

# رفتار تیر بتن مسلح مقاوم سازی شده با مصالح HPFRCC

دریافت مقاله: ۱۰-۲۲-۱۳۹۷

پذیرش مقاله: ۱۰-۰۴-۱۳۹۸

علی همتی\*

استادیار، مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه‌ای و بتن توانمند، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران  
پست الکترونیکی: ali.hemmati@semnaniau.ac.ir

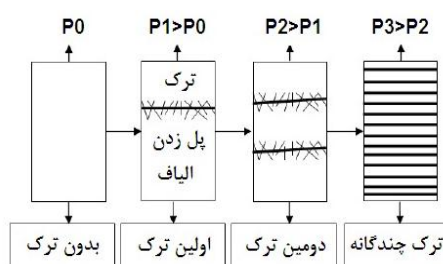
سمیرا عزالدین

کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران  
پست الکترونیکی: s\_ezoddin@yahoo.com

## چکیده

مواد مرکب سیمانی مسلح الیافی توانمند (HPFRCC) مصالحی هستند که به سبب وجود الیاف و ساز و کار پل زدن آنها، دارای رفتار سخت‌شوندگی کرنشی کششی بوده و قابلیت تشکیل ترک‌های چندگانه را دارند. این مصالح توانمند، فاقد مصالح سنگی درشت دانه بوده و الیاف به شکل تصادفی داخل آن توزیع می‌شود. در این مقاله بر مبنای یک کار آزمایشگاهی، از لایه‌های HPFRCC با ضخامت، طول و مقاومت‌های فشاری و کششی مختلف برای مقاوم سازی یک تیر بتن آرمه استفاده گردیده و با استفاده از روش اجزای محدود، تاثیر این متغیرها بر ظرفیت خمشی این تیر، بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که افزایش مقاومت فشاری و کششی لایه‌ی تقویتی HPFRCC تاثیر چندانی بر ظرفیت تیر ندارد. همچنین افزایش ضخامت و طول لایه‌های HPFRCC، بار نهایی و شکل‌پذیری نمونه‌ها را افزایش می‌دهد. شکل‌پذیری نمونه‌ای که به طور کامل از مصالح HPFRCC تشکیل شده است، نسبت به نمونه مرجع بتن مسلح، حدود ۳۹٪ افزایش می‌یابد. واژه‌های کلیدی: مقاوم سازی، تیر بتن مسلح، HPFRCC، شکل‌پذیری، بار نهایی.

مقاوم سازی سازه‌ها و اعضای بتن مسلح از اهمیت بالایی برخوردار است و روش‌های مختلفی برای مقاوم سازی این سازه‌ها ارائه شده است. یکی از این روش‌ها استفاده از مصالح بتنی توانمند برای افزایش ظرفیت لرزه‌ای یا شکل‌پذیری این سازه‌ها می‌باشد. مواد مرکب سیمانی مسلح الیافی توانمند (HPFRCC) یکی از این مصالح است که برای تقویت سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. استفاده از الیاف برای بهبود خواص بتن شامل کنترل ترک و افزایش شکل‌پذیری از مدت‌ها پیش، مورد توجه پژوهشگران بوده و بتن‌های الیافی (FRC) در پروژه‌های مختلف استفاده شده‌اند. این بتن‌ها نیز دارای رفتار کششی شبیه بتن معمولی هستند اما بخش نرم شونده‌ی منحنی تنش کرنش کششی آنها با شیب ملایم‌تری رخ می‌دهد. نامان و رینه‌پارت در سال ۲۰۰۳ مصالحی را معرفی نمودند که جدا از FRC ها طبقه بندی شدند و شامل یک بخش سخت شونده‌ی کرنش در منحنی تنش-کرنش کششی خود بودند و در رده‌ی مصالح توانمند HPFRCC قرار گرفتند. بیشتر اعضای ساخته شده با این مصالح، شامل ملات سیمانی بدون مصالح سنگی درشت دانه هستند و به همین دلیل ملات یا خمیر سیمانی مسلح شده توسط الیاف نام گرفته‌اند [۱]. در مصالح HPFRCC، پس از وقوع اولین ترک، الیاف شروع به پل زدن می‌کنند و از گسترش ترک، جلوگیری می‌شود. با افزایش نیروی کششی، ترک جدیدی در نقطه‌ای دیگر تشکیل می‌شود و این ساز و کار تا تشکیل چندین ترک در محل‌های مختلف نمونه HPFRCC ادامه می‌یابد که منجر به رفتار سخت شونده‌ی کششی می‌گردد در شکل (۱) چگونگی تشکیل ترک‌های چندگانه در مصالح HPFRCC نشان داده شده است. الیاف مصرفی معمولاً با نسبت حجمی ۱ تا ۸ درصد به مجموعه آب، سیمان و ریزدانه‌ها اضافه شده و با استفاده از فوق روان کننده‌ها، مصالح HPFRCC تولید می‌شود. باید توجه داشت که الیاف به آرامی و طی چندین مرحله به مخلوط اضافه گردد تا از پدیده‌ی گلوله شدن الیاف جلوگیری به عمل آید. بدین ترتیب که ابتدا کل سیمان و ماسه و ۲۵ درصد الیاف با حدود ۲۵ درصد آب مخلوط شود و سپس مابقی الیاف در ۷۵ درصد آب باقیمانده ریخته شده و به تدریج و به صورت مرحله‌ای به ترکیب اضافه گردد تا الیاف به شکل یکنواخت در بافت HPFRCC توزیع شود. کرنش کششی نهایی این مصالح توسط پژوهشگران مختلفی مورد بررسی قرار گرفته و به مقادیری از ۱ تا ۸ درصد دست یافته‌اند. در خصوص مقاومت کششی نیز اعداد ۴ تا ۱۲ مگاپاسکال به دست آمده است. کرنش فشاری نهایی HPFRCC نیز بین ۰/۵ تا ۱ درصد اندازه‌گیری شده است [۲، ۳، ۴].



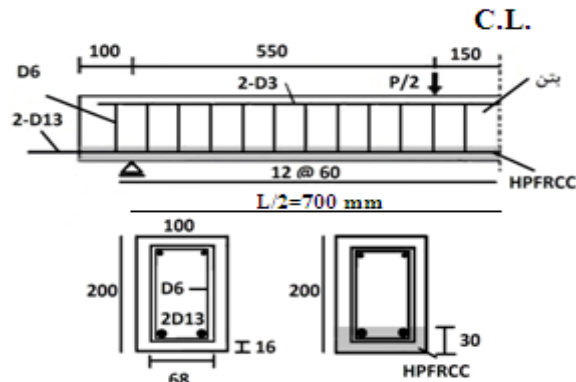
شکل (۱) - تشکیل ترک‌های چندگانه در مصالح HPFRCC [۱]

مقاوم سازی سازه‌های بتن مسلح با مصالح HPFRCC موضوعی است که در سال‌های اخیر مورد توجه زیادی قرار گرفته و نمونه‌ای از این مطالعات در ادامه ارائه می‌گردد. مارتینولا و همکاران در سال ۲۰۰۷ مقاوم سازی دو تیر بتنی با و بدون آرماتور طولی با مصالح HPFRCC به شکل U و مقایسه آن با تیر بتنی مرجع را مطالعه نمودند که منجر به افزایش بار نهایی و کاهش شکل‌پذیری در نمونه‌های مقاوم سازی شده گردید [۵]. کیم و همکاران به مقاوم سازی وجه کششی تیرهای بتن مسلح با لایه‌های HPFRCC و مقایسه با نمونه‌ی مرجع پرداختند که حتی نمونه‌های فاقد خاموت نیز پس از مقاوم سازی، رفتاری شکل‌پذیر داشتند [۶]. یانگ و همکاران در سال ۲۰۱۲ سه تیر شامل یک تیر بتن مسلح و دو تیر تقویت شده با مصالح HPFRCC به ضخامت‌های مختلف در وجه کششی را تحت آزمایش بارگذاری دونقطه‌ای قرار دادند که منجر به افزایش ظرفیت و کاهش عرض ترک در تیرهای مقاوم

