

بررسی آزمایشگاهی رفتار دیوار برشی کوپله با استفاده از بتن الیافی توانمند HPFRCC در تیر رابط با آرایش آرماتورگذاری متفاوت

محمد کاظم شربتدار* (دانشیار)

احسان شایانی (کارشناس ارشد)

علی خیرالدین (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۳۹۷
دوری ۲ - ۳۴، شماره ۲/۲، ص. ۱۳-۳

تیرهای کوپله‌ی ساخته‌شده از HPFRCC، جایگزین مناسبی برای بتن معمولی هستند و تراکم آرماتور موجود در تیر رابط را کاهش می‌دهند و لذا رفتار سازه‌ی مطلوب می‌شود. در نوشتار حاضر به بررسی آزمایشگاهی رفتار چرخه‌یی ۳ نمونه دیوار برشی کوپله‌ی بتنی پرداخته شده است که نمونه‌ی اول با بتن معمولی و آرماتور قطری و دورپیچ، نمونه‌ی دوم با آرماتور قطری بدون دورپیچ و نمونه‌ی سوم بدون آرماتور قطری هستند، ولی نمونه‌های دوم و سوم از بتن HPFRCC ساخته شده‌اند. نتایج نشان داد که حضور الیاف باعث جلوگیری از افزایش عرض و پخش ترک‌ها در نمونه‌های HPFRCC نسبت به نمونه‌ی بتن معمولی و افزایش میزان جذب انرژی، سختی نمونه‌ها و تأخیر در ایجاد گسیختگی شده و شکست برشی - کششی در نمونه‌ی بتن معمولی به شکست برشی - لغزشی در نمونه‌ی بتن الیافی تبدیل و با وجود حذف آرماتور دورپیچ، باعث افزایش ۲۰٪ مقاومت و ۳۷٪ شکل‌پذیری نمونه‌ی تیر کوپله با HPFRCC بیشتر از نمونه‌ی مرجع شده است.

واژگان کلیدی: تیر رابط، دیوار برشی کوپله، شکل‌پذیری، کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند، HPFRCC.

msharbatdar@semnan.ac.ir
ehsan_shayan68@yahoo.com
kheyroddin@semnan.ac.ir

۱. مقدمه

در سال‌های اخیر، کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی (FRCC)^۱ شاهد پیشرفت‌های چشم‌گیر و زیادی بوده‌اند که به دلیل توسعه‌ی الیاف‌ها و درک مناسب‌تر در خصوص مکانیسم‌های اصلی کنترل رفتار و بهبود مستمر میزان هزینه‌های اجرایی و معرفی نسل جدید مواد افزودنی فوق روان‌کننده‌ها و دوده‌ی سیلیسی و خاکستر بادی است. استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند (HPFRCC)^۲ به جای مصالح متداول، از مدت‌ها پیش مدنظر پژوهشگران قرار گرفته و مطالعات بسیاری به خصوص در افزایش ظرفیت سازه‌ها در برابر زلزله، تأمین پایداری بیشتر سازه‌ها، افزایش مقاومت برشی، افزایش شکل‌پذیری سازه، اتلاف انرژی و رفتار آسیب‌مدار اعضا سازه‌ی تحت اثر بارهای رفت و برگشتی و کاهش یا حذف آرماتورهای برشی در نواحی بحرانی سازه در برش را به خود اختصاص داده است.^[۳]

تیرهای کوپله‌ی ساخته‌شده از بتن‌های الیافی توانمند بر پایه‌ی مصالح سیمانی (HPFRCC) از نسل‌های پیشرفته‌ی بتن‌های الیافی می‌توانند جایگزین مناسبی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۲/۱۱، اصلاحیه ۱۳۹۵/۵/۱۲، پذیرش ۱۳۹۵/۸/۸.

DOI: 10.24200/J30.2018.1368

برای تیرهای کوپله‌ی بتنی معمولی باشند و شکل‌پذیری سازه و ظرفیت برشی را افزایش و آرماتورهای عرضی و قطری را کاهش دهند.^[۴] گسترش دانش در خصوص چگونگی تأثیر الیاف در ملات، منجر به تدوین توصیه‌هایی در مورد طراحی سازه‌ی بتنی توسط مؤسسه‌ی RILEM شد.^[۵] در پژوهشی در سال ۱۹۸۹، کاربرد مناسب الیاف به هم پیوسته با شکل‌پذیری کششی ۱۰۰ برابر نسبت به بتن معمولی به دست آمد.^[۶] برخی پژوهشگران در سال ۲۰۰۳، نیز نوع جدیدی از بتن الیافی با الیاف به هم پیوسته با عنوان بتن مسلح بافته‌شده (TRC)^۳ را ارائه کردند.^[۷] مصالح CARDIFRC^۴ در سال ۲۰۰۶ ابداع و مقاومت فشاری تا ۲۰۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی ۲۷ مگاپاسکال مشاهده شد.^[۸] همچنین در برخی مطالعات با ترکیب دو مفهوم UHPC^۵ و FRC^۶، مصالح جدیدی با عنوان UHPFRCC^۷ ارائه شد که مقاومت کششی، مقاومت فشاری و کرنش کششی نهایی به ترتیب بیش از ۱۰ مگاپاسکال، ۱۵۰ مگاپاسکال و ۰/۰۵ بود.^[۹]

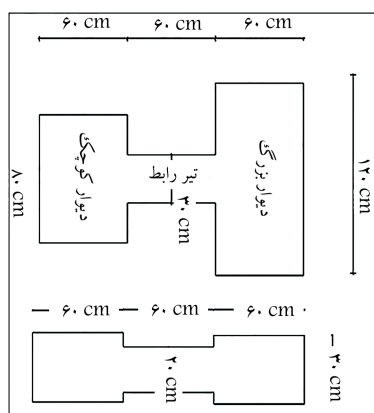
محققان دیگری نیز با جایگزینی مصالح HPFRCC به جای بتن معمولی در قاب بتن مسلح به شکل کامل یا فقط در چشمه‌ی اتصال، به ظرفیت باربری و تغییرشکل نهایی بیشتری در قاب بتن مسلح رسیدند.^[۱۰] همچنین در سال ۲۰۱۳،

به بتن معمولی دارد.^[۲۵، ۲۶] یکی از دیگر موارد استفاده‌ی اجرایی از تیرهای کوبه، تیرهای کوبه‌ی پیش‌ساخته با مصالح شکل‌پذیر ECC^۸ همراه با هسته‌ی بتنی در برج Nabaure (یوکوهاما - ژاپن) است، که به‌عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی استفاده شده است.^[۲۷] بتن‌های الیافی فولادی و HPFRCC باعث بهبود رفتار شکل‌پذیری و جذب انرژی دیوارهای بلند لاغر و تیرهای کوبه می‌شوند.^[۲۸، ۲۹] تیرهای کوبه‌ی کامپوزیتی (بتن - فولاد)، شامل تیر ورق فولادی محصورشده در بتن هستند که با جای‌گذاری یک صفحه‌ی فولادی داخل تیر کوبه‌ی بتنی ساخته و باعث افزایش مقاومت و شکل‌پذیری آن می‌شوند. در تیر کوبه‌ی مذکور، گل‌میخ‌هایی بر روی دو طرف صفحات فلزی متصل قرار می‌گیرند تا انتقال بار بین بتن و صفحه‌ی فلزی به خوبی انجام شود.^[۳۰] کاربرد HPFRCC می‌تواند به‌عنوان جایگزین بخشی از میلگردهای برشی و خمشی در تیرهای کوبه استفاده شود و باعث محصورشوندگی فشاری بهتر بتن در افزایش مقاومت برشی شود.^[۳۱-۳۲]

