

## مقاوم‌سازی آزمایشگاهی تیرهای بتن مسلح ضعیف با فناوری لایه‌های کامپوزیت سیمانی الیافی مسلح توانمند HPFRCC

محمد کاظم شربتدار<sup>۱\*</sup>، سیدمهدی احمدپناهی<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

<sup>۲</sup> کارشناس ارشد سازه و دانش‌آموخته دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

(دریافت: ۹۷/۱/۱، پذیرش: ۹۹/۸/۲۱، نشر آنلاین: ۹۹/۸/۲۱)

### چکیده

وجود سازه‌های قدیمی، ضعف‌های موجود در طراحی و اجرای سازه‌ها، استفاده از مصالح کامپوزیت سیمانی الیافی مسلح توانمند HPFRCC با عملکرد بالا در جهت مقاوم‌سازی، مورد توجه واقع شده است. در این مقاله تأثیر این مصالح بر عملکرد سازه‌ای پنج تیر بتن مسلح تقویت‌شده با این مصالح به صورت آزمایشگاهی بررسی گردید. یک تیر مرجع و چهار تیر مقاوم‌سازی شده با یک لایه نازک HPFRCC با الیاف پلی‌پروپیلن با دو نوع مصالح و دو شیوه اجرای متفاوت، تحت آزمایش چهارنقطه‌ای خمش خالص قرار گرفت. نتایج نشان داد که تأثیر مقاوم‌سازی با HPFRCC در شکل‌پذیری نمونه‌ها بیش از تأثیرشان در ظرفیت خمشی تیرها بود و حداکثر افزایش در ضریب شکل‌پذیری و ظرفیت خمشی ناشی از مقاوم‌سازی برابر ۶۴ و ۳۱ درصد بود و سخت‌شوندگی ناشی از پل زدن الیاف در نمودار بار- تغییر مکان نمونه‌های تقویت‌شده مشهودتر است. میزان جذب انرژی در بهترین نمونه تقویت‌شده با این مصالح تا ۹۰ درصد نسبت به نمونه مرجع افزایش یافت و نتایج آزمایشگاهی تا حدود ۱۱ درصد بیش از مقادیر به دست آمده از فرمول‌های تحلیلی بود.

**کلیدواژه‌ها:** مقاوم‌سازی، بررسی آزمایشگاهی، رفتار خمشی، شکل‌پذیری، HPFRCC.

### ۱- مقدمه

در سیستم‌های سازه‌ای نامعین بتنی مانند قاب‌های خمشی و سیستم‌های دوگانه، تیرها نقش بسیار مهمی در رفتار لرزه‌ای سیستم دارند. این المان‌ها برای عملکرد مناسب نیاز به شکل‌پذیری بالا مقاومت و سختی متناسب با آن دارند. طراح بایستی قبل از اقدام به بهسازی مکانیسم غالب در رفتار تیر داخل سازه مورد نظر را تشخیص داده و سپس متناسب با آن اقدام به انتخاب روش و سپس مقاوم‌سازی کند. برای مقاوم‌سازی تیرهای بتنی و تأمین شکل‌پذیری و مقاومت لرزه‌ای مورد نیاز در آن‌ها، روش‌های مختلفی مانند تقویت با استفاده از ژاکت پلیمری الیافی، ژاکت فولادی (ورق‌های فولادی) و ژاکت بتنی مسلح و اخیراً ژاکت‌ها و لایه‌های کامپوزیتی بتنی الیافی پیشنهاد شده است هر کدام از روش‌های فوق دارای مزایا و معایبی می‌باشند و در پروژه‌های مختلف عملی از آن‌ها استفاده زیادی شده است. با بررسی این مطالعات دیده می‌شود که برخی از روش‌های مقاوم‌سازی

به خوبی توسعه یافته و قابل استفاده در کارهای عملی مقاوم‌سازی بوده و در برخی از روش‌ها نیاز به مطالعات نظری و آزمایشگاهی بیشتری است. استفاده از پلیمرهای الیافی مسلح FRP<sup>۱</sup> به دلیل دوام بالا، سبک‌وزن بودن، مقاومت در برابر خوردگی، اجرای ساده ورقه‌ها، حمل و نقل آسان به دلیل وزن کم برای تقویت انواع المان‌های بتنی مانند تیرها و دال‌ها استفاده شده است (Bai, ۲۰۰۳). کامپوزیت‌های FRP در تیرهای بتنی مسلح هم به عنوان جایگزینی برای آرماتور و هم به عنوان لایه‌های تقویت‌کننده برشی و خمشی به صورت ورق یا NSM<sup>۲</sup> (میل‌های تعبیه‌شده نزدیک به سطح) مورد استفاده قرار گرفته و برای بهبود عملکرد المان تیر در افزایش مقاومت سختی مورد استفاده قرار گرفته و بسیار هم موفقیت‌آمیز بوده است و در مواردی برای جلوگیری از جداشدگی لایه‌های FRP از دور پیچ کردن کامل استفاده می‌شود (Liu, ۲۰۰۶).

ژاکت بتنی هم برای اعضای بتنی به خصوص تحت نیروهای

2. Near Surface Mounted

1. Fiber Reinforced Polymer

\* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۲۳-۳۳۶۵۴۱۲۱

آدرس ایمیل: msharbatdar@semnan.ac.ir (م. ک. شربتدار)، m\_ahmadpanahi@yahoo.com (س. م. احمدپناهی).

(۲۰۰۷) روابط را برای پیش‌بینی ظرفیت برشی اعضای HPRFCC پیشنهاد دادند. Naaman و همکاران (۲۰۰۷) نیز در خصوص تعیین مقادیر انحنای تیرها و نحوه جاری شدن آرما تیر مطالعاتی انجام داده‌اند که تاکنون منجر به ارائه رابطه‌ای نگردیده است.

Mishra و Li (۱۹۹۵) یک تیر بتن مسلح و یک تیر بتن مسلح با لایه پایینی HPRFCC تحت آزمایش بارگذاری دوقطه-ای قرار دادند و الگوهای ترک خوردگی آن‌ها را با یکدیگر مقایسه نمودند. آزمایشات دیگری نیز در خصوص اعضای خمشی توسط Mishra و Li (۲۰۰۲) با دو ستون بتنی و HPRFCC انجام گرفته است. ضمن این‌که مطالعات دیگری نیز توسط نویسندگان در خصوص تیرهای ساخته شده با مصالح SIFCON و نیز Parra-Montesinos و همکاران (۲۰۰۵) در مورد استفاده از HPRFCC در اتصالات در سال‌های اخیر انجام گرفته است. Habel و همکاران (۲۰۰۸) با ترکیب دو مفهوم UHPC<sup>۵</sup> و FRC، مصالح جدیدی تحت عنوان UHPFRC ارائه دادند که دارای مقاومت کششی، مقاومت فشاری و کرنش کششی نهایی به ترتیب بیش از ۱۰ مگاپاسکال، ۱۵۰ مگاپاسکال و ۰/۰۰۵ بود. تیرهای رابط در دیوار برشی کوپله که توسط دهقان و همکاران (۱۳۹۶) با ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی HPRFCC، به مقاومت و شکل‌پذیری بالاتری نسبت به بتن معمولی دست یافتند و تیرها و قاب‌های بتنی در کار Hemmati و همکاران (۲۰۱۵) با بتن HPRFCC ساخته و آزمایش شدند و تأثیر خوبی در شکل‌پذیری نهایی اعضا بتن مسلح داشتند. افزایش پیوستگی بین بتن و آرما تورها تحت بارگذاری‌های افزایشنده و چرخه‌ای، باقی ماندن پوشش بتن در تغییر شکل‌های زیاد، محدود شدن قلوه کن شدن بتن و کمک به حفظ یکپارچگی سازه با جلوگیری از کمانش ستون‌ها از مزایای استفاده از این کامپوزیت‌ها است (Parra-Montesinos, ۲۰۰۶). جهت کاهش هزینه‌های نگهداری در سازه‌های بتنی، تمایل زیادی به افزایش عمر مفید سازه‌های جدید با به‌کارگیری آزمایشگاهی و عددی کامپوزیت‌های بتنی وجود دارد (Ferreira, ۲۰۱۳). در بسیاری موارد از کامپوزیت‌های الیافی سیمانی با عملکرد بالا برای ساخت اعضا بتن مسلح جدید استفاده شده که منجر به بهبود رفتار شکل‌پذیری و کاهش میلگردهای مصرفی در قاب‌ها و حتی تیرهای دو دهانه بتنی شده است (Hemmati, ۲۰۱۶; Ehsani, ۲۰۱۹) و در کارهای تحقیقاتی اخیر نویسندگان از این مصالح برای تقویت دال‌های بتن مسلح دوطرفه ضعیف به کار رفته است که منجر به افزایش سختی و شکل‌پذیری و کاهش جابه‌جایی گردید (Fallah, ۲۰۱۷; Abbaszadeh, ۲۰۱۷). لذا مقاوم‌سازی برشی

برشی رفت و برگشتی و اصلاح مدهای گسیختگی زود هنگام مناسب است (Al. Charar, ۲۰۰۲) الیاف فولادی در کاهش شکنندگی بتن، مؤثر می‌باشند و توصیه‌های طراحی سازه‌ای توسط مؤسسه RILEM داده شده است (Vandewalle, ۲۰۰۳). در اوایل دهه ۱۹۸۰، تولید یک مصالح بتن الیافی با رفتار کششی شکل‌پذیر مورد توجه قرار گرفت و Stang و Krenchel (۱۹۸۹) با کاربرد مناسب الیاف به هم پیوسته به شکل‌پذیری کششی ۱۰۰ برابر نسبت به بتن معمولی دست یافتند.