سازی شده گردید [۷]. فراری و همکاران در سال ۲۰۱۳ استفاده ترکیبی از CFRP و HPFRCC در مقاوم سازی تیرهای بتن مسلح را مورد آزمایش قرار دادند. در این آزمایش، از مصالح HPFRCC به عنوان یک لایه انتقالی بین بتن و FRP استفاده شد که پدیده جداشدگی بتن و CFRP را کاهش داد [۸]. مارینگونی و همکاران در سال ۲۰۱۴ یک تیر بتن مسلح و سه تیر با مقاوم سازی برشی توسط HPFRCC را مورد آزمایش قرار دادند. کلیه تیرها بدون خاموت بودند که مقاوم سازی با HPFRCC باعث افزایش بار نهایی و شکل پذیری آنها گردید [۹]. چائو و همکاران چهار ستون که در قسمت تحتانی با مصالح HPFRCC مقاوم سازی شده بودند را تحت بارگذاری قرار دادند که نسبت به نمونه کنترل حدود ۵۰٪ افزایش شکل پذیری مشاهده گردید [۱۰]. در همین سال، خرم و شربتدار تقویت خمشی دال‌های ضعیف بتن مسلح با لایه‌های HPFRCC را در دستور کار قرار دادند [۱۱]. اسماعیلی در سال ۲۰۱۵ صفحات مواد مرکب (HCP) را به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار داد که این صفحات از مصالح HPFRCC تشکیل شده و با CFRP به صورت صفحه ای یا به شکل شیارزنی تقویت می‌شدند [۱۲]. همتی و همکاران در سال ۲۰۱۶ رفتار آزمایشگاهی قاب بتن مسلح که در محل اتصالات با مصالح HPFRCC جایگزین شده بود را مطالعه کردند که نتایج حاکی از افزایش شکل پذیری این قاب‌ها بود [۱۳]. خلیل و همکاران مقاوم سازی تحلیلی تیرهای بتن مسلح به عرض ۱۲۰، ارتفاع ۲۰۰ و دهانه ۱۸۰۰ میلی‌متر با مصالح HPFRCC با ضخامت‌های متغیر (۲۰، ۴۰ و ۶۰ میلی‌متر) و درصد‌های مختلف آرماتور فولادی (۰/۶، ۱/۲ و ۱/۸ درصد) تحت بارگذاری‌های افزایشنده و رفت و برگشتی را مطالعه کردند [۱۴]. در سال ۲۰۱۷ افروز به مقاوم سازی دال‌های بتنی با ضخامت‌ها و محل‌های نصب مختلف HPFRCC پرداخت [۱۵]. کریشناراجا و کانداسامی مقاوم سازی آزمایشگاهی تیر بتنی به عرض ۱۰۰، ارتفاع ۱۵۰ و دهانه ۲۰۰۰ میلی‌متر با مصالح HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر با الیاف متفاوت را بررسی نمود که ترکیب الیاف PVA و فولادی منجر به بیشترین بار نهایی و شکل‌پذیری گردید [۱۶]. جایاناندا به مقاوم سازی آزمایشگاهی تیر بتنی به عرض ۱۵۰، ارتفاع ۲۰۰ و دهانه ۱۵۰۰ میلی‌متر با مصالح HPFRCC به ضخامت ۳۰ و ۷۰ میلی‌متر و ضخامت پوشش مختلف ۱۱ و ۳۱ میلی‌متر تحت بارگذاری دونقطه ای پرداخت [۱۷]. در سال ۲۰۱۸ ژانگ و همکاران مقاوم سازی آزمایشگاهی تیرهای بتن مسلح با لایه‌های HPFRCC و مطالعه‌ی الگوهای ترک خوردگی و انهدام آنها را در دستور کار قرار داد [۱۸]. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، مقاوم سازی اعضای خمشی با این مصالح توانمند به صورت گسترده‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. اما اثر متغیرهای مختلف بتن و HPFRCC بر رفتار این اعضای مقاوم سازی شده، کمتر مورد توجه بوده است. در این مقاله، بر مبنای یک کار آزمایشگاهی که توسط کوبایاشی و روکوگو انجام شده، روش‌های مختلف مقاوم سازی یک تیر بتنی با لایه‌های HPFRCC با مشخصات مختلف و اثر هر کدام از آنها بر ظرفیت این تیر مورد بررسی قرار می‌گیرد. تاثیر مقاومت فشاری و کششی و نیز ضخامت و طول مصالح تقویتی HPFRCC بر منحنی ظرفیت این تیرهای مقاوم سازی شده، الگوهای انهدام و تسلیم و نیز طول جاری شدن فولادهای کششی از جمله متغیرهایی است که در این پژوهش، بررسی می‌گردند [۱۹].

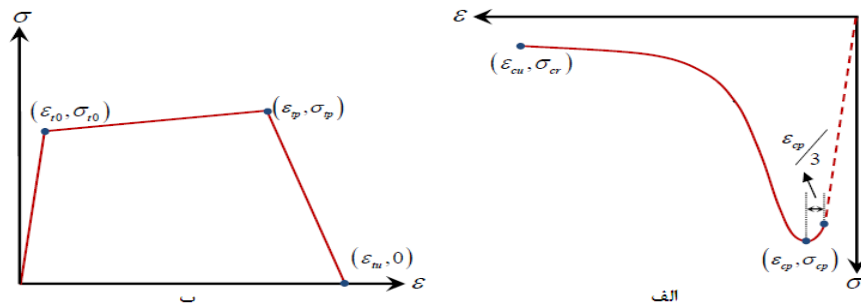
## ۲- مدل سازی و نرم افزار مورد استفاده

ابعاد و مشخصات تیر مورد بررسی در این مقاله در شکل (۲) نشان داده شده است. بارگذاری دو نقطه ای به تیرهایی به عرض مقطع ۱۰۰ و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر وارد شده و به صورت افزایشنده اعمال می‌گردد. کل طول تیر ۱۶۰۰ میلی‌متر و فاصله‌ی دو تکیه گاه مفصلی برابر ۱۴۰۰ میلی‌متر است. به علت تقارن، نیمی از سازه در این شکل نشان داده شده و مدل سازی گردیده است. در آزمایش مورد اشاره، یک بار تیر بتنی کامل تحت بارگذاری قرار گرفته و یک بار نیز بخشی از بتن قسمت تحتانی تیر برداشته شده و پس از مضرس نمودن با HPFRCC به صورت پاششی جایگزین گردیده است [۱۹].



شکل (۲) - ابعاد و مشخصات تیرهای مورد بررسی [۱۹]

برای مدل سازی بتن و مواد مرکب سیمانی از اجزای Solid و برای مدل سازی فولاد از اجزای Truss استفاده شده است. منحنی تنش-کرنش فشاری و کششی مصالح HPFRCC برای مدل سازی نیز در شکل (۳) ارائه شده است [۲۱]. برای مدل سازی این سازه‌ها از نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. بتن مدل سازی شده، دارای مقاومت‌های فشاری، کششی و ضریب کشسانی به ترتیب برابر ۲۵، ۲/۸ و ۲۸۰۰۰ مگاپاسکال است. کرنش نهایی فشاری بتن برابر ۰/۰۰۳۵ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت فشاری و کششی HPFRCC به ترتیب برابر ۲۴ و ۳/۵ مگاپاسکال، ضریب کشسانی آن معادل ۲۵۰۰۰ مگاپاسکال و کرنش نهایی کششی و فشاری به ترتیب برابر ۱/۳۵ و ۰/۰۶٪ منظور می‌گردد.



