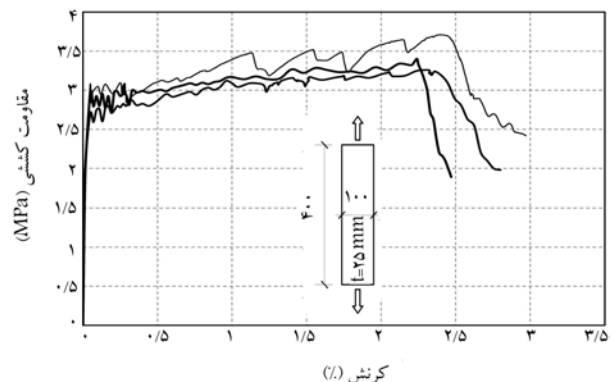
جدول ۵. طرح اختلاط بتن قاب‌ها.

فوق روان‌کننده	شن	ماسه	آب	سیمان
۰٫۰۰۳	۲٫۵	۳٫۶۶	۰٫۵۵	۱

توجه: سایر اعداد درصد وزنی مصالح است.



شکل ۷. نمونه‌ی فشاری مصالح بنایی.



شکل ۶. رفتار کششی کامپوزیت سیمانی مهندسی.

مقاومت فشاری میانگین نمونه‌ها روی سطح مقطع خالص در راستای سوراخ‌ها و در راستای عمود بر سوراخ‌ها به ترتیب ۱۳٫۷۵ و ۸٫۶۴ مگاپاسکال به دست آمد. به منظور بررسی رفتار فشاری مصالح بنایی، ۳ نمونه‌ی فشاری مطابق استاندارد ASTM C۱۳۱۴-۱۲ ساخته و آزمایش شدند.^[۳۷] نمونه‌ها شامل ۲ عدد آجر و ۳ لایه ملاط به ضخامت ۲۰ میلی‌متر بود (شکل ۷).

۳.۳. جزئیات سیستم بارگذاری و وسایل اندازه‌گیری داده‌ها

جزئیات سیستم بارگذاری، که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، شامل: جک رفت و برگشتی، قاب صلب، تیر صلب تحتانی، کف صلب و تکیه‌گاه جانبی است. تکیه‌گاه جانبی با استفاده از دو تیر فولادی، که به قاب صلب متصل بودند، برای جلوگیری از تغییرشکل‌های خارج از صفحه‌ی قاب بتنی استفاده شد. برای ممانعت از اعمال نیرو به قاب بتنی از طرف تکیه‌گاه جانبی، بر روی سطح قطعه در تماس با قاب بتنی، گریس مالیده شد. قاب‌های بتنی با استفاده از جک هیدرولیک قابل کنترل رفت و برگشت به ظرفیت ۱۰۰۰ کیلونیوتن تحت بارگذاری جانبی قرار گرفتند. به منظور جلوگیری از ایجاد نیروی کششی در تیر قاب بتنی، از دو میله‌گرد فولادی برای اعمال نیروی فشاری به طرف دیگر استفاده شد. برای جلوگیری از حرکت قاب‌های بتنی هنگام بارگذاری جانبی، فونداسیون آنها با ۸ بولت با فولاد مقاومت بالا به تیر صلب کف متصل شدند. بار محوری فشاری هر ستون با استفاده از پیش‌تنیده کردن دو آرماتور فولادی قوی در هر طرف ستون اعمال شد. این نیروی فشاری اعمالی با استفاده از نیروسنج به ظرفیت ۲۰۰ کیلونیوتن، که در بالای ستون‌ها قرار داده شده بود، اندازه‌گیری شد. تغییرمکان جانبی قاب‌های بتنی با استفاده از LVDT، که در انتهای تیر نصب شده بود، اندازه‌گیری شد.

کششی کامپوزیت سیمانی مهندسی در شکل ۶ مشاهده می‌شود. مقاومت کششی میانگین نمونه‌ها در اولین ترک ۲٫۸۴ مگاپاسکال، مقاومت نهایی میانگین ۳٫۴۴ مگاپاسکال و کرنش نهایی میانگین نظیر تنش بیشینه، ۲٫۳۴٪ به دست آمد.

• آرماتورهای فولادی

آرماتورهای استفاده شده در قاب‌ها تحت استاندارد DIN EN۱۰۰۰۲ آزمایش و نتایج در جدول ۴ ارائه شده است.

• بتن

هنگام بتن‌ریزی قاب‌ها، ۵ نمونه‌ی استوانه‌یی به قطر ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر برای هر قاب با طرح اختلاط مطابق جدول ۵ نمونه‌گیری و در شرایط عمل‌آوری مشابه قاب‌ها تا روز آزمایش نگهداری شدند. روز آزمایش قاب‌ها، نمونه‌های استوانه‌یی تحت بارگذاری فشاری با نرخ سرعت ثابت ۰٫۵ میلی‌متر بر دقیقه مطابق استاندارد EN۱۲۳۹۰-۳ آزمایش شدند. متوسط مقاومت فشاری نمونه‌های IF، E، BF، IF-DF-E۲۰-۱ به ترتیب ۲۸٫۷، ۲۹٫۵، ۲۸٫۹ مگاپاسکال به دست آمد.

• میان قاب بنایی

ملاط استفاده شده در ساخت میان قاب بنایی، از سیمان، ماسه و آب با نسبت وزنی به ترتیب ۱، ۸ و ۱ ساخته شد. ۵ نمونه ملاط مکعبی به ابعاد ۵۰ × ۵۰ × ۵۰ میلی‌متر ساخته شدند و مطابق استاندارد ASTM C۱۰۹ به صورت فشاری آزمایش شدند.^[۳۵] مقاومت فشاری میانگین نمونه‌ها، ۵٫۱ مگاپاسکال به دست آمد. به منظور اندازه‌گیری مقاومت فشاری آجر مجوف سفالی، ۱۰ عدد آجر مطابق استاندارد ASTM C۶۴-۱۴ به صورت فشاری آزمایش شدند.^[۳۶] و ۵ عدد از آنها در راستای سوراخ‌ها و ۵ عدد دیگر در راستای عمود بر سوراخ‌ها بارگذاری شدند.



ب) خرد شدن آجر.



الف) قبل از شروع بارگذاری؛

شکل ۹. جزئیات نمونه‌ی فشاری مصالح بنایی، قبل و بعد از بارگذاری.

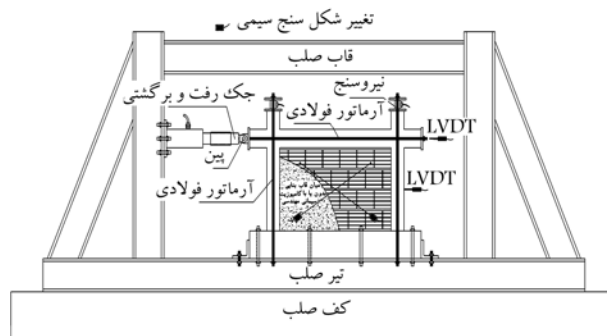
مشاهده می‌شود. میانگین مقاومت فشاری نمونه‌ها، 8.70 مگاپاسکال به دست آمد.