Reinhardt و Naaman (۲۰۰۳) مصالحی را معرفی نمودند که جدا از بتن‌های الیافی (FRC) طبقه‌بندی می‌شدند و شامل یک بخش سخت‌شوندگی کرنش کششی در منحنی تنش-کرنش کششی خود بودند و در رده مصالح توانمند با نام کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند (HPRFCC) قرار گرفتند. بیشتر اعضای ساخته شده با این مصالح، شامل ملات سیمانی بدون درشت‌دانه هستند و به همین دلیل ملات یا خمیر سیمانی مسلح شده توسط الیاف نام گرفته‌اند (Alwan, ۱۹۹۴; Naaman, ۲۰۰۴; Naaman, ۲۰۰۵). در ناحیه رفتار نرم‌شوندگی منحنی تنش-کرنش، تغییر شکل‌ها به یک صفحه شکست سازه‌ای متمرکز می‌شود، اما ناحیه رفتار سخت‌شوندگی منحنی تنش-کرنش، تغییر شکل سازه متشکل از بازشدگی ترک‌های ریز چندگانه و کشیدگی الاستیک مصالح بین این ترک‌ها است. HPRFCC دارای ویژگی‌هایی است که در بتن معمولی و FRC وجود ندارد و افزایش قابل‌ملاحظه مقاومت فشاری بتن در نمونه‌های با الیاف فولادی مشاهده شد (Majumdar, ۱۹۶۸). تشکیل ترک‌های ریز چندگانه مشخصه اصلی تأمین شکل‌پذیری کششی مصالح HPRFCC است و شکل‌گیری این ترک‌های با عرض پایدار تا زمان موضعی شدن ترک‌ها و تشکیل صفحه شکست ادامه دارد (Yang, ۲۰۰۷). به سبب عدم وجود درشت‌دانه، این مصالح نسبت به بتن معمولی از مدول الاستیسیته پایین‌تری برخوردار هستند. Li مقداری بین ۱۲ تا ۵۳ گیگاپاسکال، و Li (۲۰۰۷) عددی بین ۱۸ تا ۳۴ مگاپاسکال را برای این متغیر پیشنهاد دادند.

رفتار خمشی HPRFCC متأثر از شکل‌پذیری کششی آن است. در این خصوص بررسی‌هایی توسط Suwannakarn (۲۰۰۹) و Wang (۲۰۰۵). بر اثر خمش، میکرو ترک‌های چندگانه در انتهای تیر به وجود می‌آیند و اجازه تحمل انحنای و تغییر شکل‌های بزرگ را به آن می‌دهند. مقاومت خمشی یا مدول گسیختگی تیر به ۱۰ تا ۱۵ مگاپاسکال می‌رسد و تغییر شکل‌های بزرگ به‌سادگی قابل دستیابی است. این موارد توسط Stang (۲۰۰۴) بررسی شده‌اند. Kanakubo و همکاران

اما مساحت خاموت‌های مورد استفاده در این نمونه‌های آزمایشگاهی برابر ۱۵۷ میلی‌متر مربع است که از حداقل آرماتورهای برشی مطابق آئین‌نامه بسیار بیشتر است و لذا شکست برشی در این تیرها رخ نخواهد داد و همیشه رفتار خمشی حاکم خواهد بود. نحوه نام‌گذاری این پنج تیر و مشخصات هر یک به شکل کامل در جدول (۱) ارائه شده است.

### ۳-۱- جزئیات نمونه‌ها

برای بررسی رفتار خمشی تیرها، نمونه‌هایی انتخاب شدند که تا حد امکان به مقیاس واقعی نزدیک باشند. پنج تیر با ابعاد مشابه و جزئیات آرماتورگذاری یکسان که یکی از آن‌ها به عنوان نمونه مرجع بوده و چهار تیر دیگر با لایه‌ای از HPRCC در قسمت تحتانی تیر و به صورت U شکل به ضخامت یکسان ۲ سانتی‌متر لکن با شیوه‌های متفاوت، مقاوم‌سازی شدند و مطابق شکل (۱) تحت آزمایش بارگذاری چهار نقطه‌ای قرار گرفتند. طول تیرها ۲۳۰۰ میلی‌متر و فاصله بین دو تکیه‌گاه مفصلی آن‌ها ۲۱۰۰ میلی‌متر بود.

### ۳-۲- خصوصیات مصالح

از میلگرد AII با مقاومت جاری شدن ۳۱۰ مگاپاسکال و کرنش متوسط ۱۵۵۰ میکرون برای میلگردهای طولی و خاموت استفاده شدند. شن مورد استفاده در این آزمایش دارای درصد شکستگی معادل ۴۷ بوده و در محدوده الک نمره ۴ (۴/۷۵ میلی‌متر) تا الک ۰/۵ اینچ (۱۲/۵ میلی‌متر) قرار داشت. ماسه مورد استفاده در این آزمایش نیز در محدوده زیر الک نمره ۴ (۴/۷۵ میلی‌متر) قرار داشت. سیمان مصرفی در این آزمایش از نوع سیمان پرتلند تپ ۲ می‌باشد. الیاف مورد استفاده در این آزمایش از نوع الیاف پلی پروپیلن (PP) است که مشخصات آن در جدول (۲) نشان داده شده است.

طرح اختلاط بتن معمولی و بتن HPRCC استفاده شده در آزمایش در جدول (۳) و (۴) ملاحظه می‌شود. با توجه به وزن مخصوص و چگالی هر یک از مؤلفه‌ها، طرح اختلاط به صورت نسبت حجمی انجام شد و برای هر میزان قابل استفاده است. لازم به ذکر است که به علت مرطوب بودن سنگ‌دانه‌های مصرفی، نسبت آب به سیمان واقعی بیشتر از مقداری است که در این جدول مشاهده می‌شود و اسلامپ بتن حدود ۱۷۰ میلی‌متر اندازه‌گیری گرد. دو نوع طرح اختلاط مصالح HPRCC در این تحقیق به کار رفته که نسبت‌های وزنی اختلاط هر یک به تفکیک در جدول (۴) ارائه شده است که بر مبنای وزن سیمان مصرفی می‌باشد. این نسبت‌های اختلاط بر مبنای نوع سیستم اجرا انتخاب گردیده‌اند. الیاف مصرفی نیز از نوع PP بوده که با نسبت

و خمشی تیرهای بتن مسلح با مصالحی مانند کامپوزیت HPRCC به خصوص به صورت ورق پیش ساخته انجام شده است (Ferrari, ۲۰۱۳, Jeyasehar, ۲۰۱۲). سازه‌های بتن آرمه به دلایل مختلفی مانند تغییر در فلسفه طراحی یا کاهش عمر سازه و یا به دلایل اضمحلال تدریجی محیطی نیاز به تقویت به تکنیک‌های جدید مانند ورق‌های کامپوزیتی بتنی دارند (Obaidat, ۲۰۱۱) و رفتار خمشی HPRCC باعث افزایش شکل‌پذیری تیرهای بتنی می‌گردد (Suwannakarn, ۲۰۰۹) و عملکرد این کامپوزیت برای افزایش دوام سازه‌های بتنی و جلوگیری از خوردگی در محیط‌های کلرایدی و کربناتی بهتر از بتن معمولی است (Miyazato, ۲۰۱۳).

### ۲- نیاز تحقیقاتی

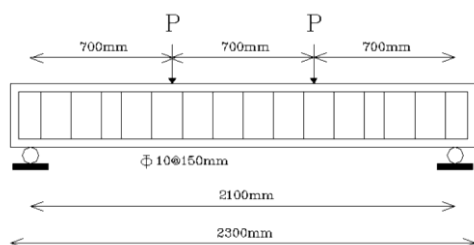
بسیاری از تیرهای بتن مسلح موجود به خصوص در پل‌های بزرگ دارای ضعف‌های مقاومتی و به خصوص عدم شکل‌پذیری کافی هستند و روش‌های مختلفی برای تقویت آن‌ها به کار رفته که هر کدام دارای مزایا و معایبی هستند و استفاده از مصالح کامپوزیت سیمانی الیافی مسلح با عملکرد بالا به صورت لایه‌های نازک، علاوه بر افزایش مناسب ظرفیت، خاصیت مناسبی در تأمین شکل‌پذیری و جذب انرژی دارند، لذا در این مقاله از این مصالح به صورت آزمایشگاهی برای تقویت تیرها استفاده شده است.