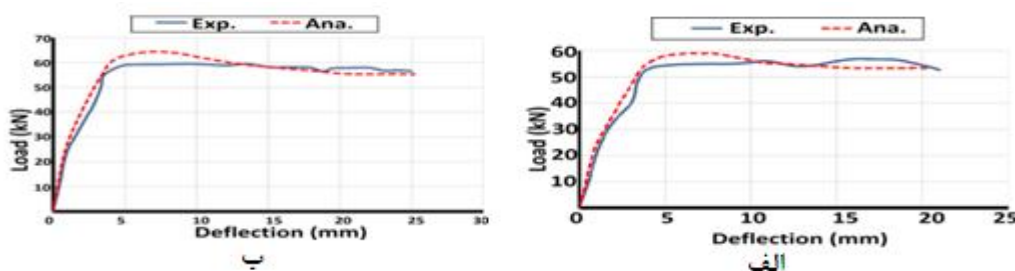
شکل (۳) - منحنی تنش-کرنش مصالح HPFRCC الف- فشاری ب- کششی [۲۱]

میلگردهای طولی و عرضی دارای تنش تسلیم ۳۹۰ و ۳۲۸ مگاپاسکال و تنش نهایی ۵۸۰ و ۴۹۲ مگاپاسکال بوده و ضریب کشسانی آنها ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته می‌شود. ماهیت و اجزای تشکیل دهنده بتن و HPFRCC بسیار به هم نزدیک هستند. از طرف دیگر مطالعات آزمایشگاهی متعدد بر روی رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم سازی شده با لایه‌های HPFRCC نشان داده که هیچ گونه جداسدگی بین این دو مصالح (در نقطه اتصال آنها) رخ نداده و تیر مقاوم سازی شده، به صورت یکپارچه تحت بارگذاری قرار گرفته و تا مرحله انهدام پیش رفته است. لذا اتصال بتن و HPFRCC نیز به صورت پیوستگی کامل منظور گردید [۲۲].

### ۳- صحت سنجی و معرفی مدل‌های تحلیلی

مش بندی به ابعاد ۱۰، ۲۰ و ۳۰ میلی‌متر برای مدل‌های تحلیلی انتخاب گردید که منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای آزمایشگاهی و نمونه‌های مدل سازی شده (مش به ابعاد ۳۰ در ۳۰ میلی‌متر) بیشترین تطابق را با منحنی آزمایشگاهی داشت و در شکل (۴) نشان داده شده است. همان گونه که در قسمت الف این شکل دیده می‌شود، بار

نهایی نمونه‌ی آزمایشگاهی و نمونه‌ی مدل‌سازی شده به ترتیب ۵۳ و ۵۸/۶۵ کیلو نیوتن است که اختلافی کمتر از ۱۰٪ را نشان می‌دهد. تغییر شکل نهایی این نمونه‌ها نیز به ترتیب ۲۱ و ۲۰/۲۳ میلی‌متر است که اختلاف آنها کمتر از ۴٪ است. البته منحنی ظرفیت آزمایشگاهی در تغییر شکل‌های حدود ۱۰ و ۱۷ میلی‌متر دارای یک فراز و سپس فرود است که عمدتاً ناشی از نحوه اعمال بار در آزمایشگاه می‌باشد. چون بارهای یکنواخت در آزمایشگاه به صورت مرحله‌ای به نمونه وارد می‌گردند و در پایان هر مرحله، زمانی برای ثبت چگونگی ترک‌خوردگی نمونه، صرف می‌شود و سپس بارگذاری مجدداً شروع می‌گردد. بنابراین این فراز و فرودها در منحنی‌های ظرفیت آزمایشگاهی به چشم می‌خورد. اما باید توجه داشت که آخرین افت که پس از بار بیشینه رخ می‌دهد، مربوط به از دست دادن مقاومت مقطع بتن مسلح و شروع انهدام آن است. منحنی نیرو- تغییر مکان تیر HPRC در آزمایشگاهی و نمونه‌ی مدل‌سازی شده در قسمت دوم این شکل نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، بار نهایی نمونه‌ی آزمایشگاهی و نمونه‌ی مدل‌سازی شده به ترتیب ۶۰ و ۶۳/۲۵ کیلو نیوتن است که اختلافی حدود ۵٪ را نشان می‌دهد. تغییر شکل نهایی این نمونه‌ها نیز به ترتیب ۲۵ و ۲۵/۳۸ میلی‌متر است که اختلاف آنها کمتر از ۲٪ است.



شکل (۴) - صحت سنجی الف) تیر بتن مسلح ب) تیر بتن مسلح با لایه‌ی تحتانی HPRC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر

بعد از صحت سنجی مدل تحلیلی با نمونه‌های آزمایشگاهی، تاثیر تغییر مقاومت فشاری و کششی بتن و مصالح HPRC، ضخامت ناحیه‌ی مقاوم سازی شده با HPRC و طول این ناحیه بر رفتار تیر بتنی مورد بررسی قرار گرفت. در این مدل‌ها یک بار مقاومت فشاری بتن تیر ۰/۷، ۰/۸۵، ۱/۱۵ و ۱/۲۵ برابر شده و یک بار نیز مقاومت کششی بتن در مقادیر مذکور ضرب شده‌اند. نام‌گذاری مدل‌های اجزای محدود، طوری انجام شده که بتوان از روی نام مدل، به نوع تغییرات انجام شده در مدل، نسبت به مدل آزمایشگاهی مبنا پی برد. نام مدل آزمایشگاهی مبنا با بتن معمولی NC انتخاب شده است. مصالح HPRC نیز با HP نشان داده شده است. نحوه‌ی نام‌گذاری مدل‌ها در جدول (۱) تشریح شده است. به عنوان نمونه مدل 30-HP-400 معرف مدلی است که ۳۰ میلی‌متر از بخش زیرین تیر بتن مسلح با مصالح HPRC جایگزین شده و طول این مصالح جایگزین نیز ۴۰۰ میلی‌متر (یک چهارم کل طول تیر و ۱۰۰ میلی‌متر بیشتر از فاصله‌ی بین دو بار متمرکز) است.

در این پژوهش، رسیدن منحنی ظرفیت تیر به ۸۵٪ ظرفیت بیشینه (بار نهایی) آن معیار توقف تحلیل‌ها است. اما در صورتی که شیب بخش نرم شوندگی منحنی ظرفیت کم باشد و رسیدن کرنش فشاری بتن به  $\epsilon_{cu} = 0.0035$  یا رسیدن کرنش فشاری HPRC به  $\epsilon_{cu} = 0.006$  یا رسیدن کرنش فولادهای کششی به  $\epsilon_{su} = 0.15$  پیش از رسیدن ظرفیت تیرها به ۸۵٪ بار نهایی آنها رخ دهد، از این معیارها برای توقف تحلیل استفاده می‌گردد.