۲.۴. رفتار نمونه‌های آزمایش شده

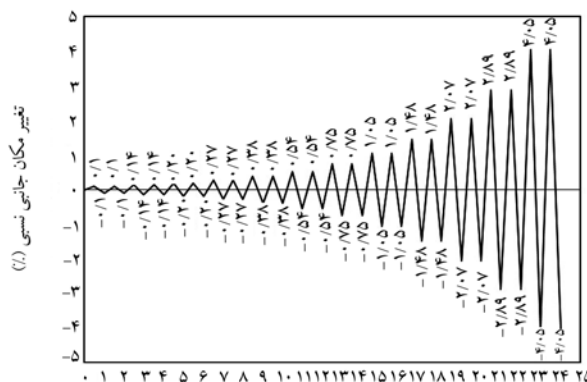
منحنی‌های چرخه‌ی نمونه‌ها در شکل ۱۰ مشاهده می‌شوند. همچنین منحنی‌های چرخه‌ی نمونه‌های BF، IF-E^o و IF-DF-E²⁰ در شکل ۱۱ با یکدیگر مقایسه شده‌اند. با توجه به شکل ۱۰ - الف، شیب نمودار بار- تغییرمکان نمونه‌ی BF تا بار 18.5 کیلونیوتن متناظر تغییرمکان جانبی 1 میلی‌متر خطی است. در بار مذکور، ترک افقی در بالای ستون سمت راست ظاهر شده است.

با ادامه‌ی بارگذاری در تغییرمکان جانبی 1.4 میلی‌متر، پایین ستون سمت راست ترک افقی ظاهر شده است (بار متناظر 23.5 کیلونیوتن). همچنین در ادامه‌ی ترک مورب بالای ستون سمت راست به سمت اتصال تیر و ستون گسترش یافته است. در ادامه‌ی بارگذاری در تغییرمکان جانبی 1.96 میلی‌متر متناظر نیروی 26.5 کیلونیوتن، ترک‌هایی در بالای ستون سمت چپ و محل اتصال تیر و ستون ظاهر شده است. در بار 34 کیلونیوتن و تغییرمکان جانبی 2.74 میلی‌متر، ترک قائم گوشه‌ی بالای تیر سمت راست ظاهر شد. با رسیدن بار به 37 کیلونیوتن متناظر تغییرمکان جانبی 3.84 میلی‌متر، بالای تیر سمت چپ ترک قائم ظاهر شد. در بار 37 کیلونیوتن، تعداد ترک‌های دو انتهای ستون‌ها افزایش یافته است. با رسیدن بار به 47 کیلونیوتن متناظر تغییرمکان جانبی 13.88 میلی‌متر، آرماتور طولی پایین ستون به حد جاری شدن رسید و عرض ترک‌ها بازتر شد. بیشینه‌ی بار تحمل شده توسط قاب 68 کیلونیوتن متناظر تغییرمکان جانبی 28.46 میلی‌متر بود. شکست قاب به صورت برشی و خمشی در دو انتهای ستون‌ها صورت گرفت. پس از جاری شدن آرماتورها در دو انتهای ستون‌ها، ترک‌های برشی گسترش یافتند و بتن به صورت فشاری خرد شد. همچنین هنگام شکست قاب، ترک‌های قطری در محل اتصال تیر و ستون ایجاد شد. الگوهای ترک ایجاد شده‌ی نمونه‌ی BF در انتهای بارگذاری در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود.

با توجه به شکل ۱۰ - ب، شیب نمودار بار- تغییرمکان نمونه‌ی IF-E^o تا بار 32.5 کیلونیوتن متناظر تغییرمکان جانبی 1.35 میلی‌متر خطی بوده است. با ادامه‌ی بارگذاری در تغییرمکان جانبی 2.74 میلی‌متر و بار متناظر 44.5 کیلونیوتن، ترک‌های مورب در محل اتصال تیر و ستون سمت چپ و راست ظاهر شد. با رسیدن بار به 60.5 کیلونیوتن متناظر تغییرمکان جانبی 5.37 میلی‌متر در گوشه‌های بالا محل اتصال قاب و دیوار، جداشدگی رخ داده است. با ادامه‌ی بارگذاری و رسیدن بار



الف) جزئیات سیستم بارگذاری و وسایل اندازه‌گیری داده‌ها؛



تعداد سیکل‌های بارگذاری

ب) الگوی بارگذاری جانبی.

شکل ۸. سیستم و الگوی بارگذاری.

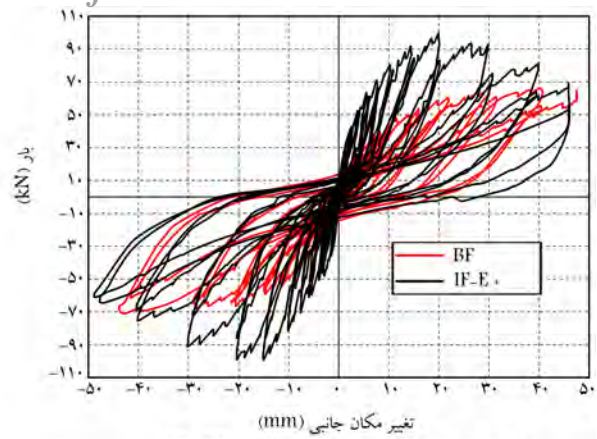
با استفاده از دو عدد تغییر طول سنج سیمی، تغییر شکل قطری میان قاب بنایی اندازه‌گیری شد. چندین کرنش سنج بر روی آرماتورهای دو انتهای تیر و ستون‌های قاب بتنی برای اندازه‌گیری کرنش آرماتورها در مراحل مختلف بارگذاری، نصب شدند. کلیه اطلاعات تجهیزات آزمایش با استفاده از سیستم کنترلی کامپیوتری ثبت شد.

به عنوان الگوی بارگذاری، ابتدا قبل از بارگذاری جانبی قاب‌های بتنی، بارهای محوری فشاری به ستون‌ها به اندازه‌ی 50 کیلونیوتن اعمال شد. در پژوهش حاضر، از الگوی بارگذاری جانبی ارائه شده‌ی FEMA 461 استفاده شد. [۳۸] مطابق شکل ۸، برای هر دامنه‌ی بارگذاری دو سیکل بارگذاری انجام شد. کمترین دامنه‌ی هدف بارگذاری بر حسب شاخص تغییرمکان نسبی طبقه، 0.01 در نظر گرفته شد. طبق دستورالعمل FEMA 46، دامنه‌ی هر مرحله باید 1.4 برابر دامنه‌ی قبل و تعداد سیکل‌های بارگذاری برابر یا بزرگ‌تر از 20 باشد. بارگذاری همه‌ی نمونه‌ها تا زمان مشاهده‌ی خرابی شدید نمونه‌ها ادامه یافت.