### ۳- برنامه آزمایشگاهی

فاصله بین دو نیروی متمرکز از هم برابر با ۷۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. عرض و ارتفاع مقطع این تیرها به ترتیب ۲۰۰ و ۲۵۰ میلی‌متر و ضخامت پوشش آن‌ها نیز حدود ۲۰ میلی‌متر انتخاب گردید و با دو آرماتور فوقانی به قطر ۸ میلی‌متر و سه آرماتور تحتانی به قطر ۱۰ میلی‌متر مسلح شدند. نسبت آرماتور مصرفی در این تیرها ۰/۰۰۷ بود که حدود ۳۱/۵٪ حداکثر نسبت آرماتور (حدود ۰/۰۲۵) در تیرهای بتن مسلح معمولی بود تا با توجه به وجود الیاف در لایه تحتانی که شبیه فولاد مازاد عمل می‌کنند، مقطع به حالت پر فولاد نزدیک نگردد و شکست خمشی حاکم باشد و همچنین با ضعف خمشی تیر تأثیر مقاوم‌سازی مشهود باشد، ضمن این‌که این نسبت آرماتور از نسبت آرماتور حداقل که ۰/۰۰۳۷ می‌باشد نیز بزرگ‌تر بوده و خطر شکست ترد، نمونه‌ها را تهدید نمی‌کرد. در مورد خاموت‌ها نیز، آرماتورهای حداقل برشی از معادله شماره (۱) به دست می‌آید:

$$0.35 \frac{b.s}{f_y} = 26.25 \text{ mm}^2 \quad (1)$$

نمونه‌های استوانه‌ای بتن معمولی و HPFRCC پس از گذشت ۲۸ روز، در جدول (۵) ارائه شده است. میانگین مقاومت فشاری برای نمونه‌های بتنی تیر مرجع و تیرهای HPFRCC I و HPFRCC II به ترتیب برابر با ۲۷/۷ و ۲۴/۸ و ۲۱/۱ مگاپاسکال بودند.



شکل ۱- جزئیات ابعاد و مقطع عرضی تیرهای بتنی مورد آزمایش

حجمی ۱٪ به این مخلوط افزوده شده‌اند. باید توجه داشت که الیاف به آرامی و طی چندین مرحله به مخلوط اضافه شوند تا از پدیده گلوله شدن الیاف جلوگیری به عمل آید. بدین ترتیب که ابتدا کل سیمان و ماسه و ۲۵٪ الیاف با حدود ۲۵٪ آب مخلوط شد و سپس مابقی الیاف که در ۷۵٪ آب باقی‌مانده ریخته شده بود، به تدریج و به صورت مرحله‌ای به ترکیب اضافه گردید تا الیاف به شکل یکنواخت در بافت HPFRCC توزیع شود که در این جدول مشاهده می‌شود. برای تعیین مقاومت فشاری از نمونه‌های استوانه‌ای ۱۵×۳۰ سانتی‌متر و مکعبی ۱۰×۱۰ سانتی‌متر استفاده شده است. وجود الیاف سبب یکپارچگی بیشتر نمونه‌ها شده و جدا کردن بخش‌های تخریب‌شده نمونه به سادگی میسر نیست. به علاوه نمونه بتن معمولی به صورت دوکی‌شکل در آمد، اما نمونه HPFRCC تغییر شکل جانبی شدیدی دارد و کاهش طول آن در امتداد بارگذاری کاملاً قابل‌رویت است. نتایج حاصل از آزمایش مقاومت فشاری بر روی

جدول ۱- نحوه نام‌گذاری و مشخصات تیرهای مورد آزمایش

ردیف	نام نمونه	شرح نمونه	$t_{HPFRCC}$ mm	$f'_c(\text{Concrete})$ MPa	$f'_c(\text{HPFRCC})$ MPa
۱	RC	نمونه بتنی مرجع	۰	۲۷/۷	-
۲	RCH I	مقاوم‌سازی با مصالح HPFRCC I با توری سیمی و شاتکریت	۲۰	۲۷/۷	۲۴/۸
۳	RCHS I	مقاوم‌سازی تیر شیار زده شده با مصالح HPFRCC I با توری سیمی و شاتکریت	۲۰	۲۷/۷	۲۴/۸
۴	RCH II	مقاوم‌سازی با مصالح HPFRCC II با قالب‌بندی	۲۰	۲۷/۷	۲۱/۱
۵	RCHS II	مقاوم‌سازی تیر شیار زده شده با مصالح HPFRCC II با قالب‌بندی	۲۰	۲۷/۷	۲۱/۱

جدول ۵- نتایج آزمایش مقاومت فشاری بتن معمولی و

#### HPFRCC مورد استفاده در این آزمایش

مقاومت فشاری بتن معمولی (MPa)	مقاومت فشاری HPFRCC I (MPa)	مقاومت فشاری HPFRCC II (MPa)
۲۷/۵	۲۵/۸	۲۱/۴
۲۷/۲	۲۴/۱	۲۲/۲
۲۷/۷	۲۴/۶	۲۰/۷
۲۷/۷	۲۴/۸	۲۱/۶
۲۸/۲	۲۶	۱۹/۹
۲۸	۲۴	۲۱
متوسط ۲۷/۷	متوسط ۲۴/۸	متوسط ۲۱/۱

#### ۳-۳- چیدمان و تاریخچه بارگذاری آزمایش

روند مقاوم‌سازی بدین صورت است که در فاز اول دو عدد از تیرها با مصالح HPFRCC I به روش فنس کشی و شاتکریت در قسمت تحتانی تیرها به صورت U شکل و در فاز دوم دو تیر دیگر با مصالح HPFRCC II به روش قالب‌بندی و بتن‌ریزی در قالب‌ها

جدول ۲- مشخصات الیاف پلی‌پروپیلن (PP)

چگالی ( $kg/m^3$ )	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت کششی (MPa)	رنگ	قطر ( $\mu m$ )	طول (mm)
۰/۹۱	۱۰	۸۰۰	سفید	۱۸	۱۲

جدول ۳- نسبت‌های اختلاط مصالح در بتن معمولی

سیمان	شن	ماسه	آب
۱	۱/۶۸	۱/۶۸	۰/۵۲

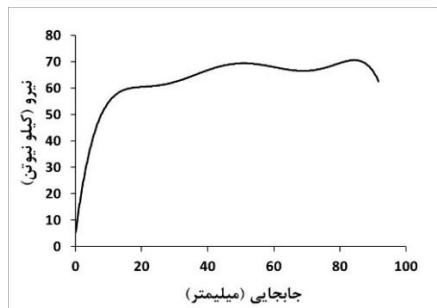
جدول ۴- نسبت‌های حجمی اختلاط مصالح در بتن HPFRCC

شماره طرح	الیاف	سیمان	شن	ماسه	آب
I	۱٪ حجمی	۱	-	۱	۰/۵
II	۱٪ حجمی	۱	-	۱	۰/۶

این تیر به ترتیب در شکل‌های (۴) و (۵) نشان داده شده است. تیر RCH I که با یک لایه HPRCC I به ضخامت ۲۰ میلی‌متر در قسمت پایین آن به صورت U شکل تحت سیستم اجرای طور سیمی و شاتکریت مقاوم‌سازی شده است، تحت آزمایش قرار گرفت. اولین ترک خوردگی تحت نیروی ۲۳ کیلونیوتن و تغییرشکل ۰/۸۳ میلی‌متر اتفاق و آرماتورهای کششی در نیروی ۵۵/۳ کیلونیوتن و تغییر شکل ۵/۱ میلی‌متر جاری می‌شوند و در نهایت تیر دارای نیروی ۷۱/۳۳ کیلونیوتن و تغییر مکان ۷۲/۴ میلی‌متر گردیده است.



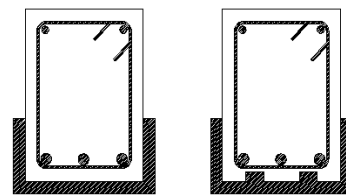
شکل ۴- الگوی انهدام تیر RC



شکل ۵- منحنی نیرو- تغییر مکان تیر RC

شکستگی در جوش یکی از تکیه‌گاه‌ها و خروج تیر از تقارن مانع از تکمیل فرایند آزمایش شده لذا حصول تغییر مکان حداکثر میسر نگردید. منحنی نیرو- تغییر مکان وسط دهانه تیر در شکل (۶) نشان داده شده است. تیر RCH II که دارای یک لایه HPRCC II به ضخامت ۲۰ میلی‌متر در قسمت پایین آن به صورت U شکل تحت سیستم اجرای قالب‌بندی مقاوم‌سازی شده است، تحت آزمایش قرار گرفت. اولین ترک خوردگی تحت نیروی ۲۷ کیلونیوتن و تغییر شکل ۱/۸۶ میلی‌متر اتفاق و آرماتورهای کششی در نیروی ۵۷/۵ کیلونیوتن و تغییر شکل ۵/۱۸ میلی‌متر تسلیم می‌شوند. ترک‌های برشی در هر دو بخش کششی و فشاری بتن امتداد داشته و بتن نیز در بخش فشاری بین دو بار متمرکز و نیز محل اعمال این نیروهای متمرکز خرد می‌گردد. در نهایت تیر دارای نیروی ۸۰/۷ کیلونیوتن و تغییر مکان حداکثر ۱۵۴/۷۴ میلی‌متر می‌شود.