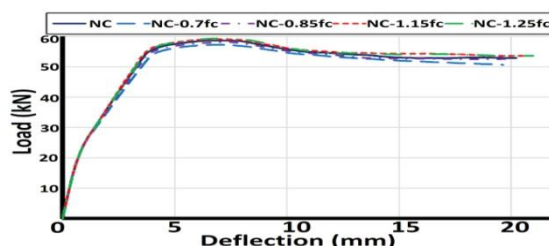
جدول (۱) - نحوه‌ی نام‌گذاری مدل‌های تحلیلی

نام مدل	توضیح
NC	تیر بتن مسلح
HP	تیر ترکیبی بتن و HPFRCC
0.7fc	مقاومت فشاری مدل، ۰/۷ برابر تیر صحت سنجی شده
0.7ft	مقاومت کششی مدل، ۰/۷ برابر تیر صحت سنجی شده
30-HP	ارتفاع ناحیه‌ی HPFRCC برابر ۳۰ میلی‌متر
HP-400	طول ناحیه‌ی HPFRCC برابر ۴۰۰ میلی‌متر

#### ۴- نتایج تحلیل

##### ۴-۱- اثر مقاومت فشاری

منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای بتنی با مقاومت‌های فشاری مختلف در شکل (۵) نشان داده شده است. در این مدل‌ها، پس از تسلیم میلگردهای فولادی کششی، انهدام در بتن فشاری تیر و بین دو بار متمرکز شروع شده و پس از رسیدن ظرفیت تیرها به ۰.۸۵٪ بار نهایی آنها، تحلیل متوقف گردید. تسلیم فولادهای کششی نیز در حدفاصل بین دو بار متمرکز رخ داده و طول بخش تسلیم شده، در لحظه‌ی انهدام حدود ۳۰۰ میلی‌متر است. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، تغییر در مقدار مقاومت فشاری بتن، اثر چندانی بر منحنی ظرفیت تیرها ندارد. بیشترین بار نهایی و شکل‌پذیری در تیر NC-1.25fc رخ می‌دهد که به ترتیب ۱/۱٪ و ۵٪ بیشتر از نمونه‌ی کنترل NC می‌باشد. به طور کلی می‌توان گفت که در این تیرها با افزایش مقاومت فشاری بتن، بار نهایی و شکل‌پذیری، زیاد می‌شود. خلاصه‌ای از نتایج تحلیل نیز در جدول (۲) ارائه شده است.



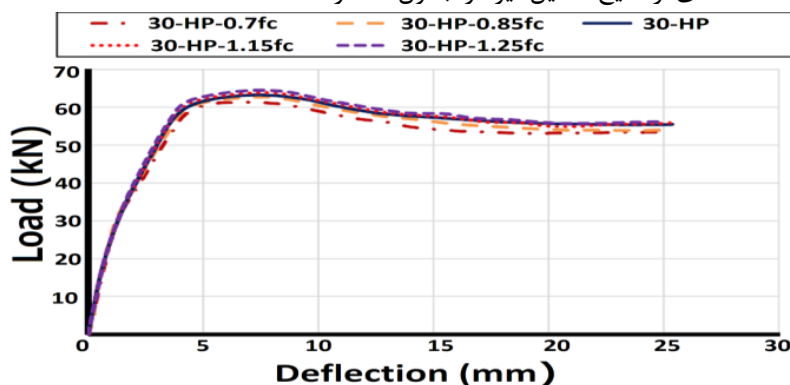
شکل (۵) - منحنی ظرفیت تیرهای بتنی با مقاومت‌های فشاری مختلف

جدول (۲) - خلاصه‌ای از نتایج تحلیل تیرهای بتنی با مقاومت‌های فشاری مختلف

نام مدل	$P_{cr}$ (kN)	$\delta_{cr}$ (mm)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$	$\frac{\mu}{\mu(NC)}$
NC	۱۷/۸	۰/۱۶	۵۳/۳۵	۳/۶۲	۵۸/۶۵	۲۰/۲۳	۵/۵۹	۱
NC-0.7fc	۱۶/۰۶	۰/۱۵۲	۵۳/۰۵	۳/۸۶	۵۷/۲۵	۱۹/۴۵	۵/۰۴	۰/۹
NC-0.85fc	۱۷/۷۱	۰/۱۵۸	۵۳/۲۳	۳/۷۸	۵۸/۱۴	۱۹/۶۶	۵/۲	۰/۹۳
NC-1.15fc	۱۷/۷۹	۰/۱۵۹	۵۳/۳۹	۳/۵۳	۵۹/۰۸	۲۰/۵۶	۵/۸۲	۱/۰۴
NC-1.25fc	۱۷/۸۱	۰/۱۶۱	۵۴/۲۹	۳/۵۷	۵۹/۳۱	۲۰/۹۸	۵/۸۸	۱/۰۵

منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای بتنی دارای لایه‌ی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و با مقاومت‌های فشاری مختلف در شکل (۶) نشان داده شده است. در این مدل‌ها نیز تحلیل با رسیدن منحنی ظرفیت تیرها به ۸۵ درصد

بار نهایی آنها پایان پذیرفت. در این مدل‌ها نیز تسلیم فولادهای کششی در بخش میانی رخ داده و طول آن در لحظه‌ی انهدام حدود ۴۲۰ میلی‌متر است که از فاصله بین دو بار متمرکز بیشتر و حدود ۱/۴ برابر آن است. بنابراین در این حالت، میلگردهای فولادی کرنش‌های بزرگ‌تری را تجربه می‌کنند که منجر به افزایش بار نهایی و شکل‌پذیری می‌شود. تغییر در مقدار مقاومت فشاری بتن و HPFRCC، اثر چندانی بر منحنی ظرفیت تیرها ندارد. بیشترین بار نهایی و شکل‌پذیری در تیر 30-HP-1.25fc رخ می‌دهد که به ترتیب ۱/۲٪ و ۰/۴٪ بیشتر از نمونه کنترل 30-HP می‌باشد. به طور کلی در این تیرها با افزایش مقاومت فشاری بتن و HPFRCC، بار نهایی و شکل‌پذیری زیاد می‌شود. خلاصه‌ای از نتایج تحلیل نیز در جدول (۳) ارائه شده است.

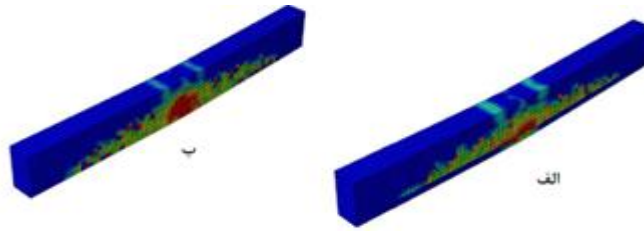


شکل (۶) - منحنی ظرفیت تیرهای بتنی با لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و مقاومت‌های فشاری مختلف

جدول (۳) - نتایج تحلیل تیرهای بتنی با لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و مقاومت‌های فشاری مختلف

نام مدل	$P_{cr}$ (kN)	$\delta_{cr}$ (mm)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$	$\frac{\mu}{\mu(NC)}$
30-HP	۱۸/۰۸	۰/۵۹	۶۱/۲۵	۴/۱۸	۶۳/۲۵	۲۵/۳۸	۶/۰۷	۱
30-HP-0.7fc	۱۷/۷۲	۰/۵	۵۲/۷۳	۴/۱۳	۶۱/۴	۲۴/۷۴	۵/۹۹	۰/۹۸
30-HP-0.85fc	۱۷/۹	۰/۵۳	۵۷/۵۴	۴/۱۶	۶۲/۴	۲۴/۹۶	۶	۰/۹۹
30-HP-1.15fc	۱۸/۱۳	۰/۵۸	۵۸/۸۳	۴/۰۸	۶۳/۸۱	۲۵/۴۷	۶/۲۴	۱/۰۳
30-HP-1.25fc	۱۸/۲	۰/۵۹	۵۹/۰۳	۴/۰۵	۶۴/۰۵	۲۵/۶۳	۶/۳۲	۱/۰۴