۲. برنامه‌ی آزمایشگاهی

۱.۲. جزئیات نمونه‌ها

مطابق شکل ۲ و جدول ۱، سه نمونه‌ی ساخته‌شده‌ی تیر رابط، ابعاد هندسی یکسانی دارند. تیر رابط به عرض ۲۰، ارتفاع ۳۰ و طول ۶۰ سانتی‌متر و دیوار بتنی کوچک به عرض ۶۰، طول ۸۰ و ارتفاع ۳۰ سانتی‌متر و دیوار بتنی بزرگ‌تر به عرض ۶۰، طول ۱۲۰ و ارتفاع ۳۰ سانتی‌متر هستند. در نمونه‌ی اول A، دیوار برشی کوبه‌ی بتنی با آرماتورهای قطری و آرماتورهای دورپیچ از بتن معمولی ساخته شده‌اند، در نمونه‌ی دوم B در تیر رابط، آرماتورهای قطری استفاده شده است، ولی آرماتورهای دورپیچ حذف شده‌اند، ولی بتن مورد استفاده در آن از نوع ملات سیمانی مسلح الیافی توانمند HPFRCC بوده است؛ و در نمونه‌ی سوم در تیر رابط، آرماتورهای قطری و همچنین آرماتورهای دورپیچ حذف و بتن HPFRCC استفاده شده است. در کلیه‌ی نمونه‌های ساخته‌شده در تیر رابط از خاموت‌های بدون آج به قطر ۶ میلی‌متر و فاصله‌ی ۱۰ سانتی‌متر با نسبت $\frac{A_s}{s} = \frac{4}{100}$ (نسبت مساحت ساق‌های خاموت به فاصله‌ی خاموت‌ها)، ۵/۵۶۵ استفاده شده است. همچنین خاموت‌های دورپیچ آرماتورهای قطری بدون آج به قطر ۶ میلی‌متر با فاصله‌ی ۵ سانتی‌متر معادل یک چهارم بعد مقطع هستند. بقیه‌ی آرماتورهای مورد استفاده در آزمایش انجام‌شده، از نوع AIII بوده‌اند. در تیر رابط از ۴ آرماتور خمشی شماره ۲۰ و ۲ آرماتور خمشی شماره ۱۴ استفاده شده است. همچنین در ۲ نمونه‌ی A و B،



شکل ۲. جزئیات هندسی نمونه.

با استفاده از مصالح HPFRCC در تیر بتن مسلح، طول مفصل خمیری و زاویه‌ی مفصل خمیری بیشتری نسبت به تیر معمولی به‌دست آمد.^[۱۲] معمولاً الیاف فولادی با نسبت ظاهری از ۳۰ تا ۱۰۰ هستند و استفاده از الیاف فلزی کوتاه باعث تسهیل در عمل اختلاط و توزیع یکنواخت در بتن تازه می‌شود.^[۱۳] کاربردهای ویژه کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند، شامل عرشه‌ی پل‌ها و سازه‌های ویژه مثل سکوها‌ی ساحلی، ایستگاه‌های هوایی، سازه‌های بسیار بلند، اتصالات تیر - ستون، سازه‌های مقاوم در برابر انفجار، سازه‌های مربوط به بانک‌ها و اعضای سازه‌ی میراگر میان‌قاب‌ی و سازه‌های مهم دیگر است.^[۱۴، ۱۵] در برخی مطالعات نیز تیرهای رابط آزمایشگاهی در دیوار برشی کوبه‌ی ساخته‌شده با HPFRCC، به مقاومت و شکل‌پذیری بالاتری نسبت به بتن معمولی دست یافتند.^[۱۶، ۱۷] ضمناً الیاف باعث افزایش تحمل خسارت یک سازه می‌شود.^[۱۸]

نتایج آزمایش‌های انجام‌شده نشان می‌دهد که استفاده از ستون‌های ساخته‌شده از HPFRCC و قرار دادن آن‌ها در کنار ستون‌های طبقه‌ی نرم، باعث بهبود رفتار لرزه‌ی سازه در هنگام زلزله می‌شود.^[۱۹] دیوارهای برشی بتنی با تأمین سختی، مقاومت، و شکل‌پذیری سازه، نقش عمده‌ی در تعیین سطح عملکردی، شامل قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش دارند.^[۱۷] ضمناً دیوار برشی کوبه با بازدهی بالا در برابر بارهای جانبی، رفتار مطلوبی نسبت به دیوارهای برشی جدا از هم، شکل‌پذیری و خصوصیات جذب انرژی بالا، جبهه‌ی دوم دفاع برای مقاومت در برابر بارهای جانبی هستند.^[۲۰] عمده‌تأثیرهای خمشی در گوشه‌های کششی محل اتصال تیرهای پیوند به دیوارها شکل می‌گیرند و ترک‌های قطری برشی در نزدیکی مرکز به وجود می‌آیند و هر دو ممکن است عامل شکست تیر پیوند شوند.^[۲۱] همچنین محققان در سال ۱۹۹۵ به بررسی آزمایشگاهی تیر رابط دیوار برشی کوبه پرداختند و استفاده از بتن HPFRCC را در افزایش مقاومت برشی بتن و افزایش شکل‌پذیری سازه مؤثر تشخیص دادند.^[۲۲] یک پژوهش تحلیلی (۲۰۱۱) نیز بر روی ساختمان ۱۸ طبقه با دیوارهای برشی با جایگزین کردن بتن HPFRCC در نقاط بحرانی و تیرهای کوبه انجام شد و نتایج شبیه‌سازی، نشان‌دهنده‌ی رفتار مناسب سازه در مقابل زلزله و بهبود مفاصل خمیری و کنترل ترک‌ها بود.^[۲۳] همچنین آیین‌نامه‌ی ACI 318-08 برای تیرهای کوبه‌ی بتنی، بسته به نسبت طول تیر به ارتفاع آن l_n/h ضوابطی ذکر کرده است،^[۲۴] که براساس آن‌ها، تعبیه‌ی آرماتورهای قطری در تیر رابط دیوار برشی کوبه (مطابق شکل ۱) برای افزایش شکل‌پذیری و مقاومت در برابر شکست برشی - کششی الزامی است.

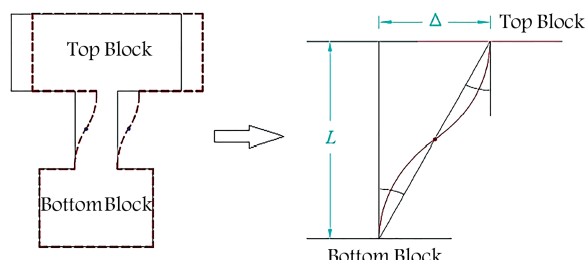
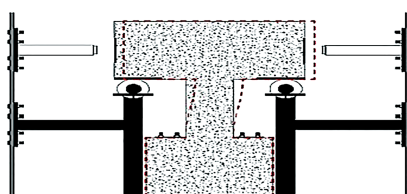
رفتار بتن‌های HPFRCC در کشش، برش، کرنش، جذب انرژی، مقاومت و کنترل ترک به‌خصوص تحت بارهای چرخه‌ی مانند زلزله، بهبود چشم‌گیری نسبت



شکل ۱. آرماتور قطری تیر رابط.^[۲۶]

جدول ۱. مشخصات هندسی نمونه.

ابعاد	نمونه A	نمونه B	نمونه C
ابعاد دیوار کوچک تر	$30 \times 80 \times 60$	$30 \times 80 \times 60$	$30 \times 80 \times 60$
ابعاد دیوار بزرگ تر	$30 \times 120 \times 60$	$30 \times 120 \times 60$	$30 \times 120 \times 60$
ارتفاع تیر (cm)	30	30	30
عرض تیر (cm)	20	20	20
دهانه ی تیر (cm)	60	60	60
نسبت دهانه به ارتفاع تیر	2	2	2



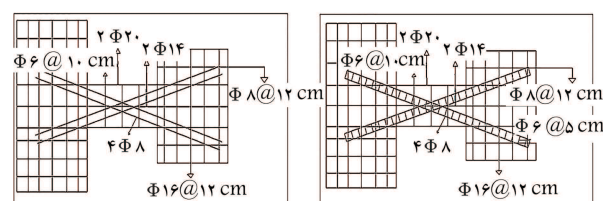
ب) مدل سازی.

شکل ۴. دستگاه آزمایش و مدل سازی شرایط لازم. [۲]

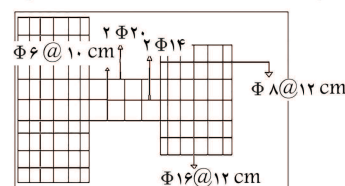
شسته شده و خشک شده بودند. یکی از تأثیرگذارترین الیاف ها جهت تقویت ماتریس سیمانی، الیاف فولادی هستند. الیاف فولادی باعث افزایش مقاومت خمشی و مقاومت برشی و همچنین مقاومت کششی می شوند. وجود الیاف در بتن باعث کاهش عرض ترک ها در یک ناحیه و پخش ترک های با عرض کم در نواحی مختلف می شود. در هنگام اضافه کردن الیاف به بتن، برخی ملاحظات برای پخش یکنواخت الیاف و جلوگیری از جداشدگی یا پدیده ی گلوله شدن و ایجاد یک مخلوط کارا جهت ریختن، تراکم و پرداخت بتن باید مدنظر قرار گیرد. الیاف مورد استفاده در آزمایش حاضر، ساخت شرکت صنایع مفتولی زنجان بوده است که در داخل ایران تهیه و تولید می شود. این الیاف از نوع قلاب دار و با نسبت طول به قطر ۵۰ و قطر برابر ۱ میلی متر بوده اند که می توان در شکل ۵ مشاهده کرد. سیمان مورد استفاده در آزمایش حاضر از نوع تیپ II و محصول کارخانه ی سیمان لار سبزوار بوده است. همچنین از ۴ نوع میلگرد فولادی اصلی استفاده شده است، که مشخصات قرارگیری و نتایج آزمون کشش در جدول ۲ ارائه شده است. طرح اختلاط بتن معمولی و بتن HPFRCC استفاده شده در آزمایش در جدول ۳ ملاحظه می شود. لازم به ذکر است که مقاومت ۲۸ روزه نمونه ی استوانه یی بتن معمولی برابر با ۴۳ مگاپاسکال و برای بتن HPFRCC برابر با ۵۸ مگاپاسکال به دست آمده است.