۴. ارزیابی نتایج آزمایش

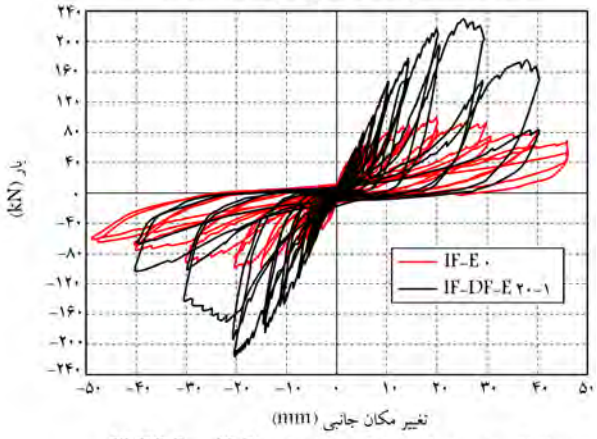
۱.۴. بررسی رفتار فشاری مصالح بنایی

بارگذاری نمونه‌های فشاری مصالح بنایی با نرخ سرعت ثابت 0.5 میلی‌متر بر دقیقه انجام شد. تغییر طول نمونه‌ها با استفاده از دو عدد LVDT به فاصله‌ی 300 میلی‌متر از یکدیگر اندازه‌گیری شد. در لحظه‌ی شکست نمونه‌ها، آجرها به صورت ناگهانی خرد شدند؛ اما ملات خرد نشد. در شکل ۹، مود شکست نمونه‌ها



تغییر مکان جانبی (mm)

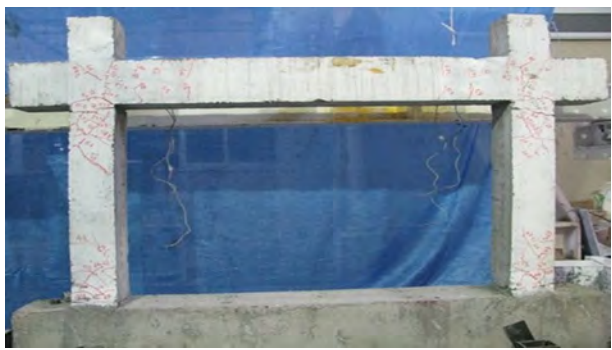
الف) مقایسه منحنی های چرخه بی نمونه های IF و BF



تغییر مکان جانبی (mm)

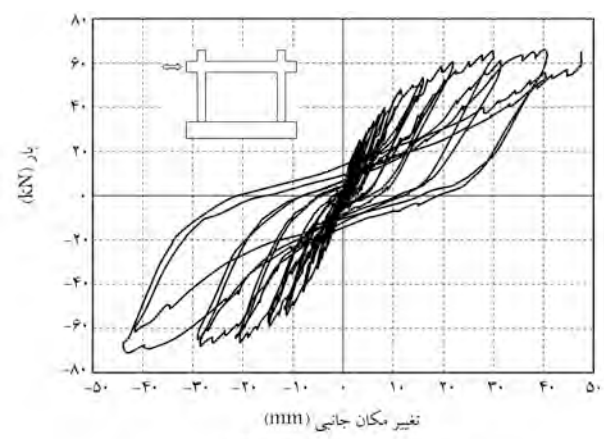
ب) مقایسه منحنی های چرخه بی نمونه های IF-DF-E0 و IF-E0

شکل ۱۱. مقایسه منحنی های چرخه بی نمونه ها با یکدیگر.



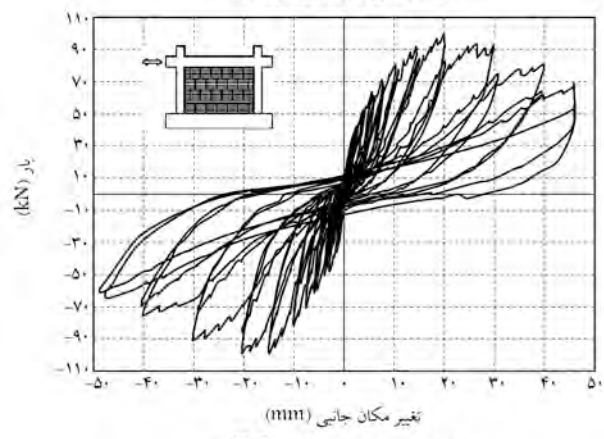
شکل ۱۲. نمونهی BF بعد از پایان آزمایش.

مکان ۱۴ میلی متر با اعمال تغییر مکان جانبی بیشتر ۲۸/۹۰ (میلی متر)، آجرهای وسط میان قاب کاملاً خرد و ترک های خمشی پایین ستون های دو طرف بازر شده است. در ادامه، با رسیدن تغییر مکان جانبی ۳۵/۲ میلی متر متناظر ۷۷ کیلو نیوتن، آرماتورهای پایین ستون های دو طرف جاری شدند. با افزایش بار، شکست در بالا و پایین ستون ها رخ داد. بتن فشاری خرد و ترک های مورب برشی در دو انتهای ستون ها ظاهر شدند. الگوهای ترک ایجاد شده ی نمونه ی IF-E0 در تغییر مکان جانبی ۲۸/۹۰ میلی متر و در انتهای بارگذاری در شکل ۱۳ مشاهده می شود. با توجه به شکل ۱۰ - ج، شیب نمودار بار- تغییر مکان نمونه ی IF-DF-E20-1 تا بار ۴۴/۵ کیلو نیوتن متناظر تغییر مکان جانبی ۲/۷۴ میلی متر خطی بود. با ادامه ی



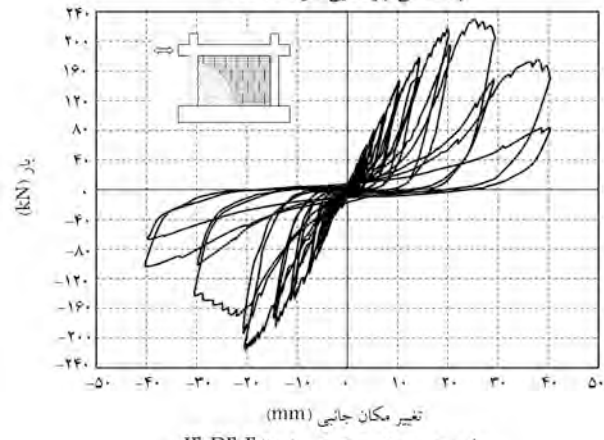
تغییر مکان جانبی (mm)

الف) منحنی چرخه بی نمونه BF



تغییر مکان جانبی (mm)

ب) منحنی چرخه بی نمونه IF-E0



تغییر مکان جانبی (mm)

ج) منحنی چرخه بی نمونه IF-DF-E20-1

شکل ۱۰. منحنی چرخه بی نمونه های آزمایشگاهی.