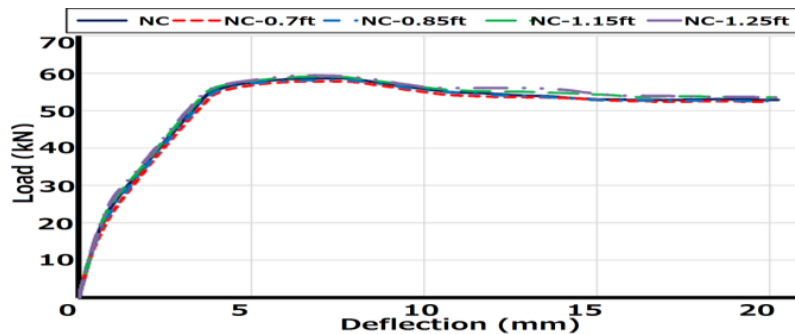
با مقایسه‌ی شکل‌های (۵) و (۶) و مقادیر ارائه شده در جدول‌های (۳) و (۴) مشخص می‌شود که استفاده از یک لایه‌ی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر در وجه کششی تیر، باعث افزایش بار نهایی و شکل‌پذیری به میزان ۷/۸۴٪ و ۸/۶٪ نسبت به تیر بتن معمولی می‌گردد. اما در هر دو مورد، افزایش ظرفیت چندانی نسبت به دو تیر مینا (NC و 30-HP) رخ نمی‌دهد. چگونگی خسارت کششی این تیرها نیز در شکل (۷) با هم مقایسه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، خسارت کششی در نمونه‌ی بتنی، از پایین‌ترین بخش بتن کششی شروع شده و به سمت بالا و طرفین وسط دهانه گسترش می‌یابد. اما در تیر بتنی دارای لایه‌ی تحتانی HPFRCC، این خسارت کششی از بالای لایه‌ی HPFRCC (بتن معمولی) آغاز می‌شود و به سمت بالا و طرفین و سپس به سمت پایین گسترش پیدا می‌کند. علت این موضوع آن است که مصالح HPFRCC به سبب ساز و کار پل زدن الیاف، دارای کرنش کششی نهایی بزرگ‌تری نسبت به بتن معمولی است. بنابراین بتن کششی بالای آن، هر چند کرنش‌های کوچک‌تری را متحمل می‌شود اما این کرنش‌ها از کرنش کششی نهایی بتن معمولی فراتر رفته و اولین ترک‌ها در این لایه رخ می‌دهد.



شکل (۷) - مقایسه‌ی خسارت کششی تیرهای الف) بتنی با لایه‌ی تحتانی HPFRCC (ب) بتنی معمولی

#### ۲-۴- اثر مقاومت کششی

منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای بتنی با مقاومت‌های کششی مختلف در شکل (۸) نشان داده شده است. در این مدل‌ها نیز معیار رسیدن ظرفیت تیرها به ۸۵ درصد بار نهایی برای توقف تحلیل بکار برده شد و الگوی انهدام آنها مشابه حالت‌های قبلی است. تسلیم فولادهای کششی نیز در حدفاصل بین دو بار متمرکز رخ داده و طول تسلیم شدگی در لحظه‌ی انهدام حدود ۳۰۰ میلی‌متر است. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، تغییر در مقدار مقاومت کششی بتن نیز اثر چندانی بر منحنی ظرفیت تیرها ندارد. بیشترین بار نهایی و شکل‌پذیری در تیر NC-1.25ft رخ می‌دهد که به ترتیب ۱/۳٪ و ۰/۵٪ بیشتر از نمونه‌ی کنترل (NC) است. به طور کلی می‌توان گفت که در این تیرها با افزایش مقاومت کششی بتن، بار نهایی و شکل‌پذیری زیاد می‌شود. ضمناً تاثیر افزایش مقاومت کششی بتن در شکل‌پذیری این تیرهای بتن آرمه، بیشتر از اثر مقاومت فشاری می‌باشد. خلاصه‌ای از نتایج تحلیل نیز در جدول (۴) ارائه شده است.



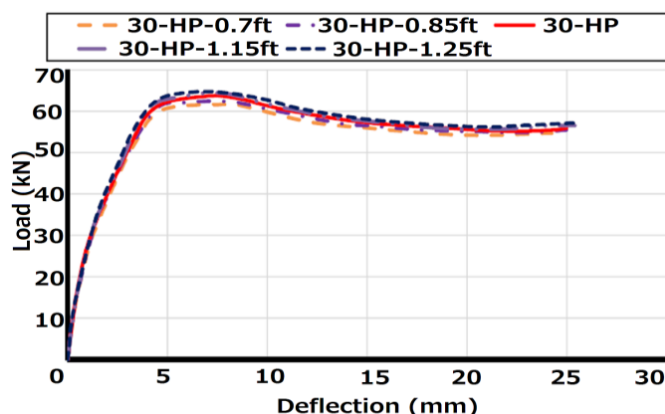
شکل (۸) - منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای بتنی با مقاومت‌های کششی مختلف

جدول (۴) - خلاصه‌ای از نتایج تحلیل تیرهای بتنی با مقاومت‌های کششی مختلف

نام مدل	$P_{cr}$ (kN)	$\delta_{cr}$ (mm)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$	$\frac{\mu}{\mu(NC)}$
NC	۱۷/۸	۰/۶	۵۳/۳۵	۳/۶۲	۵۸/۶۵	۲۰/۲۳	۵/۵۹	۱
NC-0.7ft	۱۲/۲۶	۰/۴	۵۲/۶۵	۳/۷۱	۵۷/۵۶	۱۹/۹۴	۵/۳۷	۰/۹۶
NC-0.85ft	۱۴/۶۳	۰/۴۷۵	۵۲/۹۳	۳/۵۸	۵۸/۲۱	۱۹/۹۷	۵/۵۸	۰/۹۹
NC-1.15ft	۱۸/۳۱	۰/۵۹	۵۴/۱۲	۳/۵۹	۵۹/۱۶	۲۰/۱	۵/۶	۱/۰۰۱
NC-1.25ft	۲۱/۰۷	۰/۶۹	۵۴/۶۲	۳/۶	۵۹/۴۴	۲۰/۲۴	۵/۶۲	۱/۰۰۵



منحنی نیرو-تغییرمکان تیرهای بتنی دارای لایه‌ی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و با مقاومت‌های کششی مختلف در شکل (۹) نشان داده شده است. در این مدل‌ها نیز معیار رسیدن ظرفیت تیرها به ۸۵ درصد بار نهایی برای توقف تحلیل بکار برده شد. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، تغییر در مقدار مقاومت کششی بتن و HPFRCC، اثر چندانی بر منحنی ظرفیت تیرها ندارد. بیشترین بار نهایی و شکل‌پذیری در تیر مقاوم سازی شده‌ی 30-HP-1.25ft رخ می‌دهد که به ترتیب ۱/۷٪ و ۵٪ بیشتر از نمونه‌ی کنترل (30-HP) می‌باشد. به طور کلی می‌توان گفت که در این تیرها با افزایش مقاومت کششی بتن و HPFRCC، بار نهایی و شکل‌پذیری زیاد می‌شود. خلاصه‌ای از نتایج تحلیل نیز در جدول (۵) ارائه شده است.