۴.۲. چیدمان و تاریخچه ی بارگذاری آزمایش

نمای شماتیک و واقعی چیدمان آزمایش در شکل ۶ نشان داده شده است. مطابق



ب) نمونه B



ج) نمونه C

شکل ۳. آرماتورگذاری نمونه ها.

قفسه ی آرماتور چهارتایی با نمره ۸ به عنوان آرماتور قطری و نیز در ۲ دیوار بتنی از آرماتورهای نمره ۱۶ جهت آرماتور خمشی و آرماتور نمره ۸ برای آرماتورهای برشی دیوار استفاده شده است. در شکل ۳، جزئیات آرماتورگذاری نمونه ها مشاهده می شود.

۲.۲. مدل سازی

مطابق شکل ۴ الف، یک انتهای تیر آزاد است و طرف دیگر تیر توسط بولت های فولادی به کف صلب محکم شده است. بار اعمالی نیز توسط دو جک هیدرولیکی به ظرفیت ۲۵ تن به تیر مذکور اعمال و با تعبیه ی دو ستونک قائم در دو طرف تیر از چرخش دیوار بالایی متصل به تیر جلوگیری شده است. بنابراین وسط تیر، نقطه ی عطف است و در دو انتهای آن، دو لنگر پاد متقارن تولید می شود. این شرایط مشابه وضعیت تیر کوپله ی واقعی است که توسط برخی دیگر از پژوهشگران نیز استفاده شده است. در شکل ۴ ب، چگونگی مدل سازی و شرایط مشابه وضعیت تیر کوپله ی واقعی در آزمایشگاه نشان داده شده است.

۳.۲. خصوصیات مصالح

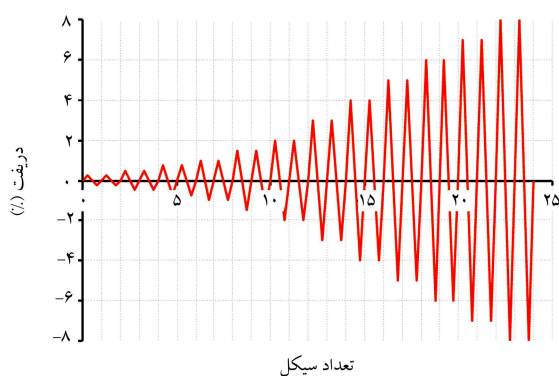
در ساخت نمونه ها از آب، سیمان، الیاف فولادی، مواد افزودنی و سنگ دانه و به منظور دستیابی به کارایی لازم و برای کاهش نسبت آب به سیمان از مواد فوق روان کننده استفاده شده است. براساس طرح اختلاط به دست آمده، اندازه ی بزرگ ترین سنگ دانه ها باید از ۴/۷۵ میلی متر کوچک تر باشد، لذا سنگ دانه های مذکور به دو گروه ماسه ی مانده و رده شده از الک نمره ۸ یا بزرگ تر از ۲/۳۶ میلی متر تقسیم شده اند. جنس سنگ دانه های مورد استفاده در پروژه ی حاضر از نوع سیلیس و ماسه ها کاملاً

جدول ۲. میلگردهای مصرفی در آزمایش و نتایج آزمون کشش.

توضیحات	قطر میلگرد (mm)	تنش جاری شدگی (MPa)	تنش نهایی (MPa)	کرنش جاری شدگی
آرماتور دورپیچ آرماتور برشی عرضی	۶	۲۴۸	۳۲۶	۰/۰۰۱۲۴
آرماتور قطری طولی	۸	۳۵۰	۵۰۹	۰/۰۰۱۷۵
آرماتور خمشی طولی	۱۴	۴۹۰	۶۶۵	۰/۰۰۰۲۴
آرماتور خمشی طولی	۲۰	۴۹۰	۶۳۰	۰/۰۰۰۲۴

جدول ۳. طرح اختلاط بتن معمولی و بتن HPFRCC.

نسبت	سیمان	ریزدانه‌ی ۱ عبوری از الک #۸	ریزدانه‌ی ۲ مانده روی الک #۸	مصالح		
				آب	فوق روان‌کننده	الیاف فولادی ۲٪
نسبت وزنی	۱	۰/۷۵	۰/۴۵	۰/۴	۰/۰۰۵	۰/۱۹۴۶
بتن معمولی وزن (kg/m^3)	۸۱۲	۶۰۹	۳۶۲	۳۲۵	۴/۰۶	-
بتن HPFRCC وزن (kg/m^3)	۸۱۲	۶۰۹	۳۶۲	۳۲۵	۴/۰۶	۱۵۸

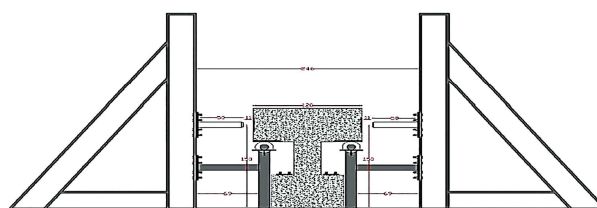
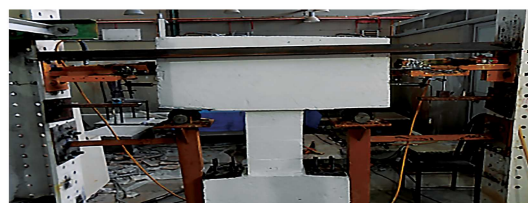


شکل ۷. تاریخچه‌ی بارگذاری.

تاریخچه‌ی بارگذاری آزمایش به صورت کنترل جابه‌جایی در دریفت‌های ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵، ۱، ۱/۵، ۲، ۳، ۴، ۵، ۶ و ۷ درصد طول تیر به صورت ۱۱ گام دو سیکلی و مجموعاً ۲۲ سیکل بارگذاری رفت و برگشتی در شکل ۷ مشاهده می‌شود.



شکل ۵. الیاف فولادی قلاب‌دار.

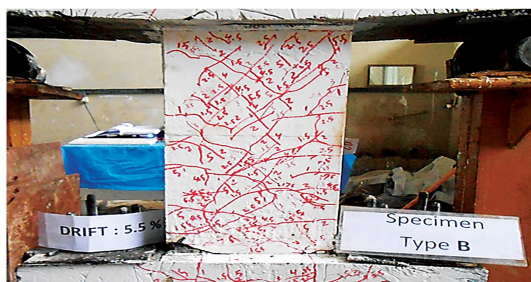


شکل ۶. نمای کلی از سیستم چیدمان آزمایش.

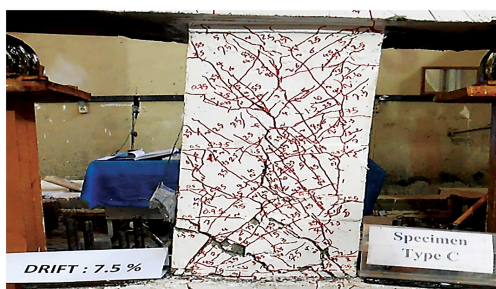
۳. مشاهده‌ها و رفتار کلی نمونه‌ها

نمونه‌ی A، نمونه‌ی مرجع است که از بتن معمولی ساخته شده است و آرماتور قطری و ماریپیچ دارد. در شکل ۸، نمونه‌ی A قبل از بارگذاری و در انتهای بارگذاری (تخریب) نشان داده شده است. با شروع آزمایش و اعمال بارها مطابق تاریخچه‌ی بارگذاری شکل ۷، به نمونه تا میزان دریفت موردنظر در هر سیکل، اعمال نیرو با جک انجام شده و در پایان هر سیکل و دریفت مرتبط، نیروی تحمل‌شده توسط نمونه به عنوان ظرفیت برشی نمونه قرائت و ثبت شده است. هر سیکل نیز ۳ بار به صورت رفت و برگشتی تکرار شده است. همچنین پس از ثبت ظرفیت‌ها در پایان سیکل سوم و ثبت مشاهده‌ی ترک‌ها، سیکل‌های دریفت بعدی تکرار شده‌اند. با توجه به اینکه دیوار بزرگ مذکور به صورت صلب است و به صورت کاملاً افقی

شکل مذکور، برای اینکه در زمان بارگذاری، دیوار بزرگ‌تر بتواند به راحتی و آزادانه در جهت افقی حرکت کند، از دو ستون قائم که از دو عدد ناودانی ۱۲ که به صورت دویل به هم جوش خورده‌اند، تشکیل شده است که روی آن برای تحمل بارگذاری از دو عدد پلبرینگ استفاده شده است. برای جلوگیری از کمانش ستون‌های قائم، وسط آن‌ها با استفاده از دستک‌هایی که از نبشی تشکیل شده‌اند، مهار شده است.