به ۶۸ کیلو نیوتن متناظر تغییر مکان ۷/۵۲ میلی متر، ترک های زیادی در دیوار بنایی رخ داده و ترک های خمشی در بالای ستون های دو طرف ظاهر شده است. تعداد ترک های ظاهر شده در دیوار بنایی و همچنین ترک های مورب در محل اتصال تیر و ستون افزایش یافته اند. با ادامه بارگذاری در تغییر مکان ۲۰/۶۵ میلی متر، ترک های دیوار زیادتر شده است، به گونه یی که در بعضی نقاط آجرها خرد و در قسمت پایین ستون ها ترک های خمشی ظاهر شده است. در نتیجه ی شکست های ایجاد شده، بار جانبی افت کرده و به عدد ۸۴/۵ کیلو نیوتن رسیده است. با رسیدن بار به ۹۷ کیلو نیوتن متناظر تغییر



(ب) بعد از پایان آزمایش.

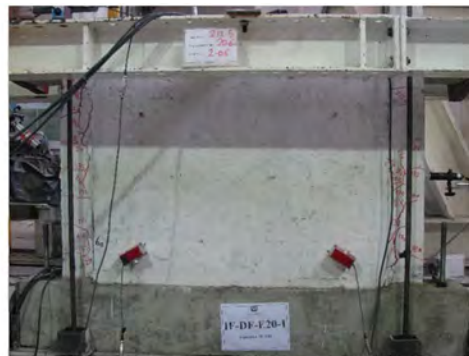


(الف) در تغییر مکان جانبی 28.9 mm

شکل ۱۳. الگوی ترک در نمونه‌ی IF-E0.

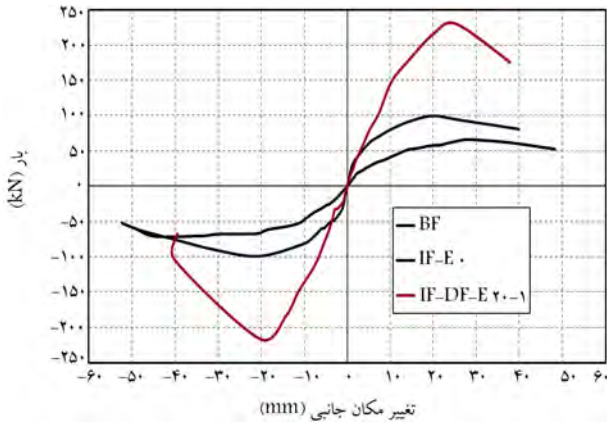


(ب) بعد از پایان آزمایش (تغییر مکان جانبی 40 mm).



(الف) در تغییر مکان جانبی 20.6 mm

شکل ۱۴. الگوی ترک در نمونه‌ی IF-DF-E20-1.



شکل ۱۵. منحنی پوش چرخه‌یی نمونه‌های آزمایش شده.

در این آزمایش آرماتورهای طولی ستون‌ها جاری نشدند؛ اما با رسیدن بار جانبی به 207/5 کیلو نیوتن و تغییر مکان جانبی 22/39 میلی‌متر، آرماتورهای تیر جاری شدند. الگوهای ترک ایجاد شده‌ی نمونه‌ی IF-DF-E20-1 در تغییر مکان جانبی 20/6 میلی‌متر و در انتهای بارگذاری (تغییر مکان جانبی 40 میلی‌متر) در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود.

۳.۴. مقاومت

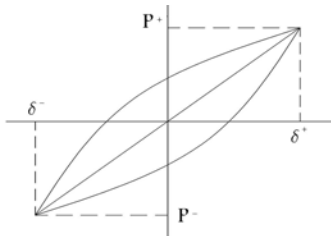
در شکل ۱۵، منحنی‌های پوش چرخه‌یی هیستریزیس نمونه‌های آزمایش شده مشاهده

بارگذاری در تغییر مکان جانبی 3/84 میلی‌متر و بار متناظر 60 کیلو نیوتن، ترک‌هایی در وجه مشترک دیوار و ستون سمت چپ ظاهر شد. با افزایش تغییر مکان جانبی 7/52 (میلی‌متر)، آجرها شروع به خرد شدن کردند. با افزایش بار جانبی در تغییر مکان جانبی 10/5 میلی‌متر و بار متناظر 132 کیلو نیوتن، ترک‌هایی بر روی ستون‌ها ظاهر شد. با رسیدن بار به 180/5 کیلو نیوتن متناظر تغییر مکان 14 میلی‌متر، ترک‌های روی ستون‌ها گسترش یافتند و ترک‌های مورب پای ستون‌ها بازرتر شدند. در تغییر مکان جانبی 20/6 میلی‌متر، بار اعمالی به عدد 212/5 کیلو نیوتن رسید. ضمن گسترش ترک‌های افقی و مورب در سراسر طول ستون‌های دو طرف، به دلیل ایجاد نیروی کششی در آرماتورهای اتصال برشی، ترک‌های عمودی در طول ستون در قسمت پوشش بتن ستون‌های دو طرف ظاهر شد و همچنین ترک عمیقی در وجه مشترک تیر و میان قاب آجری به وجود آمد. در ادامه‌ی بارگذاری در تغییر مکان جانبی 28/90 میلی‌متر، در بالای ستون‌ها بتن پوشش قله‌وکن و با تغییر جهت بارگذاری از ستون جدا شد. همچنین، ترک‌های موربی در محل اتصال تیر و ستون ظاهر شد و ترک قطری در بالای ستون‌ها به وجود آمد و ضمن افزایش تغییر مکان جانبی، بار جانبی از 212/5 کیلو نیوتن (بار بیشینه) به 148/5 کیلو نیوتن افت کرد. در ادامه، ترک‌های مورب عمیقی ایجاد شد و آرماتورهای طولی در این نقاط تغییر شکل دادند. در پایان آزمایش، با وجود خرد شدن آجرها، بر روی لایه‌ی کامپوزیت سیمانی مهندسی میان قاب تقویت شده، ترک‌های ناچیز به وجود آمد و انسجام کلی دیوار بتایی حفظ شد و میان قاب از قاب جدا نشد. با استفاده از آرماتور اتصال برشی از تشکیل ستون کوتاه جلوگیری به عمل آمد. در طول آزمایش کل طول ستون‌ها به میان قاب متصل بود (تا تغییر مکان نسبی 3٪) و ترک‌های خمشی در سراسر طول ستون ایجاد شد.

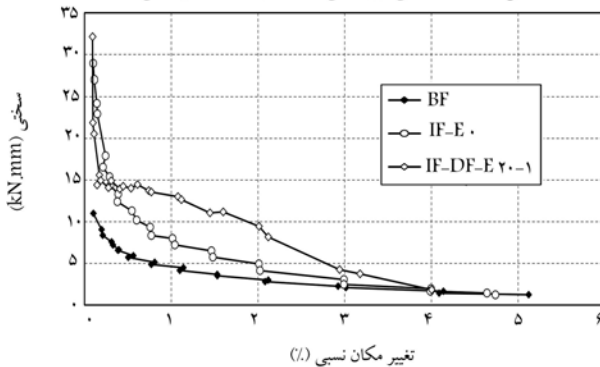
جدول ۶. مقایسه‌ی بین نتایج نمونه‌های آزمایش شده.