در قسمت تحتانی تیرها به صورت U شکل اجرا می‌شوند. در هر یک از دو فاز مذکور سطح تحتانی یکی از دو تیر به صورت زیر دار و تیر دیگر شیاردار می‌باشد. شکل (۲) مقطع تیرهای مقاوم- سازی شده را نشان می‌دهد. نحوه انجام آزمایش تیر دو سر ساده و نحوه چیدمان ابزار اندازه‌گیری مانند بارسنج، تغییر مکان‌سنج، جک اعمالی و نقاط بارگذاری و تکیه‌گاه‌ها در شکل (۳) نشان داده شده‌اند. ضمناً بر روی میلگردهای تحتانی کششی و فوقانی فشاری و تعدادی از خاموت‌ها، کرنش‌سنج ۱ و ۲ سانتی‌متری نصب گردیدند تا میزان تغییرات کرنش متناسب با افزایش نیرو را در همه نمونه‌ها نشان دهد.

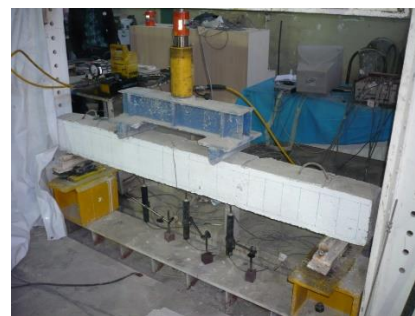


(ب)

(الف)

شکل ۲- شمای کلی مقطع تیرهای مقاوم‌سازی شده:

(الف) با شیار، (ب) بدون شیار



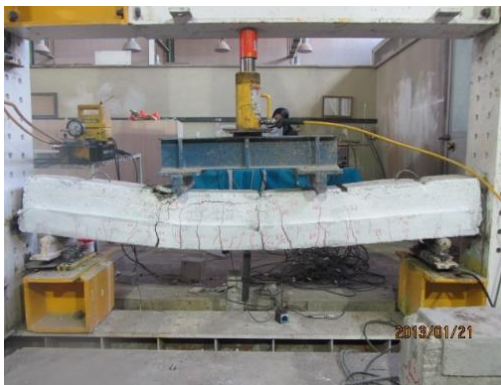
شکل ۳- نحوه بارگذاری تیرهای بتنی

#### ۴- مشاهدات و نتایج و رفتار کلی نمونه‌ها

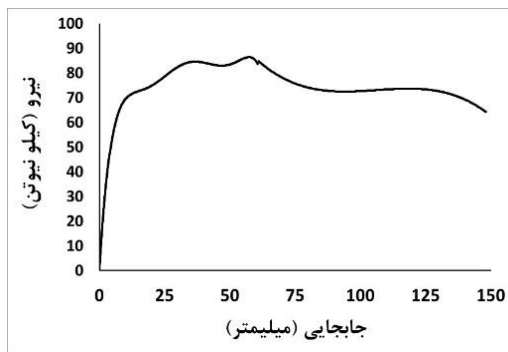
ابتدا تیر مرجع RC مورد آزمایش قرار گرفت و نیروی قائم در دونقطه جداگانه اعمال شد و اولین ترک خوردگی در نیروی حدود ۱۵ کیلونیوتن و تغییر شکل ۱/۷۷ میلی‌متر و تسلیم آرماتورهای کششی تیر در نیروی حدود ۴۹ کیلونیوتن و تغییرشکل ۴/۶۱ میلی‌متر در وسط دهانه اتفاق افتادند. ترک خوردگی‌ها نیز با ترک‌های کششی در وسط دهانه شروع و به تدریج گسترش یافته و به سمت تکیه‌گاه‌ها حرکت می‌کند و عرض آن‌ها نیز زیاد می‌شود و ترک‌های برشی در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها ظاهر می‌گردند. با افزایش مقدار نیرو، بخش فشاری تیر نیز در قسمت بالایی آن و در بین نیروهای وارده منهدم می‌شود و در نهایت تیر RC دارای نیروی ۷۰ کیلونیوتن و تغییر مکان حداکثر ۹۱/۷۴ میلی‌متر گردید. الگوی ترک خوردگی تیر RC در هنگام انهدام و منحنی نیرو- تغییر مکان وسط دهانه

در نهایت تیر دارای نیروی ۹۱/۳ کیلونیوتن و تغییر مکان حداکثر ۱۴۹/۵۶ میلی‌متر گردیده است. پل زدن الیاف در محل ترک‌های کششی از دیگر مشاهدات جالب‌توجه در این آزمایش می‌باشد. الگوی ترک‌خوردگی تیر در لحظه انهدام که نسبت تیرهای قبلی دارای ترک‌های بیشتری می‌باشد و منحنی نیرو-تغییر مکان وسط دهانه این تیر در شکل‌های (۹) و (۱۰) نشان داده شده است.

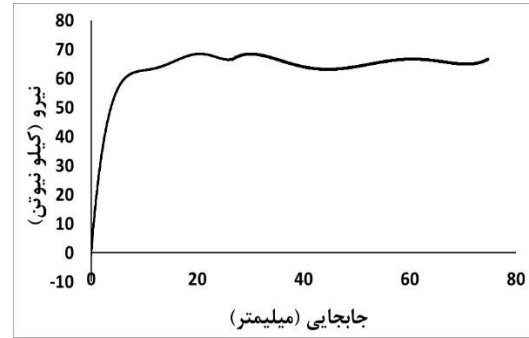
تیر RCHS I که دارای یک لایه HPFRCC به ضخامت ۲۰ میلی‌متر در قسمت پایین آن می‌باشد تحت آزمایش قرار گرفت. اولین ترک‌خوردگی تحت نیروی حدود ۲۸ کیلونیوتن و تغییر شکل ۱/۹۶ میلی‌متر در وسط دهانه اتفاق افتاد و جاری شدن آرماتورهای کششی در نیروی ۴۸/۸ کیلونیوتن و تغییر شکل ۴/۷۲ میلی‌متر رخ داد. ترک‌خوردگی‌ها نیز با ترک‌های کششی در وسط دهانه شروع می‌شود و به تدریج گسترش یافته و عرض آن‌ها نیز زیاد می‌شود و پل زدن الیاف در محل ترک‌های کششی مشاهده شد و در نهایت تیر به نیروی حداکثر ۸۱ کیلونیوتن و تغییر مکان حداکثر ۱۳۷ میلی‌متر می‌رسد. الگوی ترک‌خوردگی تیر در لحظه انهدام و منحنی نیرو-تغییر مکان وسط دهانه این تیر در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) نشان داده شده است.



شکل ۹- الگوی انهدام تیر RCHS II



شکل ۱۰- منحنی نیرو-تغییر مکان تیر RCHS II

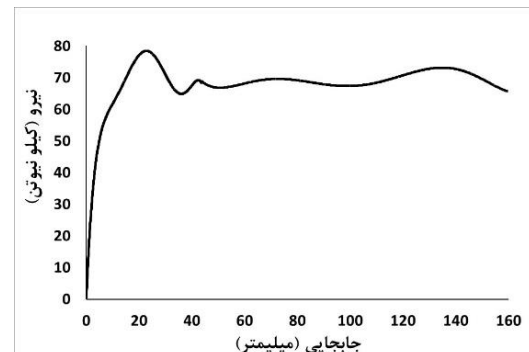


شکل ۶- منحنی نیرو-تغییر مکان تیر RCH I

الگوی ترک‌خوردگی تیر در لحظه انهدام و منحنی نیرو-تغییر مکان وسط دهانه آن در شکل‌های (۷) و (۸) نشان داده شده است. تیر RCHS II که با یک لایه HPFRCC II به ضخامت ۲۰ میلی‌متر در قسمت پایین آن به صورت U شکل تحت سیستم اجرای شیپارزنی و قالب‌بندی مقاوم‌سازی شده است، تحت آزمایش قرار گرفت. اولین ترک‌خوردگی در نیروی حدود ۳۱ کیلونیوتن و تغییر شکل ۱/۹۲ میلی‌متر در وسط دهانه و پائین تیر اتفاق افتاد و تسلیم آرماتورهای کششی در نیروی حدود ۵۶ کیلونیوتن و تغییر شکل ۴/۵۸ میلی‌متر رخ داد. ترک‌خوردگی‌ها نیز با ترک‌های کششی در وسط دهانه شروع می‌شود و به تدریج عمق و عرض آن‌ها گسترش می‌یابد.