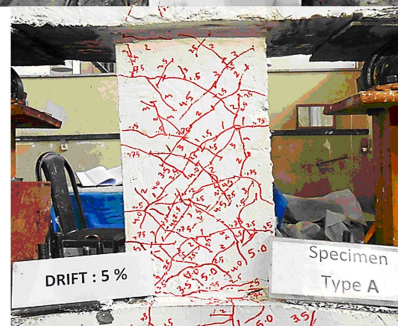
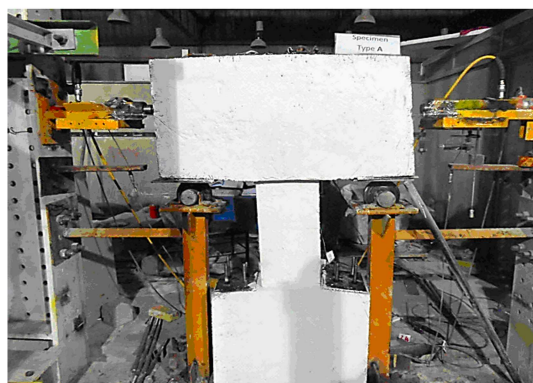
شکل ۹. نمونه‌ی B قبل و بعد از بارگذاری.



شکل ۱۰. نمونه‌ی C قبل و بعد از بارگذاری.

۴. نتایج و بحث

در جدول ۴، مقاومت نهایی P_u (متناظر با بیشینه‌ی تغییرمکان در هنگام شکست) و شکل‌پذیری (نسبت تغییرمکان نهایی به تغییرمکان جاری شدن) هر ۳ نمونه‌ی آزمایشگاهی و درصد افزایش P_u و شکل‌پذیری نمونه‌های حاوی بتن HPFRCC نسبت به نمونه‌ی بتن معمولی مرجع ارائه شده است. شکل‌پذیری نمونه برابر $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ است که در آن Δ_u جابه‌جایی نهایی اتصال و در صورت وجود افت نیرو برابر جابه‌جایی نظیر بار P_{max} است و Δ_y نیز جابه‌جایی نظیر بار جاری‌شدگی



شکل ۸. نمونه‌ی A قبل و بعد از بارگذاری.

حرکت می‌کند، در یافت معادل نسبت تقسیم جابه‌جایی افقی به طول تیر است. ضمناً مقدار کرنش میلگردها نیز با قرانت کرنش‌سنج‌ها ثبت شده و لحظه‌ی جاری‌شدن میلگردها به‌دست آمده است. ابتدا تغییرمکان ۰/۲۵٪ تا ۳۸ کیلونیوتن افزایش یافت و باعث ایجاد ترک‌های ریزی در محل اتصال به دیوار شد. در تغییرمکان‌های نسبی ۳/۵٪، نیروی برشی برابر ۱۸۹ کیلونیوتن بود، علاوه بر افزایش بسیار کم ترک‌های برشی جدید، عرض ترک‌های قبلی در تیر افزایش یافت و در تغییرمکان نسبی ۵/۵٪ و نیرو ۱۵۶ کیلونیوتن عرض ترک‌های برشی مورب در امتداد قطر بسیار افزایش یافت، به‌طوری‌که نمونه دچار گسیختگی برشی - کششی شد.

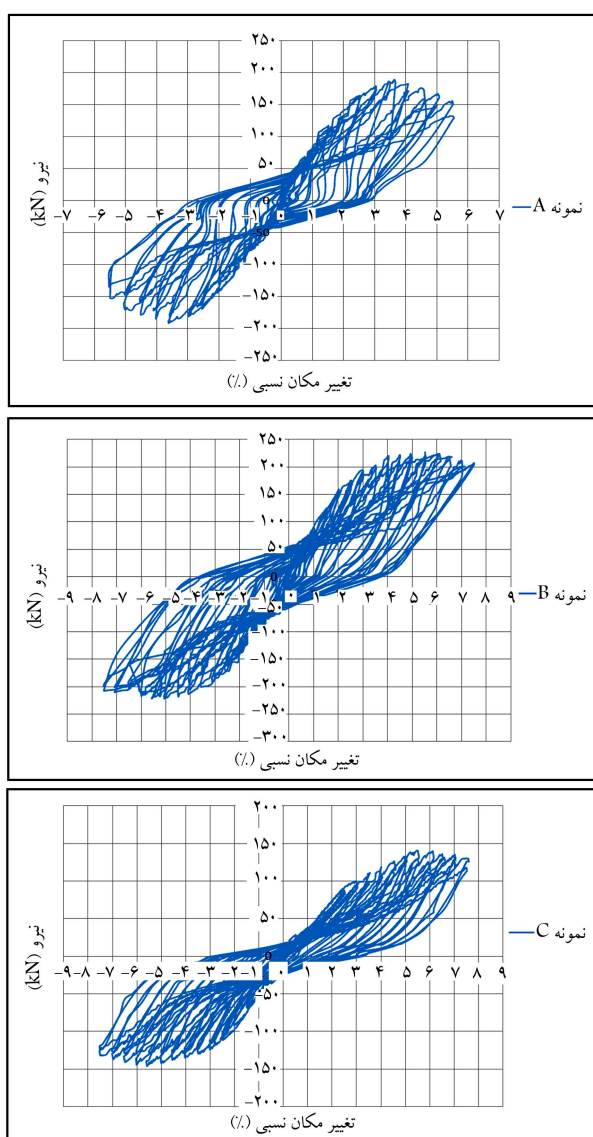
نمونه‌ی B، نمونه‌ی ساخته‌شده از بتن الیافی توانمند (HPFRCC) است که آرماتورهای اسپیرال از آن حذف شده است. در شکل ۹، نمونه‌ی B قبل از بارگذاری نشان داده شده است. در ابتدا، تغییرمکان نسبی ۰/۲۵٪ به نمونه اعمال شد و نیرو تا ۴۰ کیلونیوتن افزایش یافت، اما هیچ‌گونه ترکی در نمونه مشاهده نشد. در تغییرمکان نسبی ۵/۵٪، علاوه بر ترک‌های برشی جدید، عرض ترک در اتصال افزایش پیدا کرد و نیرو به ۲۲۷ کیلونیوتن افزایش پیدا کرد. در تغییرمکان‌های ۷/۵٪، عرض ترک‌های قبلی به‌صورت لغزشی افزایش یافت و نمونه دچار گسیختگی لغزشی - برشی شد. نمونه‌ی C، نمونه‌ی ساخته‌شده از بتن الیافی توانمند (HPFRCC) است که آرماتورهای قطری از آن حذف شده‌اند. در شکل ۱۰، نمونه‌ی C قبل و بعد از بارگذاری نشان داده شده است. در تغییرمکان نسبی ۰/۵٪، اولین ترک‌های ریز در محل اتصال پدیدار شد و نیرو تا ۳۶ کیلونیوتن افزایش یافت. در تغییرمکان‌های نسبی ۵٪، عرض ترک‌ها در تیر رابط افزایش یافت و نیرو ۱۴۵ کیلونیوتن افزایش یافت. در تغییرمکان‌های ۶٪، ۷٪ و ۷/۵٪، عرض ترک‌های مورب به شدت افزایش یافت و پیوند خوبی بین بتن و الیاف مشاهده شد و در تغییرمکان نسبی ۷/۵٪، نمونه دچار گسیختگی برشی کششی شد.

جدول ۴. مقایسه‌ی کلی نتایج نمونه‌های آزمایش.