شکل (۹) - منحنی ظرفیت تیرهای بتنی با لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و مقاومت‌های کششی مختلف

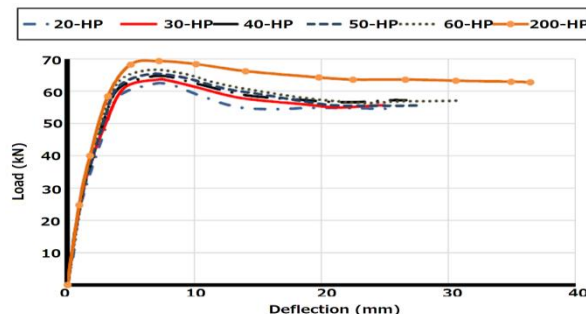
جدول (۵) - نتایج تحلیل تیرهای با لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و مقاومت‌های کششی مختلف

نام مدل	$P_{cr}$ (kN)	$\delta_{cr}$ (mm)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$	$\frac{\mu}{\mu(NC)}$
30-HP	۱۸/۰۸	۰/۵۹	۶۱/۲۵	۴/۱۸	۶۳/۲۵	۲۵/۳۸	۶/۰۷	۱
30-HP-0.7ft	۱۴/۹۳	۰/۵	۵۷/۸۲	۴/۲	۶۱/۷۳	۲۵/۰۲	۵/۹۶	۰/۹۸
30-HP-0.85ft	۱۵/۳۵	۰/۵	۵۹/۵۴	۴/۲۱	۶۲/۴۴	۲۵/۱۹	۵/۹۸	۰/۹۹
30-HP-1.15ft	۱۸/۴۹	۰/۵۹	۶۰/۵۵	۴/۱۲	۶۳/۷۹	۲۵/۴	۶/۱۷	۱/۰۲
30-HP-1.25ft	۱۸/۷۴	۰/۵۹	۶۰/۸۵	۴	۶۴/۳۶	۲۵/۴۷	۶/۳۶	۱/۰۵

#### ۳-۴- اثر ضخامت لایه‌ی HPFRCC

منحنی ظرفیت تیرهای دارای لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت‌های ۲۰، ۳۰ (مدل مبنا)، ۴۰، ۵۰، ۶۰ و ۲۰۰ (مقطع کامل HPFRCC) میلی‌متر در شکل (۱۰) نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، با افزایش ضخامت لایه‌ی تحتانی HPFRCC، بار نهایی و شکل‌پذیری مدل‌ها افزایش می‌یابد. تیر با مقطع کامل HPFRCC دارای بیشترین بار نهایی و شکل‌پذیری است که به ترتیب ۱/۰۹ و ۱/۳۹ برابر مدل مبنا می‌باشد. خلاصه‌ای از نتایج تحلیل نیز در جدول (۶) ارائه می‌گردد. در مدل 200-HP که تمام مقطع از مصالح HPFRCC تشکیل شده، توقف تحلیل با رسیدن کرنش در میلگردهای فولادی کششی به مقدار ۰/۱۵ (کرنش نهایی فولاد) صورت گرفت. به عبارت دیگر در مدلی که به طور کامل از مصالح HPFRCC تشکیل شده، این مصالح می‌تواند یکپارچگی خود را تحت بارگذاری وارده حفظ نماید و خردشدگی فشاری در آن رخ ندهد. بنابراین فولادهای کششی به مرز کرنش نهایی فولاد رسیده و رفتاری کاملاً شکل‌پذیر مشاهده می‌گردد. در این حالت طول

تسلیم میلگردهای فولادی حدود ۴۸۰ میلی‌متر است که حدود ۱/۶ برابر فاصله‌ی بین دو بار متمرکز می‌باشد. اما در سایر مدل‌ها به علت انهدام فشاری بتن و تسلیم میلگردهای فولادی، معیار رسیدن ظرفیت تیرها به ۸۵ درصد بار نهایی برای توقف تحلیل بکار برده شد. باید توجه داشت که با افزایش ضخامت لایه‌ی تقویتی HPCRCC از ۳۰ به ۶۰ میلی‌متر، بار نهایی و شکل‌پذیری این مدل‌ها افزایش می‌یابد.



شکل (۱۰) - منحنی ظرفیت تیرهای بتنی دارای لایه‌ی تحتانی HPCRCC به ضخامت‌های مختلف

جدول (۶) - خلاصه‌ای از نتایج تحلیل تیرهای با لایه‌ی تحتانی HPCRCC به ضخامت‌های مختلف

نام مدل	$P_{cr}$ (kN)	$\delta_{cr}$ (mm)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$	$\frac{\mu}{\mu(NC)}$
30-HP	۱۸/۰۸	۰/۵۹	۶۱/۲۵	۴/۱۸	۶۳/۲۵	۲۵/۳۸	۶/۰۷	۱
20-HP	۱۴/۹۳	۰/۵	۵۸/۳۵	۴/۰۲	۶۱/۷۳	۲۴/۰۸	۵/۹۹	۰/۹۸
40-HP	۱۵/۳۵	۰/۵	۶۱/۴۵	۴/۲	۶۲/۴۴	۲۷/۱۴	۶/۴۶	۱/۰۶
50-HP	۱۸/۴۹	۰/۵۹	۶۱/۶۳	۴/۲۲	۶۳/۷۹	۲۸/۰۱	۶/۶۳	۱/۰۹
60-HP	۱۸/۷۴	۰/۵۹	۶۳/۹	۴/۲۷	۶۴/۳۶	۳۰/۶۳	۷/۱۷	۱/۱۸
200-HP	۲۱/۴۳	۰/۷۶	۶۵/۱۳	۴/۳	۶۹/۱۹	۳۶/۴	۸/۴۶	۱/۳۹

هر چند که مقاومت فشاری بتن مورد استفاده در این نمونه‌ها بیشتر از مقاومت فشاری HPCRCC می‌باشد، اما تیرهای دارای لایه‌ی HPCRCC بار نهایی بیشتری نسبت به نمونه کاملاً بتنی تحمل کرده‌اند. از طرف دیگر با افزایش ضخامت این لایه، بار نهایی تیر هم افزایش یافته است. همان‌گونه که در شکل (۱۱) نشان داده شده، به نظر می‌رسد که در صورت استفاده از لایه‌ی HPCRCC (به ضخامت محدود یا کل ارتفاع)، ارتفاع تار خنثی مقطع C افزایش یافته و سبب افزایش لنگر مقاوم و در نتیجه افزایش بار نهایی تیر می‌گردد. این اثر افزایشی به حدی است که می‌تواند اثر کهنده‌ی HPCRCC تحت کشش بر لنگر مقاوم تیر را جبران نموده و در کل سبب افزایش لنگر مقاوم آن گردد [۲۳]. عمق بلوک تنش فشاری معادل ( $a = \beta_1 c$ ) و لنگر مقاوم یک مقطع HPCRCC ( $M_r$ ) نشان داده شده در شکل (۱۱) تحت خمش، از روابط (۱) و (۲) محاسبه می‌شوند.