شکل ۷- الگوی انهدام تیر RCH II



شکل ۸- منحنی نیرو-تغییر مکان تیر RCH II

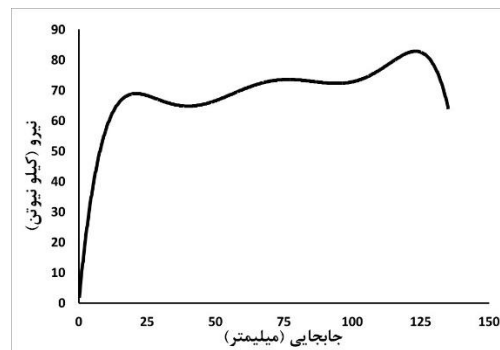
مکان در مرحله دوم تغییر می‌کند به‌دست می‌آیند. مقادیر تغییر مکان‌های ترک‌خوردگی  $\Delta_{cr}$  و جاری‌شدن  $\Delta_y$  نیز متناسب با همین نقاط به‌دست می‌آید. مقادیر بار نهایی  $P_u$  و درنهایت تغییر مکان نهایی لحظه شکست  $\Delta_u$  نیز از روی منحنی قابل ثبت می‌باشند. مقایسه منحنی‌های بار-تغییر مکان نمونه‌ها در شکل (۱۳) داده شده است، تفاوت در خصوص متغیر تغییر شکل نهایی تیرهای مقاوم‌سازی شده به‌وضوح قابل‌رؤیت است. در بخش خطی اولیه نیز همان‌گونه که انتظار می‌رود، این رفتار بسیار به هم نزدیک بوده و اختلاف آن‌ها بسیار اندک می‌باشد. نیروهای ترک‌خوردگی، تسلیم و نهایی در کلیه تیرها و همچنین میزان افزایش بارهای مذکور در نمونه‌های مقاوم‌سازی شده نسبت به نمونه مرجع در جدول (۷) قابل‌ملاحظه می‌باشد. بار و تغییر مکان متناظر جاری شدن از قرائت‌های کرنش‌سنج‌ها استفاده شده است و با توجه به مشخصات اولیه میلگردها، می‌توان بار و تغییر مکان متناظر به‌دست آیند.

#### ۵-۱- تأثیر روش‌های مقاوم‌سازی بر نیروهای حاصله

به‌طورکلی باعث افزایش نیروی اولین ترک‌خوردگی می‌گردد. بدیهی میزان نسبت افزایش نیروهای ترک‌خوردگی ناشی از مقاوم‌سازی با لایه HPFRCC در جدول (۷) نشان داده شده است. در کلیه نمونه‌ها مقاوم‌سازی است این موضوع به دلیل افزایش مقاومت کششی بتن ناشی از HPFRCC در ناحیه کششی تیر قابل توجیه می‌باشد.



شکل ۱۱- الگوی انهدام تیر RCHS I



شکل ۱۲- منحنی نیرو- تغییر مکان تیر RCHS I

#### ۵- نتایج و بحث

در این بخش مقادیر اولیه کلیه نمونه‌ها در جدول (۶) نشان داده شده است. مقدار بار ترک‌خوردگی  $P_{cr}$  در لحظه‌ای است که شیب منحنی بار-تغییر مکان در مرحله اول تغییر می‌کند و بار جاری شدن  $P_y$  نیز در لحظه‌ای که شیب منحنی بار-تغییر

جدول ۶- نتایج و مشاهدات اولیه نمونه‌ها

شماره نمونه	نام نمونه	شرح نمونه	$P_{cr}$ (kN)	$\Delta_{cr}$ (mm)	$P_y$ (kN)	$\Delta_y$ (mm)	$P_u$ (kN)	$\Delta_u$ (mm)
۱	RC	نمونه بتنی مرجع	۱۵	۱/۷۷	۴۹	۴/۶۱	۷۰	۹۱/۷۴
۲	RCH I	مقاوم‌سازی با مصالح HPFRCC I با طوری سیمی و شاتکریت	۲۳	۰/۸۳	۵۵/۳	۵/۱	۷۱/۳۳	۷۲/۴
۳	RCHS I	مقاوم‌سازی تیر شیار زده شده با مصالح HPFRCC I با طوری سیمی و شاتکریت	۲۸	۱/۹۶	۴۸/۸	۴/۷۲	۸۱	۱۳۷
۴	RCH II	مقاوم‌سازی با مصالح HPFRCC II با قالب‌بندی	۲۷	۱/۸۶	۵۷/۵	۵/۱۸	۸۰/۷	۱۵۴/۷
۵	RCHS II	مقاوم‌سازی تیر شیار زده شده با مصالح HPFRCC II با قالب‌بندی	۳۱	۱/۹۲	۵۶	۴/۵۸	۹۱/۳	۱۴۹/۶



جدول ۷- نیروهای نمونه‌ها در تیرهای متفاوت تقویت شده

نام تیر	$P_{cr}$ (kN)	$P_y$ (kN)	$P_u$ (kN)	$\frac{P_{cr}}{P_{cr}(RC)}$	$\frac{P_y}{P_y(RC)}$	$\frac{P_u}{P_u(RC)}$
RC	۱۵	۴۹	۷۰	۱	۱	۱
RCH I	۲۳	۵۵/۳	۷۱/۳۳	۱/۵۳	۱/۱۳	۱/۰۲
RCH II	۲۷	۵۷/۵	۸۰/۷	۱/۸	۱/۱۷	۱/۱۵
RCHS II	۳۱	۵۶	۹۱/۳	۲/۰۷	۱/۱۴	۱/۳
RCHS I	۲۸	۴۸/۸	۸۱	۱/۸۷	۱	۱/۱۶

### ۵-۲- مقادیر کرنش میلگردها

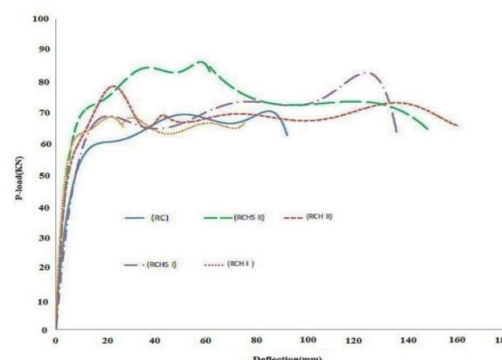
مقادیر کرنش‌های کششی و فشاری در تیرهای بتنی در جداول (۸) و (۹) ارائه شده است. با وجود این که لنگر در فاصله بین دو نیروی متمرکز ثابت است، اما در هر پنج تیر، حداکثر کرنش در آرماتورهایی رخ داده که به محل اعمال بار قائم نزدیک‌ترند. البته باید توجه داشت که این موضوع به فاصله بین دو نیروی متمرکز هم بستگی دارد. در این نمونه‌ها که فاصله بین نیروها ۷۰۰ میلی‌متر است، چنین روندی مشاهده می‌شود. در خصوص تیرهای دیگر و فاصله نیروهای متمرکز مختلف، به کارهای تحلیلی و آزمایشگاهی بیشتری نیاز می‌باشد. ضمناً مقادیر کرنش آرماتورها در تیرهای مقاوم‌سازی شده با HPRFRC نسبت به تیر مرجع RC بیشتر است. این امر ناشی از این است که الیاف در تیرهای مقاوم‌سازی شده سبب حفظ یکپارچگی آن می‌گردد تغییرشکل‌های بزرگ‌تری را تحمل می‌کند و آرماتورها نیز کرنش‌های بزرگ‌تری را تجربه می‌کنند.

### جدول ۸- کرنش‌های جاری شدن و نهایی آرماتورهای کششی

نمونه	کرنش متوسط فشاری میلگرد ( $\times 10^{-6}$ )	کرنش فشاری بتن در تسلیم میلگرد کششی ( $\times 10^{-6}$ )
RC	۱۴۵۴/۵	۶۳۸۰/۵
RCH I	۱۴۸۵	۲۶۱۲
RCHS I	۱۶۰۵	۹۱۲۵/۵
RCH II	۱۵۴۳	۹۰۲۸
RCHS II	۱۵۹۶	۱۰۴۲۷

### جدول ۹- کرنش‌های فشاری میلگرد و بتن در لحظه تسلیم

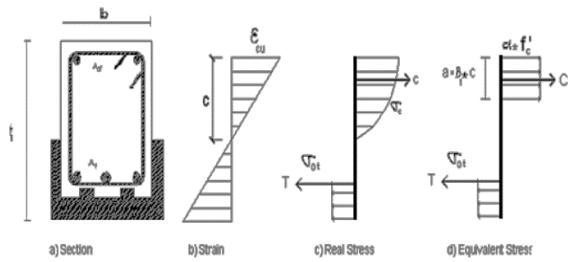
نمونه	کرنش متوسط فشاری میلگرد ( $\times 10^{-6}$ )	کرنش فشاری بتن در تسلیم میلگرد کششی ( $\times 10^{-6}$ )
RC	۲۲۲	۴۸۶
RCH I	۲۶۲	۴۸۲
RCHS I	۲۷۵	۵۵۳/۷
RCH II	۲۹۴	۰/۴
RCHS II	۳۰۱	۵۸۵/۸