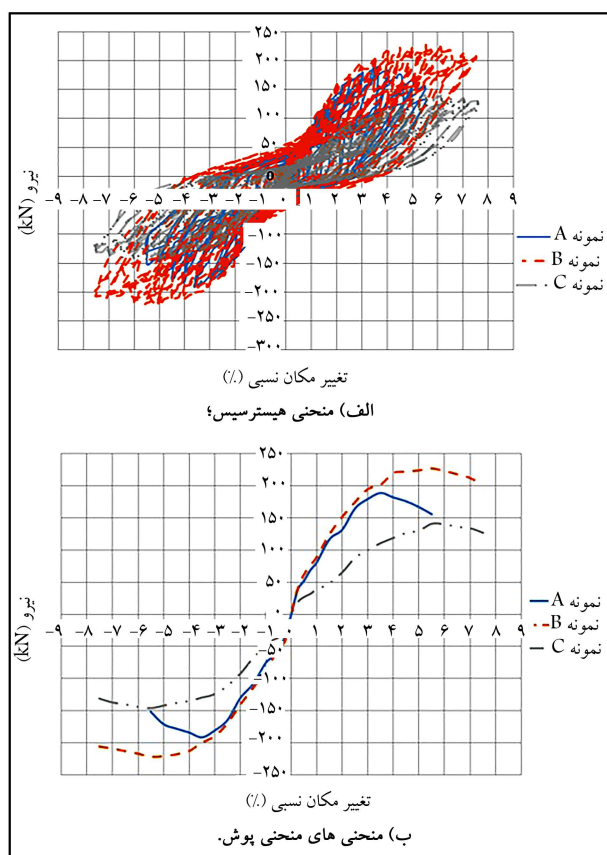
نمونه	P_{cr} (kN)	P_y (kN)	P_{max} (kN)	P_u (kN)	$\frac{P_{max}}{P_{max A}}$	Δ_{cr} (mm)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	$\frac{\mu}{\mu_A}$
A	۳۸	۱۶۳	۱۸۹	۱۵۶	۱	۱٫۵	۱۵	۳۱	۲٫۰۶	۱
B	۴۲	۱۹۰	۲۲۷	۲۰۱	۱٫۲	۳	۱۶	۴۵	۲٫۸۲	۱٫۳۷
C	۳۵	۱۰۹	۱۴۶	۱۲۷	۰٫۷۷	۳	۲۱	۴۵	۲٫۱۵	۱٫۰۵

مطابق با شکل ۱۲ و جدول ۴، بیشترین نیروی وارد شده به نمونه‌های A و B به ترتیب برابر ۱۸۹ و ۲۲۷ کیلو نیوتن است. این بدان معناست که نمونه‌ی B نسبت به نمونه‌ی A، ۲۰٪ بیشتر نیرو تحمل کرده است. علاوه بر آن، ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ی B با ۲٫۸۲ و ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ی A با ۲٫۰۶ برابر هستند که وجود الیاف باعث افزایش ۳۷٪ در ضریب مذکور شده است. این موارد را می‌توان با توجه به اینکه آرماتورهای اسپیرال در نمونه‌ی B حذف و از بتن HPFRCC در نمونه‌ی B استفاده شده است، مرتبط دانست. این نتایج نشان می‌دهد که استفاده از الیاف فولادی علاوه بر بهبود رفتار بتن، رفتار سازه‌ی، لرزه‌ی، و شکل‌پذیری نمونه‌ی B را بهبود بخشیده است. دو نمونه‌ی A و C، رفتار متفاوتی دارند: نمونه‌ی A جمع‌شدگی کمتر و نمودار ضخیم‌تری دارد، لذا رفتار خمشی - برشی ولى جمع‌شدگی در نمونه‌ی C بیشتر است و نمودار باریک‌تری دارد، لذا رفتار برشی بیشتری نسبت به نمونه‌ی A دارد. به‌طوری‌که نمونه‌ی A رفتار خمشی - برشی و نمونه‌ی C رفتار برشی‌تری نسبت به نمونه‌ی A دارد. وجود الیاف فولادی در نمونه‌ی C باعث جلوگیری از افزایش عرض ترک و همچنین به تعویق انداختن گسیختگی

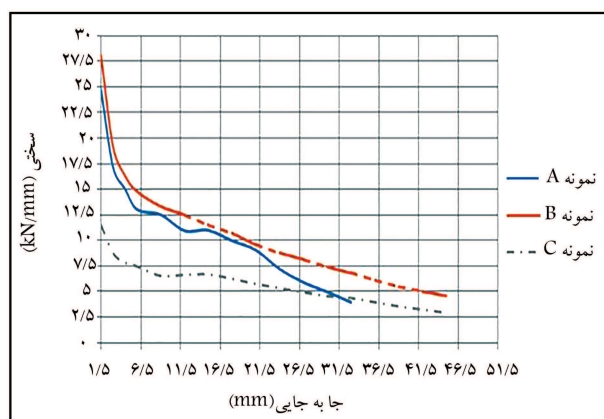
P_y آرماتورهای طولی بر تیر اتصال است. منحنی‌های هیستریسیس هر یک از نمونه‌ها نیز در شکل ۱۱ مشاهده می‌شوند و همچنین شکل ۱۲، منحنی هیستریسیس و پوش همه‌ی نمونه‌های اتصالات را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، دو نمونه‌ی A و B، رفتار جمع‌شدگی^۹ تقریباً مشابه، ولی با ظرفیت‌های متفاوت دارند و مطابق نمودار نیز نمونه‌ی B، شکل‌پذیری بیشتری نسبت به نمونه‌ی A دارد. همچنین نمونه‌ی A دچار گسیختگی برشی - کششی در لحظه‌ی انهدام شد، ولی نمونه‌ی B دچار گسیختگی لغزشی - برشی شد.



شکل ۱۱. منحنی هیستریسیس نیرو - جابه‌جایی نمونه‌ها.



شکل ۱۲. منحنی‌های هیستریسیس و پوش نیرو - جابه‌جایی نمونه‌های آزمایشگاهی.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی نمودارهای سختی - جابه‌جایی تیرکوپله‌ی نمونه‌های A، B و C.

جدول ۵. سختی در هر تغییرمکان نسبی برای هر ۳ نمونه.

سختی هر نمونه			تغییر مکان نسبی (%)
$K_{(C)}$ (kN/mm)	$K_{(B)}$ (kN/mm)	$K_{(A)}$ (kN/mm)	
۱۲	۲۸	۲۴٫۶۶	۰٫۲۵
۱۰٫۴۶	۱۹٫۱۶	۱۷٫۱۳	۰٫۵
۸٫۱	۱۶٫۳۳	۱۵٫۰۵	۰٫۷۵
۷٫۵	۱۴٫۸	۱۳٫۰۴	۱
۶٫۸	۱۳٫۳۳	۱۲٫۵۱	۱٫۵
۶٫۶	۱۲٫۵	۱۰٫۹۵	۲
۶٫۵	۱۱٫۵	۱۰٫۹	۲٫۵
۶٫۲۲	۱۰٫۷	۹٫۹۷	۳
۵٫۷۲	۹٫۵۷	۹٫۰۵	۳٫۵
۵٫۳	۸٫۷۸	۷٫۲	۴
۴٫۹	۸٫۱۵	۵٫۹	۴٫۵
۴٫۵۳	۷٫۴۱	۴٫۹۷	۵
۴٫۳۴	۶٫۸	۳٫۹۵	۵٫۵
۳٫۹۴	۶٫۱۱	-	۶
۳٫۵۳	۵٫۵۲	-	۶٫۵
۳٫۲۲	۵٫۰۱	-	۷
۲٫۹	۴٫۵۸	-	۷٫۵

منحنی نیرو - کرنش آرماتورهای قطری و پوش‌ها برای دو نمونه‌ی A و B مشاهده می‌شود که مقدار بار متناظر با کرنش جاری‌شدگی نمونه‌ی B به مقدار ۳۲٪ بیشتر از نمونه‌ی A است. این بدان معناست که در صورت استفاده از بتن HPFRCC و عدم استفاده از آرماتورهای اسپیرال در نمونه‌ی B، کرنش آرماتورهای قطری به میزان ۳۲٪ کاهش پیدا می‌کند.