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y + \sigma_{0t} b h}{\alpha f_c' b + \sigma_{0t} \frac{b}{\beta_1}} = \beta_1 c \quad \text{رابطه (۱)}$$

$$M_r = \alpha f_c' a b \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') - \sigma_{0t} b (h - c) \left[ \left( \frac{h - c}{2} \right) - (h - d) \right] \quad \text{رابطه (۲)}$$

که در این معادله  $f_c'$  مقاومت فشاری HPCRCC،  $b$  عرض مقطع،  $f_y$  تنش تسلیم آرماتور،  $A_s$  مساحت فولادهای کششی،  $A_s'$  مساحت فولادهای فشاری،  $\sigma_{0t}$  مقاومت کششی HPCRCC،  $h$  ارتفاع عضو و  $d$  ارتفاع

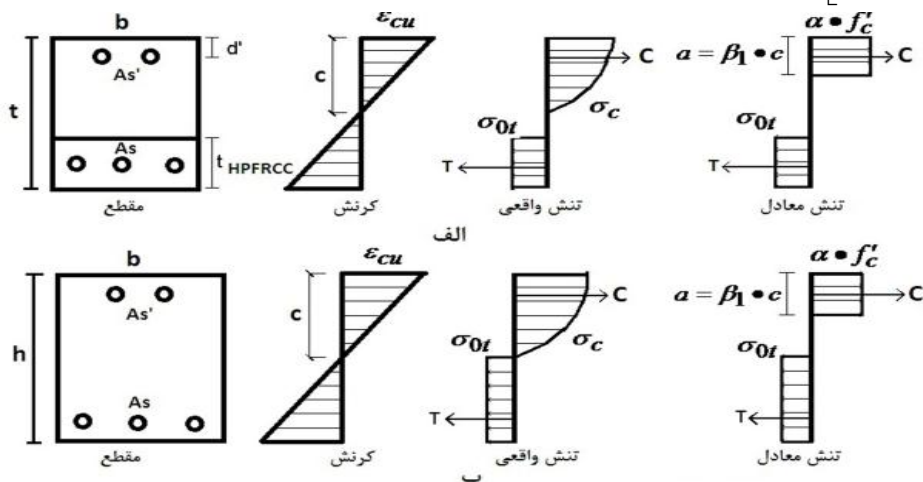
موثر عضو می‌باشند. علاوه بر آن، عمق بلوک تنش فشاری معادل و لنگر مقاوم یک مقطع بتن مسلح با لایه HPFRCC کششی تحت خمش از روابط (۳) و (۴) محاسبه می‌شود.

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85f'_c b} + \frac{\sigma_{0t}bt_{HPFRCC}}{0.85f'_c b} = \beta_1 c \quad \text{رابطه (۴)}$$

$$M_r = 0.85f'_c ab \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') - \sigma_{0t} b t_{HPFRCC} \left[ \frac{t_{HPFRCC}}{2} - (t - d) \right] \quad \text{رابطه (۵)}$$

همان‌گونه که در این مجموعه معادلات مشخص است، استفاده از HPFRCC در بخش پایینی تیر بتن مسلح معمولی سبب افزایش عمق بلوک تنش فشاری معادل ( $a = \beta_1 c$ ) شده که این افزایش نیز به نوبه خود سبب افزایش لنگر مقاوم مقطع می‌گردد. باید توجه داشت که در این حالت اثر افزایشده ( $a = \beta_1 c$ ) از اثر کاهشده عبارت

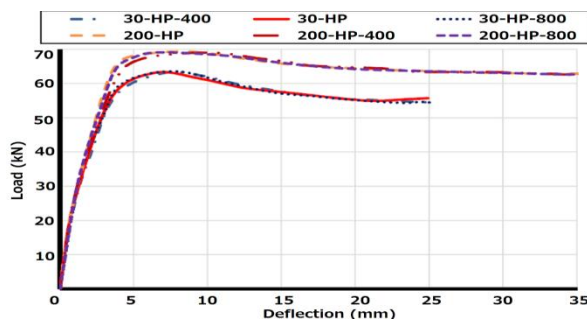
( $\sigma_{0t} b t_{HPFRCC} \left[ \frac{t_{HPFRCC}}{2} - (t - d) \right]$ ) بیشتر است.



شکل (۱۱) - توزیع تنش و کرنش در یک مقطع خمشی الف) بتنی با لایه تحتانی HPFRCC ب) HPFRCC کامل [۲۳]

#### ۴-۴- اثر طول ناحیه ی HPFRCC

شش مدل که طول این ناحیه در آنها ۴۰۰، ۸۰۰ و ۱۲۰۰ میلی‌متر و ضخامت آن ۳۰ میلی‌متر (مدل مینا) و ۲۰۰ میلی‌متر (مقطع HPFRCC کامل) است، در نظر گرفته می‌شود. مقاومت کششی و فشاری بتن و HPFRCC نیز برابر مدل آزمایشگاهی منظور می‌گردد. منحنی ظرفیت تیرهای فوق در شکل (۱۲) نشان داده شده است. خلاصه‌ای از نتایج تحلیل این مدل‌ها نیز در جدول (۷) ارائه می‌شود. در سه مدل 200-HP-400، 200-HP-800 و 200-HP-400 که تمام مقطع از مصالح HPFRCC تشکیل شده، توقف تحلیل با رسیدن کرنش در میلگردهای فولادی کششی به مقدار ۰/۱۵ صورت گرفت. اما در سایر مدل‌ها معیار رسیدن ظرفیت تیرها به ۸۵ درصد بار نهایی برای توقف تحلیل بکار برده شد.



شکل (۱۲) - منحنی ظرفیت تیرهای بتنی دارای لایه ی HPFRCC با طول‌های مختلف HPFRCC

جدول (۷) - نتایج تحلیل تیرهای بتنی دارای لایه‌ی HPFRCC با طول‌های مختلف HPFRCC

نام مدل	$P_{cr}$ (kN)	$\delta_{cr}$ (mm)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$	$\frac{\mu}{\mu(NC)}$
30-HP	۱۸/۰۸	۰/۵۹	۶۱/۲۵	۴/۱۸	۶۳/۲۵	۲۵/۳۸	۶/۰۷	۱
30-HP-400	۱۵/۶۲	۰/۵	۶۱/۸۶	۴/۱۹	۶۱/۷۳	۲۵/۳۱	۶/۰۴	۰/۹۹
30-HP-800	۱۵/۶۶	۰/۵	۶۱/۷۷	۴/۲	۶۲/۷۱	۲۵/۳۷	۶/۰۴	۰/۹۹
200-HP	۲۱/۴۳	۰/۷۶	۶۵/۱۳	۴/۳	۶۹/۱۹	۳۶/۴	۸/۴۶	۱/۳۹
200-HP-400	۱۹/۰۹	۰/۶	۶۳/۰۵	۴/۲۹	۶۸/۹۱	۳۶/۲۹	۸/۴۵	۱/۳۹
200-HP-800	۲۰/۱۲	۰/۶	۶۴/۹۴	۴/۳	۶۹/۱۵	۳۶/۳۸	۸/۴۶	۱/۳۹

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، تغییر طول مصالح HPFRCC در این مدل‌ها، اثر محسوسی بر ظرفیت آنها ندارد و چنین به نظر می‌رسد که عمده‌ی ترک‌خوردگی‌ها و خسارات کششی در طول ۴۰۰ میلی‌متر وسط دهانه اتفاق می‌افتد. از آنجایی که فاصله‌ی بین دو بار متمرکز نیز ۳۰۰ میلی‌متر است، چنین به نظر می‌رسد که به جای تقویت کل طول تیر با این مصالح توانمند، می‌توان بخشی از قسمت تحتانی آن را با HPFRCC جایگزین نمود.