شکل ۱۳- مقایسه منحنی‌های آزمایشگاهی نیرو- تغییر مکان وسط دهانه تیرهای مورد بررسی

میزان افزایش نیروی ترک‌خوردگی در این پژوهش از ۵۳ تا ۱۰۷ درصد می‌باشد. نیروی ترک‌خوردگی در تیرهای دارای شیار به‌طور محسوسی بیشتر از تیرهای فاقد شیار می‌باشد. علت این موضوع را می‌توان در کاهش تدریجی مقاومت کششی بتن ناحیه کششی تیر دانست به‌گونه‌ای که در تیرهای فاقد شیار این کاهش به‌صورت دفعی و در فاصله دو سانتی‌متر از تار انتهایی تیر اتفاق می‌افتد. نیروی ترک‌خوردگی در تیرهای مقاوم‌سازی شده تحت شیوه اجرای قالب‌بندی، تا ۲۶ درصد بیش از تیرهای مقاوم‌سازی شده تحت شیوه اجرای طور سیمی و شاتکریت می‌باشد. علت این موضوع را می‌توان همگرایی بهتر بتن مورد کاربری جهت مقاوم‌سازی در ناحیه کششی تیرها تحت سیستم اجرا دانست. بر اساس داده‌های جدول (۷)، نیروی جاری شدن آرماتورهای کششی، به‌واسطه مقاوم‌سازی به‌طور کلی افزایش می‌یابد، میزان این افزایش حداکثر ۱۷ درصد می‌باشد. عیناً این مطلب در مورد تغییر مکان جاری‌شدگی نیز صادق می‌باشد لکن میزان این افزایش در رنجی محدود، حداکثر ۱۲ درصد می‌باشد، جالب این- که میزان افزایش تغییر مکان جاری‌شدگی صرفاً در تیرهای فاقد شیار محسوس می‌باشد. همچنین سیستم اجرای قالب‌بندی منجر به رشد بیشتری در نیروی جاری شدن آرماتورهای کششی نسبت به سیستم اجرای طور سیمی و شاتکریت می‌گردد. ضمناً، نیروی نهایی نمونه‌ها نسبت به نمونه مرجع بین ۱۵ تا ۳۰ درصد افزایش می‌یابد. بیشترین افزایش در نمونه شیارزده شده و مقاوم-سازی شده تحت سیستم اجرای قالب‌بندی با درصد افزایش ۳۰ نسبت به تیر مرجع می‌باشد.





شکل ۱۴- توزیع تنش و کرنش در ارتفاع یک مقطع بتن مسلح با لایه HPRC کششی

در جدول (۱۱) مقادیر ظرفیت خمشی آزمایشگاهی و ظرفیت خمشی تئوری محاسبه شده از معادله (۲) نشان داده شده و با یکدیگر مقایسه شده است. با توجه به جدول (۱۱) در نمونه‌های دارای شیار به‌طور متوسط ۲۴ درصد افزایش ظرفیت خمشی و در نمونه‌های فاقد شیار به‌طور متوسط ۹ درصد افزایش ظرفیت خمشی حاصل می‌گردد.

#### ۵-۵- میزان جذب انرژی نمونه‌ها

میزان جذب انرژی هر نمونه برابر سطح زیر منحنی تا نقطه شکست نمونه می‌باشد که قدرت استهلاک انرژی توسط هر نمونه را نشان می‌دهد. جدول (۱۲) درصد تغییر در میزان انرژی جذب شده نمونه‌ها ناشی از مقاومت‌سازی را نشان می‌دهد. از ملاحظه جدول (۱۲)، افزایش جذب انرژی نمونه‌های مقاوم‌سازی شده در قیاس با نمونه مرجع به‌وضوح قابل دریافت است تا آنجا که میزان این افزایش در برخی نمونه‌ها تا حدود دو برابر انرژی نمونه مرجع می‌باشد.

جدول ۱۱- مقایسه ظرفیت خمشی تئوری و آزمایشگاهی

نمونه‌ها				
نمونه	$M_{exp}/M_r$	$M_r$	$\frac{M_{exp}}{M_{exp}(RC)}$	$\frac{M_r}{M_r(RC)}$
RC	۱/۰۷	۲/۴۳	۱	۲/۵۹
RCH I	۱/۰۳	۲/۵۷	۱/۰۶	۲/۶۴
RCH II	۱/۰۴	۲/۸۷	۱/۱۸	۲/۹۸
RCHS II	۱/۱۱	۳/۰۴	۱/۲۵	۳/۳۸
RCHS I	۱/۰۴	۲/۸۸	۱/۱۹	۳

جدول ۱۲- میزان جذب انرژی نمونه‌ها

نمونه		میزان انرژی = W (سطح زیر منحنی) kN-mm
W	W(RC)	
RC	۵۹۶۰	۱
RCH I	۴۸۸۷/۵	۰/۸۲
RCHS I	۹۶۵۸	۱/۶۲
RCH II	۱۰۷۷۶	۱/۸۱
RCHS II	۱۱۳۷۴	۱/۹۱

#### ۵-۳- شکل پذیری نمونه‌ها

شکل‌پذیری خمشی به‌صورت نسبت تغییر مکان جاری شدن به تغییر مکان نهایی تعریف می‌گردد و چنانچه میزان افت بار بیش از ۱۵ درصد بار نهایی باشد، مقدار تغییر مکان نهایی در بار متناظر ۸۵٪ بار نهایی در نظر گرفته می‌شود. این عدد با توجه به وضعیت بتن فشاری از نظر میزان خردشدگی و کنده شدن بتن تعیین می‌شود و هر چه بتن از یکپارچگی و استحکام بیشتری برخوردار باشد، می‌توان از افت‌های بزرگ‌تری برای این منظور استفاده نمود. جدول (۱۰) مقادیر محاسبه‌شده شکل‌پذیری و میزان درصدهای افزایش را نشان می‌دهد. از مشاهده جدول افزایش شکل‌پذیری نمونه‌های مقاوم‌سازی شده به میزان حداکثری ۶۴ درصد، قابل برداشت می‌باشد.

جدول ۱۰- شکل‌پذیری تیرها

نمونه	$A_y$ (mm)	$A_u$ (mm)	$\mu = \frac{A_u}{A_y}$	$\frac{\mu}{\mu(RC)}$
RC	۴/۶۱	۹۱/۷۴	۱۹/۹	۱
RCH I	۵/۱	۷۲/۴	۱۴/۲	۰/۷۱
RCH II	۵/۱۸	۱۵۴/۷۴	۲۹/۸۷	۱/۵
RCHS II	۴/۵۸	۱۴۹/۵۶	۳۲/۶۶	۱/۶۴
RCHS I	۴/۷۲	۱۳۷	۲۹/۰۳	۱/۴۶

#### ۵-۴- ظرفیت خمشی تیرها

توزیع تنش و کرنش در ارتفاع یک مقطع بتن مسلح با لایه HPRC کششی تحت خمش به‌صورت تئوری در شکل (۱۴) نشان داده شده است. توزیع کرنش در ارتفاع، خطی در نظر گرفته می‌شود. همان‌گونه که در شکل (۱۴) نشان داده شده، عمق بلوک تنش فشاری معادل  $(a = \beta_1 c)$  و لنگر مقاوم یک مقطع بتن مسلح با لایه HPRC کششی  $(M_r)$  تحت خمش از معادله (۲) محاسبه می‌شود. مقدار ارتفاع تار خنثی برابر C می‌باشد.

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow 0.85.f'_c.ab + A'_s.f_y - A_s.f_y - \sigma_{0t}.bt_{HPFRCC} = 0$$

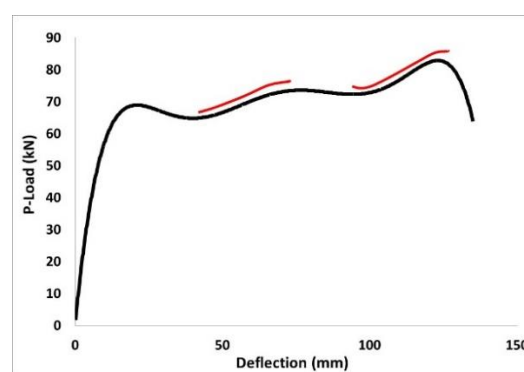
$$a = \frac{(A_s - A'_s).f_y + \sigma_{0t}.bt_{HPFRCC}}{0.85.f'_c.b} = \beta_1.c$$

$$M_r = 0.85.f'_c.ab \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s.f_y(d - d') - \sigma_{0t}.bt_{HPFRCC} \left[ \frac{t_{HPFRCC}}{2} - (t - d) \right] \quad (2)$$

همان‌گونه که در این مجموعه معادلات مشخص است، استفاده از HPRC در بخش پایینی تیر بتن مسلح معمولی سبب افزایش عمق بلوک تنش فشاری معادل  $a$  شده که این افزایش نیز به نوبه خود سبب افزایش لنگر مقاوم مقطع می‌گردد. باید توجه داشت که در این حالت اثر افزایشی پارامتر  $a$  از اثر کاهش عبارت قسمت سوم فرمول مقاومت خمشی بیشتر است.

### ۵-۶- بررسی پدیده سخت‌شوندگی رفتار نمونه‌ها

با توجه به منحنی‌های حاصله، اثر پدیده سخت‌شوندگی ناشی از پل زدن الیاف‌ها دیده می‌شود. شکل (۱۵) اثر این پدیده را در نمونه‌های شیاردار RCHSI و RCHSII نشان می‌دهد. تغییر شیب بین نقطه جاری شدن اولیه و نقطه بار نهایی نشان از بروز سخت‌شوندگی در تیر به دلیل وجود الیاف می‌باشد. با توجه به شکل (۱۵) دو مرحله پدیده سخت‌شوندگی در نمونه مشاهده می‌شود که اثر شیار، تأثیر اصلی بر این پدیده دارد. همچنین از توجه به مباحث انرژی و سخت‌شوندگی این نکته قابل دریافت است که هر نمونه‌ای که رفتار سخت‌شونده بیشتری دارا می‌باشد، جذب انرژی آن نیز بالاتر است.