نمونه	F_s (kN)	Δ_s (mm)	F_{max} (kN)	Δ_{max} (mm)	$\frac{F_{max}}{F_s (BF)}$
BF	۱۸۷٫۵	۱	۶۸	۲۸٫۴۶	۱
IF-E ^o	۳۲٫۵	۱٫۳۵	۹۹٫۵	۱۹٫۸۶	۱٫۴۶
IF-DF-E ^o -۱	۴۴٫۵	۲٫۷۴	۲۳۰٫۱	۲۵٫۲۱	۳٫۳۸

توجه: F_s = مفدار بار جانبی که اولین ترک قابل ملاحظه شکل گرفته است و تغییر شکل مستطاز آن Δ_s ، F_{max} = بیشینه‌ی بار قابل تحمل و تغییر شکل مستطاز آن Δ_{max} .

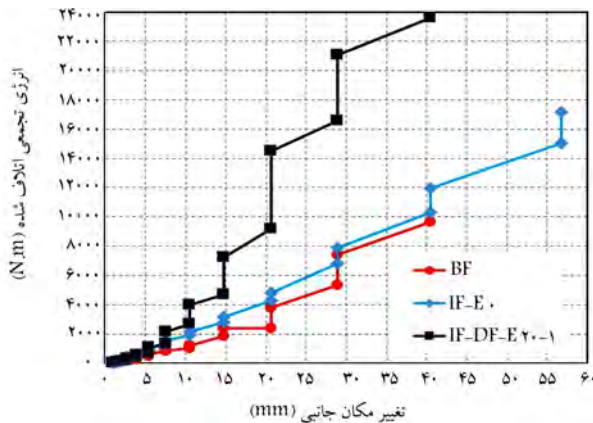


الف) شکل شماتیک منحنی چرخه‌ی بار رفت و برگشتی؛



ب) نمودار تغییرات سختی قاب‌ها بر حسب تغییر مکان نسبی.

شکل ۱۶. شکل شماتیک و نمودار واقعی تغییرات سختی قاب‌ها.



شکل ۱۷. انرژی تجمعی اتلاف شده بر حسب تغییر مکان جانبی.

قاب BF، ۹٫۶۶ کیلونیوتن - متر بود. انرژی تجمعی اتلاف شده‌ی قاب IF-E^o، ۱۷٫۱۶ کیلونیوتن متر بود، که نسبت به نمونه‌ی BF، ۷۷٪ بیشتر بود؛ که نشان می‌دهد اگر هنگام زلزله از شکست‌های خارج صفحه‌ی میان قاب جلوگیری شود، میان قاب می‌تواند در اتلاف انرژی مؤثر واقع شود. انرژی تجمعی اتلاف شده‌ی قاب IF-E^o-۱، ۲۳٫۵۷ کیلونیوتن متر است، که ۳۷٪ برابر نمونه‌ی IF-E^o است. تا سیکل ۱۵ (تغییر مکان نسبی ۱٪)، انرژی تجمعی اتلاف شده‌ی نمونه‌ی

می‌شود. بیشترین بار تحمل شده‌ی نمونه‌ی BF، ۶۸ کیلونیوتن در تغییر مکان جانبی ۲۸٫۴۶ میلی‌متر بوده است. بیشترین بار تحمل شده‌ی نمونه‌ی IF-E^o، ۹۹٫۵ کیلونیوتن در تغییر مکان جانبی ۱۹٫۸۶ میلی‌متر بود، که این افزایش مقاومت به علت وجود میان قاب آجری بود. بعد از رسیدن به بیشینه‌ی بار و ظاهر شدن ترک‌های متعدد در میان قاب و خرد شدن دیوار آجری در بعضی نقاط، سازه نرم‌تر شد و رفتاری مشابه قاب BF داشت. بیشترین بار تحمل شده‌ی نمونه‌ی IF-DF-E^o-۱، ۲۳۰٫۱ کیلونیوتن در تغییر مکان جانبی ۲۵٫۲۱ میلی‌متر بود. با اعمال دو لایه‌ی کامپوزیت سیمانی مهندسی در دو طرف میان قاب، بیشترین بار جانبی تحمل شده توسط قاب، ۲۳۱٪ نمونه با میان قاب تقویت نشده بود. نتایج به دست آمده از نمونه‌ها در جدول ۶ با یکدیگر مقایسه شده است.

۴.۴. سختی

سختی جانبی نمونه‌ها طبق شکل ۱۶ - الف بر اساس رابطه‌ی ۱ در هر چرخه از بارگذاری محاسبه و نتایج به دست آمده در شکل ۱۶ - ب مشاهده می‌شود.

$$K = \frac{P^+ + P^-}{\delta^+ + \delta^-} \quad (1)$$

با توجه به شکل ۱۵، سختی اولیه‌ی قاب BF، ۱۱٫۱ کیلونیوتن بر میلی‌متر و قاب IF-E^o به علت وجود میان قاب ۲۸٫۹۳ کیلونیوتن بر میلی‌متر بود (حدود ۲٫۶ برابر نمونه‌ی BF). با اعمال کامپوزیت سیمانی مهندسی به دو طرف میان قاب، نمونه‌ی IF-DF-E^o-۱، سختی اولیه‌ی ۳۲٫۱۳۲ کیلونیوتن بر میلی‌متر از خود نشان داد، که اختلاف آن با قاب دارای میان قاب تقویت نشده‌ی IF-E^o ناچیز بود. با توجه به شکل ۱۶ - ب با افزایش تغییر مکان جانبی قاب، آهنگ کاهش شدیدی در سختی قاب با میان قاب تقویت نشده مشاهده شده است، که البته برای قاب با میان قاب تقویت شده کمتر بوده است، که نشان می‌دهد لایه‌ی کامپوزیت سیمانی مهندسی از خرابی‌های موضعی شدید جلوگیری و یک پارچگی میان قاب را حفظ می‌کند. با وجود آن‌که سختی اولیه‌ی نمونه‌ی IF-DF-E^o-۱، ۱٫۱۱ برابر نمونه‌ی IF-E^o بود، اما مقاومت آن ۲٫۳۹ برابر نمونه‌ی IF-E^o بود، که اثر مثبت روش مقاوم‌سازی را نشان می‌دهد. زیرا با افزایش سختی، دوره‌ی تناوب ساختمان کاهش یافته و سبب افزایش بارهای لرزه‌ی شده است.