#### ۵- نتیجه‌گیری

- ۱- افزایش مقاومت فشاری بتن و HPFRCC سبب افزایش بار نهایی و شکل‌پذیری به میزان کمتر از ۵٪ می‌شود.
- ۲- در تیرهای بتنی و تیرهای ترکیبی دارای لایه‌ی HPFRCC بیشتر از ۲۰ میلی‌متر و نیز تیرهای HPFRCC کامل، اولین ترک‌های کششی در پایین‌ترین وجه تیر تشکیل می‌شوند اما در تیر ترکیبی دارای لایه‌ی تحتانی HPFRCC به ضخامت ۲۰ میلی‌متر، اولین ترک‌های کششی در بتن بالای لایه‌ی تقویتی رخ می‌دهد.
- ۳- افزایش ضخامت لایه‌ی HPFRCC تحتانی سبب افزایش نیروی نهایی و شکل‌پذیری تیرها می‌گردد. به گونه‌ای که تیرهای HPFRCC کامل، بیشترین ظرفیت را داشته و نیروی نهایی و شکل‌پذیری آنها به ترتیب برابر ۱/۱۷ و ۱/۵۱ تیر بتنی مینا می‌باشد. این در حالی است که مقاومت فشاری HPFRCC مورد استفاده، از بتن معمولی کمتر بوده است.
- ۴- افزایش طول لایه‌ی تحتانی HPFRCC به بیش از ۴۰۰ میلی‌متر اثر چندانی بر ظرفیت تیرهای مدل‌سازی شده ندارد. تاثیر این افزایش طول بر ظرفیت مدل‌های مورد بررسی کمتر از ۵٪ بود.
- ۵- استفاده از مصالح HPFRCC سبب افزایش طول جاری شدگی آرماتورهای طولی می‌گردد. به گونه‌ای که از حدود ۳۰۰ میلی‌متر در تیر بتن آرمه‌ی مرجع به حدود ۴۲۰ میلی‌متر در تیرهای ترکیبی بتن و HPFRCC تحتانی رسیده و در تیرهای HPFRCC کامل به حدود ۴۸۰ میلی‌متر می‌رسد.

#### مراجع

- [1] Naaman, A.E., and Reinhardt, H.W., (2003), *High performance fiber reinforced cement composites, HPFRCC- 4, France.*
- [2] Li, V.C., (2007), *Engineered cementitious composites (ECC)-material, structural, and durability performance, University of Michigan, Ann Arbor, MI 48109.*
- [3] JSCE, (2008), *Recommendations for design and construction of high performance fiber reinforced cement composites.*
- [4] Qian, S., and Li, V.C., (2007), *Simplified inverse method for determining the tensile strain capacity of strain hardening cementitious composites, Journal of Advanced Concrete Technology, 5(2): 235-246.*

- [5] Martinola, G., Meda, A., Plizzari, G.A., Rinaldi, Z. (2007), *An application of high performance fiber reinforced cementitious composites for RC beam strengthening*.
- [6] Kim, J.J., Lim, Y.M., Won, J.P., Park, H.G., Lee, M.S. (2007), *Shear capacity and failure behavior of DFRCC repaired RC beams at tensile region, FRPRCS-8, Greece*.
- [7] Yang, H.J., Kim, J.S., Kim, S.H., Yun, H.D. (2012). *Flexural performance of reinforced concrete beams with a layer of expansive strain-hardening cement based composite (SHCC), 15WCEE, Portugal*.
- [8] Ferrari, V., Hanai, J., Souza, R. (2013), *Flexural strengthening of reinforced concrete beams using high performance fiber reinforcement cement-based composite (HPFRCC) and carbon fiber reinforced polymers (CFRP), Construction and Building Materials, 48: 485-498*.
- [9] Muhaxheri, M. (2014), *Behavior of coupling beams retrofitted with advanced cementitious composites: experiments and modeling, PhD Thesis, Milan University*.
- [10] Chao, C.G., Kim, Y.Y., Feo, L., Hui, D. (2014), *Cyclic responses of reinforced concrete composite columns strengthened in the plastic hinge region by HPFRC mortar, Composite Structures, 94: 2246-2253*.
- [۱۱] خرم، نگین، شربتدار، محمد کاظم، (۱۳۹۳)، بررسی تقویت خمشی دال‌های ضعیف بتن آرمه با لایه‌های متفاوت کامپوزیت‌های الیافی توانمند"، تحقیقات بتن، سال هفتم، ۲: ۸۱-۹۱.
- [12] Esmaeeli, E. (2015), *Development of hybrid composite plate (HCP) for strengthening and repair of RC structures, PhD Dissertation, University of Minho.*
- [13] Hemmati, A., Kheyroddin, A., Sharbatdar, M.K., Park, Y., Abolmaali, A., (2016), *Ductile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames, Construction and Building Materials, 115: 681-689*.
- [14] Khalil, A.H., Etman, E., Atta, A., Essam, M., (2017), *Nonlinear behavior of RC beams strengthened with strain hardening cementitious composites subjected to monotonic and cyclic loads, Alexandria Engineering Journal, 55 :1483-1496*.
- [۱۵] افروزنیا، محمد، (۱۳۹۶)، بررسی آزمایشگاهی مقاوم سازی دال‌های ضعیف بتن آرمه یک طرفه با استفاده از ورقه‌های بتن توانمند الیافی پیش ساخته"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه سمنان.
- [16] Krishnaraja, A.R., Kandasamy, S. (2017), *Flexural performance of engineered cementitious composite layered reinforced concrete beams, Archives of Civil Engineering, LXIII(4): 173-189*.
- [17] Jayananda, N. (2017), *Flexural behavior of reinforced concrete beams with a layer of SHCC in the tension zone, MSc Thesis, Delft University of Technology*.
- [18] Zhang, Y., Ueda, N., Nakamura, H., Kunieda, M. (2018), *Behavior investigation of reinforced concrete members with flexural strengthening using strain hardening cementitious composites, ACI Structural Journal, 114(2): 417-426*.
- [19] Kobayashi, K., Rokugo, K. (2013), *Mechanical performance of corroded RC member repaired by HPFRCC patching, Construction and Building Materials, 39: 139-147*.
- [20] Help of ABAQUS, (2008), *Getting started with ABAQUS*.
- [21] Gencturk B., and Elnashai A.S. (2012), *Numerical modeling and analysis of ECC structures, materials and structures, 46(4): 663-682*.
- [22] Hemmati, A., Kheyroddin, A., and Sharbatdar, M.K., (2015), *Plastic hinge rotation capacity of reinforced HPFRCC beams, Journal of Structural Engineering (ASCE), 141 (2)*.
- [23] Hemmati, A., Kheyroddin, A., and Sharbatdar, M.K., (2014), *Proposed equations for estimating the flexural characteristics of reinforced HPFRCC beams, Iranian Journal of Science and Technology IJST, Transactions of Civil Engineering, 38 (C2): 395-407*.

# Behavior of Reinforced Concrete Beam Strengthened by HPFRCC Material

*Ali Hemmati\**

*Assistant Professor, Seismic Geotechnical and High Performance Concrete Research Center, Department of Civil Engineering, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran*

*Samira Ezzoddin*

*MSc, Department of Civil Engineering, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran*

## **Abstract**

*High performance fiber reinforced cementitious composites (HPFRCC) are cement matrices with strain hardening behavior under tension loading. In these composites, the cement mortar with only fine aggregates is reinforced by random distributed fibers. In this material, multiple cracking in the HPFRCC occurs due to bridging mechanism of the fibers and subsequently, the strain hardening behavior is observed. In this paper, based on an experimental work, HPFRCC layers with different thicknesses and different lengths are used in lieu of normal concrete. Compressive and tensile strengths of the HPFRCC material are variable in these analytical models too. Finite element approach is used to investigate the effect of these parameters on the capacity of the reinforced concrete beam. Results show that increasing the compressive and tensile strength of the HPFRCC layers concludes to more final load and more ductility of the analytical beams. But this increasing effect is not significant. Moreover, increasing the thickness and length of the HPFRCC material concludes to more final load and more ductility in the retrofitted models. The ductility of the full HPFRCC beam is about 1.39 times more than that of the reinforced concrete beam.*

**Key words:** *Retrofitting, Reinforced Concrete Beam, HPFRCC, Ductility, Ultimate Load.*