شکل ۱۵- پدیده سخت‌شوندگی

### ۶- نتیجه‌گیری

بر اساس مشاهدات رفتاری و نتایج حاصله از انجام آزمایش بر روی ۵ نمونه تیر، شامل یک نمونه مرجع استاندارد بتن معمولی و ۴ نمونه تیر تقویت‌شده با HPFRCC، نتایج زیر حاصل می‌شود:

- چگونگی انهدام نمونه‌های مکعبی بتنی و HPFRCC نشان می‌دهد که وجود الیاف سبب یکپارچگی بیشتر نمونه HPFRCC شده و جدا کردن بخش‌های تخریب‌شده نمونه به‌سادگی میسر نیست. نمونه بتنی به‌صورت دوکی شکل در آمده و کاهش طول آن به‌سادگی دیده نمی‌شود. اما نمونه HPFRCC متورم شده و کاهش طول آن کاملاً قابل‌رؤیت است.

- در تیر بتنی مرجع RC، ترک‌ها با نرم‌شوندگی منحنی تنش-کرنش کششی همراه شده و ظرفیت باربری سازه با افزایش ترک‌ها کاهش می‌یابد. لذا تکبیه بر آرماتور برای حفظ سازه ضروری است. اما در تیرهای با لایه تحتانی HPFRCC میکروتکرک‌ها باعث ورود مصالح به مرحله سخت‌شوندگی شده و ظرفیت باربری بالا می‌رود.

- در تیر بتن مسلح مرجع RC، جاری‌شدن فولاد در نقاطی متمرکز می‌شود که آرماتور ترک‌های بتن را قطع کند و

به‌خاطر عدم تطابق تغییر شکل بین بتن و فولاد، انهدام ایجاد می‌شود. درحالی‌که در تیرهای مقاوم‌سازی شده با HPFRCC، جاری‌شدن فولاد در طول و سطح بزرگ‌تری اتفاق می‌افتد و از فولاد استفاده مؤثرتری به‌عمل می‌آید.

- بیشترین شکل‌پذیری در تیر مقاوم‌سازی شده با مصالح HPFRCC II (نمونه RCHS II)، با ۶۴ درصد افزایش نسبت به نمونه مرجع، اتفاق می‌افتد که ناشی از کرنش کششی نهایی بالاتر این مصالح توانمند نسبت به بتن معمولی و مطلوبیت سیستم اجرا می‌باشد. افزایش شکل‌پذیری در تیرهای دارای شیار بیش از تیرهای فاقد شیار می‌باشد.

- با افزایش آرماتور کششی، ضریب شکل‌پذیری تیرها کاهش می‌یابد، لذا با افزایش آرماتور کششی تیرها (قبل از مقاومت‌سازی)، اثربخشی تقویت به روش این تحقیق کاهش می‌یابد. از همین نکته می‌توان استنباط نمود، با افزایش مقاومت کششی HPFRCC، ضریب شکل‌پذیری تیرها کاهش می‌یابد، چراکه مقاومت کششی بیشتر HPFRCC همانند آرماتور مازاد عمل می‌نماید و سبب کاهش ضریب شکل‌پذیری می‌گردد.

- به سبب رفتار سخت‌شوندگی کرنش HPFRCC، عمق تار خنثی مقطع و در نتیجه متغیر  $(a)$  و به تبع آن لنگر مقاوم تیر مقاوم‌سازی شده با HPFRCC نسبت به تیر بتن معمولی RC افزایش می‌یابد. اما مقادیر محاسباتی و آزمایشگاهی در خصوص تیرهای بتن مسلح معمولی حدود ۴۱٪ و در خصوص تیرهای مقاوم‌سازی شده با HPFRCC حدود ۲۶٪ با یکدیگر اختلاف دارند. قسمت عمده این اختلاف در تیرهای بتن مسلح ناشی از نادیده گرفته شدن بتن کششی و در نظر گرفتن تنش تسلیم آرماتورها به عنوان مقاومت نهایی آن‌ها می‌باشد. درحالی‌که در واقعیت بتن کششی وجود دارد و آرماتورها نیز تا مقاومت نهایی خود که ۱/۵ برابر تنش تسلیم است، قابلیت تحمل نیرو دارند. اما در تیرهای مقاوم‌سازی شده با HPFRCC که از بخش کششی آن صرف‌نظر نمی‌شود، این اختلاف کم‌تر شده است.

### ۷- مراجع

- Abbaszadeh MA, Sharbatdar MK, Kheyroddin A, "Performance of Two-way RC Slabs Retrofitted by Different Configurations of High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composite Strips", The Open Civil Engineering Journal, 11, 650-663, 2017.
- Al.Chaar Gh K, Lamb GE, "Design of Fiber-Reinforced Polymer Materials for Seismic Rehabilitation of Infilled Concrete Structures", US Army Corps of Engineering, 2002.
- Alwan J, Naaman AE, "New formulation for the elastic modulus of fiber reinforced quasi brittle matrices", ASCE Journal of Engineering Mechanics, 120 (11),

- Mishra D, Li VC, "Performance of ductile plastic hinge designed with ECC", UMCEE Rep. No. 9506, University of Michigan, 1995.
- Miyazato Sh, Hiraiishi Y, "Durability against Steel Corrosion of HPFRCC with Bending Cracks", Journal of Advanced Concrete Technology, 2013, 11 (4), 135.
- Naaman AE, Reinhardt HW, "Setting the stage: toward performance-based classification of FRC composites", In High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC-4), Proc. of the 4<sup>th</sup> Int'l RILEM Workshop, A.E. Naaman and H.W. Reinhardt, 2003.
- Naaman AE, Reinhardt HW, "High performance fiber reinforced cement composites", HPFRCC- 4, International RILEM Report. Materials and Structures, 2004, 36, 710-712.
- Naaman AE, Reinhardt HW, "Proposed classification of FRC composites based on their tensile response", Proceeding of symposium honoring S. Mindess, N. Banthia, Editor, University of British Columbia, Canada, 2005.
- Naaman AE, "Rotation capacity of high performance fiber reinforced cement composite beams", CONSEC 07, 2007.
- Obaidat YT, Heyden S, Dahlblom O, Abu-Farsakh G, Abdel-Jawad Y, "Retrofitting of reinforced concrete beams using composite laminates", Construction and Building Material, 2011, 25 (2), 591-7.
- Parra-Montesinos GJ, Peterfreund SW, Chao SH, "Highly damage-tolerant beam-column joints through use of high-performance fiber-reinforced cement composites", ACI Structural Journal, 2005, 102 (3), 487-495.
- Parra-Montesinos G, "Proposed addition to ACI Code 318-05 on shear design provisions for fiber reinforced concrete members", 2006.
- Ferreira D, Bairán J, Marí A, "Numerical simulation of shear-strengthened RC beams", Engineering Structure, 2013, 46, 359-374.
- Stang H, Li VC, "Classification of fiber reinforced cementitious materials for structural applications", in Fiber-Reinforced Concretes, Proc, BEFIB 2004, Ed. M.di Prisco, R. Felicetti and G.A. Plizzari, 2004, 197-218.
- Suwannakarn SW, "Post-cracking characteristics of high performance fiber reinforced cementitious composites", PhD Dissertation, Michigan University, 2009.
- Suwannakarn SW, Post-cracking characteristics of high performance fiber reinforced cementitious composites: PhD Thesis, University of Michigan, 2009.
- Vandewalle L, "RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete", Sigma-epsilon-design method- Final Recommendation. Materials and Structures, 2003, 36 (262), 560-567.
- Wang S, "Micromechanics based matrix design for engineered cementitious composites", PhD Thesis, University of Michigan, 2005.
- Yang EH, Yang Y, Li VC, "Use of high volumes of fly ash to improve ECC mechanical properties and material greenness", ACI Materials Journal, 2007, 104 (6): 620-628.
- 2443-2460, 1994.
- Bai JW, "Seismic Retrofit for Reinforced Concrete Building Structures", Consequence- Based Engineering (CEB), Institute Final Report- Texas University- August, 2003.
- Dehghan M, "Experimental and analytical investigation of reinforcement details in couple RC beams cast with HPFRCC", Master Thesis, Semnan University, 1390.
- Ehsani R, Sharbatdar MK, Kheyroddin A, "Ductility and moment redistribution capacity of two-span RC beams, Magazine of Civil Engineering", 90 (6), 104-118, 2019.
- Fallah MM, Sharbatdar MK, Kheyroddin A, "Experimental Strengthening of the Two-way RC Slabs with High Performance Fiber Reinforced Cement Composites Prefabricated sheets", Journal of Rehabilitation in Civil Engineering, 2019, 7 (4), 1-17.
- Ferrari VJ, Hanai JB, De Souza RA, "Flexural strengthening of reinforcement concrete beams using high performance fiber reinforcement cement- based composite (HPFRCC) and carbon fiber reinforced polymers (CFRP)", Construction and Building Materials 2013, 48, 485-498.
- Fischer G, Li VC, "Effect of matrix ductility on deformation behavior of steel reinforced ECC flexural members under reversed cyclic loading conditions", ACI Structural Journal, 2002, 99 (6), 781-790.
- Habel H, Gauvreau P, "Response of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) to impact and static loading", Cement and Concrete Composites, 2008, 30 (10), 938-946.
- Hemmati A, Kheyroddin A, Sharbatdar MK, "Plastic Hinge Rotation Capacity of Reinforced HPFRCC Beams", Journal of Structural Engineering, 2015, 141(2), 04014111.
- Hemmati A, Kheyroddin A, Sharbatdar MK, Park Y, Abolmaali A, "Ductile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames. Constr Build Mater", Construction and Building Materials, 2016, 115, 681-689..
- Jeyasehar AC, Balamuralikrishnan R, "Strengthening of structures by HPFRCC laminates", Asian Journal of Civil Engineering, 2012, 13 (1), 29-42.
- Kanakubo T, Shimizu K, Kanda T, Nagai S, "Evaluation of bending and shear capacities of HPFRCC members toward the structural applications", Proceedings of the Hokkaido University COE Workshop on High Performance Fiber Reinforced Composites for Sustainable Infrastructure System- material modeling, structural design and application, Japan, 2007.
- Krenchel H, Stang H, "Stable microcracking in cementitious materials", In Brittle Matrix Composites 2. A.M. Brandt and J.H. Marshall, eds., 1989, 20-33.
- Liu J, "Rehabilitation of Seismically Deficient Reinforced Concrete Structures-State of the art", University of Alberta; An Interdisciplinary Journal, 2006.
- Li VC, "Engineered cementitious composites (ECC) - material, structural, and durability performance", University of Michigan, Ann Arbor, 2007, MI 48109.
- Majumdar A J, Ryder J R, "Glass fiber reinforcement of cement products", Glass Technol, 1968, 9 (3), 78-84.