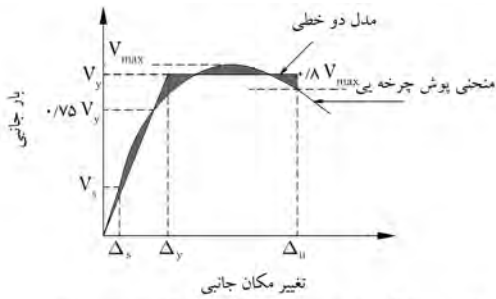
۵.۴. ظرفیت اتلاف انرژی

مساحت محصور شده بین منحنی هیستریزس در یک سیکل بارگذاری نمونه، انرژی اتلاف شده توسط نمونه در طول سیکل بارگذاری نامیده می‌شود. قابلیت یک سازه برای اتلاف انرژی، تأثیر زیادی در پاسخ آن سازه نسبت به بارهای زلزله‌ی اعمال شده به آن دارد. در شکل ۱۷، انرژی تجمعی اتلاف شده‌ی نمونه‌های آزمایشی مشاهده می‌شود، که مطابق آن انرژی تجمعی اتلاف شده‌ی

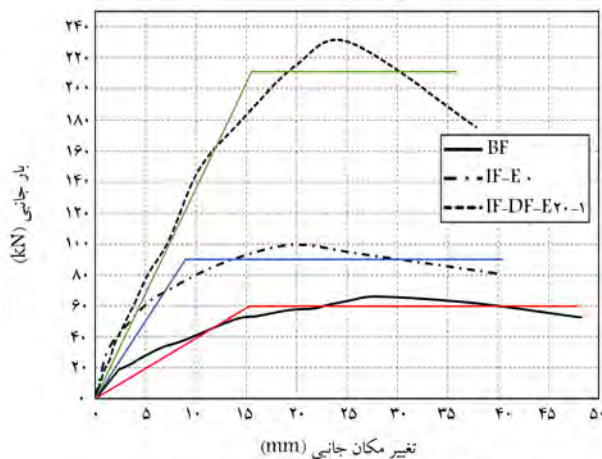
جدول ۷. پارامترهای پاسخ نمونه‌های آزمایش شده.

نمونه	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	V_s (kN)	V_y (kN)	V_{max} (kN)	$K(\frac{kN}{mm})$	μ	Ω	R_μ	R
BF	۱۵,۳۲	۴۷,۸۶	۱۸,۵	۵۹,۸	۶۶	۳,۹۰	۳,۱۲۴	۳,۲۳	۲,۲۹	۷,۳۹
IF-E ^o	۸,۹۷	۴۰,۴۶	۳۲,۵	۹۰	۹۹,۵	۱۰,۰۳	۴,۵۱	۲,۷۶۹	۲,۸۳	۷,۸۳
IF-DF-E ^{۲۰-۱}	۱۵,۵۴	۳۵,۸۵	۴۴,۵	۲۱۱	۲۳۰	۱۳,۵۷	۲,۳	۴,۷۴	۱,۸۹۷	۸,۹۹

K: سختی قاب‌ها بر اساس مدل دو خطی



الف) تغییر مکان منحنی بار- تغییر مکان ایده آل شده دو خطی؛



ب) منحنی دو خطی نمونه‌های آزمایش شده.

شکل ۱۸. منحنی بار - تغییر مکان ایده آل شده دو خطی نمونه‌های آزمایش شده.

۶. مقایسه‌ی وضعیت خرابی نمونه‌ها در مراحل مختلف بارگذاری

بارگذاری

مطابق آیین‌نامه‌های بهسازی لرزه‌یی^[۴۱] تغییر مکان نسبی طبقات از نکات حائز اهمیت در طراحی لرزه‌یی عناصر سازه‌یی و غیرسازه‌یی است. به همین منظور آغاز خسارت‌های وارده به نمونه‌ها در تغییر مکان‌های نسبی مختلف طبق جدول ۸ مقایسه شده است. خسارت‌های وارده به نمونه‌ها عبارت‌اند از:

- ۱) ترک‌های خمشی در ستون‌ها،
- ۲) ترک مورب در محل اتصال تیر و ستون،
- ۳) ترک‌های خمشی در تیرها،
- ۴) ترک در سطح مشترک قاب و میان قاب،

IF-DF-E^{۲۰-۱} با میان قاب تقویت شده به نمونه‌ی IF-E^o (قاب تقویت نشده) تقریباً به هم نزدیک است. بعد از سیکل ۱۵، با ظاهر شدن ترک‌های متعدد بر روی قاب و میان قاب، منحنی اتلاف انرژی تجمعی با شیب بیشتری نسبت به نمونه‌ی IF-E^o افزایش یافته و تا انتهای بارگذاری‌های ادامه داشته است.

۵. مدل ایده‌آل منحنی پوش چرخه‌یی

منحنی‌های پوش چرخه‌ی هیستریزس نمونه‌های آزمایش شده در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود. برای آنالیزهای عددی، منحنی‌های اخیر مطابق شکل ۱۸ - الف به صورت دو خطی در نظر گرفته می‌شوند،^{[۳۹] و [۴۰]} که در آنها، V_{max} بیشینه‌ی ظرفیت برشی پایه، V_s بزرگ‌ترین برش پایه در محدوده‌ی خطی منحنی پوش، Δ_u تغییر مکان نهایی نظیر نقطه‌یی که مقدار برش پایه ۲۰٪ کاهش می‌یابد، هستند و V_y و Δ_y به صورت سعی و خطا به دست می‌آید، به گونه‌یی که مساحت بین منحنی پوش واقعی و منحنی دوخطی به طور تقریبی با هم برابر شود و دو منحنی در نقطه‌ی برش پایه‌ی $0.75 V_y$ یکدیگر را قطع کنند. فاکتور شکل‌پذیری سازه (μ) و فاکتور مقاومت افزون (Ω) از روابط ۲ و ۳ به دست می‌آیند:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (۲)$$

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (۳)$$

فاکتور کاهش انعطاف‌پذیری (R_μ)، که معرف جذب انرژی سیستم است، از رابطه‌ی ۴ به دست می‌آید. همچنین فاکتور کاهش نیرو یا ضریب رفتار سازه از رابطه‌ی ۵ به دست می‌آید. منحنی‌های دوخطی نمونه‌ها در شکل ۱۸ - ب مشاهده می‌شود. همچنین پارامترهای به دست آمده طبق روابط ذکر شده در جدول ۷ ارائه شده است. با توجه به اعداد جدول ۷، نمونه‌ی IF-E^o نسبت به نمونه‌ی BF شکل‌پذیری بهتری از خود نشان داد. نمونه‌ی IF-DF-E^{۲۰-۱} شکل‌پذیری کمتر، مقاومت افزون بزرگ‌تر نسبت به نمونه‌ی IF-E^o از خود نشان داد. همچنین نمونه‌ی IF-DF-E^{۲۰-۱} ضریب رفتار بزرگ‌تری نسبت به دو نمونه‌ی دیگر داشت. کامپوزیت سیمانی مهندسی سبب بهبود پارامترهای قاب با میان قاب آجری شد. به طور کلی لایه‌ی کامپوزیت سیمانی مهندسی از شکست موضعی دیوار جلوگیری و یک پارچگی مصالح را حفظ کرد و رفتار خارج صفحه‌ی دیوار را به علت شکل‌پذیری و قابلیت پخش ترک بهبود بخشید.