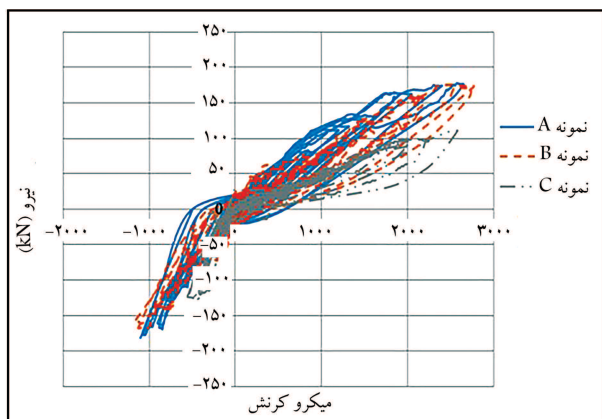
با مقایسه‌ی رفتار خاموت در ابتدا و وسط تیرکوپله برای ۳ نمونه‌ی A، B و C (شکل ۱۵)، می‌توان به راحتی دریافت که خاموت‌های نمونه‌ی B نسبت به نمونه‌ی A نیروی بیشتری را تحمل کرده‌اند که این رفتار از تأثیر الیاف در بتن HPFRCC ناشی می‌شود. همچنین خاموت‌های نمونه‌ی B به علت وجود آرماتورهای قطری در بتن نسبت به نمونه‌ی C نیروی بیشتری را تحمل کرده‌اند. خاموت‌های نمونه‌ی C با وجود اینکه از بتن HPFRCC در آن استفاده شده نتوانسته است در مقایسه

تیرکوپله تحت بارهای رفت و برگشتی در تغییرمکان‌های نسبی بالاتری نسبت به نمونه‌ی A شده است. در هنگام انهدام، هر دو نمونه دچار گسیختگی از نوع برشی - کششی شده‌اند. بیشترین نیروی وارد شده به نمونه‌های A و C به ترتیب برابر ۱۸۹ و ۱۴۶ کیلونیوتن است. این بدان معناست که نمونه‌ی A نسبت به نمونه‌ی C، ۲۹٪ بیشتر نیرو تحمل کرده است.

علاوه بر آن ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ی A با ۲/۰۶ و ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ی C با ۲/۱۵ برابر هستند که وجود الیاف فولادی باعث افزایش ۵٪ در آن شده است. نمونه‌ی C، ظرفیت باربری کمتری نسبت به نمونه‌ی A پیدا کرده است، بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که آرماتورهای قطری در تأمین و افزایش ظرفیت باربری نقش بسیار مهمی دارد و نمی‌توان آن را کاملاً از تیرکوپله حذف کرد و به جای آن از الیاف فولادی استفاده کرد. دو نمونه‌ی B و C نیز رفتار متفاوتی دارند. نمونه‌ی B، جمع‌شدگی کمتر و نمودار ضخیم‌تری دارد، لذا رفتار خمشی - برشی دارد؛ ولی جمع‌شدگی در نمونه‌ی C بیشتر است و نمودار باریک‌تری دارد، لذا رفتار برشی بیشتری نسبت به نمونه‌ی B دارد. بیشترین نیروی وارد شده به نمونه‌های B و C به ترتیب برابر ۲۲۷ و ۱۴۶ کیلونیوتن است. این بدان معناست که نمونه‌ی B نسبت به نمونه‌ی C، ۵۵٪ بیشتر نیرو تحمل کرده است. علاوه بر آن، ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ی B با ۲/۸۲ و ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ی C با ۲/۱۵ برابر هستند که وجود آرماتور قطری باعث افزایش ۳۱٪ آن شده است. نمونه‌ی C، ظرفیت باربری کمتری نسبت به نمونه‌ی B پیدا کرده است، بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که آرماتورهای قطری بدون اسپیرال در تأمین و افزایش ظرفیت باربری نقش بسیار مهمی داشته‌اند. همان‌طور که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، به علت تأثیر الیاف در نمونه‌ی B، مقاومت برشی و شکل‌پذیری نمونه‌ی B، نسبت به نمونه‌ی مرجع بیشتر شده است.

در شکل ۱۳، نمودار سختی تیرکوپله‌ی ۳ نمونه در هر سیکل مشاهده می‌شود. سختی در هر سیکل بارگذاری را می‌توان از شیب خط واصل نیروی مثبت و منفی پیشین‌ی هر حلقه به دست آورد. مطابق شکل مذکور، بعد از اتمام تغییرمکان نسبی اولیه‌ی ۰٫۲۵٪، سختی تیرکوپله‌ی نمونه‌ها با شیب زیادی تا تغییرمکان نسبی ۰٫۷۵٪ کاهش یافته و سپس نرخ کاهش شیب نمودار مذکور کم شده و با شیب ملایم‌تری سختی کاهش یافته است تا به تغییرمکان ۱٫۵٪ رسیده است. سپس نرخ کاهش سختی با شیب ملایم‌تری کاهش یافته است، تا به تغییرمکان نهایی رسیده و در آن تغییرمکان نسبی، تیرکوپله دچار گسیختگی برشی - کششی شده و سختی آن به شدت کاهش یافته است. همان‌طور که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود، سختی نمونه‌ی B نسبت به دو نمونه‌ی A و C بیشتر است و این امر به علت استفاده‌ی هم‌زمان الیاف فولادی و آرماتورهای قطری در نمونه‌ی B است. سختی نمونه‌ی C به علت نداشتن آرماتور قطری نسبت به نمونه‌ی A کاهش داشته و الیاف نتوانسته است به تنهایی باعث افزایش سختی تیرکوپله بشود. همان‌طور که در جدول ۵ مشاهده می‌شود، نمونه‌ی B به علت استفاده از الیاف فولادی در بتن HPFRCC نسبت به نمونه‌ی A، سختی نسبتاً بیشتری در هر سیکل از بارگذاری دارد و البته به دلیل داشتن آرماتورهای قطری نسبت به نمونه‌ی C، سختی قابل توجه بیشتری داشته است. همان‌طور که در جدول مذکور مشاهده می‌شود، آرماتورهای قطری در ایجاد سختی نقش بسیار مهمی داشته‌اند و نمی‌توان با حذف آن‌ها و استفاده از بتن HPFRCC در نمونه‌ی C، سختی ذکر شده را نسبت به نمونه‌ی A تأمین کرد.

مقدار کرنش جاری شدن میلگردهای قطری و طولی تیرهای کوپله مطابق جدول ۲ به ترتیب برابر ۱۷۵۰ و ۲۴۰۰ میکرون بود، لذا مطابق شکل ۱۴ و مقایسه‌ی



شکل ۱۶. مقایسه‌ی منحنی نیرو- کرنش آرماتور خمشی نمونه‌های A و B.

با نمونه‌ی A که بتن معمولی بوده است، نیروی برشی بیشتری را تحمل کند؛ بنابراین وجود آرماتورهای قطری در تیر کوپله، باعث بالا رفتن ظرفیت برشی تیر کوپله در حالت کشسان شده است.

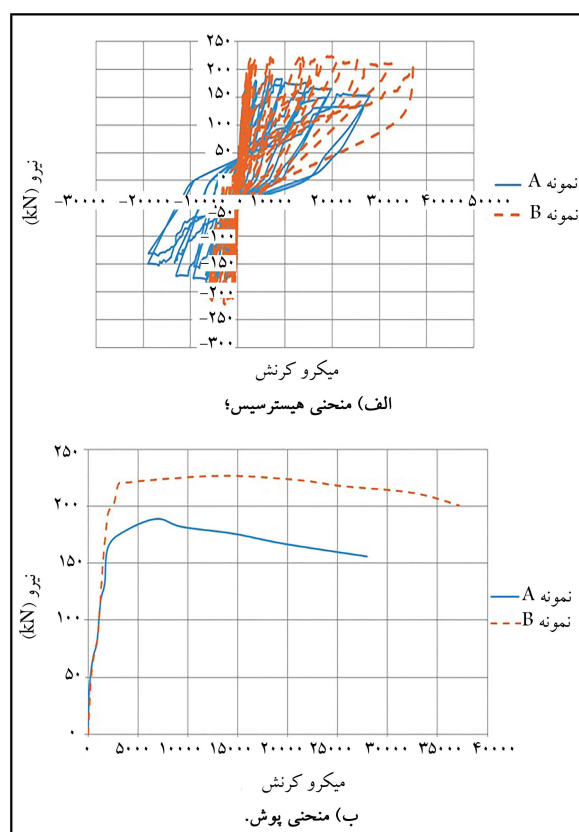
شکل ۱۶، مقایسه‌ی نمودار بار- کرنش آرماتور خمشی تیر کوپله‌ی نمونه‌های A، B و C را در حالت کشسان نشان می‌دهد. با بررسی نمودارهای شکل مذکور می‌توان دریافت که آرماتورهای خمشی نمونه‌ی A در حالت کشسان نسبت به دو نمونه‌ی B و C و نیز آرماتورهای خمشی نمونه‌ی B در حالت کشسان نسبت به نمونه‌ی C، عملکرد بهتری دارند.