## EXTENDED ABSTRACT

# Experimental Strengthening of Deficient RC Beams with Advanced HPFRCC Composite Layers Reinforced with PP Fibers

Mohammad Kazem Sharbatdar\*, Mehdi Ahmadpanahi

Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

Received: 21 March 2018; Accepted: 13 November 2020

---

### Keywords:

Strengthening, Experimental Investigation, Flexural Behavior, Ductility, HPFRCC

---

## 1. Introduction

The old existing structures and design and construction deficiency are the main to concentrated on using high-performance fiber composite HPFRCC for strengthening, Nowadays. Because of increasing demands in the construction industry, it is required to use new materials of high quality in this regard. Therefore based on necessities in our country for having high-performance composite materials such as HPFRCC, these materials are spreadly used as strengthening materials. The main research issues in this regard are composite ingredients and design mixes, stress-strain curves, and material behavior. Even though some structural applications are conducted on HPFRCC material (Alwan, 1994; Naaman, 2005), it is required to perform new experimental and analytical researches on material mixes with different fibers, and percentages and flexural behavior of reinforced concrete specimens strengthened with this material and their durable performance (Hemmati, 2016; Ehsani, 2019). The effect of structural performance and different arrangements of new material layers of this advanced material on five strengthened reinforced concrete beams was experimentally investigated in this paper, and their results were compared to each others.

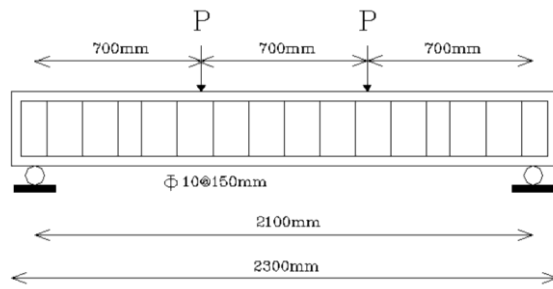
## 2. Experimental study

The beams consisted of one Reference un-strengthened RC beam, and four others strengthened with PP fiber HPFRCC layers with two different materials and two different methods installed in-cast on the bottom face of the RC beam. Two different concrete mixes with 0.5 and 0.6 water to cement ratios were used for retrofitting deficient beams. Propylene fibers PP with 1 percentage volume ratio were added to the mix. The total length, width, and height of beams were 2100, 200, and 250 millimeter with two 8 mm bars at the top and three 10 mm bars at the bottom with a reinforcement ratio of 0.007, which was almost 31.5% of the maximum reinforcement ratio. Therefore flexural failure rather than brittle failure was expected in all beams. The total stirrup used at the end of beams close to supports was higher than the minimum stirrup required based on design code in order to provide flexural dominated failure rather than shear dominated failure. All five specimens were loaded with four point load system under pure bending at the same method in order to investigate flexural capacity. Load cell, LVDT were applied to measure applied load and increasing deflections, and also different strain gauges were instrumented on steel bars to measure strains during applied load and show the yielding point of steel bars. The details of steel bar reinforcement and also general set-up view of experimental tests were shown in Fig. 1.

---

\* Corresponding Author

E-mail addresses: msharbatdar@semnan.ac.ir (Mohammad Kazem Sharbatdar), m\_ahmadpanahi@yahoo.com (Mehdi Ahmadpanahi).



(a)



(b)

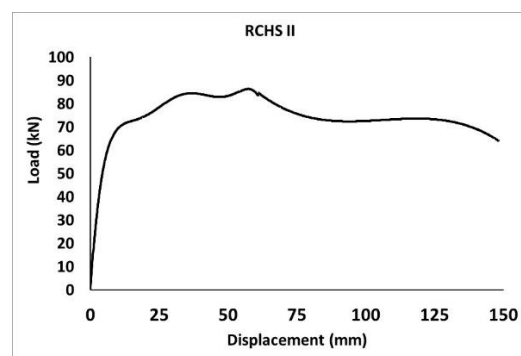
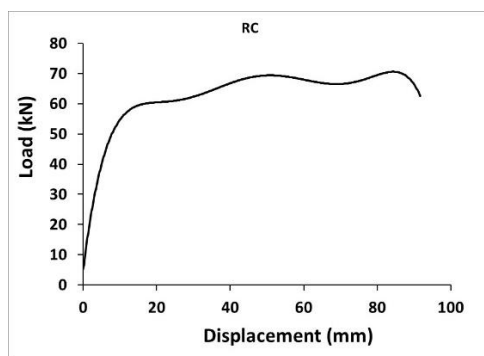
**Fig. 1.** Test details: a) Steel bar arrangement, b) The general test set-up view

### 3. Results and discussion

Different qualities and quantities results were obtained in this research. The results indicated that HPRC layers had a higher effect on ductility than that of flexural capacity and ductility and energy absorption, and other parameters. The maximum increase of yielding and ultimate load capacity of specimens were up to 17 and 31%, respectively, happened at RCHS II specimen with initial grooves and formwork. The cracking load at that specimen was increased up to two times. The maximum increase of ductility of specimens was up to 64 % at the same specimen RCHS II., and also the hardening of this material was observed at the load-displacement curves of strengthened specimens. The maximum experimental to theoretical moment capacity of specimens was 1.14. The increasing ductility of specimens with grooves was more than that of the un-grooved specimen. The test load-displacement curves of some beams are shown in Fig. 2 and all test results are given in Table 1.

**Table 1.** Test Results

Beam	$P_{cr}$ (kN)	$P_y$ (kN)	$P_u$ (kN)	$\frac{P_{cr}}{P_{cr}(RC)}$	$\frac{P_y}{P_y(RC)}$	$\frac{P_u}{P_u(RC)}$
RC	15	49	70	1.00	1.00	1.00
RCH I	23	55.3	71.33	1.53	1.13	1.02
RCH II	27	57.5	80.7	1.80	1.17	1.15
RCHS II	31	56	91.3	2.07	1.14	1.30
RCHS I	28	48.8	81	1.87	1.00	1.16



**Fig. 2.** Load-displacement curves of tested beams

### 4. Conclusions

The effect of structural performance and different arrangements of new material layers of this advanced material on five strengthened reinforced concrete beams was experimentally investigated in this paper and their results were compared to each others. The test results showed that this proposed method could be used and applicable for strengthening the deficient or damaged reinforced concrete beams.

## 5. References

- Alwan J, Naaman A E, "New formulation for the elastic modulus of fiber reinforced quasi brittle matrices", ASCE Journal of Engineering Mechanics, 1994, 120 (11), 2443-2460.
- Ehsani R, Sharbatdar MK, Kheyroddin A, "Ductility and moment redistribution capacity of two-span RC beams, Magazine of Civil Engineering", 2019, 90 (6), 104-118.
- Hemmati A, Kheyroddin A, Sharbatdar MK, Park Y, Abolmaali A, "Ductile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames. Constr Build Mater", 2016, 115, 681-689.
- Naaman AE, Reinhardt HW, "Proposed classification of FRC composites based on their tensile response", Proceeding of symposium honoring S. Mindess, N. Banthia, Editor, University of British Columbia, Canada, 2005.