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (۴)$$

$$R = R_\mu \times \Omega \quad (۵)$$

جدول ۸. مقایسه‌ی آغاز انواع خرابی نمونه‌ها در تغییرمکان‌های نسبی مختلف.

نمونه	انواع خرابی نمونه‌ها									
	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰
	تغییرمکان نسبی									
BF	۰/۱	۰/۱۴	۰/۲۷۴	-	-	-	۲/۸۹	-	-	۲/۸۹
IF-E ^o	۰/۷۵۲	۰/۲۷۴	۱/۴	۰/۵۳۷	۰/۷۵۲	۲/۰۶	۲/۸۹	۲/۸۹	-	۳/۵
IF-DF-E ^{2o} -۱	۱/۰۵	۲/۰۶	۲/۰۶	۰/۳۸۴	-	-	۲/۸۹	-	۲/۸۹	-

۱. کامپوزیت سیمانی مهندسی پیشنهادی برای اعمال بر روی دیوارهای بنایی با استفاده از ماله، مقاومت کششی و شکل‌پذیری خوب دارد.
۲. مقاومت جانبی و انرژی جمع‌ی اتلاف شده‌ی نمونه با میان قاب (IF-E^o) نسبت به نمونه بدون میان قاب (BF) به ترتیب ۴۶ و ۷۷ درصد افزایش یافت. همچنین سختی اولیه‌ی نمونه با میان قاب (IF-E^o) نسبت به نمونه بدون میان قاب (BF) به علت وجود میان قاب ۲/۶ برابر بود.
۳. مقاومت جانبی و انرژی جمع‌ی اتلاف شده‌ی نمونه با میان قاب تقویت شده (IF-DF-E^{2o}-۱) نسبت به نمونه با میان قاب تقویت نشده (IF-E^o) به ترتیب ۱۳۱ و ۳۷ درصد افزایش یافت. همچنین سختی اولیه‌ی نمونه با میان قاب تقویت شده (IF-DF-E^{2o}-۱) نسبت به نمونه با میان قاب تقویت نشده (IF-E^o)، ۱/۱۱ برابر بود.
۴. با وجود اختلاف ناچیز بین سختی اولیه‌ی نمونه با میان قاب تقویت شده (IF-DF-E^{2o}-۱) و نمونه با میان قاب تقویت نشده (IF-E^o)، با افزایش تغییرمکان جانبی قاب، آهنگ کاهش سختی در سختی نمونه با میان قاب تقویت نشده مشاهده شد، که برای نمونه با میان قاب تقویت شده کمتر بوده است، که نشان می‌دهد لایه‌ی کامپوزیت سیمانی مهندسی از خرابی‌های موضعی شدید جلوگیری و یک پارچگی میان قاب را حفظ می‌کند.
۵. با توجه به منحنی ایده‌آل شده‌ی پوش نمونه‌ها، مقاومت حد تسلیم (V_y) و تغییرمکان نظیر آن (Δ_y) برای نمونه با میان قاب تقویت شده (IF-DF-E^{2o}-۱) به ترتیب ۲/۳۴ و ۱/۷۳ برابر نمونه با میان قاب تقویت نشده (IF-E^o) بود همچنین نمونه‌ی (IF-DF-E^{2o}-۱)، مقاومت افزون بزرگ‌تری نسبت به نمونه‌ی IF-E^o از خود نشان داد. کامپوزیت سیمانی مهندسی سبب بهبود پارامترهای قاب با میان قاب آجری شد و از شکست موضعی دیوار جلوگیری کرد.
۶. با بررسی ترک‌های ایجاد شده در حین بارگذاری نمونه‌ها، تقویت میان قاب بنایی سبب می‌شود که بعضی از خسارت‌های وارده در تغییرمکان نسبی بزرگ‌تری ایجاد شود.
۷. نتیجه‌گیری
در نوشتار حاضر، تقویت میان قاب آجری با استفاده از کامپوزیت سیمانی مهندسی (ECC) به منظور بهسازی سازه‌های بتن مسلح با شکل‌پذیری کم بحث شده و این نتایج به دست آمده است:
۸. ترک‌های قطری و لغزشی در میان قاب،
۹. خردشدگی آجرها،
۱۰. ترک برشی در ستون،
۱۱. خردشدگی شدید میان قاب،
۱۲. قلوک شدن بتن ستون،
۱۳. خردشدگی بتن فشاری ستون‌ها.

با توجه به جدول ۸، وجود میان قاب بنایی به قاب بتن مسلح کمک می‌کند و خسارت‌های وارده بر قاب از قبیل: ترک‌های خمشی در ستون‌ها، ترک مورب در محل اتصال تیر و ستون و ترک‌های خمشی در تیرها در تغییرمکان نسبی بزرگ‌تر ایجاد شد. تا حدود تغییرمکان نسبی (۲٪) آغاز خردشدگی آجرها) به علت وجود میان قاب، ترک‌های ناچیزی بر روی قاب ایجاد شده است؛ اما با شکست میان قاب، ترک‌های ذکر شده افزایش یافت (حدود تغییرمکان نسبی ۳٪).

تقویت میان قاب بنایی سبب به تأخیر افتادن بعضی از خسارت‌های وارده، از قبیل: ترک‌های خمشی در ستون‌ها، ترک مورب در محل اتصال تیر و ستون و ترک‌های خمشی در تیرها در تغییرمکان نسبی بزرگ‌تر نسبت به قاب با میان قاب تقویت نشده شد. همچنین تقویت میان قاب بنایی از خردشدگی شدید میان قاب جلوگیری کرد و تا انتهای بارگذاری، میان قاب بنایی آسیب ندید.

منابع (References)

1. Tawfik Essa, A., Ragai Kotb Badr, M. and El-Zanaty, A. "Effect of infill wall on the ductility and behavior of high strength reinforced concrete frames", *HBRC Journal*, **10**(3), pp. 254-268 (2014).
2. Koutas, L., Pitytzogia, A., Triantafyllou, T. and et al.
3. Noorifard, A., Tabeshpour, M.R. and Saradj, F.M. "New approximate method to identify soft story caused by infill walls", *Structures*, **24**, pp. 922-939 (2020).