آیین‌نامه‌ی ۸-۱۸ ACI، ظرفیت برشی تیر کوپله را مختص آرماتورهای قطری می‌داند و از مقاومت برشی بتن و خاموت‌ها صرف نظر می‌کند؛ که در این صورت مقدار برش اسمی تیر کوپله برای دو نمونه‌ی A و B طبق آیین‌نامه‌ی مذکور از رابطه‌ی ۱ به‌دست می‌آید:

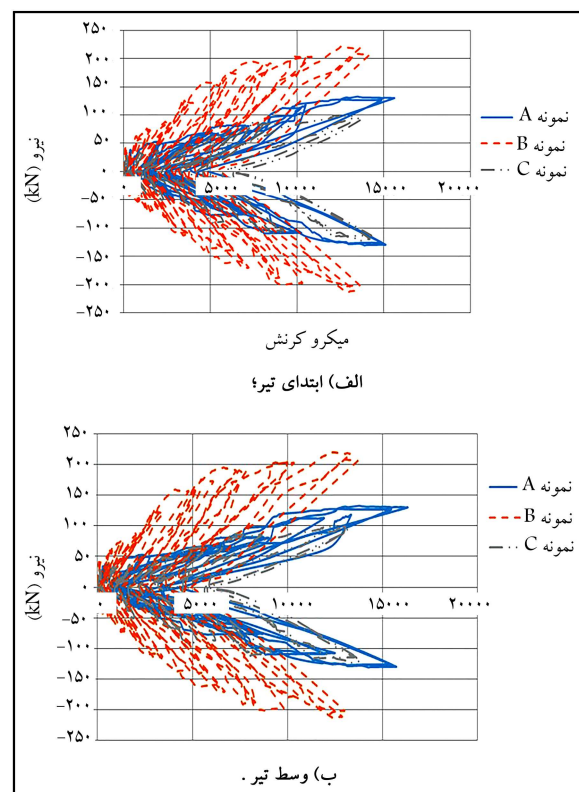
$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 10 \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

$$V_n = 2 \times 201 \times 350 \times \sin 14^\circ = 34 kN \quad (1)$$

مقدار بیشینه‌ی ظرفیت برشی آزمایشگاهی دو نمونه‌ی A و B مطابق جدول ۴، به ترتیب برابر ۱۸۹ و ۲۲۷ کیلونیوتن بود، در حالی که مقدار محاسبه‌شده توسط آیین‌نامه در حالت کشسان و تا حد جاری‌شدن میلگردها بوده است که مقادیر متناظر آزمایشگاهی آن در حالت کشسان و جاری‌شدن از جدول ۴ در نمونه‌ی A برابر ۱۶۳ کیلونیوتن و برای نمونه‌ی B برابر ۱۹۰ کیلونیوتن است. این اعداد نشان می‌دهند که حالت کشسان دو نمونه‌ی A و B به ترتیب برابر ۴/۸ و ۵/۶ برابر مقدار طرح‌شده توسط آیین‌نامه است. نتایج نشان می‌دهد که در نمونه‌ی B با وجود حذف آرماتورهای اسپیرال و استفاده از بتن HPFRCC، مقاومت برشی نسبت به آیین‌نامه و نمونه‌ی A بیشتر شده است. همچنین آرماتورهای قطری نمونه‌ی A در تغییرمکان‌های نسبی بیش از ۲/۵، دچار کرنش‌های ماندگار بسیار زیاد شده‌اند، در صورتی که در نمونه‌ی B که از بتن HPFRCC ساخته شده است، در تغییرمکان‌های نسبی بیشتر از ۴/۴، کرنش‌های ماندگار زیاد در آرماتورهای قطری به وجود آمده است که به دلیل وجود الیاف فولادی، آرماتورهای قطری نمونه‌ی B نسبت به نمونه‌ی A، رفتار به‌مراتب بهتری از خود نشان داده‌اند. چنانچه لازم باشد مقاومت برشی تیر کوپله‌ی ساخته‌شده‌ی ۳ نمونه‌ی A، B و C با هم مقایسه شود، نمی‌توان از مقاومت برشی بتن و خاموت‌ها صرف‌نظر کرد و باید از رابطه‌ی ۲ استفاده شود که در آن V_C مقاومت



شکل ۱۴. مقایسه‌ی منحنی نیرو- کرنش آرماتورهای قطری نمونه‌های A و B.



شکل ۱۵. مقایسه‌ی منحنی نیرو- کرنش خاموت ابتدا و وسط تیر کوپله‌ی نمونه‌های A، B و C.

از باز شدن ترک ها و در نتیجه توزیع بیشتر ترک ها که در حین آزمایش ها هم مشاهده شد، باعث افزایش بیش از ۱۰٪ جذب انرژی نمونه B ساخته شده از بتن HPRCC نسبت به نمونه A ساخته شده از بتن معمولی شده و از شکست آنی نمونه در مراحل نهایی شکست جلوگیری به عمل آمده است. همچنین جذب انرژی نمونه C ، ۱۰۶٪ برابر نمونه A است که نشان می دهد با وجود اینکه آرماتورهای قطری از نمونه C حذف شده اند، ولی با به کارگیری بتن HPRCC در نمونه مذکور، باعث افزایش ۶٪ جذب انرژی نسبت به نمونه A شده است. همچنین به کارگیری آرماتورهای قطری در نمونه B ، باعث افزایش ۹۸٪ جذب انرژی نسبت به نمونه C شده است.

۵. نتیجه گیری

بر اساس مشاهده های رفتاری و نتایج حاصل از انجام آزمایش بار رفت و برگشتی بر روی ۳ نمونه تیر کوپله ی بتنی، شامل یک نمونه مرجع استاندارد با بتن معمولی با آرماتورهای قطری و دورپیچ و ۲ نمونه دیگر با بتن HPRCC (یک نمونه بدون دورپیچ و نمونه دیگری بدون آرماتور قطری)، این نتایج حاصل شده است:

۱. حضور الیاف باعث تبدیل شکست برشی - کششی نمونه بتنی معمولی به شکست برشی - لغزشی و تأخیر در ایجاد گسیختگی در نمونه حاوی بتن HPRCC شد.
۲. با اضافه شدن الیاف به بتن، مقاومت کششی بتن افزایش یافت و می توان مقاومت کششی بتن را در محاسبات منظور کرد.
۳. افزایش سختی در هر سیکل و افزایش میزان جذب انرژی نمونه های بتن توانمند تا ۱۰٪ نسبت به نمونه ساخته شده با بتن معمولی مشاهده شد که ناشی از اثر زیاد وجود الیاف است و از افزایش عرض ترک ها و پخش ترک های برشی در هر ۲ نمونه حاوی بتن HPRCC نسبت به نمونه بتنی معمولی جلوگیری شده است.
۴. با وجود حذف آرماتور دورپیچ، افزایش ۲۰٪ مقاومت نهایی در نمونه ساخته شده با بتن HPRCC نسبت به نمونه ساخته شده با بتن معمولی مشاهده شد، لذا با استفاده از بتن HPRCC به جای بتن معمولی، امکان حذف آرماتور دورپیچ و کاهش ۲۰٪ آرماتور قطری نسبت به نمونه ساخته شده با بتن معمولی وجود دارد.
۵. گرچه ظرفیت برشی اسمی آیین نامه یی تیر کوپله در حد کشسان بود و مختص آرماتورهای قطری است، ولی ظرفیت برشی آزمایشگاهی کشسان تیرهای کوپله ی استاندارد بتن معمولی و بتن توانمند HPRCC به ترتیب ۴/۸ و ۵/۶ برابر مقدار طرح شده ی آیین نامه است که عدد بزرگ تر ناشی از وجود بتن ویژه بوده است.

پانویس ها

1. fiber reinforced concrete composite (FRCC)
2. high performance fiber reinforcement cementitious composite (HPRCC)
3. textile reinforced concrete (TRC)
4. high performance fiber-reinforced cementitious composite
5. ultra high performance concrete
6. fiber reinforced concrete
7. ultra high-performance fiber-reinforced concrete

برشی بتن، V_d مقاومت برشی آرماتورهای قطری و V_s مقاومت برشی خاموت است.

$$V = V_C + V_S + V_d$$

$$V_S = \frac{A_v f_y d}{S} = \frac{56/5 \times 248 \times 250}{100} = 35kN$$

$$V_d = 2 A_{vd} f_y \sin \alpha = 2 \times 201 \times 350 \times \sin 14 = 34kN$$

$$V_{c(A)} = 0.12 \sqrt{f'_c} b d = 65kN$$

$$V_{c(B)} = V_{c(C)} = 76kN \quad (2)$$

لذا مقاومت برشی نمونه های A ، B و C به ترتیب ۱۳۴، ۱۴۵ و ۱۱۱ کیلونیوتن است. گرچه مقاومت فشاری بتن نمونه B حدود ۳۳٪ بیش از مقاومت فشاری بتن نمونه A است، ولی اختلاف مقاومت برشی اسمی محاسباتی آن ها حدود ۸٪ است؛ لذا مقاومت فشاری بتن تأثیر مستقیم ندارد. مقدار ظرفیت برشی آزمایشگاهی نمونه A در حالت جاری شدن ۱۶۳ کیلونیوتن است، که حدود ۲۰٪ افزایش نشان می دهد که در جهت اطمینان است. در نمونه B بر مبنای بتن توانمند، ظرفیت برشی برابر ۱۴۵ کیلونیوتن بود، در حالی که مقدار ظرفیت برشی آزمایشگاهی در حالت جاری شدن برابر ۱۹۰ کیلونیوتن است، که نسبت به نمونه A که با بتن معمولی ۴۲٪ و نسبت به بتن توانمند ۳۱٪ افزایش یافته است که این اختلاف ناشی از به کارگیری بتن HPRCC در نمونه B است و بخش کوچکی می تواند ناشی از افزایش مقاومت فشاری بتن باشد.