4. Dehghani, A., Fischer, G. and Nateghi Alahi, F. "Engineered cementitious composites for strengthening masonry infilled reinforced concrete frames", *Engineering Structures*, **105**, pp.197-208 (2015).
5. Alinejad, M., Mohammadi, M. and Tasnimi, A. "Seismic behavior of masonry infill walls in RC frames under simultaneous in-plane and out-of-plane loads", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **30-2**(4.1), pp. 109-119 (2014).
6. Kose, M.M. "Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls", *Engineering Structures*, **31**(1), pp. 93-102 (2009).
7. Koçak, A. "Effects of infill wall ratio on the period of reinforced concrete framed buildings", *Advances in Structural Engineering*, **14**(5), pp. 731-743 (2011).
8. Asteris, P.G., Repapis, C.C., Tsaris, A.K. and et al. "Parameters affecting the fundamental period of infilled RC frame structures", *Earthquakes and Structures*, **9**(5), pp. 999-1028 (2015).
9. Moretti, M.L., Papatheocharis, T. and Perdikaris, P.C. "Design of reinforced concrete infilled frames", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **140**(9), pp.04014062(1-10) (2014).
10. Baran, M. and Aktas, M. "Occupant friendly seismic retrofit by concrete plates", *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering)*, **14**(11), pp. 789-804 (2013).
11. Akin, A. and Sezer, R. "A study on strengthening of reinforced concrete frames using precast concrete panels", *Springer, KSCE Journal of Civil Engineering*, **20**, pp. 2439-2446 (2016).
12. Dehghani, A. and Nateghi-Elahi, F. "Experimental behavior of brick-infilled concrete frames strengthened by CFRP with improved attaching technique", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **2-28**(1), pp. 59-65 (2012).
13. El-Dakhkhni, W.W., Ahmad A., Hamid, A.A. and et al. "Seismic retrofit of concrete-masonry-infilled steel frames with glass fiber-reinforced polymer laminates", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **130**(9), pp. 1343-1352 (2004).
14. ElGawady, M.A., Lestuzzi, P. and Badoux, M. "Shear strength of URM walls upgraded with FRP", *Engineering Structures*, **28**(12), pp. 1658-1670 (2006).
15. Gattesco, N., Boem, I., and Dudine, A. "Diagonal compression tests on masonry walls strengthened with a GFRP mesh reinforced mortar coating", *Springer, Bull Earthquake Eng*, **13**(6), pp.1703-1726 (2014).
16. Alsayed, S.H., Elsanadedy, H.M., Al-Zaheri, Z.M. and et al. "Blast response of GFRP-strengthened infill masonry walls", *Construction and Building Materials*, **115**, pp. 438-451 (2016).
17. Erol, G. and Faruk Karadogan, H. "Seismic strengthening of infilled reinforced concrete frames by CFRP", *Composites, Part B*, **91**, pp. 473-491 (2016).
18. Spyrakos, C.C., Maniatakis, Ch., Smyrou, E. and et al. "FRP strengthened brick-infilled RC frames: An approach for their proper consideration in design", *The Open Construction and Building Technology Journal*, **6**, pp. 306-324 (2012).
19. Ismail, N., El-Maaddawy, T. and Khattak, N. "Quasi-static in-plane testing of FRCM strengthened non-ductile reinforced concrete frames with masonry infills", *Construction and Building Materials*, **186**, pp. 1286-1298 (2018).
20. Koutas, L., Pitytzogia, A., Triantafillou, T.C. and et al. "Strengthening of infilled reinforced concrete frames with TRM: Study on the development and testing of textile-based anchors", *ASCE Journal of Composites for Construction*, **18**(3) (2014).
21. Sevil, T., Baran, M., Bilir, T. and et al. "Use of steel fiber reinforced mortar for seismic strengthening", *Construction and Building Materials*, **25**(2), pp. 892-899 (2011).
22. Aykaca, S., Ozbeka, E., Kalkanb, I. and et al. Discussion on: "Seismic capacity of masonry infilled RC frame strengthening with expanded metal ferrocement", *By A. Leeanansaksiri, P. Panyakapo, A. Ruangrassamee* [Eng. Struct. **159** (2018), pp. 110-127], *Engineering Structures*, **171**, pp. 928-932 (2018).
23. Leeanansaksiri, A., Panyakapo, P. and Ruangrassamee, A. "Seismic capacity of masonry infilled RC frame strengthening with expanded metal ferrocement", *Engineering Structures*, **159**, pp. 110-127 (2018).
24. Aykac, B., özbek, E., Babayani, R. and et al. "Seismic strengthening of infill walls with perforated steel plates", *Engineering Structures*, **152**, pp. 168-179 (2017).
25. Dehghani, A., Fischer, G. and Nateghi Alahi, F. "Strengthening masonry infill panels using engineered cementitious composites", *Materials and Structures*, **48**, pp. 185-204 (2015).
26. Kesner, K.E. and Billington, S.L. "Investigation of infill panels made from engineered cementitious composites for seismic strengthening and retrofit", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **131**(11), pp. 1712-1720 (2005).
27. Li, V. *Engineered Cementitious Composites (ECC) – Material, Structural, and Durability Performance*, concrete construction engineering handbook, chapter 24, Ed. E. Nawy, published by CRC Press (2008).
28. Alwashali, H., Sen, D., Jin, K. and et al. "Experimental investigation of influences of several parameters on seismic capacity of masonry infilled reinforced concrete frame", *Engineering Structures*, **189**, pp. 11-24 (2019).
29. Building and housing Research Center (BHRC), Standard 2800, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", Tehran, Iran (1988).
30. Institute of Standards and Industrial Research of Iran, ISIRI-519, "Minimum design loads in buildings and other structures", Tehran, Iran (1970).
31. Kim, Y.Y., Kong, H.J. and Li, V.C. "Design of engineered cementitious composite suitable for wet-mixture shotcreting", *ACI Materials Journal*, **100**(6), pp. 511-518 (2003).
32. Kim, Y.Y., Fischer, G., Lim, Y.M. and et al. "Mechanical performance of sprayed engineered cementitious composite using wet-mix shotcreting process for repair applications", *ACI Materials Journal*, **101**(1), pp. 42-49 (2004).
33. Zhou, J., Quian, S. and Van Breugel, K. "Engineered cementitious composites with low volume of cementitious

Archive of SID

- materials”, *Proceedings of the 7th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, Jeju Island, Korea (2010).
34. European Committee for Standardization, EN 12390-3, “Testing hardened concrete – part 3: compressive strength of test specimens”, *Brussels, Belgium* (2009).
 35. American Society for Testing and Materials, ASTM C109 / C109M-16a, Standard, “Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)”, *West Conshohocken* (2016).
 36. American Society for Testing and Materials, ASTM C67-14, “Standard test methods for sampling and testing brick and structural clay tile”, *West Conshohocken* (2016).
 37. American Society for Testing and Materials, ASTM C1314-12, “Standard test method for compressive strength of masonry prisms”, *West Conshohocken* (2012).
 38. Federal Emergency Management Agency, FEMA 461, “Interim protocols for determining seismic performance characteristics of structural and nonstructural components”, *Redwood City, California* (2007).
 39. Uang, C. “Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions?”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 117(1), pp. 19–28(1991).
 40. Truong, G., Dinh, N., Kim, J. and et al. “Seismic performance of exterior RC beam–column joints retrofitted using various retrofit solutions”, *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 11(3), pp. 415-433 (2017).
 41. ASCE, “Seismic evaluation and retrofit of existing buildings”, *ASCE standard ASCE/SEI 41-17, American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute* (2017).