بنابراین نتیجه گرفته می شود که در صورت استفاده از بتن HPRCC، علاوه بر حذف آرماتورهای اسپیرال می توان به میزان ۲۰٪ از آرماتورهای قطری را نیز حذف کرد. ظرفیت برشی آزمایشگاهی در حالت جاری شدن نمونه C برابر ۱۰۹ کیلونیوتن است که مقاومت آیین نامه یی تقریباً با آن برابر است. در آیین نامه ی ۳۱۸-۰۸ ACI، ظرفیت برشی تیر کوپله فقط بر اساس مقاومت آرماتور قطری است. بنابراین با حذف آرماتور قطری نباید برای نمونه C ظرفیت برشی منظور کرد، در صورتی که وجود بتن HPRCC در نمونه C باعث تولید ظرفیت برشی مناسب و مانع از شکست آنی شده و رفتار خمشی - برشی را در تیر کوپله ی مذکور به وجود آورده است.

با محاسبه ی سطح زیر منحنی های بار- تغییر مکان شکل های الف، ب و ج در شکل ۱۱، مقادیر انرژی جذب شده ی نمونه به دست آمده است که این مقادیر برای نمونه های A ، B و C به ترتیب برابر ۸۰۰۲، ۱۶۸۵۲ و ۸۴۹۲ ژول هستند که جذب انرژی نمونه B ، ۲/۱ برابر نمونه A است، که نشان می دهد وجود الیاف و پل زدن آن ها و جلوگیری

8. engineered cementitious composites
9. pinching

منابع (References)

1. Hemmati, A. "Investigation of flexural behaviour of HPRCC beams and frames", PhD Thesis, Semnan University, Iran (2013).

2. Dehghan, M. "Experimental and analytical investigation of bar arrangement of precast HPFRCC couple beams", Master Thesis, Semnan University, Iran (2011).
3. Parra-Montesinos, G.J. "High-performance fiber-reinforced cement composites: an alternative for seismic design of structures", *ACI Structural Journal*, **102**(5), pp.668-675 (2005).
4. Bolander, J. "Spring network model of fiber reinforced cement composites", High Performance Fiber Reinforced Cement Composites, HPFRCC 3, H.W. Reinhardt and A.E. Naaman, pp. 341-350 (1999).
5. Vandewalle, L. and et al. "RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete", *Sigma-epsilon-design method - Final Recommendation, Materials and Structures*, **36**(262), pp. 560-567 (2003).
6. Krenchel, H. and Stang, H., *Stable Microcracking in Cementitious Materials*, In Brittle Matrix Composites 2, Brandt, A.M. and Marshall, J.H. eds. pp. 20-33 (1989).
7. Naaman, A.E. and Reinhardt, H.W. "Setting the stage: Toward performance-based classification of FRC composites", In *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC-4)*, Proc. of the 4th Int'l RILEM Workshop, A.E. Naaman and H.W. Reinhardt (2003).
8. Farhat, F.A., Nicolaidis, D., Kanellopoulos, A. and Karihaloo, B.L. "High performance fiber-reinforced cementitious composite (CARDIFRC)-performance and application to retrofitting", *Engineering fracture mechanics*, **74**(1-2), pp.151-167 (2007).
9. Richard, P. and Cheyrezy, M.H. "Composition of reactive powder concretes", *Cement and Concrete Research*, **25**(7), pp. 1501-1511 (1995).
10. Habel, H. and Gauvreau, P. "Response of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) to impact and static loading", *Cement and Concrete Composites*, **30**(10), pp. 938-946, (2008).
11. Hemmati, A., Kheroddin, A. and Sharbatdar, M.K. "Numerical investigation of load capacity increasing of HPFRCC frames", *Sharif Journal*, **29-2**(3), pp.97-106, (In Persian)(2013).
12. Hemmati, A., kheyroddin, A. and Sharbatdar, M.K. "Plastic hinge rotation capacity of reinforced HPFRCC beam", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **141**(2), 04014111 (2013).
13. ACI committee 544, "State-of-the-art report on fiber reinforced concrete", *Concrete International, American Concrete Institute*, **4**(5), pp. 9-30 (May, 1982).
14. Shi, C. and Mo, Y.L. "High performance construction materials, science and applications", World Scientific Publishing Company (2008).
15. Fukuyama, H. and Suwada, H. "Experimental response of HPFRCC dampers for structural control", *Journal of Advanced Concrete Technology*, **1**(3), pp. 317-326 (2003).
16. Canbolat, B.A., Parra-Montesinos, G.J. and Wight, J.K. "Experimental study on the seismic behavior of high-performance fiber reinforced cement composite coupling beams", *Structural Journal*, **102**(1), pp. 159-166 (2005).
17. Amiri, A. "Experimental and analytical investigation of shear and flexural behaviour of precast HPFRCC couple beams", Master Thesis, Semnan University, Iran (2011).
18. Parra-Montesinos, G.J. and Chompreda, P. "Deformation capacity and shear strength of fibre-reinforced cement composite flexural members subjected to displacement reversals", *J. Struct. Eng. ASCE*, **133**(3), pp.421-431 (2007).
19. Fukuyama, H. "HPFRCC device for structural control of building with soft story", 6th RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concretes (FRC)-BEFIB2004, Varenna, Italy, pp. 1163-1172 (2004).
20. Paulay, T. "The displacement capacity of reinforced concrete coupled walls", *Engineering Structures*, **24**(9), pp. 1165-1175 (2002).
21. Zhao, Z.Z., Kwan, A.K.H. and He, X.G. "Nonlinear finite element analysis of deep reinforced concrete coupling beams", *Engineering Structures*, **26**(1), pp.13-25 (2004).
22. Canbolat, B.A., Parra-Montesinos, G.J. and Wight, J.K. "Experimental study on the seismic behavior of high-performance fiber-reinforced cement composite coupling beams", *ACI Structural Journal*, **102**(1), pp. 159-166 (Jan-Feb, 2005).
23. Hung, C. and El-Tawil, S. "Seismic behavior of a coupled wall system with HPFRC materials in critical regions", *J. Struct. Eng.*, **137**(12), pp. 1499-1507 (2011).
24. ACI Committee 318, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary (318R-08)", American Concrete Institute (2008).
25. Li, V.C. and Rokugo, K. "Task group conclusions-HPFRCC design assumptions", HPFRCC Workshop, Hawaii 111, ACI, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI 318M-05 (2005).
26. Lynch, J.P., Gustavo, P.-M., B Afsin, C. and Hou, T.-Ch. "Real-time damage prognosis of high-performance fiber reinforced cementitious composite structures", *Proceedings of Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'04) Conference*, Seoul, Korea (September 2-4, 2004).
27. Maruta, M., Kanda, T., Nagai, S. and Yamamoto, Y. "New high-rise RC structure using pre-cast ECC coupling beam", *Concrete Journal*, **43**(11), pp. 18-26 (In Japanese) (2005).
28. Raymond, R., Foltz, L., Guerra1, J.M. and LaFave, J.M. "Behavior of high-performance fiber-reinforced cementitious composites for rc coupling beams in earthquake-resistant structural wall systems", *The 14th World Con-*

ference on Earthquake Engineering, Beijing, China (October 12-17, 2008).

29. Ganesan, N. and Indiraa, P.V. "High performance fibre reinforced cement concrete slender structural walls Advances in Concrete Construction", **2**(4), pp. 309-324 (2014).
30. Gong, B., Harries, K.A. and Shahrooz, B.M. "Behaviour and design of reinforced concrete, steel, and steel-concrete coupling beams", *Earthquake Spectra*, **16**(4), pp. 775-799 (2000).
31. Hung, Ch.Ch. "Computational and hybrid simulation of high performance fiber reinforced concrete coupled wall systems", PhD Thesis, The University of Michigan, USA (2010).
32. Lequesne, R.D., Parra-Montesinos, G.J. and Wight, J.K. "Test of a coupled wall with high performance fiber reinforced concrete coupling beams", Thomas T. C. Hsu Symposium: Shear and Torsion of Concrete Structures, SP-265, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI (2009).